

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA  
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**EVALUACIÓN DE TÉCNICAS DE REFUERZO EN  
COLUMNAS DE PUENTES CARRETEROS MEDIANTE  
CURVAS DE FRAGILIDAD**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
**MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

P R E S E N T A:

**CÉSAR CRUZ MARTÍNEZ**

DIRECTORA DE TESIS:

**DRA. MARÍA DE LA CONSOLACIÓN TRINIDAD JUANA GOMEZ  
SOBERÓN**

CODIRECTOR

**DR. DAVID DE LEÓN ESCOBEDO**

MÉXICO, D.F. JULIO DE 2017

# **Agradecimientos**

# Índice

## Contenido

<b>1</b>	<b>Introducción .....</b>	<b>10</b>
1.1	INTRODUCCIÓN .....	10
1.2	ANTECEDENTES.....	10
1.2.1	Sismo de Loma Prieta (1989).....	11
1.2.2	Sismo de Northridge (1994).....	12
1.2.3	Sismo de Kobe (1995) .....	13
1.3	JUSTIFICACIÓN .....	14
1.4	OBJETIVOS .....	15
1.4.1	Objetivo general .....	15
1.4.2	Objetivos particulares .....	16
1.5	ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.....	16
<b>2</b>	<b>Daños en puentes y uso de curvas de fragilidad .....</b>	<b>18</b>
2.1	INTRODUCCIÓN .....	18
2.2	DAÑO ESTRUCTURAL .....	19
2.2.1	Definición .....	19
2.2.2	Causas de daño .....	19
2.2.3	Daños de puentes en sismos recientes.....	19
2.3	VULNERABILIDAD, PELIGRO Y RIESGO SÍSMICO.....	20
2.3.1	Definiciones .....	20
2.4	CURVAS DE FRAGILIDAD .....	21
2.4.1	Definición y métodos de obtención de curvas de fragilidad.....	21
2.4.2	Métodos basados en observaciones de campo.....	22
2.4.3	Métodos experimentales.....	24
2.4.4	Métodos basados en opinión de expertos .....	24
2.4.5	Métodos analíticos .....	25
<b>3</b>	<b>Descripción del puente y características de sitio .....</b>	<b>28</b>
3.1	INTRODUCCIÓN .....	28
3.1.1	Clasificación de acuerdo a su tamaño .....	28
3.1.2	Clasificación de acuerdo al tipo estructural.....	28
3.1.3	Clasificación de acuerdo a su importancia .....	29
3.1.4	Clasificación de acuerdo a su resistencia lateral .....	29
3.1.5	Clasificación de acuerdo a su geometría .....	30
3.2	ESTRUCTURACIÓN DE PUENTES .....	31
3.2.1	Superestructura.....	31
3.2.2	Subestructura.....	32
3.3	CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE MOTÍN DE ORO .....	32
3.4	CARACTERÍSTICAS DE SITIO .....	34
<b>4</b>	<b>Curvas de fragilidad de la estructura original.....</b>	<b>35</b>
4.1	INTRODUCCIÓN .....	35
4.2	MODELO DEL PUENTE CON EL SOFTWARE RUAUMOKO EN 3D .....	36

4.2.1	Modelo de Takeda .....	37
4.3	SIMULACIONES POR MONTE CARLO .....	39
4.3.1	Orígenes del método de Monte Carlo .....	39
4.3.2	Características del método de Monte Carlo.....	40
4.3.3	Variables aleatorias.....	40
4.4	DIAGRAMA DE INTERACCIÓN Y MOMENTO CURVATURA .....	41
4.5	CARACTERÍSTICAS DE LOS ACELEROGRAMAS PARA SIMULACIÓN DE CARGAS EVENTUALES.....	45
4.6	ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS .....	45
4.7	CURVAS DE FRAGILIDAD.....	47
<b>5</b>	<b>Curvas de fragilidad en pilas con diferentes niveles de degradación.....</b>	<b>54</b>
5.1	INTRODUCCIÓN .....	54
5.1.1	Fallas por deformación plástica .....	55
5.1.2	Fallas por deformación inelástica .....	57
5.1.3	Fallas por pandeo.....	58
5.1.4	Falla por fatiga.....	62
5.1.5	Fallas por fluencia .....	63
5.1.6	Fallas por corrosión .....	63
5.1.7	Fallas por fractura.....	64
5.2	DEGRADACIÓN EN LA SUBESTRUCTURA DEL PUENTE MOTÍN DE ORO.....	65
5.3	DEGRADACIÓN DEL CONCRETO REFORZADO .....	65
<b>6</b>	<b>Curvas de fragilidad para puentes con diferentes técnicas de encamisado .....</b>	<b>71</b>
6.1	INTRODUCCIÓN .....	71
6.2	ANTECEDENTES DE REHABILITACIÓN EN PUENTES.....	72
6.3	TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN.....	75
6.3.1	Encamisado de acero .....	76
6.3.2	Encamisado de concreto.....	80
6.3.3	Encamisado de fibras de carbono (CFRP) para rehabilitación de pilas.....	81
<b>7</b>	<b>Conclusiones.....</b>	<b>85</b>
	<b>Referencias.....</b>	<b>86</b>
	<b>Anexo I .....</b>	<b>91</b>

## Lista de figuras

Figura 1. 1. Efecto del terremoto de Loma Prieta, colapso de cubierta superior y falla de columnas “Cypress Viaduct” (Foto: USGS Earthquake Hazard Program).....	12
Figura 1. 2. Daños presentados durante el sismo de Northridge 1994 (Foto: U.S. Geological Survey). .....	13
Figura 1. 3. Colapso de la autopista Hanshin Expressway durante el sismo de Kobe en 1995 (Foto: Yamanouchi Yasuo). .....	14
Figura 2. 1. Curva de fragilidad de puentes típicos en el sismo de Northridge (Desroches R. 2003). .....	22
Figura 2. 2. Curvas de fragilidad obtenidas a partir de los daños observados en el sismo de Kobe (Yamaguchi y Yamazaki, 2000).....	24
Figura 2. 3. Esquema representativo para obtención de curvas de fragilidad mediante métodos probabilistas (Bonett R, 2003).....	27
Figura 3. 1. Puentes simplemente apoyados, puentes continuos, puentes tipo Gerber. (ANIPPAC, 2002).....	29
Figura 3. 2. Puentes irregulares en planta y elevación (ANIPPAC, 2002). .....	31
Figura 3. 3. Elementos que forman la subestructura y subestructura de un puente.....	31
Figura 3. 4. Localización del puente Motín de Oro (García Tzintzún UMSNH). .....	32
Figura 3. 5. Sección transversal de la viga del Puente Motín de Oro. ....	33
Figura 3. 6. Configuración del Puente Motín de Oro (García Tzintzún UMSNH). .....	33
Figura 3. 7. Vista en elevación Motín de Oro. ....	33
Figura 4. 1. Modelo del puente Motín de Oro, realizado en SAP2000.....	35
Figura 4. 2. Modelo del Puente Motín de Oro, realizado en Ruaumoko – 3D.....	35
Figura 4. 3. Elemento tipo Giberson (Carr, A. 2003) .....	36
Figura 4. 4. Diagramas de interacción para elementos viga-columna de concreto reforzado. ....	37
Figura 4. 5. Modelo histerético de Takeda, 1970 (Carr, A. 2003).....	38
Figura 4. 6. Gráfico de dispersión de fluencia de acero para 300 simulaciones por MonteCarlo.....	42
Figura 4. 7. Diagrama de interacción de la sección transversal con propiedades medias, utilizando Section Designer de SAP2000. ....	42
Figura 4. 8. Comparación de diagramas de interacción para las primeras simulaciones diez simulaciones y con las propiedades originales. ....	43

Figura 4. 9. Diagrama momento – curvatura de la sección transversal con propiedades medias, utilizando “Section Designer” de SAP2000. ....	43
Figura 4. 10. Modelo de Priestley y Park (1989), carga horizontal actuante en el centro de masa. ....	45
Figura 4. 11. Acelerogramas (izquierda) y espectros elásticos (derecha) para la componente horizontal más grande de los cuatro escenarios sísmicos. ....	46
Figura 4. 12. Histograma de frecuencias relativas del puente para el sismo I. ....	49
Figura 4. 13. Curva del Puente, para el primer escenario sísmico. ....	49
Figura 4. 14. Curva de fragilidad de la pila 10 del Puente Motín de Oro. (Escenario I). ...	50
Figura 4. 15. Curva de fragilidad de la pila 11 del Puente Motín de Oro. (Escenario I). ....	50
Figura 4. 16. Curva de fragilidad de la pila 12 del Puente Motín de Oro. (Escenario I). ....	50
Figura 4. 17. Curvas de fragilidad de pilas 10, 11 y 12 (Escenario I). ....	51
Figura 4. 18. Curvas de fragilidad de pilas 10, 11 y 12 para el Escenario II. ....	51
Figura 4. 19. Curva de fragilidad del puente para el Escenario II. ....	52
Figura 4. 20. Curvas de fragilidad de pilas 10, 11 y 12 para el Escenario III. ....	52
Figura 4. 21. Curva de fragilidad del puente para el Escenario III. ....	52
Figura 5. 1. Estadística de fallas en puentes, realizada por Smith en 1976. ....	55
Figura 5. 2. Variación de la deformación del concreto en el tiempo debido a un proceso de carga uniaxial y descarga (Adaptado de Metha y Monteiro 1998). ....	56
Figura 5. 3. Falla por deformación plástica en la columna de un puente carretero típico (Foto: Arquitectolegista). ....	57
Figura 5. 4. Falla por deformación inelástica, presencia de aplastamiento en el concreto. (Foto: Karla Morán, ESPOL, 2009). ....	57
Figura 5. 5. Deformación lateral de elementos verticales ante cargas externas (izquierda) y rehabilitación de pila ante esta patología constructiva (derecha). ....	59
Figura 5. 6. Pandeo torsional en elementos estructurales. (Foto: Morales, O, 2015). ....	59
Figura 5. 7. Pandeo por flexo – torsión en edificio esbelto (izquierda) y viga de acero (derecha). ....	60
Figura 5. 8. Pandeo lateral torsional en elemento viga. ....	60
Figura 5. 9. Interacción de las resistencias en columnas esbeltas. ....	61
Figura 5. 10. Carga de falla en función de esbeltez de una columna. ....	61
Figura 5. 11. Falla por fatiga en la viga de acero del puente Pudahuel Norte en Chile (Fotos: JLS Ingeniería Estructural, 2011). ....	62
Figura 5. 12. Estados límite en el diagrama Momento-Curvatura. ....	63

Figura 5. 13. a) Alto nivel de corrosión en los apoyos de un muelle marino, b) Contacto galvánico entre dos metales, c) Desarrollo de corrosión en estructuras de silos, debido a la existencia de niveles de recubrimiento limitados. (Foto: ATE – IMCYC, 2003). .....	64
Figura 5. 14. Terremoto de 1971 en San Fernando, California. Estas columnas soportaban un puente, el daño que se presentó se debió a torsión (rotación horizontal) en las columnas. La torsión se traduce en fuerzas cortantes que actúan sobre el zuncho (refuerzo lateral en espiral). (Foto: NISEE 1971). .....	65
Figura 5. 15. Proceso de degradación propuesto. a) Pila sin daño, b) Pila con daño ligero (pérdida de recubrimiento), c) Daño moderado (disminución del área de acero simulando el proceso de corrosión), d) Daño severo (disminución mayor del área). .....	67
Figura 5. 16. Curvas de fragilidad de pilas 10, 11 y 12 para el primer escenario sísmico. Daño ligero en la pila 12.....	67
Figura 5. 17. Curva de fragilidad del puente para el primer escenario sísmico. Daño ligero en la pila 12. ....	68
Figura 5. 18. Curvas de fragilidad de pilas 10, 11 y 12 para el primer escenario sísmico. Daño moderado en la pila 12. ....	68
Figura 5. 19. Curva de fragilidad del puente para el primer escenario sísmico. Daño moderado en la pila 12. ....	68
Figura 5. 20. Curvas de fragilidad de pilas 10, 11 y 12 para el primer escenario sísmico. Daño severo en la pila 12. ....	69
Figura 5. 21. Curvas de fragilidad del puente para el primer escenario sísmico. Daño severo en la pila 12. ....	69
Figura 6. 1. Fallas comunes en puentes carreteros. a) Falla por cortante en una columna, sismo de San Fernando 1971, b) Falla por cortante en uniones viga – cabecero, c) Deslizamiento de un estribo, d) Asentamiento de un estribo. ....	74
Figura 6. 2. Encamisado metálico de pilas de puentes típicos, con incremento controlado de resistencia a flexión, adaptada de (Kawashima K, 2000). ....	76
Figura 6. 3. Encamisado metálico (Adaptada de: Chen Duan,2000). ....	77
Figura 6. 4. Confinamiento con encamisado de acero a columnas de concreto reforzado, adaptada de (Priestley, M.J. 1996). ....	78
Figura 6. 5. Encamisado metálico en columnas, por medio de soleras se da el confinamiento y resistencia adecuados, cuando estas propiedades requieren ser bajas. ....	78
Figura 6. 6. Efecto del encamisado de acero con incremento controlado de resistencia a flexión en pilas rectangulares (Kawashima K, 2000). ....	79
Figura 6. 7. Rotación o deriva ( $\theta$ ) empleada como índice de daño en pilas (Jara M. <i>et al.</i> 2010). ....	79

Figura 6. 8. Propuesta de encamisado de concreto para rehabilitación de pilas en el Puente Motín de Oro. ....	81
Figura 6. 9. Curvas de fragilidad en pilas, para el primer escenario sísmico. Daño severo en la pila 12 y encamisado de acero. ....	82
Figura 6. 10. Curva de fragilidad del puente, para el primer escenario sísmico. Daño severo en la pila 12 y encamisado de acero.....	82
Figura 6. 11. Curvas de fragilidad en pilas, para el primer escenario sísmico. Daño severo en la pila 12 y encamisado de concreto.....	83
Figura 6. 12. Curva de fragilidad del puente, para el primer escenario sísmico. Daño severo en la pila 12 y encamisado de concreto.....	83
Figura 6. 13. Curvas de fragilidad en pilas, para el primer escenario sísmico. Daño severo en la pila 12 y encamisado de fibras de carbono. ....	83
Figura 6. 14. Curvas de fragilidad en pilas, para el primer escenario sísmico. Daño severo en la pila 12 y encamisado de fibras de carbono. ....	84
Figura I. 1. Curvas de fragilidad para el primer escenario sísmico en condiciones originales. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas. ....	91
Figura I. 2. Curvas de fragilidad para el segundo escenario sísmico en condiciones originales. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas. ....	92
Figura I. 3. Curvas de fragilidad para el tercer escenario sísmico en condiciones originales. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas. ....	93
Figura I. 4. Curvas de fragilidad para el primer escenario sísmico con 10% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas. ....	94
Figura I. 5. Curvas de fragilidad para el segundo escenario sísmico con 10% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas. ....	95
Figura I. 6. Curvas de fragilidad para el tercer escenario sísmico con 10% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas. ....	96
Figura I. 7. Curvas de fragilidad para el primer escenario sísmico con 20% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas. ....	97
Figura I. 8. Curvas de fragilidad para el segundo escenario sísmico con 20% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas. ....	98
Figura I. 9. Curvas de fragilidad para el tercer escenario sísmico con 20% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas. ....	99
Figura I. 10. Curvas de fragilidad para el primer escenario sísmico con 40% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas. ....	100
Figura I. 11. Curvas de fragilidad para el segundo escenario sísmico con 40% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas. ....	101



Figura I. 12. Curvas de fragilidad para el tercer escenario sísmico con 40% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas. ....	102
Figura I. 13. Curvas de fragilidad para el primer escenario sísmico con encamisado de concreto y 10% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas. ....	103
Figura I. 14. Curvas de fragilidad para el segundo escenario sísmico con encamisado de concreto y 10% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas. ....	104
Figura I. 15. Curvas de fragilidad para el tercer escenario sísmico con encamisado de concreto y 10% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas. ....	105
Figura I. 16. Curvas de fragilidad para el primer escenario sísmico con encamisado de concreto y 20% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas. ....	106
Figura I. 17. Curvas de fragilidad para el segundo escenario sísmico con encamisado de concreto y 20% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas. ....	107
Figura I. 18. Curvas de fragilidad para el tercer escenario sísmico con encamisado de concreto y 20% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas. ....	108
Figura I. 19. Curvas de fragilidad para el primer escenario sísmico con encamisado de concreto y 40% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas. ....	109

## Lista de tablas

Tabla 1. 1. Distribución y daños presentados durante el sismo de Northridge 1994 (Basöz y Kiremidjian, 1998).....	13
Tabla 3. 1. Clasificación de puentes según su tamaño.....	28
Tabla 4. 1. Modelos probabilísticos de las propiedades mecánicas (Gómez, 2002) .....	39
Tabla 4. 2. Simulaciones por Monte Carlo para propiedades mecánicas de acero.....	41
Tabla 4. 3. Simulaciones por Monte Carlo para propiedades mecánicas del concreto.....	41
Tabla 4. 4. Propiedades del diagrama de interacción (SAP2000). .....	44
Tabla 4. 5. Valores del diagrama Momento – Curvatura para las 10 primeras simulaciones en dirección transversal. ....	44
Tabla 4. 6. Índices de daño para el primer escenario sísmico. ....	47
Tabla 4. 7. Prueba de bondad de ajuste Kolmogorov-Smirnov.....	48
Tabla 4. 8. Distribuciones ajustadas para índice de daño globales (Registro 11 de enero de 1997). ....	48
Tabla 5. 1. Puentes que han fallado en México por el tránsito de avenidas.....	55
Tabla 5. 2. Mecanismos de deterioro del concreto. ....	66
Tabla 6. 1. Propiedades de materiales para encamisado de concreto. ....	81
Tabla 6. 2. Propiedades de los materiales para encamisado de fibras CFRP (ficha técnica <i>SikaWrap 300C</i> ).....	82

## Resumen

El diseño del refuerzo de pilas debería considerar el análisis de varias opciones para seleccionar la apropiada para cada caso, lo cual no siempre es posible. Además, algunos autores destacan que la mejor opción de refuerzo de pilas es función del estado de daño del elemento, con lo cual es necesario realizar varios procesos de diseño. Una opción para verificar la mejor opción de refuerzo sería utilizando herramientas probabilistas.

En este trabajo se utilizan herramientas probabilistas para definir el mejor encamisado de las pilas de un puente de concreto reforzado. La estructura seleccionada es el puente Motín de Oro, el cual es un puente con tres ejes de pilas tipo muro, con alturas similares y claros similares, con una superestructura formada por una sección cajón. El puente en sus condiciones iniciales fue sometido a una base de sismos artificiales, generados a partir de tres escenarios sísmicos característicos. Además, se consideró la variabilidad de las propiedades mecánicas de los materiales de la estructura para realizar simulaciones por Monte Carlo, con la cual se definieron curvas de fragilidad. Posteriormente, se plantearon tres estados de daño cualitativos (ante la dificultad de distinguir adecuadamente daños cuantitativos), ligero, moderado y severo. La degradación producida en cada estado de daño se modeló conforme a estudios experimentales; para los nuevos modelos de la estructura se generaron simulaciones por Monte Carlo y curvas de fragilidad. En estos modelos sólo se degradaron las propiedades de las columnas más susceptibles a carga sísmica. Para los modelos con degradación se verificaron técnicas de refuerzo por encamisado de acero, concreto y fibra de carbono; para estos modelos reforzados se realizaron nuevas simulaciones por Monte Carlo, considerando también la variabilidad de las propiedades de los nuevos materiales, y se determinaron curvas de fragilidad. En esta última etapa se buscó que las curvas de los elementos reforzados fuesen similares a las obtenidas para la estructura original.

Comparando las curvas de fragilidad del puente original, aquel con varias condiciones de degradación y los modelos con las diferentes técnicas de encamisado se desprenden recomendaciones sobre la mejor técnica de refuerzo.

# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1 Introducción

La historia de los puentes surge a partir del efecto ocasionado al colocar un objeto resistente para cruzar un claro, como por ejemplo un tronco de un árbol o una cuerda usados para cruzar una zanja. Los puentes son tan antiguos como la misma civilización y aunque no se tiene certeza del año en que comenzaron a emplearse, se sabe que estos fueron estructuras que permitieron la comunicación de tribus en la prehistoria.

Algunos autores especialistas en puentes, vinculan a éstos con el inicio de la ingeniería estructural, y, además, concluyen que los ingenieros romanos fueron los que desarrollaron técnicas para la creación de estas estructuras. Los puentes romanos han sobresalido de forma impactante por su ingenio y dedicación en su diseño, no habiéndose superado su técnica y realizaciones hasta los últimos dos siglos. Los puentes de Alcántara, Mérida, Córdoba o el Acueducto de Segovia son solamente algunas muestras de su arte e ingeniería (Arte Romano, página web, 2001).

El comienzo de los puentes construidos con materiales resistentes y ciertas características que hoy en día conocemos gracias a los estudios y pruebas de laboratorio, se dio con las primeras aplicaciones del acero en su construcción. Posteriormente, la utilización de materiales como madera, ladrillo, piedra y concreto, siendo este último de gran utilidad en nuestros días, dieron soporte a una amplia investigación sobre el diseño y construcción de puentes.

### 1.2 Antecedentes

Por la ocurrencia de sismos de gran magnitud en el mundo en las últimas décadas, se han reportado colapsos y daños importantes en varios puentes carreteros. Ejemplos son las fallas de puentes durante el sismo de Loma Prieta, ocurrido el 17 de octubre 1989 con magnitud de momento de 6.9 y una magnitud de ondas superficiales, Ms de 7.1. Otros casos de colapsos se registraron durante los sismos de Northridge, del 17 de enero de 1994 con magnitud de momento de 6.7, y de Kobe, del 17 de enero de 1995 con una magnitud de momento de 6.8 en la escala de Richter (vibrationdata página web, 1999). Además, ambos sismos dejaron como consecuencias desde puentes con daños relativamente pequeños, hasta puentes con daños estructurales severos en los que pensar en su reparación era algo ilógico; así como la degradación de grandes construcciones que repercutieron en irreparables pérdidas humanas

y pérdidas económicas millonarias (Gómez *et al.*, 2002). Se observó que las causas principales de las fallas en los puentes fueron diseños con reglamentos deficientes, refuerzos mal detallados donde no se consideran diversos factores, o magnitudes de sismos relativamente severos; considerando como diseños deficientes a las estructuras construidas antes de 1970 (Eveen *et al.*, 2012). Por estos daños directos e indirectos, se ha planteado la necesidad de estimar la excedencia del estado límite de servicio en estas construcciones ante la presencia de un sismo.

Debido a los daños ocasionados, se decidió usar herramientas que permitieran localizar, previo al sismo, los estados de daño en puentes carreteros, una de ellas son las llamadas curvas de fragilidad. Si bien comúnmente se emplearon en edificios; en los sismos antes citados, debido a la repercusión que tuvieron estos movimientos en los puentes carreteros, se optó por emplearlas en éstos, ya que estiman la vulnerabilidad sísmica de una estructura empleando técnicas probabilistas (Bonett, 2003).

La naturaleza no determinista de aspectos fundamentales asociados a los sismos de gran magnitud los hace sumamente impredecibles, debido a incertidumbres en su tiempo de ocurrencia, foco, tamaño, etc. También, es incierta la determinación de la respuesta de los sistemas estructurales ante estos movimientos, y la confianza que se da al comportamiento de los materiales en las estructuras (Rebolledo y Thiele. 2006). Las curvas de fragilidad toman en cuenta, en mayor o menor medida, las incertidumbres que puedan existir en el diseño de estructuras. También, son herramientas útiles para entender su comportamiento ante cierto peligro. Además, mediante el uso de curvas de fragilidad es posible localizar cuales elementos son más susceptibles a la carga externa y, por tanto, tienen mayor necesidad de ser reforzados con anterioridad a un evento, o la rehabilitación de estos después de ocurrido (Mander, 1999). Por lo tanto en las secciones próximas se hace énfasis en los daños presentados en sismos recientes importantes característicos del daño en puentes.

### **1.2.1 Sismo de Loma Prieta (1989)**

El 17 de Octubre de 1989 en Loma Prieta, California, Estados Unidos, ocurrió un sismo con una magnitud de momento,  $M_w$ , de 6.9 y magnitud de onda de superficie,  $M_s$  de 7.1, su epicentro se ubicó en las Montañas de Santa Cruz, unos 16 kilómetros al noreste de Santa Cruz y 30 kilómetros al sur de San José. El terremoto ocurrió 18 kilómetros bajo la superficie terrestre. Este, rompió un segmento de cuarenta kilómetros de la falla de San Andrés, propagándose tanto al noroeste como al sudoeste, sacudiendo severamente las regiones de San Francisco y Monterey Bay; la fase intensa fue de aproximadamente 15 segundos.

Este terremoto causó 63 muertes, 3.757 heridos, y un estimado de daños directos de \$7,400 millones y unos \$2,600 millones en daños a bienes no asegurados y en impactos económicos secundarios. Fue el terremoto más grande que se produjo en la falla de San Andrés desde el terremoto de San Francisco en abril 1906 (Earthquake Spectra 1999).

Más de 80 de los 1.500 puentes en la zona sufrieron daños menores, 10 requirieron apoyos, y 10 fueron cerrados debido a los grandes daños estructurales. Uno o más tramos colapsaron en tres puentes, el daño más grave se produjo en las estructuras más antiguas en suelo blando, como el “Cypress Viaduct” (Figura 1. 1) ocasionando 41 muertes, y el puente San Francisco - Oakland Bay con una muerte. El daño al sistema de transporte se estimó en \$1800 millones (dólares americanos). Algunos estudios estadísticos del comportamiento de los puentes en este sismo muestran que la mayoría de los puentes afectados por el sismo de Loma Prieta eran estructuras de concreto reforzado, 75% construidas antes de 1971. También, 3.6% de todos los puentes de Loma Prieta reportaron algún grado de daño, 82% eran de concreto reforzado y 80% fueron construidos antes de 1971. La mayoría de los puentes dañados eran sistemas de eje simple de pilas y 50% del costo estimado de reparación de estas estructuras fue ocasionado por el daño en pilas (Gómez, 2002).



**Figura 1. 1. Efecto del terremoto de Loma Prieta, colapso de cubierta superior y falla de columnas “Cypress Viaduct” (Foto: USGS Earthquake Hazard Program).**

### ***1.2.2 Sismo de Northridge (1994)***

El sismo de Northridge ocurrió el 17 de enero de 1994. Northridge se encuentra a unos 30 km al noroeste de Los Ángeles, presentándose con una magnitud de momento de 6.9, la profundidad hipocentral fue de 19 km, y tuvo una duración de aproximadamente 10 a 20 segundos (vibrationdata,1999).

El terremoto de Northridge fue el peor terremoto en la cuenca de Los Ángeles desde el terremoto de San Fernando en 1971. Se reportaron 57 muertes y alrededor de 9000 personas resultaron heridas, siendo factor importante de la minimización de las pérdidas su ocurrencia por la madrugada. La mayor parte del sistema de transporte del área metropolitana de Los Ángeles sobrevivió el terremoto de Northridge con un daño mínimo o fácilmente reparable. Sin embargo, graves daños o colapso de estructuras de varios puentes carreteros causaron interrupción generalizada después del terremoto; como efecto del sismo se destaca el colapso de seis puentes importantes, entre estos se encuentran, como se muestra en la Figura 1. 2, a)

el puente de la autopista de Santa Mónica y b) el de la autopista del *Simi Valley* con daños relativamente severos.



Figura 1. 2. Daños presentados durante el sismo de Northridge 1994 (Foto: U.S. Geological Survey).

Basöz y Kiremidjian, en 1998, hicieron una evaluación de la información registrada después de los sismos de Northridge en 1994 y Loma Prieta en 1989, mediante la base de datos de mantenimiento de puentes compilado por CALTRANS (1993), específicamente de daños en puentes, para correlacionar el daño observado con las características estructurales, niveles de movimiento del suelo y costos de reparación estimados. En la Tabla 1. 1 se resume el número de puentes dañados en los distintos condados de Estados Unidos, conforme al estudio de Basöz y Kiremidjian (1998). De acuerdo a la evaluación realizada, se menciona que los puentes que resultaron en mayor medida dañados fueron los que estaban construidos de concreto reforzado.

Tabla 1. 1. Distribución y daños presentados durante el sismo de Northridge 1994 (Basöz y Kiremidjian, 1998).

Condado	Número de puentes estatales	Número de puentes locales	Número total de puentes	Número de puentes dañados
Los Ángeles	2,097	1,533	3,650	228
Riverside	644	338	982	-
Orange	463	505	968	-
Ventura	329	175	504	5
<b>Total</b>	<b>3,533</b>	<b>2,571</b>	<b>6,104</b>	<b>233</b>

### 1.2.3 Sismo de Kobe (1995)

Este sismo ocurrió el 17 de enero de 1995. Es conocido por nombres de: Kobe, South Hyogo y Hyogo-ken Nambu; tuvo una magnitud de 7.2, con una duración de alrededor de 20 segundos; se dieron a conocer al menos 5,500 muertes y el número de lesionados alcanzó cerca de 35000 personas. La pérdida de vidas causadas por el sismo fue la peor en Japón

desde 1923, con el Sismo de Great Kanto, donde cerca de 14 000 personas resultaron muertas, en su mayoría por la configuración estructural después del sismo (daños relativos en edificaciones posteriores al evento). El daño se extendió a más de 100 km de radio del epicentro, incluyendo las ciudades de Kobe, Osaka y Kioto, pero Kobe y su región inmediata fueron las áreas mayormente afectadas. (EQE Summary Report, 1995).

Las pérdidas económicas del sismo de 1995 pueden ser las más grandes causadas por desastres naturales en tiempos modernos. El daño directo causado por la sacudida es estimado sobre los 147 000 millones de dólares. Esto no incluye efectos económicos de las pérdidas de vida, interrupción de negocios y pérdidas de producción.

Dos carreteras de acceso limitado, el corredor de transportación Kobe-Osaka, El Hanshin y el Wangan expressway sufrieron importantes daños en algunos de sus tramos. El Hanshin Expressway (Figura 1. 3), construido a finales de la década de los sesentas, era elevado completamente por más de 40 km. Muchos tramos de la calzada estaban soportados por grandes pilas de concreto reforzado (tipo péndulo invertido) espaciadas a cada 32 metros, muchas de ellas fallaron en cortante o flexión sobre 20 km de longitud. El Wangan Expressway era una moderna autopista elevada, con numerosos puentes largos, algunos de los cuales estaban en construcción al momento del sismo.



**Figura 1. 3. Colapso de la autopista Hanshin Expressway durante el sismo de Kobe en 1995 (Foto: Yamanouchi Yasuo).**

### **1.3 Justificación**

Debido a las demandas sísmicas presentadas en sistemas de transporte en el mundo, se ha observado y constatado que los puentes son sistemas altamente vulnerables a estas acciones, es por ello que se han realizado estudios referentes a los daños presentados durante un sismo. Ejemplos de investigaciones recientes son las realizadas por Mander 1999, Shinozuka 2003,



DesRoches 2003, entre otros, quienes se basaron en los daños que se presentaron en los sismos mencionados en secciones anteriores para implementar técnicas de inspección y confiabilidad en puentes carreteros. Con sus estudios se obtuvieron parámetros de daño que representaran el grado de degradación presentado en los elementos más susceptibles de estos sistemas. Una de las herramientas más utilizadas en estos trabajos son las llamadas curvas de fragilidad. En México la implementación de curvas de fragilidad se ha desarrollado en menor medida (Gómez y Soria, 2013 y Jara y colaboradores, 2014), ya que no se cuenta con inventarios detallados de puentes como en otros países.

Si bien se han realizado ya estudios para predecir el daño en sistemas estructurales de puentes carreteros, éstos se han llevado a cabo principalmente en Estados Unidos y Canadá; algunos sólo como comparación de sus distintos inventarios contra modelos analíticos y después de sismos característicos. También se han realizado estudios para la revisión de los reglamentos y metodologías existentes antes de los sismos. Ejemplos de estos inventarios y metodologías, son el Inventario Nacional de Puentes (NBI, por sus siglas en inglés) y la metodología propuesta por el Departamento de Transportes de California (CALTRANS).

Muchos estudios hacen de las curvas de fragilidad una herramienta para estimación del estado de daño, como los que se han realizado en Japón después del sismo de Kobe ante el colapso de sus estructuras; estos estudios han sido mediante la adaptación de los realizados en Estados Unidos a su zona de estudio. En Costa Rica también se ha evaluado mediante curvas de fragilidad el estado de daño en un conjunto de puentes después del sismo de Limón.

Varios de los estudios usan las curvas de fragilidad para analizar distintas técnicas de refuerzo, ante diferentes estados de daño. Cabe destacar que en estos estudios no se han considerado las distintas incertidumbres que puedan existir en el refuerzo, y que éstas son nuevas variables aleatorias adicionales a las ya planteadas en el análisis del modelo original.

Por lo descrito anteriormente, y ante la falta de amplios estudios sobre curvas de fragilidad en puentes mexicanos para la evaluación del estado de daño y para la óptima aplicación de las técnicas de refuerzo en puentes carreteros, en esta tesis se realizarán estudios que profundicen estos temas.

## **1.4 Objetivos**

### ***1.4.1 Objetivo general***

El objetivo principal de este trabajo es evaluar la factibilidad de diferentes técnicas de refuerzo que mejoren la respuesta ante excitaciones sísmicas de pilas de acuerdo a la configuración estructural del puente Motín de Oro. En el estudio, como herramienta principal para evaluación de deterioro de las pilas, se emplearán curvas de fragilidad, que se construirán mediante técnicas analíticas probabilistas. Además, se considerarán distintos

porcentajes de daño respecto al modelo original, e incertidumbres en los parámetros relacionados con el diseño del refuerzo que no han sido considerados en estudios previos. Como técnicas de refuerzo se considerarán encamisados de acero, concreto y fibras de carbono.

#### **1.4.2 *Objetivos particulares***

Los objetivos particulares del trabajo son:

- Definir el daño estructural, así como los tipos de daño que han sufrido los puentes en sismos recientes de gran importancia, mismos que los han llevado al colapso.
- Describir los parámetros sísmicos a los que se exponen las estructuras, de acuerdo a su ubicación geográfica, mismos que modifican de forma negativa las propiedades físicas y mecánicas de los materiales y elementos estructurales
- Explicar las características de los métodos probabilistas, de donde desprenden las curvas de fragilidad, así como los avances en la inspección y rehabilitación de puentes en el mundo, destacando los aportes de distintos autores.
- Mencionar el proceso de rehabilitación de acuerdo a los materiales propuestos en la justificación de este trabajo.
- Derivado de lo anterior, recomendar y dejar al alcance este estudio, para sugerir conceptos y técnicas sobre los encamisados más comunes para rehabilitación de las estructuras descritas.

### **1.5 Organización de la tesis**

La organización de esta tesis se presenta en siete capítulos:

- El Capítulo 1 presenta los antecedentes del uso de curvas de fragilidad en puentes carreteros que han estado expuestos a sismos de gran magnitud, principalmente en estados unidos y Japón, así como una breve descripción de los daños ocasionados por estos; también se presenta el delineamiento de la tesis.
- En el Capítulo 2 se describe la configuración estructural de los puentes en México, la importancia de la evaluación y consenso de la situación en la que se encuentran aquellos construidos con reglamentación obsoleta; así como la definición de aquellos parámetros que relacionan a estos con los procesos geológicos (sismos).
- En el Capítulo 3 se presenta la definición, tipos de puentes existentes, su clasificación, y la descripción del puente Motín de Oro, así como las propiedades del sitio de ubicación.
- En el Capítulo 4 se obtienen las curvas de fragilidad del puente Motín de Oro en condiciones originales, considerando que no existe incertidumbre en el proceso constructivo, y que las únicas variables aleatorias son las propiedades mecánicas de los materiales.

- En el Capítulo 5 se muestran los análisis para la obtención de las curvas de fragilidad en el puente, considerando tres niveles de degradación de manera cualitativa en la pila más susceptible que se obtiene de los análisis del puente en condiciones originales.
- En el Capítulo 6 se proponen tres tipos de encamisado (acero, concreto y fibras de carbono) a la pila con mayor susceptibilidad a dañarse, mediante técnicas de refuerzo propuestas en la literatura y proveedores de estos materiales, se obtienen curvas de fragilidad, las cuales encaminan a dar recomendaciones sobre la mejor técnica para cada nivel de degradación en la subestructura del puente Motín de Oro.
- En el Capítulo 7 se dan conclusiones generales, y recomendaciones sobre los encamisados más comunes en rehabilitación de elementos estructurales, referente al tema, en pilas de puentes carreteros.

# Capítulo 2

## Daños en puentes y uso de curvas de fragilidad

### 2.1 Introducción

Los sismos, más que otros procesos geológicos, demuestran que la tierra continúa siendo un planeta dinámico, que cambia cada día por las fuerzas tectónicas internas (Rebolledo y Thiele. 2006). Los puentes son estructuras altamente vulnerables a las acciones dinámicas de la naturaleza. Si bien es cierto que los puentes son estructuras simples, éstos causan especial atención en los ingenieros porque son obras que han sufrido gran cantidad de daño e incluso colapso durante eventos sísmicos, como producto del bajo grado de redundancia que poseen en comparación con aquella inherente a los sistemas estructurales de los edificios. Aunque parezca una ventaja, su simplicidad en lugar de conducir a una mayor confianza en la predicción de la respuesta sísmica, resulta en una mayor sensibilidad a errores de diseño (Martínez, 2012).

En general, se producen fallas por desplazamientos sísmicos, deslizamientos de los estribos y golpeteo; también existen las fallas en las vigas cabezales, juntas, zapatas y columnas. Esta tesis está dirigida a realizar un análisis de las columnas debido a su vital importancia en las estructuras.

La condición estructural de puentes en México y en el mundo, es un tema de vital importancia para la ingeniería estructural, ya que hoy en día el estado estructural de la mayoría de los puentes no es muy eficiente. Muchos de los métodos de evaluación estructural de puentes están basados en inspección visual y dependen del punto de vista ingenieril del evaluador. Es decir, puede haber distintas opiniones acerca de la condición estructural de un puente, y puede que ninguna de ellas describa correctamente la condición estructural real de dicho puente. En México, un gran porcentaje de puentes a nivel nacional han sido clasificados como estructuralmente deficientes, puesto que han alcanzado su vida útil de servicio y no son sometidos a ningún proceso de rehabilitación estructural (Molina *et al.*, 2012).

## 2.2 Daño estructural

### 2.2.1 Definición

En términos generales, el daño puede ser definido como los cambios introducidos en un sistema que afectan negativamente a su rendimiento actual o futuro (Sohn *et al.*, 2003). Esta definición plantea el daño basado en la comparación de dos estados diferentes del sistema, uno de los cuales representa un estado inicial, y a menudo es un estado sin daño. Esta propuesta se centra en el estudio de la identificación de daños en los sistemas estructurales, la definición de daño se limita a los cambios en el material y/o propiedades geométricas de estos sistemas que afectan negativamente su rendimiento (Cruz, 2012).

### 2.2.2 Causas de daño

Existe un gran número de casos documentados sobre fallas en puentes y sus componentes estructurales, cuyo origen se debe fundamentalmente a daños inducidos en servicio (ASM, 1998). Si bien es cierto que las causas son múltiples; es posible clasificarlas de manera general en deformación plástica, deformación inelástica, pandeo, fatiga, fluencia, corrosión y fractura (M. Samuel, *et al.* 2012).

### 2.2.3 Daños de puentes en sismos recientes

La detección de daño en puentes es un tema que recientemente ha recibido considerable atención. Algunos de los objetivos de la detección de daño en puentes son:

- Salvaguardar la integridad de los puentes.
- Garantizar que el mantenimiento de la red de puentes se lleve de manera óptima.
- Jerarquizar las necesidades de los proyectos de rehabilitación y de la ejecución de las obras.
- Realizar la optimización de los presupuestos anuales.
- Optimizar los criterios de evaluación para que los proyectos de reparación de los puentes sean lo más próspero posible.

Se puede definir al término de detección de daños en puentes como: el conjunto de operaciones y trabajos necesarios para que un puente se mantenga con las características funcionales, resistentes, de confort (que los usuarios se sientan seguros al cruzarlo) e incluso las características estéticas con las que fue proyectado y construido, y se puede dividir este conjunto de operaciones y trabajos en evaluación y detección. (Atienza, 2004).

Ante la ocurrencia de sismos de relevancia mundial se han llevado a juicio los criterios de estructuración y vulnerabilidad de puentes, que como se explica en líneas anteriores, por ser estructuras de poca redundancia, son mayormente susceptibles a registrar daños al ser inducidos por fuerzas sísmicas inciertas al paso del tiempo. Sismos como Loma Prieta (1989),

Northridge (1994), Kobe (1995) y aunque de menor relevancia en cuanto a pérdidas humanas, el sismo de Limón (1991); han hecho notar la deficiencia en el diseño, resistencia y comportamiento de estos sistemas.

En sismos pasados se observó que los aspectos más importantes que llevaron a la falla parcial o colapso de puentes son:

- Diseño de puentes con reglamentos obsoletos, como los reglamentos que existían en los Estados Unidos antes de 1970, año en que se carecía del conocimiento de la respuesta de estructuras ante solicitaciones sísmicas. Al no existir información suficiente, el diseño era bastante simplista; de tal forma que después de ocurridos los sismos, se reformaron los códigos de construcción, en los que se involucra el diseño sísmico.
- Poco conocimiento en el comportamiento de los materiales de construcción.
- El detallado de acero de refuerzo en las zonas de mayor demanda, por lo que en muchos puentes se observó aplastamiento en zonas donde era escasa la distribución del acero transversal, y el acero longitudinal no cumplía con las especificaciones de los reglamentos existentes.
- Uno de los principales problemas a los que se encuentran sometidas las estructuras, es al proceso en el cual fueron construidas, errores de supervisión o falta de seriedad al dar soluciones.

Sin lugar a dudas, estos sismos han dado una gran lección en cuanto al estudio de la vulnerabilidad, el riesgo y el peligro sísmico al cual están expuestos estos sistemas estructurales.

## **2.3 Vulnerabilidad, Peligro y Riesgo Sísmico**

### **2.3.1 Definiciones**

Se citan las definiciones que propone la UNDR0 en conjunto con la UNESCO en el marco de una reunión de expertos en el impacto de desastres de las actividades humanas, celebrada en el año de 1979.

La vulnerabilidad sísmica se define como el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo, resultado de la probable ocurrencia de un evento desastroso, expresada en una escala desde 0 o sin daño a 1 o pérdida total (UNDR0, 1979). Es una propiedad intrínseca de la estructura, una característica de su comportamiento, que puede entenderse como la predisposición intrínseca de un elemento o grupo de elementos expuestos a ser afectados o a ser susceptibles a sufrir daño, ante a ocurrencia de un evento sísmico determinado (Safina S, 2003).

Cabe destacar la diferencia entre Vulnerabilidad, Amenaza o Peligro, y Riesgo Sísmico, ya que son términos que al estar relacionados entre sí, suelen confundirse o emplearse de manera incorrecta al referirse a acciones sísmicas.

Se entiende por Amenaza o Peligro Sísmico a la probabilidad de que se presente un sismo potencialmente desastroso durante cierto periodo de tiempo en un sitio dado (UNDRO, 1979). Representa un factor de riesgo externo al elemento expuesto, un peligro latente natural asociado al fenómeno sísmico, capaz de producir efectos adversos a las personas, los bienes y/o el medio ambiente (Safina S, 2003).

Como Riesgo Sísmico se define al grado de pérdida, destrucción o daño esperado debido a la ocurrencia de un determinado sismo (UNDRO, 17979). Está relacionado con la probabilidad que se presenten o manifiesten ciertas consecuencias, lo cual está íntimamente vinculado al grado de exposición, su predisposición a ser afectado por el evento sísmico y el valor intrínseco del elemento (Safina S, 2003).

## 2.4 Curvas de fragilidad

### 2.4.1 Definición y métodos de obtención de curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad, también denominadas “funciones de vulnerabilidad”, son gráficas que representan la probabilidad de excedencia del estado límite de servicio en una estructura, en otras palabras puede decirse que son una medida de vulnerabilidad sísmica de una estructura en términos probabilistas. Estas curvas sirven para estimar el riesgo sísmico de grupos de edificios con características estructurales similares o de una estructura esencial (puente, planta nuclear, aeropuerto, líneas vitales) (Bonett R, 2003); son herramientas de análisis en estudios como:

- Evaluación del riesgo sísmico de los sistemas estructurales.
- Análisis, evaluación y mejora del funcionamiento sísmico tanto de los sistemas estructurales, como los no estructurales.
- Identificación de diseños óptimos y estrategias de rehabilitación.
- Determinación de los márgenes de seguridad de las estructuras para diferentes movimientos sísmicos, las cuales pueden servir para la toma de decisiones y la elaboración de normativas utilizadas para las entidades responsables de la seguridad de los sistemas y protección de los usuarios.

Los principales métodos para generar curvas de fragilidad se describen a continuación, aunque únicamente difieren en los datos de entrada, así como en los métodos utilizados para obtener la probabilidad asociada a cada estado de daño (Bonett R, 2003). Estos son:

- 1) Métodos basados en observaciones de campo
- 2) Métodos experimentales

- 3) Métodos basados en la opinión de expertos
- 4) Métodos analíticos

Una buena opción para obtener las curvas de fragilidad es la observación de los daños en campo, pero para realizar esto es necesario que ocurra el sismo y que se presente daño. Los métodos experimentales suelen ser costosos y los métodos basados en la opinión de expertos están limitados a disponer de un número suficiente de expertos en cada tema. Cuando no se dispone de suficiente información de campo, las curvas de fragilidad pueden generarse analíticamente mediante simulación (Hwang y Huo 1994). El último método es uno de los más utilizados en los últimos años por las razones comentadas. En secciones próximas se describen con detalle estos métodos.

En la Figura 2. 1 se muestra una curva de fragilidad obtenida en los estudios de Desroches (2003); se observan cuatro estados de daño para puentes existentes durante el sismo de Northridge, en función de la aceleración pico del terreno. La definición de los estados de daño generalmente es subjetiva (Velásquez J, 2006), por lo que se pueden presentar algunas variaciones entre autores. Las curvas de fragilidad se pueden definir para otros parámetros representativos del peligro sísmico, como la intensidad o el desplazamiento máximo del terreno.

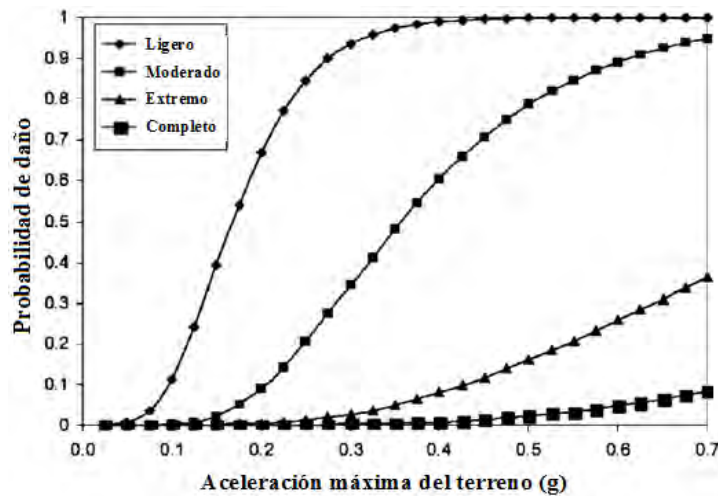


Figura 2. 1. Curva de fragilidad de puentes típicos en el sismo de Northridge (Desroches R. 2003).

**2.4.2 Métodos basados en observaciones de campo**

Sirven para hacer la calibración de datos obtenidos en métodos analíticos, así como en ensayos de laboratorio. Para la utilización de estos métodos las estructuras se clasifican en tipologías, y a su vez de acuerdo a la geometría de estas; por otro lado también es necesario clasificarlas de acuerdo a la intensidad de movimiento, y esto se clasifica de acuerdo a la zona donde se encuentre la estructura.



Posterior a la ocurrencia de un sismo se lleva a cabo la inspección, y se analizan los daños ocurridos. Se requiere de la presencia de expertos en diseño, análisis y patología en sistemas estructurales para interpretación de estos daños, los datos se recaban por medio de un test elaborado por estos mismos, tratando de obtener los parámetros principales de intensidad sísmica, para dar cierta seguridad al análisis en el proceso de interpretación de datos (Bonett R, 2003). Los daños registrados durante los sismos de Marmara, en Turquía, y Chi-Chi, en Taiwan, fueron de gran utilidad para el desarrollo de curvas de fragilidad (Shinozuka et al, 2000). El procedimiento para construcción de curvas de fragilidad, según Bonett (2003) es el que se presenta a continuación:

- Sea  $n$  el número de sismos para los cuales se dispone de datos de daños.
- Para cada sismo  $i$ , se determina el parámetro que caracteriza la intensidad del movimiento, por ejemplo, la aceleración máxima del terreno (PGA) registrada en cada zona, esto es:

$$\alpha_i = PGA_i \tag{2.1}$$

para  $i = 1, 2, \dots, n$

donde:

$$\alpha_1 < \alpha_2 < \dots < \alpha_n$$

Determinación del número de estructuras  $N_k$  sometidas a un sismo  $i$  con una aceleración máxima del terreno igual a  $\alpha_i$ .

- Definición y descripción del número de estados discretos de daño EDj.
- Cálculo del número de estructuras  $m_i$  que exceden los estados de daño EDj, para cada  $\alpha_i$ .
- Para cada estado de daño EDj, se estima la probabilidad de falla  $f_i$  de la estructura cuando se ve sometida a un sismo con una  $PGA = \alpha_i$ , mediante la siguiente expresión:

$$f_i = \frac{m_i}{N_k} \tag{2.2}$$

- Ajuste de una función de distribución de datos obtenidos ( $\alpha_i, f_i$ ) correspondientes a cada estado de daño EDj, por ejemplo una función lognormal.

Un ejemplo de reciente aplicación con estas metodologías, son las curvas de fragilidad desarrolladas por Yamaguchi y Yamazaki (2000) para los edificios existentes en Japón, a

partir del informe que realizó el gobierno de la ciudad de Nishinomiya de los daños observados y registrados posterior al sismo del 17 de Enero de 1995 en Hyogoken – Nanbu (Kobe – Japón). La Figura 2. 2 muestra las curvas de fragilidad obtenidas para los edificios con pórticos de madera para diferentes periodos de las estructuras. En este caso se utilizan la velocidad máxima del terreno y la relación de daño, para representar la acción sísmica y la respuesta estructural respectivamente.

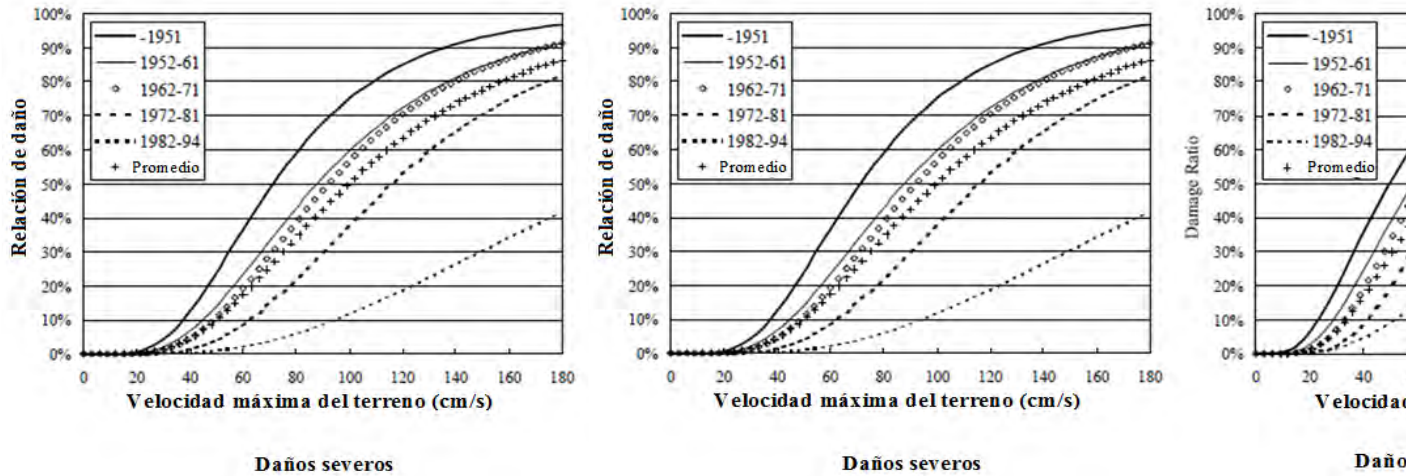


Figura 2. 2. Curvas de fragilidad obtenidas a partir de los daños observados en el sismo de Kobe (Yamaguchi y Yamazaki, 2000).

**2.4.3 Métodos experimentales**

Se construyen curvas de fragilidad a partir de observaciones de daño, mediante ensayos que suelen ser costosos, aunque en estos se puede controlar el tipo de estructura, se tienen que hacer simplificaciones implícitas en el método de acuerdo a la estructura a escala, esto para tener respuestas similares, tanto a estructura real como a escala. En estos métodos existen dos tipos de ensayos que ayudan en la construcción de curvas de fragilidad, estos se describen a continuación:

1. Ensayos de carga monotónicamente creciente mediante actuadores de carga o desplazamientos.
2. Ensayos sobre mesa vibradora, utilizando historias temporales de aceleración.

**2.4.4 Métodos basados en opinión de expertos**

Mediante una serie de cuestiones a expertos en diseño, análisis y patología estructural se puede plantear el comportamiento en la estructura, y así obtener un parámetro que cuantifica el daño en esta, una vez obtenido este factor, se determinan los estadísticos de los resultados obtenidos y se ajusta una función de distribución de probabilidad. Posterior a esto, se establecen los estados discretos de daño y para cada uno de estos se define un intervalo de variación del parámetro cuantificador de daño. Las probabilidades para cada estado de daño

se pueden determinar integrando la función de distribución elegida entre los límites de los respectivos intervalos. Posteriormente las curvas de fragilidad se obtienen graficando estas probabilidades contra la intensidad sísmica.

En estos métodos, además de las incertidumbres inherentes a cualquier estimación del daño debido a la variabilidad en el actual desempeño de las construcciones, es necesario considerar las incertidumbres relacionadas con la opinión de expertos. Adicionalmente, las curvas de fragilidad obtenidas por este tipo de métodos, son también difíciles de calibrar o modificar para incorporar nuevos datos o tecnologías (Anagnos et al., 1995).

#### **2.4.5 Métodos analíticos**

Se utilizan análisis numéricos para la simulación de respuesta en las estructuras, y pueden ser utilizados debido a la poca información de estudios en la zona (observaciones de daño) o de ensayos de laboratorio. Estos modelos pueden ser también de gran utilidad para evaluar la vulnerabilidad en una estructura en particular.

Se tiene que procurar realizar el análisis en modelos que se apeguen en gran medida al comportamiento sísmico estructural, así como a los movimientos del terreno.

Una de las grandes ventajas de este tipo de métodos, es que constituyen una herramienta fundamental para los estudios de prevención y atención de desastres, debido a que pueden ser utilizados para comenzar a reducir la vulnerabilidad y, de este modo, a reducir el riesgo a que se encuentran expuestas las estructuras, sin que sea necesaria la ocurrencia de un evento sísmico, salvaguardando la integridad de las estructuras y la vida de los ocupantes.

Existen dos tipos de métodos analíticos: los probabilistas y los deterministas, que se describen a continuación.

##### **2.4.5.1 Métodos probabilistas**

Las comparaciones realizadas entre los daños observados y los calculados en estructuras expuestas a un sismo, muestran que, a pesar de los recientes avances en el análisis dinámico no lineal y en el modelado de las estructuras, hay fuertes limitaciones en utilizar métodos puramente deterministas para evaluar el daño en las estructuras después de ocurrido el evento. Las incertidumbres existentes en los parámetros sísmicos y estructurales producen divergencia entre el comportamiento observado y el calculado, es por esto que los métodos probabilistas son esenciales para proporcionar una perspectiva del comportamiento estructural ante la ocurrencia de un determinado sismo (Ellingwood, 2001).

Uno de los puntos más importantes para obtener las curvas de fragilidad utilizando métodos probabilísticos, consiste en definir adecuadamente el parámetro indicador de intensidad sísmica, y el parámetro indicador de daño en la estructura. En el caso de la acción sísmica, una solución fundamental sería tener tantos registros sísmicos como sea posible

correspondientes a la zona de estudio, aunque esto no siempre es posible, ya que en algunos sitios de interés, aun cuando la actividad sísmica es alta, no se disponen de los registros suficientes, el parámetro que suele ser mayormente requerido es la aceleración, aunque también puede ser la velocidad. Una alternativa para la mitigación de este problema, es generar acelerogramas sintéticos a partir de la información con la que se cuente, que refleje las variaciones de intensidad, duración, amplitud y contenido frecuencial, como las condiciones locales del suelo. El indicador de respuesta estructural, se hace necesario seleccionar un parámetro que permita cuantificar el daño y que pueda relacionarse, a partir de criterios, con los estados discretos de daño, los cuales describen de manera cualitativa los efectos producidos por el sismo en la estructura (Bonett D).

Los métodos probabilistas utilizan técnicas de simulación como el método de Monte Carlo, para considerar las incertidumbres de los parámetros sísmicos y estructurales; estos parámetros se definen como variables aleatorias que se generan a partir de sus funciones de distribución de probabilidad. Cuando en la estructura se considera un gran número de variables aleatorias, el método de Monte Carlo se hace un tanto complicado por el número de simulaciones a realizar, métodos como el Hipercubo Latino Mejorado se hacen necesarios, ya que permite reducir el tamaño de la muestra, en la Figura 2. 3 se muestra el procedimiento para la obtención de curvas de fragilidad mediante este método.

#### 2.4.5.2 *Métodos deterministas*

Estos métodos son puramente enfocados a obtener resultados en los que el azar o la probabilidad no tienen lugar, es decir las variables de entrada están centradas en un valor específico, no considerando variaciones en los parámetros que componen el sistema estructural o aquellos que incluyen variables sísmicas. Para la obtención de resultados se requieren de simuladores que minimicen las incertidumbres; los métodos anteriormente mencionados no son aplicables.

No hay duda que existen muchos casos en los cuales no se dispone de información del conjunto de estructuras existentes, y mucho menos de las características de la acción sísmica. Incluso en determinadas zonas, no se cuenta con suficientes requisitos informáticos y mucho menos con el presupuesto necesario para recopilar y procesar toda la información. Por lo tanto los métodos deterministas pueden ser una buena alternativa para superar estas limitaciones, debido a que estos involucran técnicas de análisis simples, que requieren de pocos cálculos (Bonett R, 2003).



Figura 2. 3. Esquema representativo para obtención de curvas de fragilidad mediante métodos probabilistas (Bonett R, 2003).

# Capítulo 3

## Descripción del puente y características de sitio

### 3.1 Introducción

Un puente es una estructura que permite salvar un accidente geográfico o cualquier otro obstáculo como un río, un cañon, un valle, un camino, una vía férrea, un cuerpo de agua, o cualquier otra obstrucción. El diseño de cada puente varía y depende de la función, y la naturaleza del terreno, sobre el cual estará construido. Es conveniente clasificar los puentes para delimitar los alcances de los sistemas constructivos y de los criterios y herramientas de análisis y diseño. Esta se hace de acuerdo a su tamaño, tipo estructural, importancia, resistencia lateral y geometría (ANIPPAC, 2002).

#### 3.1.1 Clasificación de acuerdo a su tamaño

En función de la longitud del claro,  $L$ , los puentes se pueden clasificar como lo indica la Tabla 3. 1 (ANIPPAC, 2002).

Tabla 3. 1. Clasificación de puentes según su tamaño.

Clasificación	Claro
Alcantarillas	$L \leq 6 \text{ m}$
Puentes de claro medio	$6 \text{ m} < L \leq 60 \text{ m}$
Puentes de grandes claros	$L > 60 \text{ m}$

#### 3.1.2 Clasificación de acuerdo al tipo estructural

De acuerdo a su comportamiento estático de los puentes se pueden clasificar como simplemente apoyados y continuos (Figura 3. 1). Los segundos incluyen desde puentes de claros medios, con continuidad solamente en la superestructura, hasta puentes colgantes, atirantados y empujados. En los puentes continuos se reduce la magnitud del momento flexionante positivo al centro del claro, por lo que se pueden obtener claros más largos con el mismo peralte de las trabes.

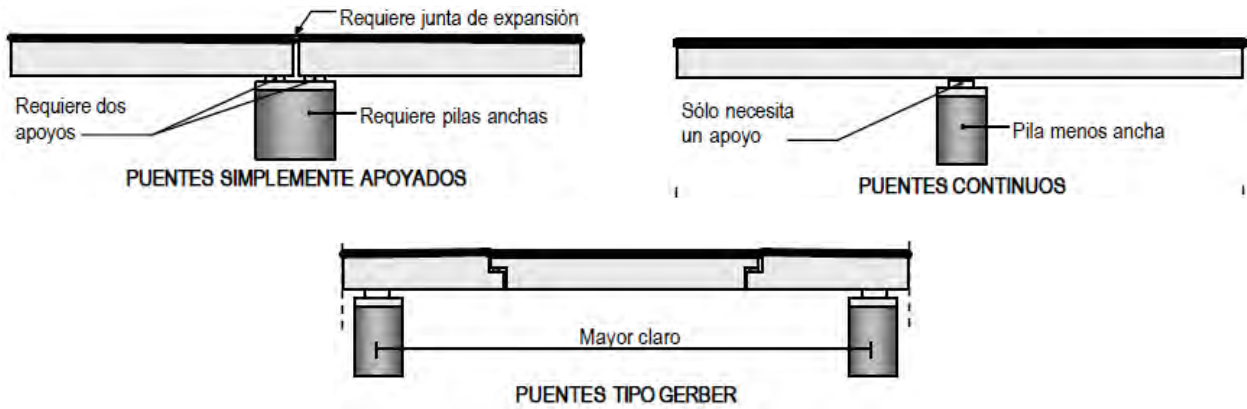


Figura 3. 1. Puentes simplemente apoyados, puentes continuos, puentes tipo Gerber. (ANIPPAC, 2002).

Las principales ventajas de los puentes continuos son:

- Menor peralte que los puentes simplemente apoyados.
- Se requiere un menor número de apoyos.
- Menos juntas constructivas, con la ventaja evidente de lograr una superficie de rodamiento sin interrupciones.
- La deflexión y la vibración son menores.

Pero también se cuenta con las desventajas siguientes:

- Los asentamientos diferenciales pueden causar efectos importantes en toda la estructura, por lo que su uso no se recomienda en estructuras sobre suelos blandos.
- La colocación del refuerzo es más complicada.
- El análisis y diseño son más complejos.

Una combinación eficiente de ambos tipos de estructuración es la solución tipo Gerber. En esta solución se coloca una trabe central simplemente apoyada justo en los sitios correspondientes a los puntos de inflexión, momento igual a cero, de una viga continua.

### 3.1.3 Clasificación de acuerdo a su importancia

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes clasifica los caminos como Tipo A, B y C, de acuerdo a su importancia y a los estados y ciudades que conectan. Los puentes y demás obras de arte de los caminos, son parte integrante de éstos, así como los terrenos y construcciones que se requiera para su mejor servicio, por esta razón los puentes se clasifican según la categoría de los caminos en que se encuentren.

### 3.1.4 Clasificación de acuerdo a su resistencia lateral

Debido a sus características, un mismo puente puede contar con diferentes estructuraciones y por lo tanto con distintas resistencias laterales, tanto de un apoyo a otro como para ambos

sentidos de análisis. Los puentes se clasificarán, de acuerdo a su resistencia lateral en (ANIPPAC, 2002):

- **Marcos.** Aquéllos en que exista continuidad entre traveses, cabezales y columnas, excepto con los estribos.
- **Pilas y muros de concreto reforzado.** Son aquellos elementos anchos cuyo comportamiento previsible ante carga lateral es por cortante y no por flexión. Se considerará como pila o muro a la subestructura de un puente que en el sentido de análisis tenga una relación entre su altura y su ancho menor que 3.
- **Columnas aisladas.** Todos aquellos en los que una columna es el único elemento sismorresistente y que trabaja a flexocompresión en la dirección de análisis.
- **Péndulo invertido.** Serán todos aquellos puentes apoyados sobre una columna en los que se presente cabeceo de la superestructura.
- **Estribos.** Elementos que rematan las rampas de acceso en el caso de puentes en áreas planas o el apoyo en laderas en puentes en zonas montañosas o en las zonas cercanas a la orilla de los ríos.

### ***3.1.5 Clasificación de acuerdo a su geometría***

Los puentes según su geometría deberán clasificarse en regulares e irregulares. En puentes con dos o más claros podrá hacerse una clasificación distinta para cada componente o módulo del puente (ANIPPAC, 2002), existen otras clasificaciones propuestas por diversos autores.

Un puente irregular será aquel en el que se cumpla al menos una de las siguientes características (Figura 3. 2):

- Los puentes en línea recta con apoyos esviajados que formen ángulos mayores que 25 grados con respecto al eje transversal del camino.
- Puentes curvos que subtendan un ángulo de un estribo a otro, o al final del puente, mayor que 25 grados, medido desde el eje principal del camino.
- Existen cambios abruptos en rigidez lateral o en masa a lo largo de su longitud. Los cambios en estas propiedades que excedan 25 por ciento de apoyo a apoyo, excluyendo estribos, deberán ser considerados abruptos.



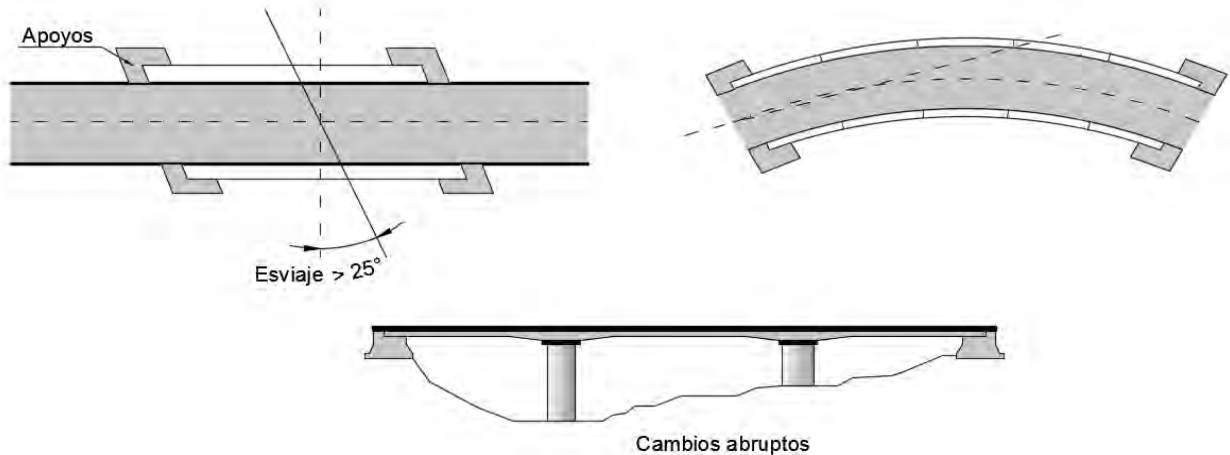


Figura 3. 2. Puentes irregulares en planta y elevación (ANIPPAC, 2002).

### 3.2 Estructuración de puentes

La estructura de un puente está compuesta fundamentalmente por dos partes: subestructura y superestructura, las cuales se describen a continuación.

#### 3.2.1 Superestructura

La superestructura comprende todos los componentes que se encuentran por encima de los elementos de soporte (

Figura 3. 3):

- Superficie de rodamiento, sobre la cual circulan los vehículos. Puede ser de asfalto o de concreto.
- Losa, cuya función principal es distribuir las cargas transversal y longitudinalmente en toda la longitud del puente.
- Vigas. Las vigas son los miembros principales del puente y se diseñan para resistir el trabajo a flexión.

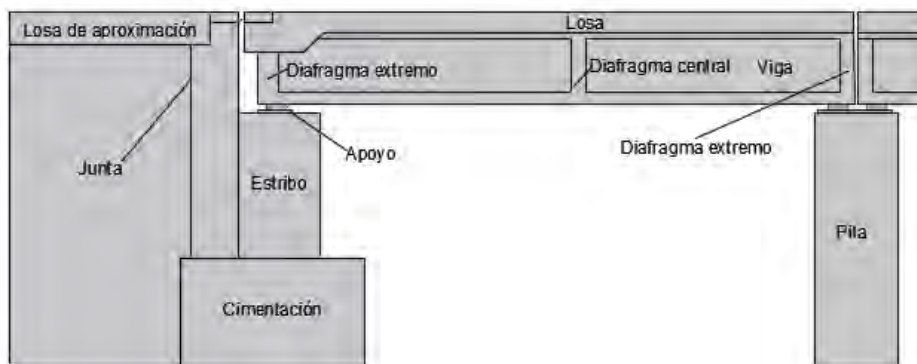


Figura 3. 3. Elementos que forman la subestructura y superestructura de un puente.

### 3.2.2 Subestructura

La subestructura está formada por todos los elementos que requiere la superestructura para sustentarse, como son apoyos, columnas, pilas, estribos y cabezales (

Figura 3. 3). Su función es la de transmitir eficientemente las cargas de la superestructura a la cimentación.

### 3.3 Características del puente motín de oro

El puente que se analizó en este trabajo de tesis, es el Puente Motín de Oro, que de acuerdo a las definiciones anteriores, se puede clasificar como puente de claro medio, continuo, y tipo pila – muro de acuerdo a la rigidez lateral, y cuyas características se describen a continuación.

- Ubicación: Carretera Playa Azul – Manzanillo, en el Km 166+056 en el Estado de Michoacán (Figura 3. 4).
- Superestructura constituida por una sección cajón continua de concreto presforzado con dos calzadas de 4.75 m cada una y un ancho total de 10 m, el peralte total es de 1.80 m (Figura 3. 5).
- La longitud total del puente es de 109.85 m, dividido en cuatro claros de 25.15 m de longitud en los extremos y de 29.8 m en el centro ( Figura 3. 6).
- La subestructura consiste en tres pilas de concreto reforzado con sección transversal de 4.0 por 0.80 m y una altura promedio de 4.5 m (Figura 3. 7). Un aspecto interesante es que éste puente no tiene cabezales en las pilas. La sección cajón se apoya directamente en las pilas mediante apoyos de neopreno de 30 x 30 x 4.1 cm. Fue reparado en 1994 mediante la colocación de cables de presfuerzo longitudinal externos, los cuales se observan en la Figura 3. 6, aunque en los análisis que se realizan se considera la condición inicial.



Figura 3. 4. Localización del puente Motín de Oro (García Tzintzún UMSNH).

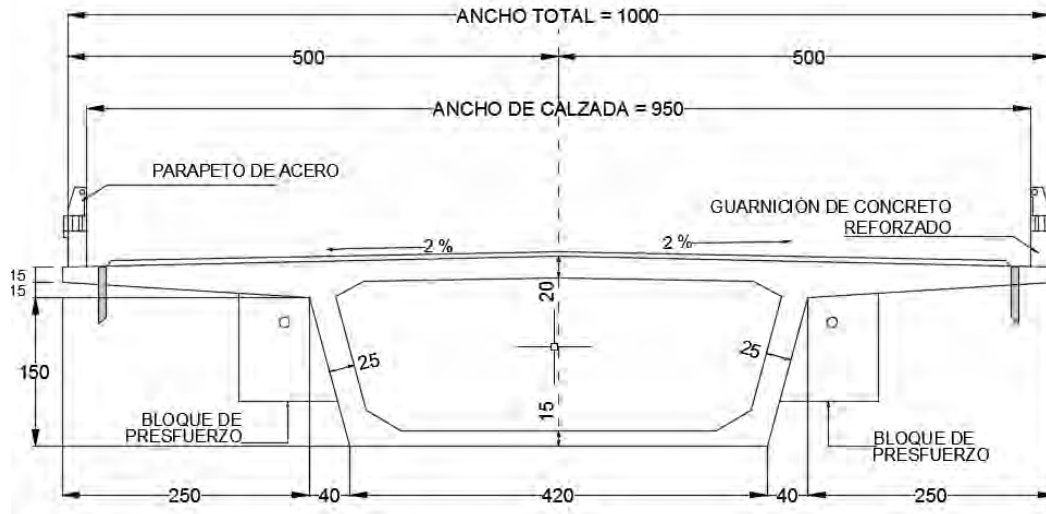


Figura 3. 5. Sección transversal de la viga del Puente Motín de Oro.



Figura 3. 6. Configuración del Puente Motín de Oro (García Tzintzún UMSNH).

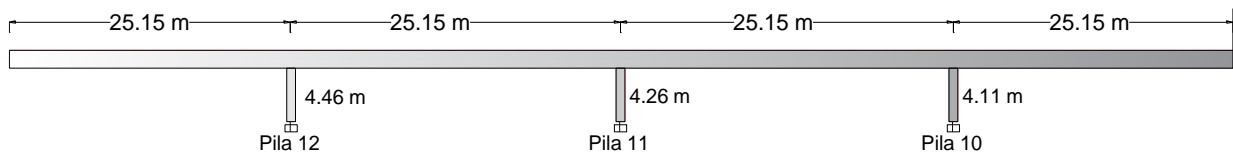


Figura 3. 7. Vista en elevación Motín de Oro.

### 3.4 Características de sitio

La corteza terrestre se encuentra fragmentada en varias placas, las cuales están en constante movimiento que se explica mejor con la teoría de tectónica de placas, la velocidad de desplazamiento de las placas es del orden de varios centímetros por año.

En los límites entre placas, donde éstas se encuentran en contacto, se generan grandes fuerzas de fricción, que al impedir el desplazamiento una de otra, se genera energía que al ser muy grande, pasa generar liberación de esta, que se propaga en ondas que producen los sismos. Gran parte de la actividad sísmica en México proviene del movimiento de las placas de Cocos y Rivera, al subducir por debajo de la placa Norteamericana.

El puente motín de oro, como se muestra en la Figura 3. 4, se encuentra situado en las costas del pacífico, en donde la placa de Cocos se encuentra activa, y es referente por los sismos de gran magnitud que se han generado debido a la liberación de energía en este sitio, por esto, es de gran interés someter el modelo del puente a sismos de gran relevancia cercanos a esta zona, tales como el sismo del 19 de Septiembre de 1985, el del 11 de Enero de 1997, y el del 30 de Abril de 1986. En el siguiente capítulo se muestran los acelerogramas sintéticos de los escenarios mencionados, generados para la obtención de la respuesta del puente Motín de Oro.

# Capítulo 4

## Curvas de fragilidad de la estructura original

### 4.1 Introducción

De acuerdo a las características del puente Motín de Oro, expuestas en el Capítulo 3, se realizó el modelo en SAP2000 (Figura 4. 1), y se obtuvieron sus propiedades dinámicas, mismas que se calibraron con un modelo realizado en el programa Ruaumoko-3D (Car, 2004) (Figura 4. 2), obteniendo los dos primeros periodos de la estructura de 0.342 s y 0.276 s, en dirección longitudinal y transversal, respectivamente. Los periodos obtenidos en estos modelos corresponden a aquellos obtenidos por pruebas de campo (Jara, 2010), esto con la finalidad de tener la confianza en los resultados del programa Ruaumoko que se empleó para obtener índices de daño mediante análisis no lineales, ya que cuenta con herramientas para introducir variaciones en las propiedades mecánicas de los materiales obtenidas mediante simulaciones por Monte Carlo.

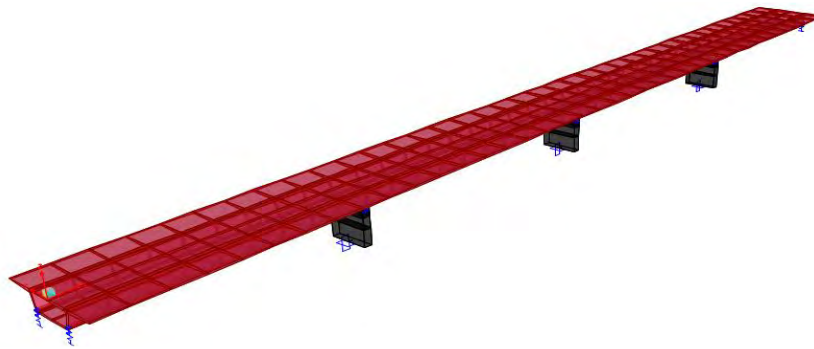


Figura 4. 1. Modelo del puente Motín de Oro, realizado en SAP2000.

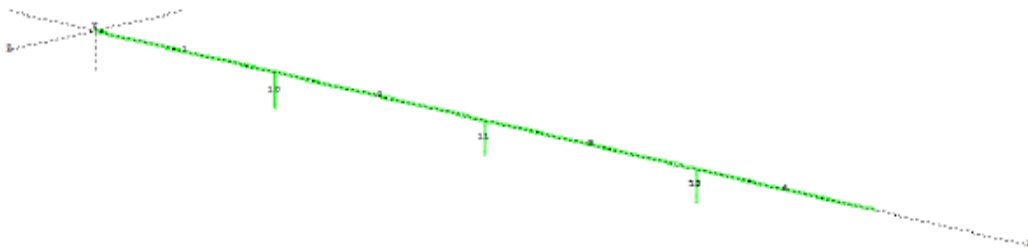


Figura 4. 2. Modelo del Puente Motín de Oro, realizado en Ruaumoko – 3D.

## 4.2 Modelo del puente con el software Ruaumoko en 3D

Con la finalidad de obtener índices de daño mediante análisis no lineal tiempo – historia, se empleó el programa Ruaumoko, que aunque se manifiesta como un programa con análisis tridimensional, para el análisis dinámico no lineal se considera solo el sismo en una dirección (transversal), y mediante el uso de la aceleración promedio de Newmark, considerando que se tiene una matriz de masa diagonal; la obtención de índices de daño la realiza mediante parámetros no lineales que se asignan.

Para el modelado se utilizaron dos tipos de elementos, para la representación de la superestructura se utilizó el elemento tipo Giberson, para considerar que esta permanece elástica durante el análisis sísmico; este tipo de elemento se caracteriza por tener solo un componente y resortes en los extremos, en donde se presentarán las articulaciones plásticas como se muestra en la Figura 4. 3.



Figura 4. 3. Elemento tipo Giberson (Carr, A. 2003)

Las consideraciones para las pilas fueron, emplear elementos tipo concreto reforzado, caracterizado por los valores de los diagramas de interacción que se obtuvieron a partir de las propiedades mecánicas de la Tabla 4. 1, las cuales varían de acuerdo a las incertidumbres consideradas; y con la ayuda del programa *SAP2000*, se consideran los diagramas en dos direcciones (Figura 4. 4) e iguales para las tres pilas, ya que las propiedades son semejantes, tanto físicas como mecánicas.

Para la ductilidad de las pilas se utilizó la fórmula de Priestley y Park (1987), en la cual se asume que la fuerza sísmica actúa horizontalmente en el centro de masa de la estructura; asumiendo un comportamiento lineal-elástico y un diagrama de momento a flexión triangular en la columna, debido a la caga sísmica horizontal, el desplazamiento horizontal al centro de masa de la superestructura, cuando se alcanza la primera fluencia en la base de la columna es:

$$\Delta_y = \frac{\phi_y L^2}{3} \quad (4.1)$$

Donde  $\phi_y = M_y/E_c I_c$ , es la curvatura en la base de la columna en la primer fluencia,  $E_c$  es el módulo de elasticidad,  $I_c$  es el momento de inercia agrietada y  $L$  es la distancia de la base de la columna al centro de masa de la superestructura.

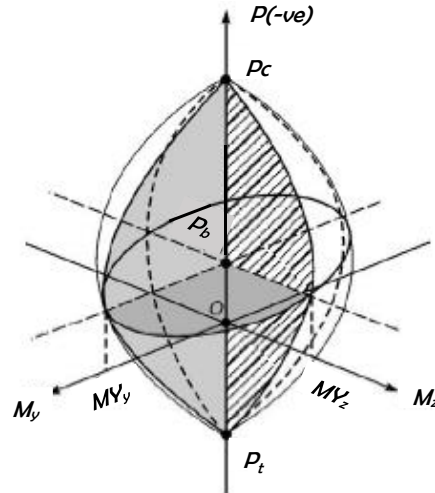


Figura 4. 4. Diagramas de interacción para elementos viga-columna de concreto reforzado.

Los modelos de histéresis empleados para describir las relaciones fuerza-desplazamiento de los sistemas, además para representar la degradación de la rigidez del sistema al someterse a ciclos de carga y descarga. El programa Ruaumoko dispone de un amplio número de modelos para describir dicho comportamiento, pero para los modelos empleados, se dispuso a utilizar el modelo de Takeda, ya que es uno de los que mejor representa el comportamiento de elementos de concreto reforzado, y que se describe a continuación.

#### 4.2.1 Modelo de Takeda

El modelo desarrollado por Takeda (Carr A. 2003) (Figura 4. 5) se basó en observaciones experimentales del comportamiento de un número de elementos de concreto reforzado ensayado bajo cargas laterales reversibles. El modelo incluye: a) cambios de la rigidez en agrietamiento a flexión y fluencia, b) reglas de histéresis para ciclos de histéresis internos, y c) degradación de la rigidez en la descarga. Una de las limitantes del modelo es que no se considera el daño excesivo o falla causadas por el deterioro cortante o por adherencia.

El modelo está definido por los siguientes parámetros: a) el factor  $a$  que controla la rigidez de la rama de descarga (0 a 0.5), b) el factor  $beta$  que controla la rigidez de la descarga (0 a 0.6), c) el factor de Ramber-Osgood, d)  $r$ , que controla la pérdida de rigidez después de la cedencia (1 a 8) , e) la rigidez inicial  $k$ , igual a  $EI$ , y f) la rigidez de la rama de descarga (Arqhsy,2010).

En el enfoque estocástico la incertidumbre es modelada por variables aleatorias o procesos aleatorios, lo cual requiere de información estadística para estimar las funciones de distribución probabilísticas que describen la variabilidad de los parámetros y consideraciones de riesgo. (Weinmann, 1991).

Para obtener curvas de fragilidad se consideraron las incertidumbres propias de las propiedades mecánicas de los materiales y de la carga sísmica. Específicamente, para el puente Motín de Oro se tomaron como variables aleatorias los parámetros que se muestran en la Tabla 4. 1, con las propiedades probabilistas que se obtuvieron en la literatura (Soria, 2010). La variabilidad de la carga sísmica se comentará en secciones próximas.

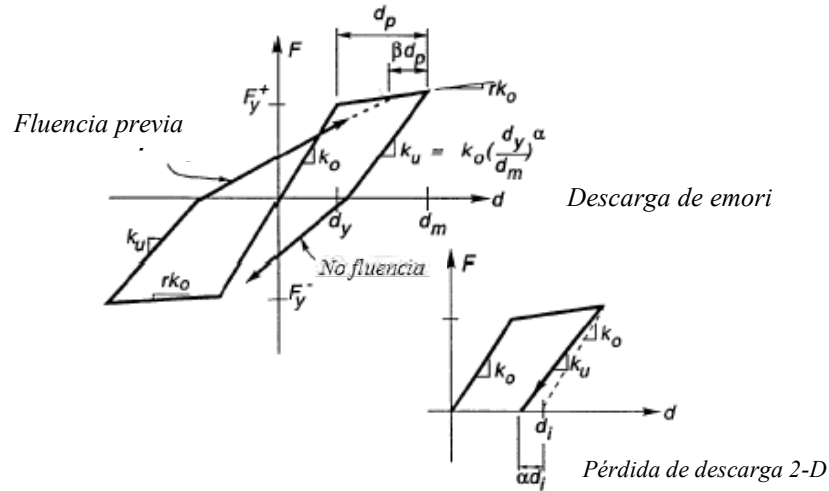


Figura 4. 5. Modelo histerético de Takeda, 1970 (Carr, A. 2003).

En el enfoque estocástico la incertidumbre es modelada por variables aleatorias o procesos aleatorios, lo cual requiere de información estadística para estimar las funciones de distribución probabilísticas que describen la variabilidad de los parámetros y consideraciones de riesgo. (Weinmann, 1991).

Para obtener curvas de fragilidad se consideraron las incertidumbres propias de las propiedades mecánicas de los materiales y de la carga sísmica. Específicamente, para el puente Motín de Oro se tomaron como variables aleatorias los parámetros que se muestran en la Tabla 4. 1, con las propiedades probabilistas que se obtuvieron en la literatura (Soria, 2010); las cuales a su vez tienen origen de investigaciones de resistencia en modelos para obtención de propiedades de concreto, reportados en la publicación detallada “Probabilistic Model Code (2000) del Joint Committee on Structural Safety, del trabajo de Gómez (2002) y del trabajo de Inyeol Paik *et al* (2004), en el cual hacen un análisis de confiabilidad para puentes de concreto con material y factores de resistencia. La variabilidad de la carga sísmica se comentará en secciones próximas.



Tabla 4. 1. Modelos probabilísticos de las propiedades mecánicas (Gómez, 2002)

Variable	Descripción	Media	CV	Distribución
$f_c$ (KPa)	Resistencia a la compresión del concreto	28890	0.06	Normal
$E_c$ (KPa)	Módulo de elasticidad del concreto	22000000	0.08	Lognormal
$W_c$ (KN/m <sup>3</sup> )	Peso específico del concreto	24	0.04	Normal
$f_y$ (KPa)	Esfuerzo de fluencia del acero	412020	0.06	Normal
$f_u$ (KPa)	Esfuerzo último del acero	618030	0.06	Normal
$E_s$ (KPa)	Módulo de elasticidad del acero	210000000	0.08	Lognormal
$W_s$ (KN/m <sup>3</sup> )	Peso específico del acero	77	0.01	Normal

Como se puede notar, las propiedades geométricas no se tomaron como variables aleatorias, ya que se consideró que hay muy poca incertidumbre en las variaciones que se puedan presentar en estos parámetros.

### 4.3 Simulaciones por Monte Carlo

El método de Monte Carlo es un método numérico que permite resolver problemas matemáticos, probabilidades y otras cantidades relacionadas, mediante la simulación de variables aleatorias.

#### 4.3.1 Orígenes del método de Monte Carlo

Se considera como fecha de nacimiento de este método el año de 1949 en el que apareció el artículo titulado *The Monte Carlo Method*. La creación de este método suele ligarse a los nombres de los matemáticos norteamericanos J. Von Neumann y S. Ulam; en la Unión Soviética los primeros artículos dedicados al método de Monte Carlo aparecieron en 1955 y 1956.

Curiosamente la base teórica del método se conocía desde hace mucho tiempo, algunos de los problemas de la estadística se resolvían a veces empleando las muestras aleatorias, dicho de otra manera empleando así el método de Monte Carlo. Sin embargo, hasta la aparición de las calculadoras este método no tenía gran auge en aplicación, ya que la simulación de variables aleatorias se tornaba sumamente compleja.

El nombre de Monte Carlo se debe al de una población del principado de Mónaco, que cobraba fama por su casa de juego, o bien llamado casino, en donde uno de los aparatos mecánicos más sencillos para obtener variables aleatorias es la ruleta; y se destaca que este método no ayuda a ganar el juego.

### 4.3.2 Características del método de Monte Carlo

Una de sus peculiaridades del método es que su algoritmo tiene una estructura relativamente sencilla, como regla, se elabora primero un programa para la realización de una prueba aleatoria; después esta prueba se realiza  $N$  veces de modo que cada experimento sea independiente de los restantes y se toma la media de los resultados de los  $N$  experimentos. Otra característica es que el error es, como regla, proporcional a la magnitud  $\sqrt{D/N}$ , donde  $D$  es una constante y  $N$  es el número de pruebas, esta fórmula permite ver que para disminuir el error es necesario aumentar el número de experimentos  $N$ .

En muchos problemas matemáticos que no tienen la menor relación con cuestiones aleatorias, se puede inventar un modelo probabilístico artificial, que permite resolver estos problemas; por consiguiente se puede decir que el método de Monte Carlo es un método universal en la solución de problemas matemáticos.

### 4.3.3 Variables aleatorias

Las palabras “variable aleatoria” suelen emplearse para indicar que se ignora el valor que tomará esta variable. A base de estos datos no se puede predecir con exactitud el resultado de una prueba relacionada con esta variable, pero si se pueden prever con gran seguridad los resultados de un gran número de pruebas; siendo así que entre mayor sea el número de pruebas, mayor exactitud tendrán nuestras predicciones. Existen variables aleatorias continuas, discretas y normales o gaussianas.

De acuerdo a la distribución que tienen las distintas variables presentadas en la Tabla 4. 1, se realizaron 300 simulaciones de las incertidumbres que pueden presentarse, mismas que son suficientes debido a que son pocas variables, teniendo en cuenta que el valor medio de los resultados es casi constante cuando este se acerca a 300; en el caso que existieran o se tomara en cuenta un mayor número de variables, se tendrían que hacer más simulaciones. En las tablas 4.2 y 4.3, se muestran 10 de las 300 simulaciones de las variables tomadas en cuenta para el estudio de curvas de fragilidad, los valores que se encuentran debajo de la desviación estándar, es decir que se dispersan de la media se rechazan, ya que representan solo el 2.5 % de la población, y que no representan un comportamiento adecuado para las simulaciones, tal es el caso del  $f_y$  de la muestra A010 en la Tabla 4. 2, y la dispersión de valores en la Figura 4. 6.

Tabla 4. 2. Simulaciones por Monte Carlo para propiedades mecánicas de acero.

Propiedad acero	$W_s$ (KN/m <sup>3</sup> )	$E_s$ (Kpa)	$f_y$ (Kpa)	$f_u$ (Kpa)
A001	76.58	226596025	420519.17	527749.37
A002	76.64	197874338	411542.90	561835.23
A003	77.24	202372322	441261.45	687174.19
A004	76.99	203469682	432957.08	592622.52
A005	76.44	203114865	413914.78	612625.76
A006	76.80	220256574	406726.80	602428.47
A007	78.03	201271097	350655.63	629921.17
A008	76.89	206747487	375798.72	602232.04
A009	78.37	232216589	448287.96	633057.52
A010	77.07	201147656	334971.78	614860.09

Tabla 4. 3. Simulaciones por Monte Carlo para propiedades mecánicas del concreto.

Propiedades concreto	$W_c$ (KN/m <sup>3</sup> )	$E_c$ (Kpa)	$f'_c$ (Kpa)	$W_c$ cajón (KN/m <sup>3</sup> )	$W_c$ pila (KN/m <sup>3</sup> )	$G$ (Kpa)
C001	23.78	22375653.10	28229.92	84.54	76.10	9323188.80
C002	23.81	20678870.70	27919.57	84.66	76.21	8616196.13
C003	22.65	23309530.10	29737.97	80.53	72.49	9712304.19
C004	22.39	21151652.70	28321.25	79.60	71.65	8813188.62
C005	24.61	25998740.00	25092.30	87.50	78.76	10832808.30
C006	23.19	23574820.60	29408.52	82.46	74.23	9822841.93
C007	24.68	20246395.20	29022.57	87.74	78.98	8435998.01
C008	22.39	24498003.60	28990.68	79.60	71.56	10207501.50
C009	23.68	20753320.50	28186.31	84.20	75.79	8647216.88
C010	22.88	20558398.00	30297.02	81.36	73.23	8565999.17

#### 4.4 Diagrama de interacción y momento curvatura

Los análisis no lineales requirieron de diagramas de interacción y momento curvatura de las pilas, siendo que estas son los únicos elementos con comportamiento no lineal, asumiendo que todos los elementos de la superestructura son elásticos; estas curvas fueron definidas para asumir las incertidumbres de las propiedades mecánicas de los materiales (Tabla 4. 1), para obtener estas curvas, se utilizó la opción de “section designer” del programa SAP2000 (Figura 4. 7 y 4.9). Para definir las leyes constitutivas de los elementos fue necesario aplicar el modelo de Takeda; este modelo incluye cambios en la rigidez, en agrietamiento por conexión, y en cedencia, como las características de endurecimiento por deformación.

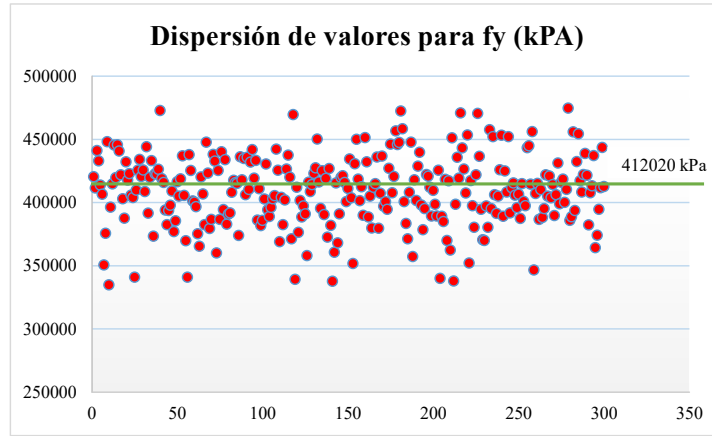


Figura 4. 6. Gráfico de dispersión de fluencia de acero para 300 simulaciones por MonteCarlo.

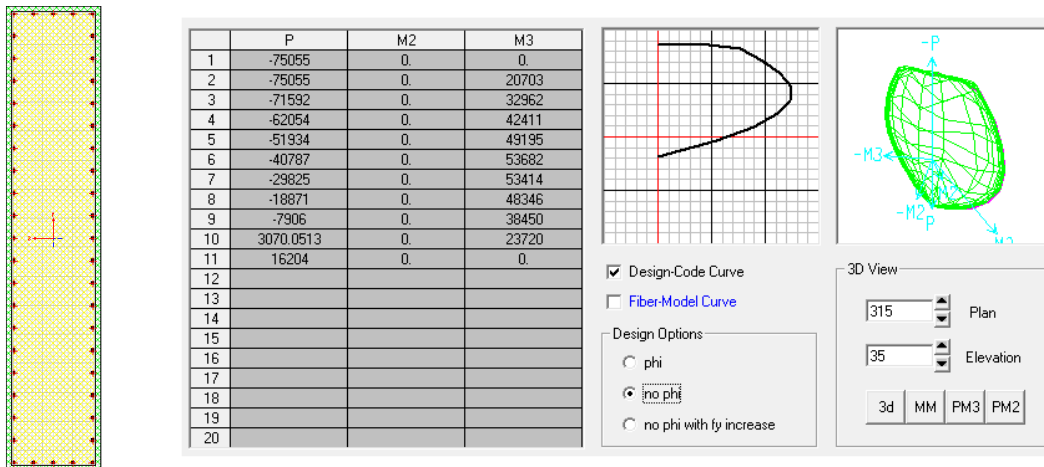


Figura 4. 7. Diagrama de interacción de la sección transversal con propiedades medias, utilizando Section Designer de SAP2000.

En la Figura 4. 8 se muestra el gráfico comparativo de diagramas de interacción, en donde se observa en puntos rojos el diagrama correspondiente a los valores originales de las propiedades mecánicas, también se observa como los valores se dispersaron de acuerdo a su desviación estándar a la derecha e izquierda de la curva original.

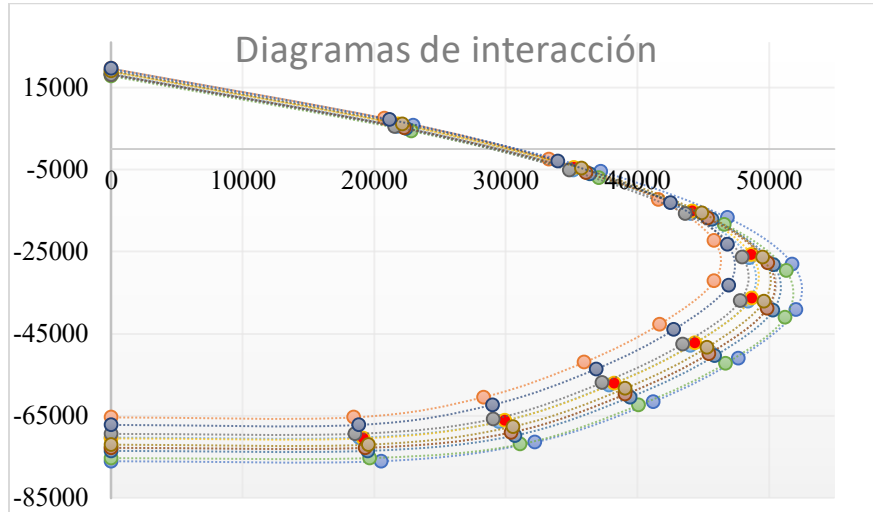


Figura 4. 8. Comparación de diagramas de interacción para las primeras simulaciones diez simulaciones y con las propiedades originales.

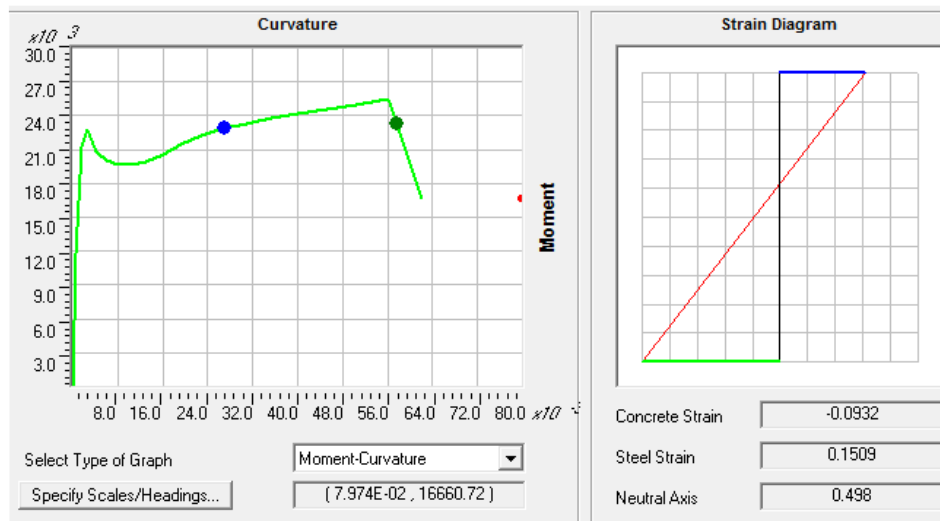


Figura 4. 9. Diagrama momento – curvatura de la sección transversal con propiedades medias, utilizando “Section Designer” de SAP2000.

De estos diagramas se obtienen los datos de entrada de interés necesarios para ejecutar el programa Ruaumoko; como son: compresión pura, tensión pura, momento balanceado en dirección longitudinal y transversal, la carga balanceada, así como las ductilidades de fluencia y máxima de la sección (como se reportan en la Tabla 4. 4 y Tabla 4. 5). La ductilidad de las columnas, fue definida usando la expresión de Priestley y Park (1989):

$$\mu = \left[ \frac{3\phi_{\max}}{\phi_y - 1} \right] \left[ \frac{L_p}{L} \right] \left[ \frac{1 - 0.5L_p}{L} \right] \quad (4.2)$$

Donde  $L_p$  es la longitud de la articulación plástica,  $L$  es la distancia entre la base de la columna y el centro de masa de la superestructura,  $\phi_y$  y  $\phi_{max}$  son, la curvatura de fluencia y la curvatura máxima de la base de la columna, respectivamente, la ecuación (4.2) asume que la carga sísmica horizontal actúa en el centro de masas del sistema (Figura 4. 10).

**Tabla 4. 4. Propiedades del diagrama de interacción (SAP2000).**

PC	PB	MBz	MBy	PT
73904	39503	53071	12439	16539
72955	39517	52365	12263	16186
77798	40468	55711	13053	17354
74492	39035	53579	12593	17028
66953	35646	48651	11538	16279
76003	41741	54205	12607	15996
73410	32809	52223	11891	13791
74132	31575	52765	12163	14780
74684	38126	53828	12715	17631
75655	35024	53492	12051	13174

**Tabla 4. 5. Valores del diagrama Momento – Curvatura para las 10 primeras simulaciones en dirección transversal.**

Dirección	L	d	$\phi_y$	$\phi_{m\acute{a}x}$	$L_p$	$\mu_y$
y	4.46	3.9	7.70E-04	0.0621	1.95	82.6
y	4.46	3.9	8.51E-04	0.0621	1.95	74.75
y	4.46	3.9	8.93E-04	0.0621	1.95	71.23
y	4.46	3.9	8.74E-04	0.0621	1.95	72.76
y	4.46	3.9	8.45E-04	0.0621	1.95	75.33
y	4.46	3.9	7.61E-04	0.0621	1.95	83.62
y	4.46	3.9	7.11E-04	0.0621	1.95	89.53
y	4.46	3.9	7.44E-04	0.0621	1.95	85.55
y	4.46	3.9	8.05E-04	0.0621	1.95	79.05
y	4.46	3.9	6.78E-04	0.0621	1.95	93.83

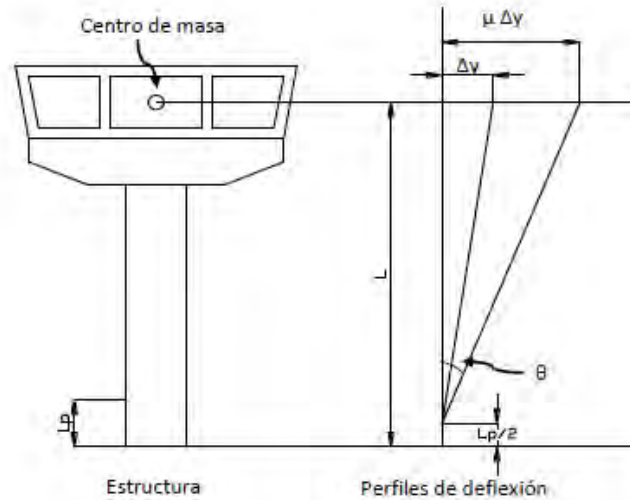


Figura 4. 10. Modelo de Priestley y Park (1989), carga horizontal actuante en el centro de masa.

#### 4.5 Características de los acelerogramas para simulación de cargas eventuales

De la Base Mexicana de Sismos Fuertes (BMSF, 2000) seleccionaron cuatro acelerogramas mostrados en la Figura 4. 11, para construir registros artificiales, estos fueron seleccionados de acuerdo a la cercanía de las estaciones de registros sísmicos a la ubicación del puente, que como se ha mencionado el puente Motín de Oro se encuentra ubicado en la cercanía de la costa del Pacífico, correspondiente a una zona con mayor riesgo sísmico en México; esto es, las estaciones de Caleta de Campos, Colima II, Arteaga, Termoeléctrica de Manzanillo y Guacamayas.

Los acelerogramas se definieron de acuerdo a los valores de aceleración máxima del terreno (PGA por sus siglas en inglés), magnitud y aceleración. Los acelerogramas son: 1) 11 de enero de 1997, con  $PGA=396 \text{ cm/s}^2$ ; 2) 12 de octubre de 1995, con  $PGA=227 \text{ cm/s}^2$ ; 3) 30 de abril de 1986, con  $PGA=69.2 \text{ cm/s}^2$ ; y 4) 19 de septiembre de 1985, con  $PGA=140 \text{ cm/s}^2$ , el registro con mayor duración de la fase intensa. Los acelerogramas y espectros elásticos de los cuatro registros, para un 5% de amortiguamiento crítico, para la dirección horizontal con valores más grandes, se muestran en la Figura 4. 11. Como se observa, los periodos fundamentales de los acelerogramas son menores a 0.5 s. Por lo tanto los dos periodos fundamentales se encuentran en la zona de mayor amplitud del espectro.

#### 4.6 Acelerogramas sintéticos

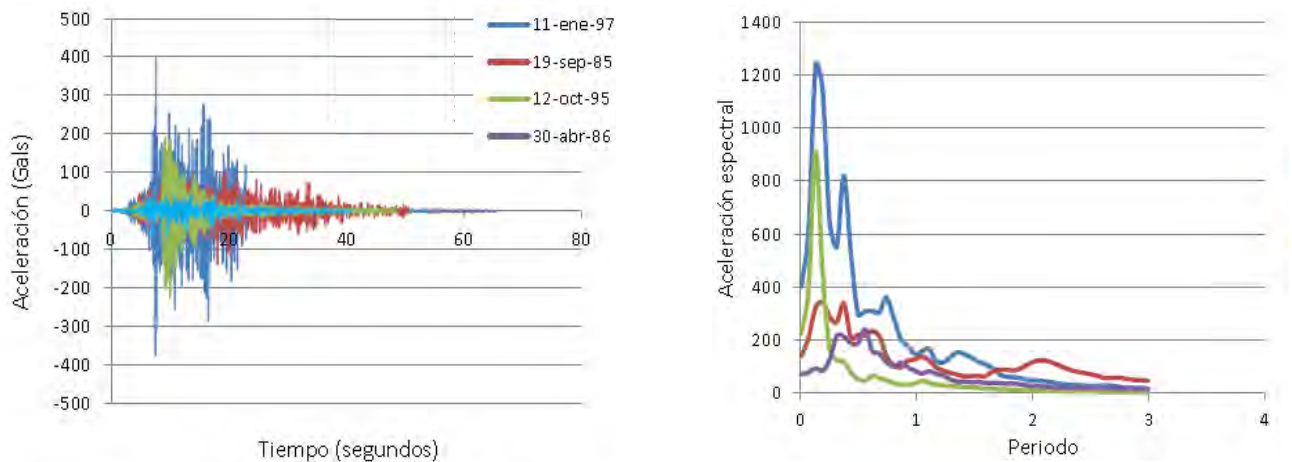
La práctica común para el análisis en el dominio temporal de estructuras sometidas a acciones sísmicas utiliza como entrada registros de sismos cercanos al lugar de interés. No obstante, esta información, que no siempre está disponible, induce una alta incertidumbre en la respuesta estructural, debido a que tales registros no cubren todos los máximos en la banda

de frecuencias de interés. Así mismo, las aceleraciones registradas no suelen cumplir los rangos de amplitudes y frecuencias establecidas en los códigos de diseño. La generación de acelerogramas artificiales es una excelente herramienta para este tipo de análisis, ya que permite obtener señales que cubren un amplio rango de frecuencias, y se ajustan a las amplitudes espectrales especificadas en las diferentes normativas (Bonett et al, 2002).

La obtención de acelerogramas sintéticos comprende diferentes procedimientos de índole estocástica, los cuales, principalmente, son los registros compatibles con un espectro de respuesta y los registros no compatibles con un espectro de respuesta (Soria, 2011), algunos de estos se mencionan a continuación:

- a) Acelerogramas no compatibles con un espectro de respuesta, entre los cuales se encuentran el ruido blanco filtrado y modulado, superposición de ondas armónicas, métodos sismológicos.
- b) Acelerogramas compatibles con un espectro de respuesta, de los cuales se derivan; el cálculo de las amplitudes, mejora de la señal artificial, consultar (Soria, 2011).

Los acelerogramas artificiales que se requirieron en este trabajo, fueron calculados por (Soria, 2011), los cuales fueron generados mediante el programa SIMQKE, para esto fue necesario calcular la función de densidad espectral de potencia de un espectro determinado de respuesta suavizado, generando estadísticamente acelerogramas tiempo – historia artificiales independientes por iteración para hacer coincidir con el espectro de respuesta especificado, posteriormente se realiza una corrección línea base en el movimiento generado, para verificar que la velocidad del suelo al final sea nula.



**Figura 4. 11. Acelerogramas (izquierda) y espectros elásticos (derecha) para la componente horizontal más grande de los cuatro escenarios sísmicos.**



### 4.7 Curvas de fragilidad

Con el programa *Ruaumoko - 3D*, se realizaron 300 análisis no lineales, correspondientes a las 300 simulaciones por Monte Carlo, para cada escenario sísmico descrito anteriormente, obteniendo como resultado índices de daño locales y globales; entendiéndose como local a la subestructura (pilas) y global, al sistema en general. La formulación para obtener los índices de daño que se usó en este trabajo, fue propuesta por Park *et al.* (1985); es un método simple y calibrado mediante pruebas experimentales, y se presenta mediante las expresiones siguientes:

$$ID = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{F_y \delta_u} \int dE \tag{4.3}$$

$$ID_G = \frac{\sum_i ID_i^2}{\sum_i ID_i} \tag{4.4}$$

donde:

- $\delta_m, \delta_u$  son la deformación máxima y última del elemento sujeto a carga monotónica, respectivamente
- $\beta$  representa la pérdida de fuerza ( $\beta = 0.15$ )
- $E$  es la energía histerética disipada
- $F_y$  es la carga de fluencia
- $ID_G, ID$  son los índices globales y locales, respectivamente

En la Tabla 4. 6, se muestran los índices de daño locales (pilas) y globales (puentes) obtenidas de los análisis no lineales, para los registros del 11 de enero de 1997 en la estación Caleta de Campos.

**Tabla 4. 6. Índices de daño para el primer escenario sísmico.**

Pila 10	Pila 11	Pila 12	Puente
0.193	0.22	0.239	0.217
0.156	0.174	0.189	0.173
0.17	0.192	0.212	0.191
0.136	0.153	0.171	0.153
0.174	0.193	0.23	0.199
0.194	0.22	0.245	0.22
0.205	0.226	0.249	0.227
0.15	0.174	0.19	0.171
0.114	0.132	0.148	0.131
0.146	0.168	0.193	0.169

De los resultados obtenidos del análisis no lineal, con ayuda del programa *STATGRAPHICS*, se realizan ajustes de distribución de probabilidad, estas caracterizadas por una función  $f(x)$ . Esta función de distribución proporciona un medio para determinar la probabilidad de un intervalo  $a \leq X \leq b$ . Para este trabajo, se emplean cinco distribuciones, que son las que mejor se ajustan a un nivel de confianza del 95 %, estas son: Normal, Beta, Gamma, Lognormal y Weibull. Para esquematizar el procedimiento, se muestran las pruebas de bondad de ajuste (Tabla 4. 7), las distribuciones ajustadas (

Tabla 4. 8), el histograma y ajuste de distribución (Figura 4. 12) y las curvas de fragilidad del puente y las pilas del mismo (Figuras 4.13 a 4.16) con los índices de daño globales (puente) y locales (pilas) obtenidos mediante los análisis, para el primer escenario sísmico, correspondiente al 11 de enero 1997.

**Tabla 4. 7. Prueba de bondad de ajuste Kolmogorov-Smirnov.**

	Beta	Gamma	Lognormal	Normal	Weibull
DMAS	0.042	0.037	0.027	0.057	0.086
DMENOS	0.034	0.033	0.034	0.035	0.066
DN	0.042	0.037	0.034	0.057	0.086
Valor - P	0.655	0.803	0.87	0.273	0.022

Como se muestra en la tabla anterior, la distribución que mejor se ajusta es la Lognormal, por el contrario, la distribución Weibull no se ajusta al nivel de confianza del 95 %.

**Tabla 4. 8. Distribuciones ajustadas para índice de daño globales (Registro 11 de enero de 1997).**

Beta	Gamma	Lognormal	Normal	Weibull
forma 1 = 30.974	forma = 38.740	media = 0.201	media = 0.201	forma = 6.497
forma 2 = 122.970	escala = 192.546	desviación estándar = 0.032	desviación estándar = 0.032	escala = 0.215
		Escala log: media = -1.616		
		Escala log: desv. est.= 0.162		

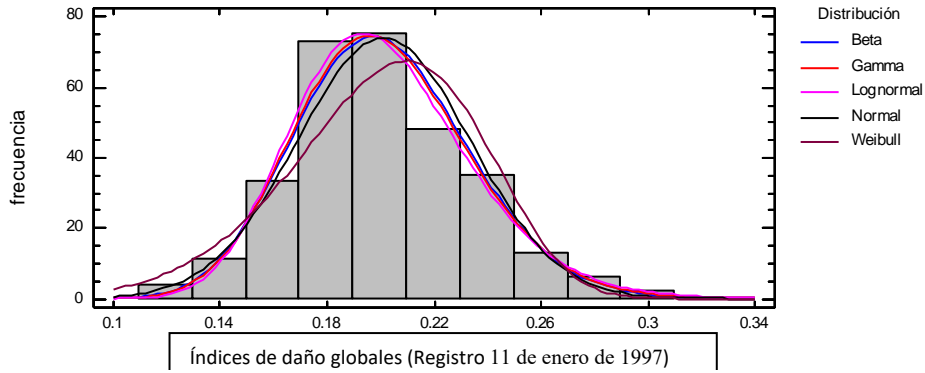


Figura 4. 12. Histograma de frecuencias relativas del puente para el sismo I.

En la Figura 4. 13 se muestra la curva de fragilidad del puente, con sus parámetros media y desviación estándar 0.201230 y 0.0328537, respectivamente.

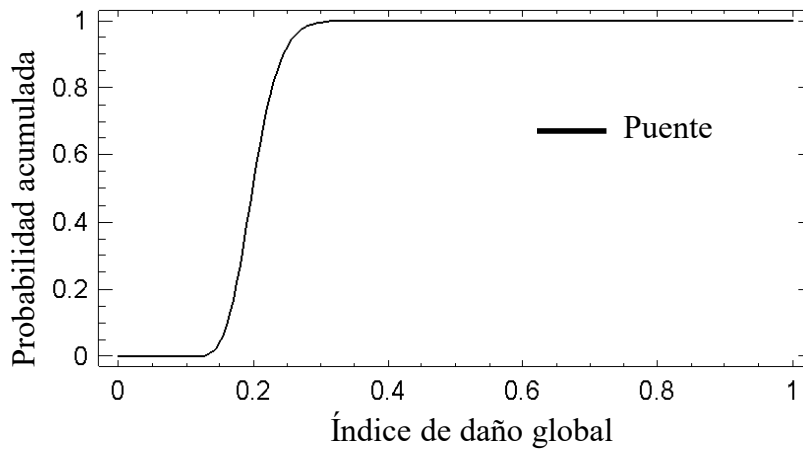


Figura 4. 13. Curva del Puente, para el primer escenario sísmico.

En la Figura 4. 14, Figura 4. 15 y Figura 4. 16, se muestran las curvas de fragilidad para cada pila del puente, 10, 11 y 12 respectivamente.

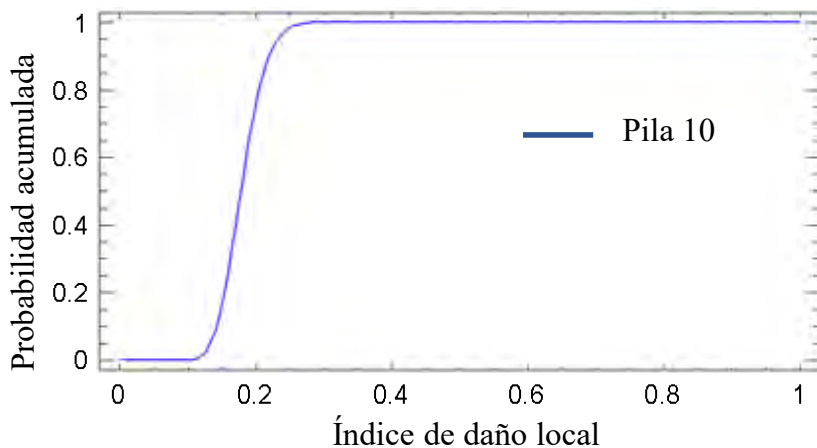


Figura 4. 14. Curva de fragilidad de la pila 10 del Puente Motín de Oro. (Escenario I).

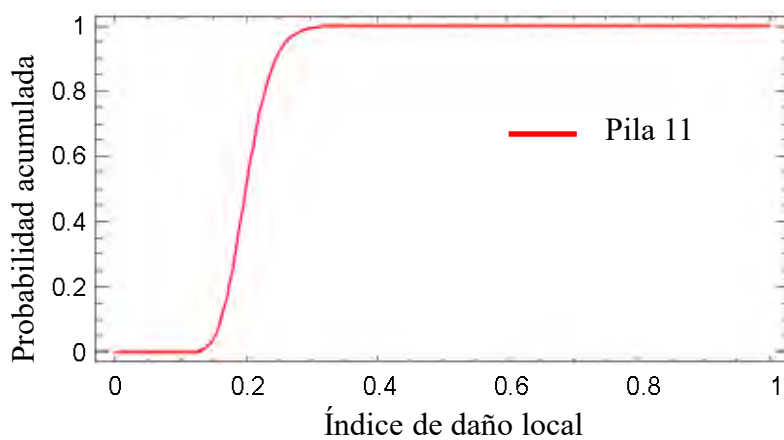


Figura 4. 15. Curva de fragilidad de la pila 11 del Puente Motín de Oro. (Escenario I).

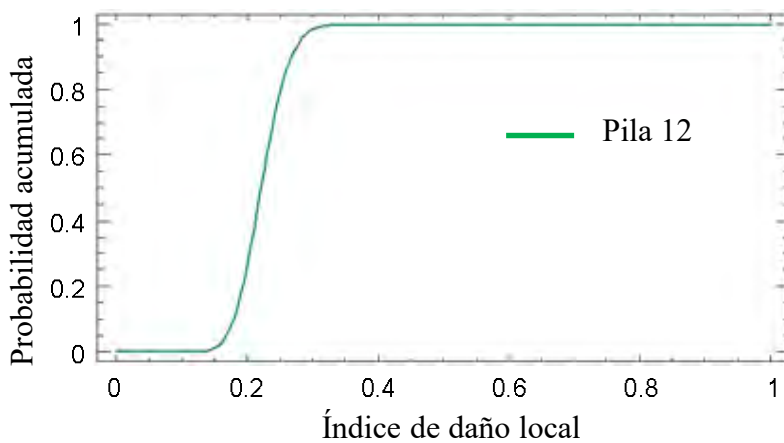


Figura 4. 16. Curva de fragilidad de la pila 12 del Puente Motín de Oro. (Escenario I).

En la Figura 4. 17 se realizó la comparación de las tres pilas de las que consiste el puente, esto con la finalidad de obtener el nivel de daño expuesto en cada pila mediante la simulación de ocurrencia del sismo I.

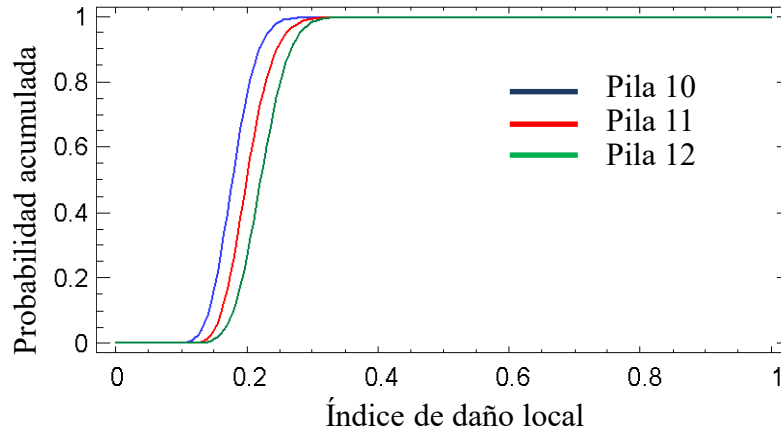


Figura 4. 17. Curvas de fragilidad de pilas 10, 11 y 12 (Escenario I).

De la figura anterior, se puede observar que la pila 12 es más susceptible a dañarse, a manera de ejemplo; la probabilidad de un daño moderado  $P[\text{Daño} > 0.2 / \text{SI}]$  son 0.25, 0.50 y 0.75, para las pilas 10, 11 y 12, respectivamente; siendo SI el primer escenario sísmico. El daño global se obtiene usando la ecuación **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, como se observa en la Figura 4. 13, la probabilidad de que el daño moderado global sea mayor a 0.2, ante la ocurrencia del sismo 1,  $P[\text{Daño} > 0.2 / \text{SI}]$  es 0.5, que es el promedio de los resultados de la probabilidad de las 3 pilas.

En la Figura 4. 18, Figura 4. 19, Figura 4. 20 y Figura 4. 21 se muestran las curvas de fragilidad de las pilas y del puente para los escenarios 2, y 3 respectivamente.

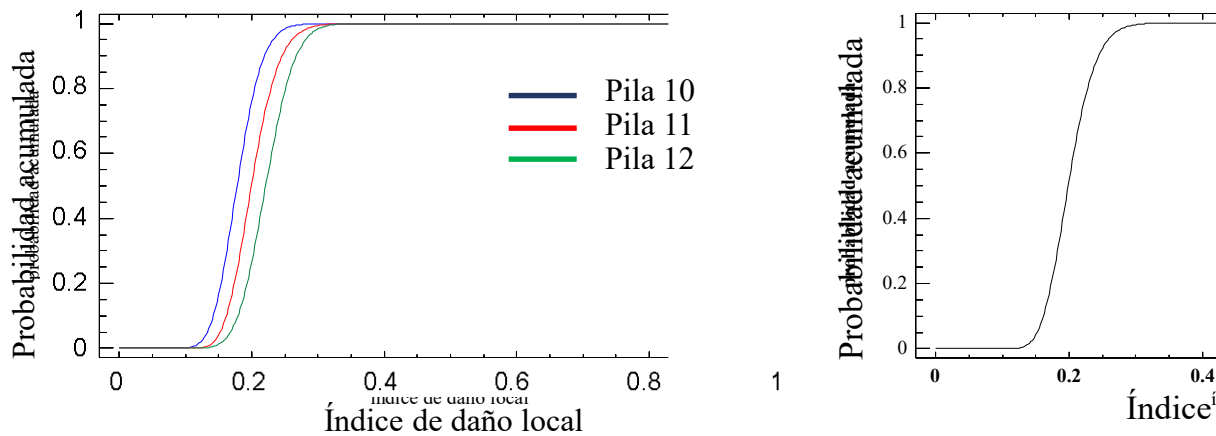


Figura 4. 18. Curvas de fragilidad de pilas 10, 11 y 12 para el Escenario II.

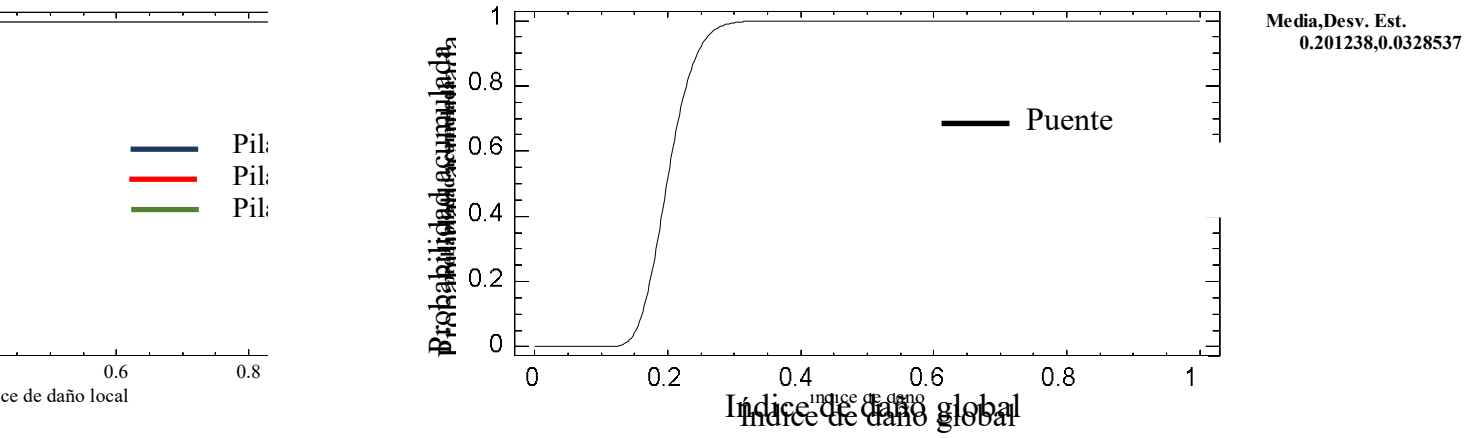


Figura 4.19. Curva de fragilidad del puente para el Escenario II.

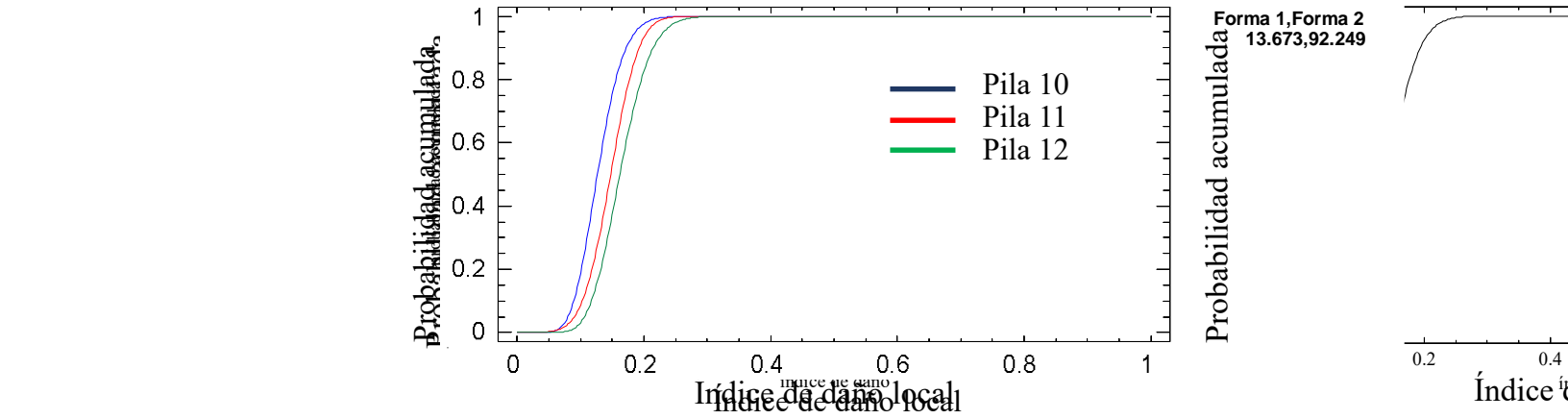


Figura 4.20. Curvas de fragilidad de pilas 10, 11 y 12 para el Escenario III.

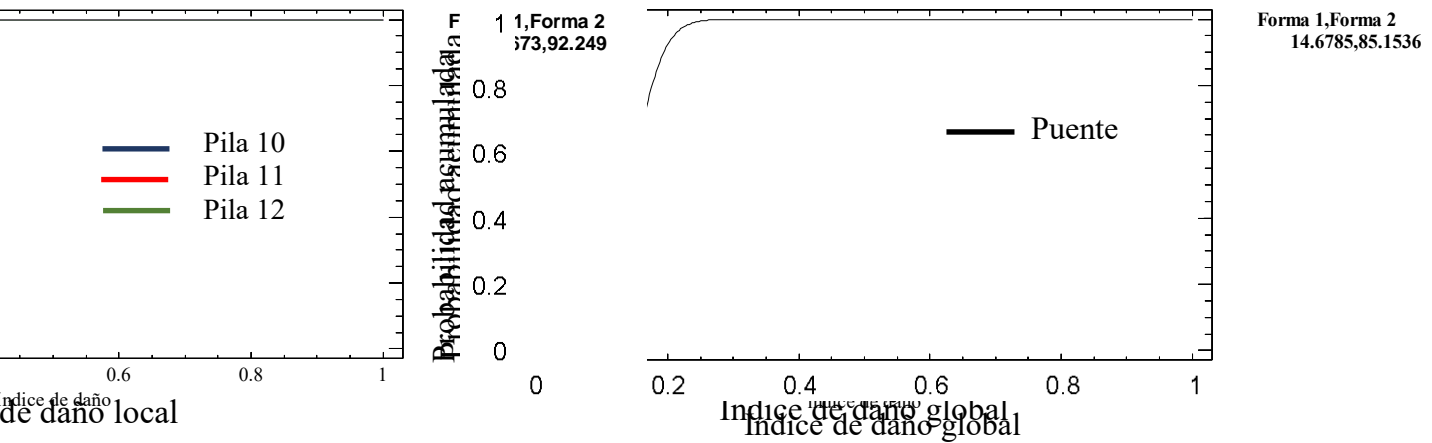


Figura 4.21. Curva de fragilidad del puente para el Escenario III.

Como se observa en las figuras anteriores, para los sismos I, II y III, la pila 12 es el elemento de mayor susceptibilidad a dañarse, aunque en promedio las pilas rondan los 4.5 metros, y el puente es “simétrico” en rigidez y geometría, la probabilidad de daño difiere en estas medidas deterministas, por lo que la pila 12 es el elemento que mayor daño acumula y por lo tanto la degradación de su resistencia es inminente. Para la simulación de la degradación de los materiales de la sección, y por lo tanto pérdida de resistencia; en el siguiente capítulo se realizan modelos de degradación en este elemento, reportados en la literatura de acuerdo a modelos de concreto reforzado experimentales.

Las gráficas referentes a las pilas, muestran los índices de daño, referentes a cada elemento de la subestructura, a lo que se le denomina local, en lo sucesivo, la que llevan por nombre globales, son del puente, esta última es el promedio de un cierto índice de daño presentado en los elementos que componen la subestructura, en estos resultados se hace énfasis en el escenario sísmico I, ya que es el que presenta mayor PGA, por lo que cuando existen porcentajes de daño bajos, con este escenario es más visible el índice de daño en las curvas de fragilidad.

# Capítulo 5

## Curvas de fragilidad en pilas con diferentes niveles de degradación

### 5.1 Introducción

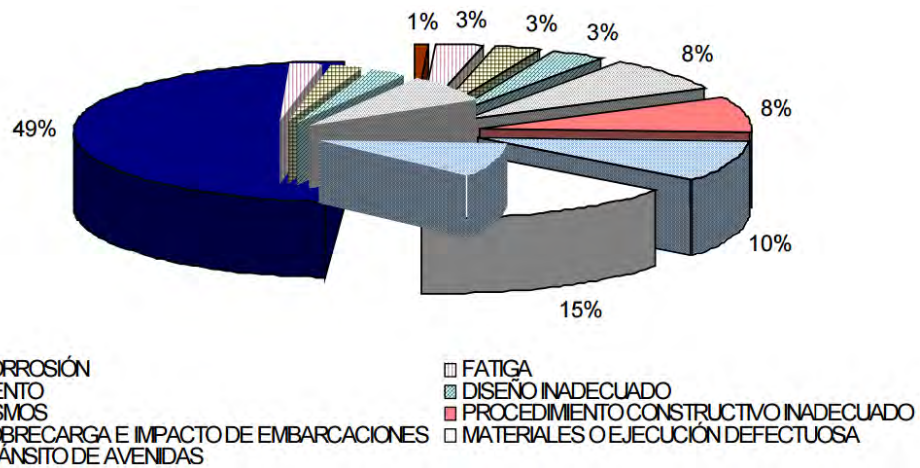
Los puentes son obras singulares, costosas y vitales para mantener el transporte. A menudo es el punto estratégico de una vía de comunicación. En un estudio estadístico de Smith (1976) sobre las principales fallas de 143 puentes en todo el mundo, resultó que la causa principal por la que colapsan la mayoría de los puentes se debe al tránsito de avenidas (teniendo como problema principal la socavación); en menor medida se atribuye a materiales o ejecución defectuosa, sobrecarga e impacto de embarcaciones, procedimiento constructivo inadecuado y por sismos; mientras que en casos poco predominantes se encuentran las fallas asociadas a un diseño inadecuado, viento, fatiga y corrosión (Figura 5. 1). En México no existe un registro detallado sobre la falla de puentes por el paso de avenidas pero se tienen casos específicos que han evidenciado este tipo de fallas, tal como se muestra en la Tabla 5. 1.

Los puentes que sufren severos daños en la estructura ante el paso de grandes avenidas se atribuye en la mayoría de las veces a problemas de socavación, en donde, al superar la profundidad de la cimentación, la estructura entra en un entorno de inestabilidad que lleva a producir el volteo de los puentes. También, se puede dar el caso en que los puentes permanezcan de pie, pero sus terraplenes de acceso fallen, dando lugar a la interrupción del tránsito vehicular, debido a que dichos terraplenes no estaban protegidos de manera adecuada ante los efectos de erosión y socavación (Mansen y Kuroiwa, 2004). Estos efectos cobran mayor importancia durante el paso de avenidas a consecuencia de que los ríos incrementan el nivel del agua y la magnitud de las velocidades, por lo que esto da como resultado que dichos ríos requieran de un ancho y una profundidad mayor al que tienen, incluso llegan al desbordamiento; esto explica en parte, que algunos puentes se dañen solamente en sus extremos. Ahora bien, los puentes que no llegan a sufrir daño alguno se puede atribuir a que la cuenca que drena el río es pequeña, con amplia cobertura vegetal que protege al suelo contra la erosión, así como de disponer de suficiente área hidráulica para que fluya el gasto máximo de la tormenta más intensa.



**Tabla 5. 1. Puentes que han fallado en México por el tránsito de avenidas.**

Año	Puente	Estado
1981	Badiraguato	Tabasco
1987	Teapa	Sinaloa
1987	Los Achotes	Sinaloa
1987	Juluchuca	Guerrero
1993	Piactla	Guerrero
1996	Juquiaqui	Guerrero



**Figura 5. 1. Estadística de fallas en puentes, realizada por Smith en 1976.**

Los daños mencionados, se clasifican de acuerdo a las siguientes causas (M. Samuel, *et al.* 2012):

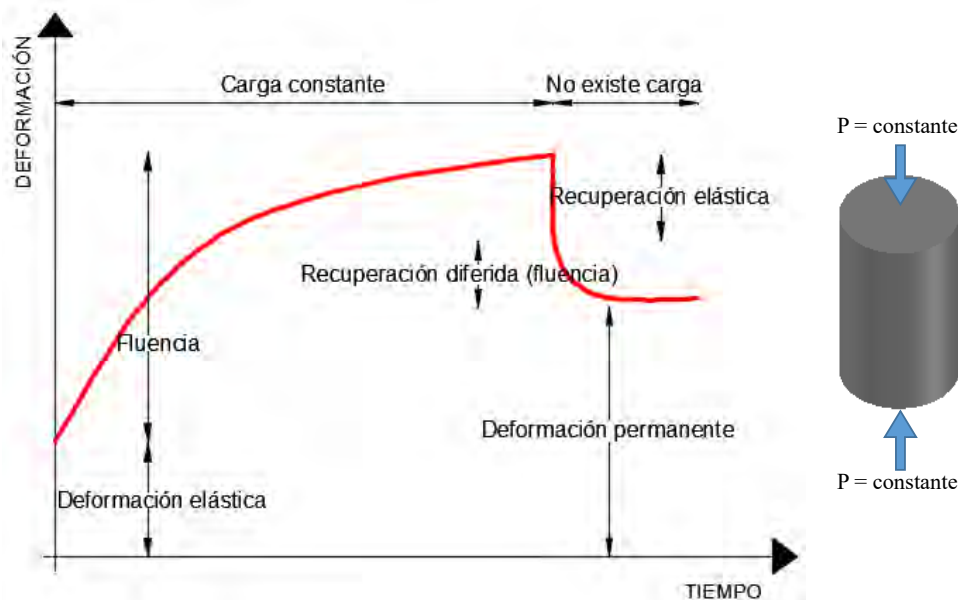
- Deformación plástica
- Deformación inelástica
- Pandeo
- Fatiga
- Fluencia
- Corrosión
- Fractura

**5.1.1 Fallas por deformación plástica**

El concreto como todo cuerpo sólido, se deforma al cargarse, y esta deformación depende de la magnitud de la carga y tiempo que esta dure.

Debido a que los puentes son estructuras que a partir de su construcción, transmiten cargas sostenidas de la superestructura a las columnas, estos elementos tienden a presentar deformaciones que al paso del tiempo pasan suelen ser mayores, pasando de un estado de deformación elástica o reversible considerada a corto plazo, a uno de deformaciones plásticas o irreversibles en donde las cargas son consideradas a largo plazo, además que la magnitud de la carga aumenta; debido a las acciones de las cargas vivas (vehículos), cargas accidentales (eventos debidos a las fuerzas de la naturaleza), o reparaciones en el puente, en donde las cargas muertas suelen aumentar por un posible reencarpamiento.

En general, cuando al concreto se le aplica un estado de esfuerzos cualquiera (Ejemplo: compresiones uniaxiales), se deforma progresivamente en función del tiempo. En este caso, la deformación final, dependiente del tiempo, está integrada por dos componentes: la primera asociada a una deformación elástica, y la segunda vinculada a una deformación progresiva de tendencia inelástica que en la literatura especializada se denomina “Creep” (Park, R. y Paulay T, 2012); en la Figura 5. 2 se muestra este concepto mediante un diagrama Tiempo - Deformación, y en la Figura 5. 3, se observa la falla por deformación plástica en pilas de puentes comunes. Generalmente, estas fallas son por errores en el diseño.



**Figura 5. 2.** Variación de la deformación del concreto en el tiempo debido a un proceso de carga uniaxial y descarga (Adaptado de Metha y Monteiro 1998).



**Figura 5. 3. Falla por deformación plástica en la columna de un puente carretero típico (Foto: Arquitectolegista).**

### ***5.1.2 Fallas por deformación inelástica***

Cuando las fuerzas que se aplican a un componente estructural son excesivas, pueden sobrepasar el límite elástico del material (valor de cedencia), y provocar deformaciones permanentes en el mismo. Aunque las estructuras se diseñan para no sobrepasar estos límites, es posible que esto ocurra en las zonas de mayor concentración de esfuerzos. No todas las deformaciones permanentes conducen a una fractura inmediata, pero es común que se conviertan en zonas débiles del puente donde la concentración de esfuerzos puede incrementarse hasta generar grietas o aplastamiento del concreto, que posteriormente se convierten en fracturas, como se muestra en la Figura 5. 4.



**Figura 5. 4. Falla por deformación inelástica, presencia de aplastamiento en el concreto. (Foto: Karla Morán, ESPOL, 2009).**

### **5.1.3 Fallas por pandeo**

El pandeo es un fenómeno que se produce por inestabilidad elástica que puede darse en elementos comprimidos esbeltos, como lo son pilas o columnas; como resultado se produce la aparición de desplazamientos de gran importancia transversales a la dirección en el que se produce el esfuerzo de compresión.

Finalmente se genera una flexión adicional al elemento cuando se encuentra sometido a fuerzas axiales importantes. El principal problema de que se produzca el pandeo, es que los elementos pasan de no tener un desplazamiento lateral a tener un desplazamiento importante con un incremento pequeño de esfuerzo, una vez superada la carga crítica de pandeo (que es el límite en el cual se comenzará a producir pandeo en el elemento, y esta carga será la máxima carga de servicio de un puente). Al continuar incrementando la fuerza se llegará al colapso sin que este incremento sea relativamente sustancial.

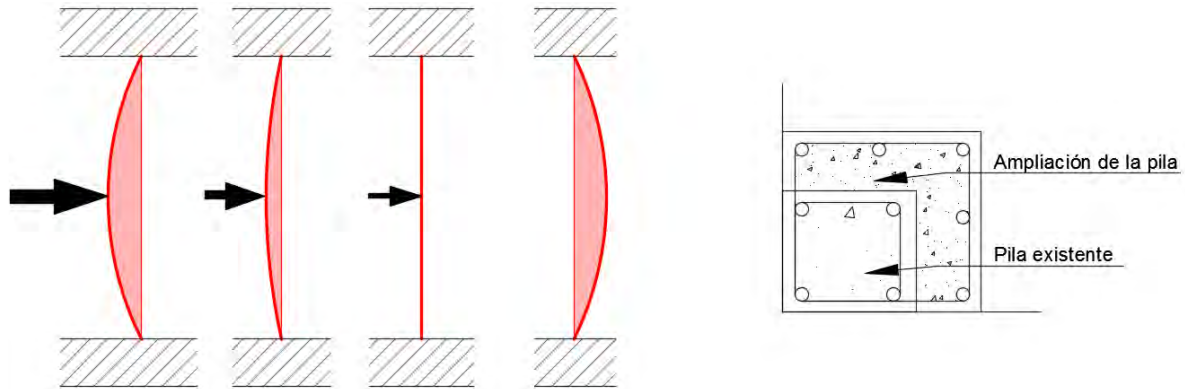
Existen diferentes maneras o tipos de fallas producidas por pandeo, para un elemento estructural frecuentemente se debe verificar los más representativos y se deberá asegurar que las cargas no se encuentren cercanas a las cargas críticas asociadas a cada modo de pandeo. Entre las de mayor importancia se tiene (Naranjo, E. 2014):

#### **5.1.3.1 Pandeo flexional**

Este tipo de pandeo produce una deformación lateral en el elemento, sin producir ni giros, ni cambio de sección transversal del mismo (Naranjo, E. 2014), como se muestra en la Figura 5. 4.

En columnas o pilas esbeltas, una de las patologías constructivas que se podría dar es el pandeo. Esta aparece cuando la sección y el refuerzo son insuficientes, o bien cuando no se ha previsto la esbeltez. Si la columna tiene poca altura la falla se produce por aplastamiento del concreto con fisuras verticales. Debido a su peligrosidad, debe realizarse un apuntalado de urgencia pudiendo colocar dos perfiles metálicos en los laterales.

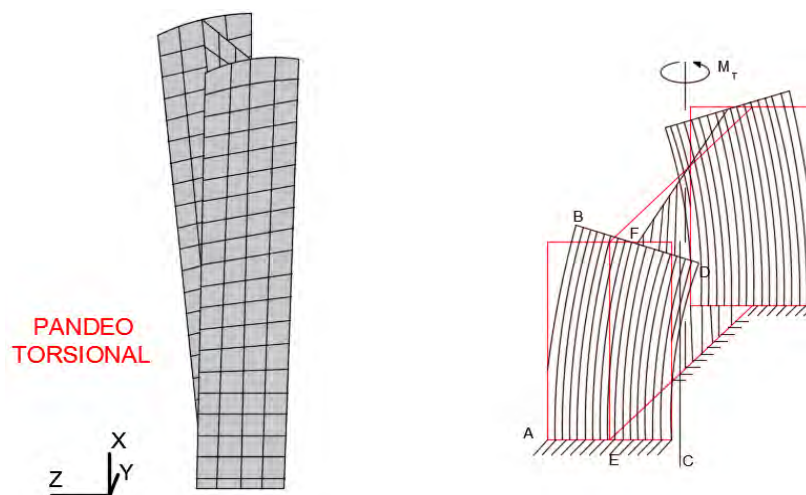
Una buena solución es aumentar su dimensión. En la Figura 5. 5, se detalla cómo aumentar la dimensión en una pila en este caso de esquina, para esto se requiere picar la cara de la pila o columna donde se ampliará, se coloca el armado necesario sujeto con estribos y éstos introducidos en la pila, sujetos con resina epoxi, antes de rellenar de concreto se debe aplicar la resina epoxi, para asegurar adherencia entre los materiales; si la pila es muy alta, se debe ejecutar en dos fases (Arquigrafico).



**Figura 5. 5. Deformación lateral de elementos verticales ante cargas externas (izquierda) y rehabilitación de pila ante esta patología constructiva (derecha).**

### 5.1.3.2 Pandeo torsional

En este tipo de pandeo, el elemento gira alrededor de su centro de corte (es un punto situado en el plano de la sección transversal de un elemento prismático como una viga o una columna, tal que cualquier esfuerzo cortante que pase por ese punto no producirá momento torsor en la sección transversal de la pieza), en la Figura 5. 6, se muestra una columna y una viga sometidas a esta tipología de esfuerzo.



**Figura 5. 6. Pandeo torsional en elementos estructurales. (Foto: Morales, O, 2015).**

### 5.1.3.3 Pandeo flexo-torsional

En este caso, en el elemento a compresión se produce una flexión y simultáneamente un giro sin producir cambio en su sección transversal, como se muestra en la Figura 5. 7. Este modo de pandeo es fundamental en el diseño de una viga, especialmente cuando su patín comprimido carece de soportes laterales adecuados. Las vigas que se flexionan alrededor de los ejes centroidales y principales de mayor inercia y no tienen elementos exteriores que lo

impidan, tienden a flexionarse lateralmente y retorcerse, el pandeo por flexo – torsión constituye el estado límite de falla que suele regir el diseño de una viga de acero.



**Figura 5. 7. Pandeo por flexo – torsión en edificio esbelto (izquierda) y viga de acero (derecha).**

#### 5.1.3.4 Pandeo lateral torsional

Estos son elementos que trabajan a flexión, cuya deformación es normal al eje del elemento y paralelamente se produce un giro alrededor de su centro de corte, como se muestra en la Figura 5. 8.



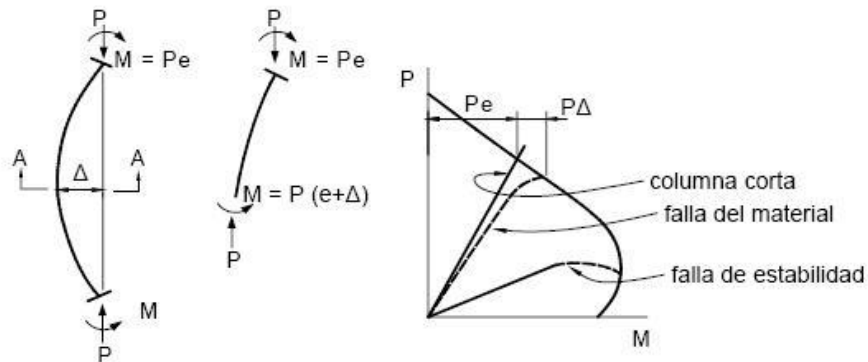
**Figura 5. 8. Pandeo lateral torsional en elemento viga.**

Cada tipo de elemento estructural trabajará bajo ciertas solicitaciones, y a partir de eso se producirá cada tipo de pandeo. En columnas el tipo de solicitación va a depender de la esbeltez de la misma. El pandeo origina un desplazamiento transversal al eje longitudinal al elemento, produciendo de esta manera una flexión adicional, reduciendo la capacidad de la columna a soportar carga axial (Naranjo, E. 2014). Esto se puede observar claramente en el diagrama de interacción de una columna (Figura 5. 9). La esbeltez de una columna se expresa en términos de su relación de esbeltez  $k\ell_u/r$ , donde  $k$  es un factor de longitud efectiva (que depende de las condiciones de apoyo de los extremos de la columna),  $\ell_u$  es la longitud de la columna entre apoyos y  $r$  es el radio de giro de la sección transversal de la columna. En general, una columna es esbelta si las dimensiones de su sección transversal son pequeñas en relación con su longitud.

A los fines del diseño, el término "columna corta" se usa para designar una columna que tiene una resistencia igual a la calculada para su sección transversal, usando las fuerzas y los momentos obtenidos de un análisis para combinación de flexión y carga axial. Una "columna

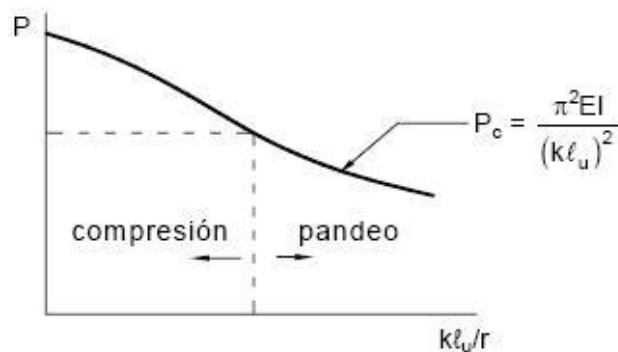
esbelta" se define como una columna cuya resistencia se reduce debido a las deformaciones de segundo orden (momentos de segundo orden).

Una columna corta puede fallar a causa de una combinación de momento y carga axial que supere la resistencia de la sección transversal. Este tipo de falla se conoce como "falla del material." A modo de ejemplo, consideremos la columna ilustrada en la Figura 5. 9. Debido a la carga, la columna tiene una deformación  $\Delta$  que provocará un momento adicional (de segundo orden) en la columna. En el diagrama de cuerpo libre se puede ver que el momento máximo en la columna ocurre en la sección A-A, y es igual al momento aplicado más el momento debido a la deformación del elemento, que es  $M = P(e + \Delta)$ .



**Figura 5. 9. Interacción de las resistencias en columnas esbeltas.**

El concepto básico del comportamiento de las columnas esbeltas rectas con carga axial concéntrica fue desarrollado originalmente por Euler, hace ya más de 200 años. El concepto establece que un elemento fallará por pandeo bajo la carga crítica  $P_c = \pi^2 EI / (\ell_e)^2$ , siendo  $EI$  la rigidez flexional de la sección transversal del elemento y  $\ell_e$  la longitud efectiva, que es igual a  $k\ell_u$ . Para las columnas cortas "robustas," el valor de la carga de pandeo será mayor que la resistencia al aplastamiento por compresión directa (correspondiente a la falla del material). En los elementos que son más esbeltos (es decir, elementos para los cuales el valor de  $k\ell_u/r$  es más elevado), la falla puede ocurrir por pandeo (falla de estabilidad), con la carga de pandeo disminuyendo a medida que aumenta la esbeltez (Figura 5. 10).



**Figura 5. 10. Carga de falla en función de esbeltez de una columna.**

**5.1.4 Falla por fatiga**

Cuando una estructura se somete a cargas cíclicas se produce un efecto de deterioro en el material. El deterioro se inicia con defectos o micro-grietas que actúan como zonas de concentración de esfuerzos, para la aparición y propagación de grietas. La mecánica de la fractura ha desarrollado teorías para describir este fenómeno y, de hecho, es uno de los fundamentos básicos para establecer criterios de diseño e inspección no destructiva (Naranjo, E. 2014).

La naturaleza de esta falla resulta del hecho de que existen regiones microscópicas, normalmente en la superficie del miembro, donde el esfuerzo local es mucho más grande que el esfuerzo promedio que actúa en la sección transversal. Cuando este esfuerzo más grande se aplica en forma cíclica, conduce a la formación de grietas diminutas. La presencia de estas grietas provoca un aumento posterior del esfuerzo en sus fronteras, lo cual a su vez ocasiona una extensión posterior de las grietas en el material cuando el esfuerzo continúa ejerciendo su acción.<sup>1</sup> En la Figura 5. 11 se muestra una falla por fatiga en una viga de acero del puente Padahuel norte, ruta 68, en Chile.



**Figura 5. 11. Falla por fatiga en la viga de acero del puente Padahuel Norte en Chile (Fotos: JLS Ingeniería Estructural, 2011).**

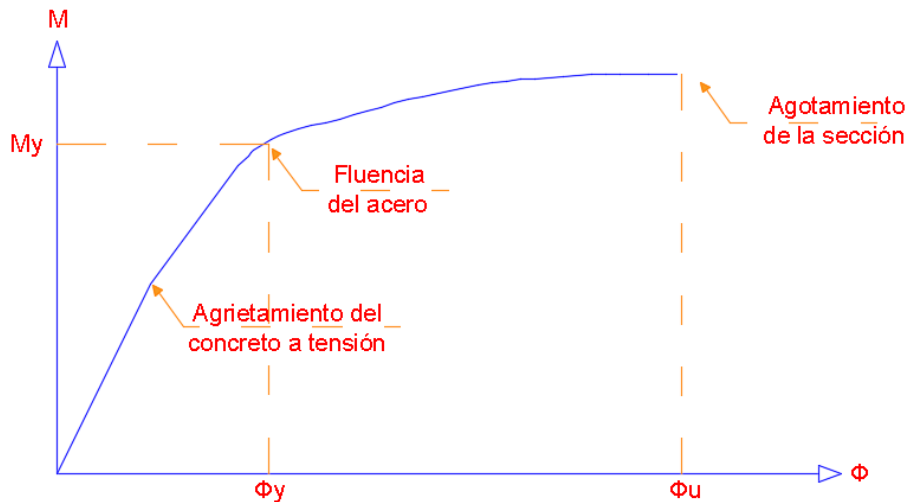
---

<sup>1</sup> Tomado de Hibbeler, R.C. (2006). “Mecánica de materiales”, Prentice Hall, 6ª Edición, México, 2006, ISBN: 970-26-0654-3, págs. 112-113.



**5.1.5 Fallas por fluencia**

La fluencia ocurre cuando un elemento estructural se somete a cargas estáticas en periodos prolongados. Normalmente, cuando una carga se libera, las deformaciones elásticas del material se recuperan, pero las inelásticas permanecen, aun sin carga, como se muestra en el diagrama de interacción de la Figura 5. 12. En el caso aun cuando las cargas no sobrepasan los límites elásticos presentan deformaciones permanentes debido a que ocurren procesos de difusión y dislocación los cuales dependen del tiempo y la temperatura.



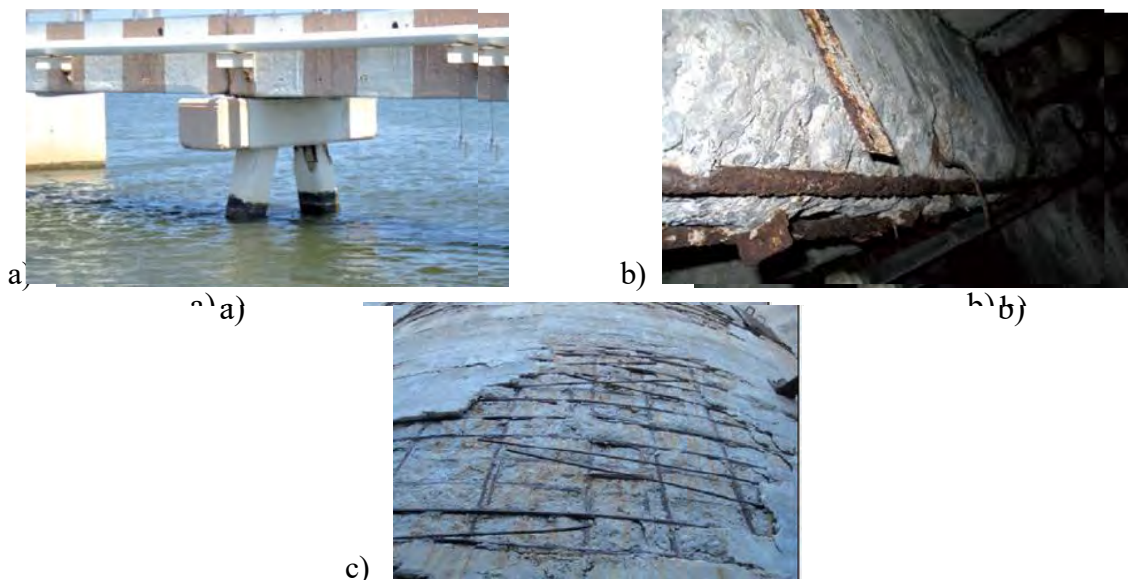
**Figura 5. 12. Estados límite en el diagrama Momento-Curvatura.**

**5.1.6 Fallas por corrosión**

La ASTM define la corrosión como la “reacción química o electroquímica entre un material, usualmente un metal y su medio ambiente, que produce un deterioro del material y de sus propiedades”. Para el acero de refuerzo en el concreto, la corrosión da como resultado la formación de óxido de 2 a 4 veces más volumen que el acero original, con la correspondiente pérdida de sus óptimas propiedades mecánicas, produciendo una reducción en la capacidad resistente del acero y consecuentemente del elemento de concreto armado.

El acero en el concreto reforzado aporta las propiedades de resistencia a la tensión tan necesarias en el concreto estructural, lo que evita el daño en estas estructuras, sujetas a cualquier nivel de esfuerzo que se genere por acciones de posible ocurrencia. Sin embargo, cuando el acero de refuerzo se corroe, este óxido provoca la pérdida de adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto, produciéndose la exfoliación y la laminación, hecho que podría afectar la estabilidad de la estructura, al reducirse el área del acero en su sección transversal y consecuentemente su capacidad resistente. Esta situación es especialmente importante en cables de alto límite elástico de elementos presforzados.

Las pérdidas económicas causadas por la corrosión del acero de refuerzo en las estructuras de concreto se calculan en billones de dólares por año, únicamente en los Estados Unidos en que la Administración Federal de Caminos ha evaluado en 200 millones de dólares el costo anual de reparación de puentes en el sistema inter-estatal, monto que se cuadriplica al considerar todos los puentes existentes en el país. Por otra parte, la Agencia de Protección del Ambiente (EPA), con sede en los Estados Unidos de Norteamérica, indica que el costo total por reparación de la red vial deteriorada por corrosión, originada por el empleo de sales de deshielo, es de aproximadamente 500 millones de dólares al año (García, F, 2011), en la Figura 5. 13 se observan fallas por corrosión en puentes.



**Figura 5. 13. a) Alto nivel de corrosión en los apoyos de un muelle marino, b) Contacto galvánico entre dos metales, c) Desarrollo de corrosión en estructuras de silos, debido a la existencia de niveles de recubrimiento limitados. (Foto: ATE – IMCYC, 2003).**

### **5.1.7 Fallas por fractura**

Una falla catastrófica en un puente ocurre cuando se presenta la ruptura de una o varias de sus partes (Figura 5. 14). En la mayoría de los casos, las fallas por fractura se deben a sobrecargas, aunque existen algunos que son por defectos o grietas pre-existentes con niveles relativamente bajos de carga. La fractura de un material, típicamente presenta un comportamiento dúctil en el que se libera una gran cantidad de energía en forma de deformación permanente, por lo que es posible anticipar la falla mediante detección de deformaciones.



**Figura 5. 14.** Terremoto de 1971 en San Fernando, California. Estas columnas soportaban un puente, el daño que se presentó se debió a torsión (rotación horizontal) en las columnas. La torsión se traduce en fuerzas cortantes que actúan sobre el zuncho (refuerzo lateral en espiral). (Foto: NISEE 1971).

## **5.2 Degradación en la subestructura del Puente Motín de Oro**

El Puente motín de Oro, fue reparado en 1994 mediante la colocación de cables de presfuerzo longitudinal, como se mencionó en la sección 3.3, por esta razón, se considera que el puente tiene la capacidad de contrarrestar las demandas que producen las cargas cíclicas, a excepción de los agentes de intemperismo que desgastan a las pilas con el paso del tiempo.

En este trabajo se considera que la degradación del concreto, el agrietamiento y la corrosión en el acero son agentes que tienden a provocar pérdida de resistencia y rigidez de las pilas, por sobrecargas, cargas accidentales u otras acciones. Para simular la degradación de la subestructura (pilas), se considera la pérdida de resistencia mediante la disminución de cargas axiales y momento nominal en el diagrama de interacción, así como el cambio en la ductilidad de los elementos, de acuerdo a la curvatura obtenida por el cambio de momento en el diagrama momento – curvatura; para esto se consideran tres niveles de degradación, en los cuales se supone desde la pérdida de recubrimiento, hasta la disminución en las barras de acero longitudinales. Se obtuvieron mediante análisis no lineales las características del puente sometido a cada nivel de degradación, y posteriormente las curvas de fragilidad.

## **5.3 Degradación del concreto reforzado**

El concreto reforzado es un material compuesto que posee características notables. El acero de refuerzo le confiere propiedades mecánicas como resistencia a la tensión y a la flexión, mientras el concreto le aporta resistencia a la compresión. Por esta razón el concreto reforzado es un material estructural de gran resistencia y durabilidad, entendida esta como la capacidad de mantenerse en servicio durante un tiempo definido.

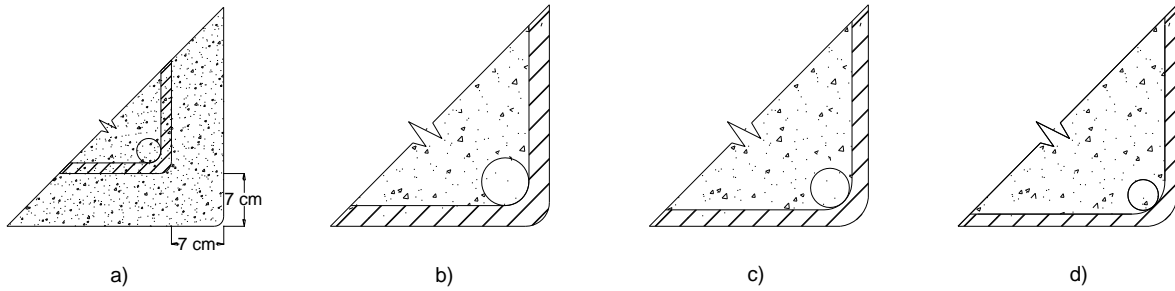
Es común la creencia de que el concreto tiene una muy larga durabilidad, pero en la práctica esta depende de las circunstancias, ya que el material puede ser afectado por el deterioro mediante la corrosión, del acero de refuerzo; la degradación del acero, o de ambas, debido al

agrietamiento del concreto, permitiendo la filtración del agua y de agentes de intemperismo hacia el acero. En esto intervienen factores inherentes al material como la naturaleza de los componentes, la relación agua/cemento, su colocación y su curado; también existen factores de carácter externo como cambios de temperatura, acción del agua y agentes atmosféricos, factores biológicos como microorganismos, factores de servicio, y factores físicos o químicos, en la Tabla 5. 2, se muestran los mecanismos de deterioro del concreto (Posada B, 1994).

El proceso de degradación que se siguió para obtener el índice de daño en las pilas del puente en estudio fue degradar en diferentes grados la pila que presentó mayor susceptibilidad a carga sísmica; el elemento 12 como se comenta en el Capítulo 4. Para el caso de daño ligero se eliminó por completo el recubrimiento de dicha pila, al quitar el recubrimiento se supone que el concreto ha sido agrietado y desgastado debido a los agentes de intemperismo y se inicia la posibilidad de la corrosión del acero de refuerzo. Para una degradación moderada se supuso que el acero ya tiene problemas limitados de corrosión por estar expuesto (al perder la sección el recubrimiento). Para degradaciones severas se propone una mayor disminución del área de acero suponiendo corrosión de este material. Esquemáticamente, en la Figura 5. 15 se muestran secciones con los diferentes grados de degradación del proceso mencionado. Este proceso de degradación se basó en los trabajos experimentales de Posada B (1994).

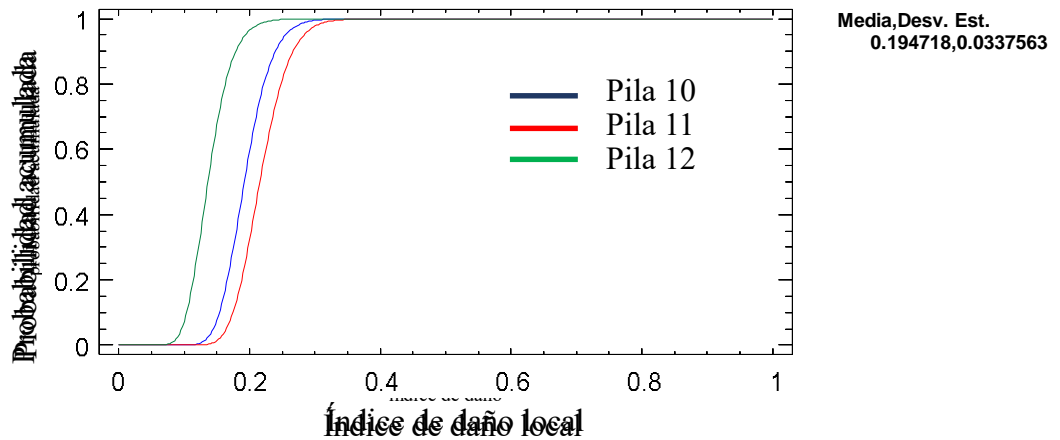
**Tabla 5. 2. Mecanismos de deterioro del concreto.**

Mecanismo	Reacción	Fenómenos de alteraciones
Físico	Disolución de compuestos	Aumento de porosidad y permeabilidad de la pasta en el medio, pérdida de masa, de resistencias mecánicas.
Químico	Intercambio de iones compuestos	Formación de compuestos solubles de la pasta con los medios. Los mismos del mecanismo físico.
Físico – Químico	Formación de compuestos con aumento de volumen	Formación de compuestos poco solubles y expansivos, aumento de tensiones internas. Fisuración, caída de resistencias mecánicas.
Electroquímico	Formación de celdas, ánodos y cátodos.	Caída de resistencias, pérdida de masa, pérdida de adherencia, fisuración, desmoronamiento, desintegración.



**Figura 5. 15. Proceso de degradación propuesto. a) Pila sin daño, b) Pila con daño ligero (perdida de recubrimiento), c) Daño moderado (disminución del área de acero simulando el proceso de corrosión), d) Daño severo (disminución mayor del área).**

Conforme a las consideraciones anteriores para simular la degradación de las pilas del puente, se modificaron los diagramas de interacción y de curvatura necesarios para realizar los modelos de análisis no lineales del puente en el programa Ruaumoko. Por ejemplo, para daño ligero se eliminaron de la sección transversal los centímetros de concreto de recubrimiento y se calcularon los nuevos 300 diagramas de interacción y curvatura de la pila 12 (como en las Tablas 4.4 y 4.5) conforme a las propiedades probabilistas de las variables aleatorias descritas en la Tabla 4. 1. Los 300 modelos del puente fueron sometidos a los sismos artificiales que se comentan en el Capítulo 4 para determinar los nuevos índices de daño locales y globales de pilas y puente Motín de Oro. A partir de estos índices se calculan las curvas de fragilidad de elemento y puente. En las Figuras 5.16 y 5.17 se muestran las curvas de fragilidad de pilas y del puente, respectivamente, cuando se considera un daño ligero en la pila 12 y para el primer escenario sísmico. Para daño moderado y severo de la pila 12, con el mismo primer escenario sísmico, las curvas de fragilidad obtenidas se presentan en las Figuras 5.18 y 5.21.



**Figura 5. 16. Curvas de fragilidad de pilas 10, 11 y 12 para el primer escenario sísmico. Daño ligero en la pila 12.**

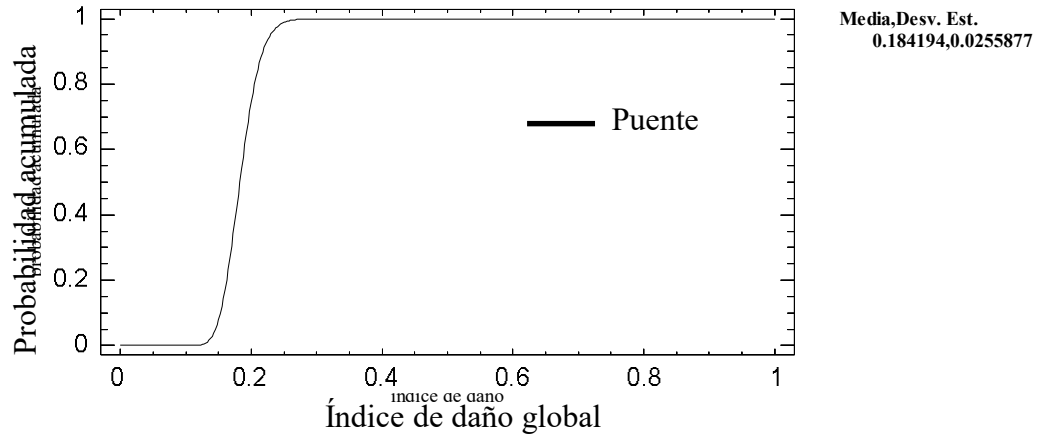


Figura 5.17. Curva de fragilidad del puente para el primer escenario sísmico. Daño ligero en la pila 12.

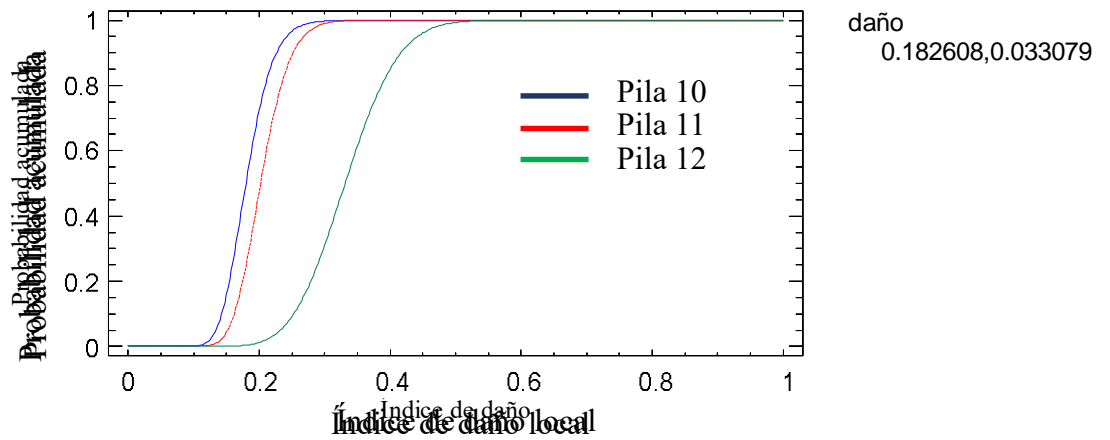


Figura 5.18. Curvas de fragilidad de pilas 10, 11 y 12 para el primer escenario sísmico. Daño moderado en la pila 12.

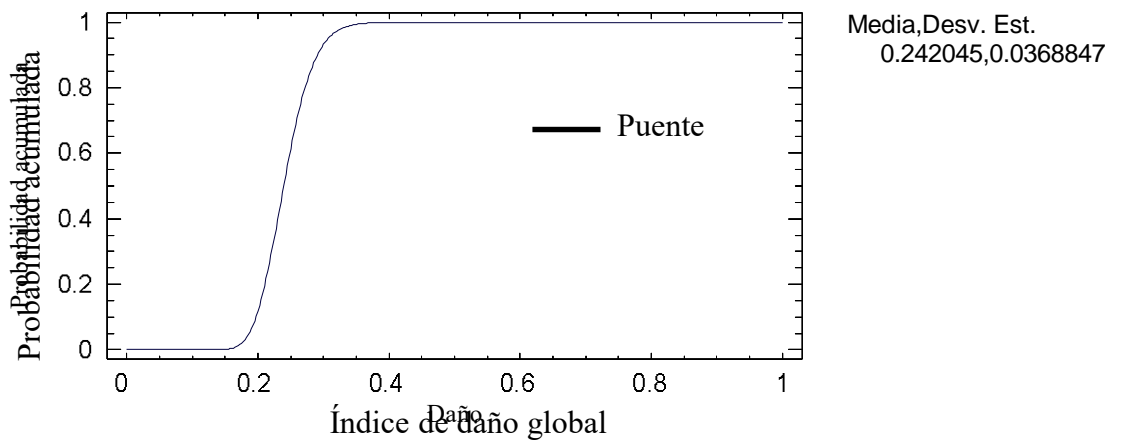


Figura 5.19. Curva de fragilidad del puente para el primer escenario sísmico. Daño moderado en la pila 12.

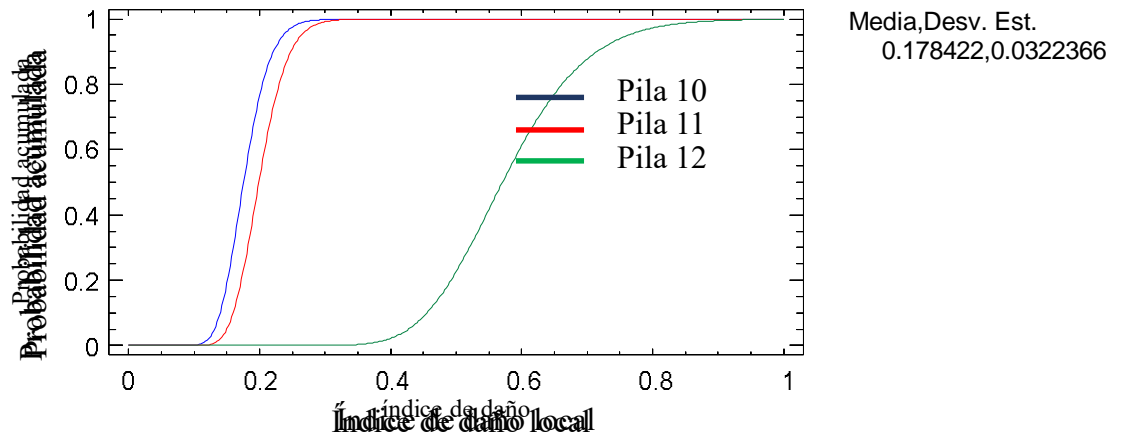


Figura 5. 20. Curvas de fragilidad de pilas 10, 11 y 12 para el primer escenario sísmico. Daño severo en la pila 12.

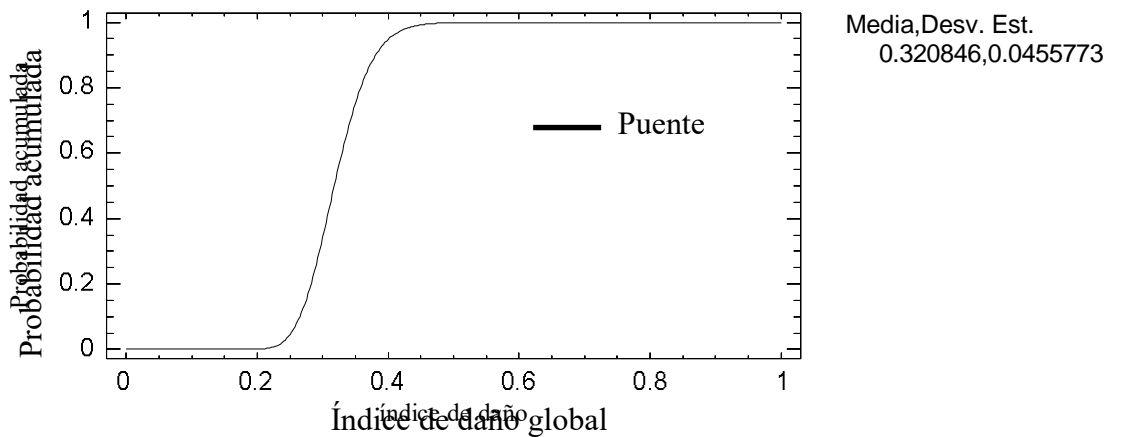


Figura 5. 21. Curvas de fragilidad del puente para el primer escenario sísmico. Daño severo en la pila 12.

Como se observa en la Figura 5. 16, un daño ligero produce en la curva de fragilidad correspondiente a la pila 12 (color verde) un mínimo movimiento a la izquierda; en comparación a la Figura 4. 17, mientras que en las, Figuras 5.18 y 5.20, se muestra que con daños mayores, la curva tiende a moverse a la derecha, especialmente para daño severo, como consecuencia de la degradación supuesta en resistencia y rigidez de la pila 12.

En la Figura 5. 16, se observa que cuando en la pila 12 es asumido un daño ligero, las curvas de fragilidad son similares a la Figura 4. 17. Por ejemplo, de la Figura 5. 16, la probabilidad de ocurrencia de un daño mayor a 0.2,  $P[\text{Daño} > 0.2 / S1]$  son 0.4, 0.7, 0.1 y 0.22, para las pilas 10, 11, 12 y el puente, respectivamente, siendo S1 el evento sísmico 1. La probabilidad de daño mayor a 0.2 es grande para las pilas 10 y 11, mientras que para la pila 12 un 10% representa una probabilidad menor de ocurrencia, esto puede deberse a la diferencia de

ajustes teóricos de las funciones. En la Figura 5. 18, cuando se asume daño moderado en la pila 12, las curvas de fragilidad para las pilas 10 y 11, son similares a la condición no dañada, mientras en la pila 12, las probabilidades son más grandes. Por ejemplo, para  $P [\text{Daño} > 0.2/S1]$ , son de 0.25, 0.5, 0.98 y 0.8 para las pilas 10, 11, 12 y el puente, respectivamente; siendo que las probabilidades de daño mayor a 0.2 para las pilas 10 y 11 son mucho menores a la pila 12, y por consecuencia, el daño en el puente está cercano a 1.0; la pila 12 produce un incremento de la probabilidad de daño en el puente. En la Figura 5. 20, se observa la misma tendencia en las pilas 10 y 11, mientras que en la pila 12 la probabilidad de daño aumenta, es decir  $P [\text{Daño} > 0.2/S1]$ , son de 0.25, 0.5, 0.1 y 1.0 para las pilas 10, 11, 12 y el puente, respectivamente, provocando en el puente un daño mayor, e incluso la falla de un elemento provocaría el colapso total del sistema, como se menciona en la sección 5.1.7.



# Capítulo 6

## Curvas de fragilidad para puentes con diferentes técnicas de encamisado

### 6.1 Introducción

Es claro que los puentes son estructuras esenciales dentro del funcionamiento económico de las sociedades. Particularmente, en años recientes se ha podido observar la importancia que adquieren después de un sismo destructivo como elementos vitales en el funcionamiento de una región y el traslado de los servicios de emergencia a los lugares más afectados por dicho evento, haciendo evidente la necesidad de mantener en pie este tipo de estructuras y con un nivel adecuado de seguridad y funcionalidad. Al analizar las fallas de puentes por sismos recientes se ha podido observar que estos comportamientos no deseados se deben principalmente a deficiencias en el criterio de diseño empleado, y además, a otros factores tales como: la falta de cuidado en los detalles como juntas y uniones. También es importante señalar que los puentes son más sensibles a los efectos patógenos de la interacción suelo – estructura, ya que, es difícil predecir la respuesta dinámica por el movimiento del suelo.

El extenso daño en puentes carreteros producidos por los sismos de Loma Prieta (1989), Northridge (1994) y Hyogo – Ken Nanbú (1995), junto con la investigación como consecuencia de estos eventos, han provocado un avance significativo en el diseño sísmico y rehabilitación de puentes (Kawashima K, 2000), aunque desde 1971, en países como Estados Unidos, Nueva Zelanda y Japón se han implantado programas de evaluación – rehabilitación sísmica de los puentes existentes.

Aunque se han propuesto medidas de rehabilitación para mejorar la resistencia a acciones sísmicas de subestructuras de puentes existentes (columnas, vigas, y cimentaciones) en los manuales de reforzamiento de puentes (FHWA, 1983), se desarrollaron muy pocos trabajos hasta la década de 1990. Algunos puentes en Estados Unidos que habían sido rehabilitados solamente con restricción en las articulaciones, fallaron tanto en el sismo Whittier Narrows en 1987 como en el sismo de Loma Prieta en 1989, lo que demuestra la necesidad de reforzar también las subestructuras de muchos puentes (Housner, 1990).

Es importante señalar que en México nunca ha existido una normatividad o guías para el diseño sísmico de puentes de origen nacional, y por ende ha sido necesario recurrir al uso de reglamentos y manuales extranjeros que no están pensadas para las necesidades características del país. Esta necesidad se ve enfocada al estudio de los puentes existentes en el país, de los que deberá destacar la edad, el tipo de material, y las diferentes especificaciones que ayuden a tener un registro sobre los puentes a los que se prestará mayor atención para revertir posibles estados de daño, mediante el uso de técnicas de refuerzo más comunes, y que proporcione la rigidez y resistencia adecuada para la preservación de la estructura.

Hay que destacar que gran parte de la infraestructura vial de México se encuentra muy cerca del límite de su vida útil, puesto que, se han establecido límites de 50 años en promedio, y muchas de estas estructuras de puente fueron construidas en las décadas de los cincuentas y sesentas.

### 6.2 Antecedentes de rehabilitación en puentes

A partir del sismo de San Fernando en 1971, países como: Estados Unidos, Japón y Nueva Zelanda, han desarrollado programas para rehabilitar sísmicamente los puentes construidos con normas obsoletas o los aún diseñados recientemente, que han presentado irregularidades en su comportamiento bajo acción sísmica. Estos programas han rendido sus frutos al mostrar las bondades que ofrece la rehabilitación en los últimos sismos destructivos (Northridge, 1994 y Hyogo – Ken Nanbú, 1995) En México, debido a la falta de un reglamento de diseño sísmico de puentes propio que satisfaga las necesidades de carácter nacional, regularmente se recurre a normas de origen extranjero, como son las Especificaciones AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993), de los Estados Unidos. Esto representa un problema debido a que estas normas están enfocadas a resolver los problemas que ocasionan los sismos que se generan en aquella región y suelen presentar características diferentes a los sismos que afectan a México, además de que los puentes mexicanos presentan algunas diferencias con relación a los diseñados y construidos en los Estados Unidos.

Lo anterior lleva, por tanto, a la necesidad de contar con un reglamento de diseño sísmico de puentes nuevos y con un manual de rehabilitación sísmica para tener la capacidad de mejorar el comportamiento de los puentes carreteros existentes que han sido diseñados con las normas ya mencionadas. Es por lo comentado, que existe la necesidad de evaluar a los puentes existentes en el territorio mexicano, y así tomar decisiones que ayuden a la mejora, mediante las consideraciones siguientes:

- Un procedimiento de selección preliminar para identificar y priorizar puentes que necesitan ser evaluados para su posible rehabilitación sísmica.

- Una metodología para la evaluación cuantitativa de la capacidad sísmica de un puente existente y determinación de la efectividad de las posibles medidas de rehabilitación, incluyendo el costo y la facilidad de instalación.
- Las medidas y requerimientos de diseño para el incremento de la resistencia de los puentes existentes.

Como complemento de las fallas en el Capítulo 5, brevemente se enlistan las fallas que se presentan con mayor frecuencia en puentes, a los que se les atribuye un diseño deficiente y deficiencias en el proceso constructivo (Ramírez, 1999):

1. Desplazamientos relativos en los apoyos. Esta falla se origina por los movimientos de los claros en la dirección longitudinal que exceden el ancho del apoyo, lo que resulta en el desprendimiento de los miembros de la superestructura en las juntas de expansión no restringidas y, en ocasiones, hasta en las restringidas debido a la falla de los sujetadores. Este problema es más crítico en puentes esviajados.
2. Golpeteo de partes adyacentes en estructuras de puentes. Si se generan desplazamientos sísmicos no contemplados en el diseño, o las holguras son inadecuadas, puede producirse daño debido al golpeteo entre estos componentes. Este problema es importante, especialmente si existen estructuras adyacentes con alturas diferentes.
3. Asentamiento y rotación de estribos. Este problema se presenta comúnmente en sitios con suelos blandos o rellenos mal consolidados, por la aparición de presiones tanto activas como pasivas por el impacto del suelo con el estribo y del estribo con la superestructura, provocando finalmente tanto desplazamientos como rotación.
4. Fallas en columnas. Las columnas de puentes pueden presentar daño por uno o varios de los siguientes problemas:
  - a) Resistencia a flexión inadecuada.
  - b) Falta de refuerzo transversal de confinamiento.
  - c) Longitudes de traslape insuficientes.
  - d) Ductilidad inadecuada a flexión.
5. Juntas Viga – Columna. Las juntas pueden presentar daño por los siguientes problemas en este tipo de uniones:
  - a) Falta de resistencia a cortante entre las conexiones columna/cabecero.

b) Falta de capacidad a cortante y flexión en el cabecero.



**Figura 6. 1. Fallas comunes en puentes carreteros. a) Falla por cortante en una columna, sismo de San Fernando 1971, b) Falla por cortante en uniones viga – cabecero, c) Deslizamiento de un estribo, d) Asentamiento de un estribo.**

En este capítulo se presenta una propuesta para rehabilitación sísmica para puentes en México, mediante el uso de curvas de fragilidad para analizar y prevenir fallas en los elementos estructurales de soporte de puentes, ante eventos sísmicos en el Pacífico Mexicano; que a partir de las curvas obtenidas en los capítulos anteriores, dan recomendaciones sobre el encamisado viable para cada estado de degradación, de acuerdo al costo de los materiales empleados para la rehabilitación y su desempeño como parte del nuevo sistema. Entendiendo que este tipo de rehabilitación únicamente contiene ciertas soluciones para mejorar el comportamiento de puentes bajo acciones sísmicas, no para alargar su vida útil, y que para éste último aspecto es necesario "actualizar" todos los aspectos de diseño de los puentes, no solo los sísmicos.

Algunos de los problemas que se presentan son, la efectividad, tiempo y costo de supervisión para rehabilitar la subestructura. Una parte importante del estudio de las columnas proporciona información sobre la eficacia de las diferentes medidas de rehabilitación para

mejorar tanto la resistencia a la flexión, cortante, y ductilidad a la flexión de las columnas del puente de concreto reforzado (Chai et al., 1992). Como resultado, se han desarrollado normas para la evaluación de las columnas del puente y se adoptaron técnicas estándar para la mejora de su ductilidad y resistencia a cortante (Caltrans, 1996) en Estados Unidos.

Cuando se intenta mejorar la respuesta de un puente sometido a acciones de tipo sísmico, el diseño tradicional se orienta básicamente a la consecución de tres objetivos fundamentales:

(a) Al incremento de Resistencia y rigidez de los elementos, (b) a la inhibición de fallas de tipo frágil y (c) al incremento de la capacidad de disipar energía en las zonas de formación de articulaciones plásticas. Las principales estrategias que se han aplicado pueden agruparse en los tres casos que se describen a continuación (Jara M. *et al.* 2010):

- Incremento de la ductilidad y la resistencia. La opción más utilizada se concentra en incrementar la resistencia de los elementos de la estructura para soportar los elementos mecánicos producidos por el sismo, así como en mejorar los detalles de diseño para lograr una mayor capacidad para disipar energía en las zonas potenciales de formación de articulaciones plásticas.
- Cambios en la configuración estructural. Otra alternativa utilizada ampliamente consiste en modificar la estructura original para incrementar la capacidad, modificar la rigidez del sistema, o una combinación de ambas. La adición de muros, contravientos o elementos horizontales entre las columnas que forman una pila, son usados con frecuencia con el propósito de adicionar resistencia y rigidez transversal al puente. El uso de presfuerzo externo en las pilas es otra alternativa que se ha utilizado en los últimos años. En estructuras existentes se encamisán los elementos o se confinan mediante materiales compuestos de fibra de carbono, fibra de vidrio o aramidas.
- El criterio en el que se basa esta estrategia de control se orienta a la reducción de la demanda sísmica en la estructura, más que en tratar de incrementar su capacidad resistente o de deformación. La adecuada aplicación de este criterio conduce a sistemas que se comportan en forma elástica durante grandes sismos, contrariamente al diseño tradicional, en el que se pretende mejorar la capacidad de disipar energía de la estructura mediante la aceptación de daño en los elementos que la forman.

### 6.3 Técnicas de rehabilitación

Existen diversas técnicas para la rehabilitación de pilas de puentes de concreto reforzado. Las principales técnicas son: el encamisado con placas metálicas, encamisado con concreto, encamisado con materiales compuestos, construcción de muros de relleno entre columnas; uso de presfuerzo externo y construcción de columnas adicionales. La técnica más empleada

es el encamisado de las pilas, y dentro de esta alternativa, el encamisado con elementos metálicos es la de mayor uso, aunque el encamisado con fibras de carbono y de vidrio está siendo adoptado cada vez con mayor frecuencia, en especial en casos en que no se requiere un incremento significativo de resistencia. Se describen a continuación las técnicas de encamisado más usuales (Jara M. *et al.* 2010).

### 6.3.1 Encamisado de acero

Esta técnica de rehabilitación en pilas de concreto reforzado ha sido de gran uso en California y Japón, El objetivo de este refuerzo es para prevenir la falla a cortante en las pilas dañadas, de acuerdo al pre – código de 1980 en japon y al correspondiente a California en 1971. Después del sismo de Hyogo – Ken Nanbú (1995), 29400 pilas de puentes fueron rehabilitadas. Consiste en cubrir la sección de la pila mediante placas metálicas conectadas directamente al elemento existente por medio de pernos, anclas o resinas epóxicas (Figura 6. 2). Se acostumbra también rodear previamente la columna de una camisa de concreto y las placas metálicas se conectan directamente a la camisa nueva de concreto. La longitud de la camisa depende del tipo de refuerzo requerido, por ejemplo si se intenta dar confinamiento o prevenir una falla por traslape de varillas, la longitud de la camisa se limita a la zona en la que se pretende mejorar dichas características, en cambio para columnas con deficiencia en su capacidad por cortante, el encamisado se propone en toda la longitud del elemento (Figura 6. 3).

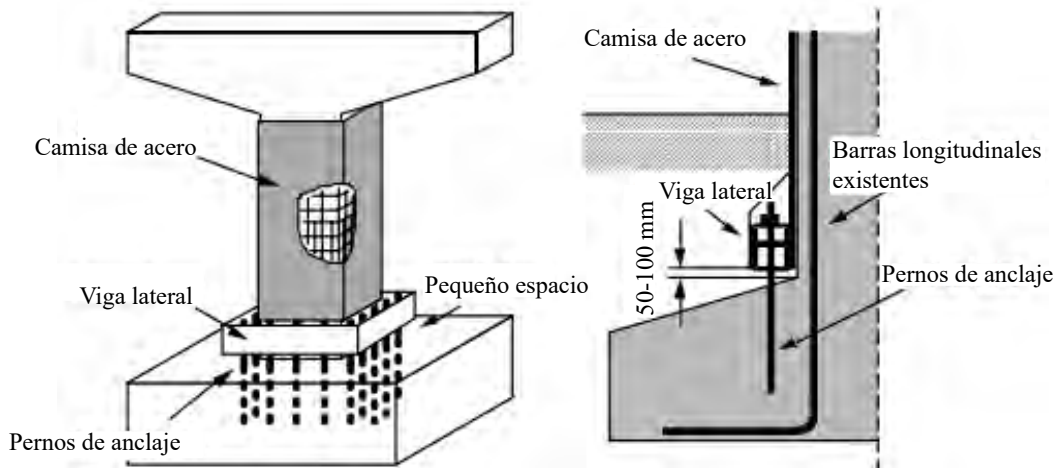


Figura 6. 2. Encamisado metálico de pilas de puentes típicos, con incremento controlado de resistencia a flexión, adaptada de (Kawashima K, 2000).

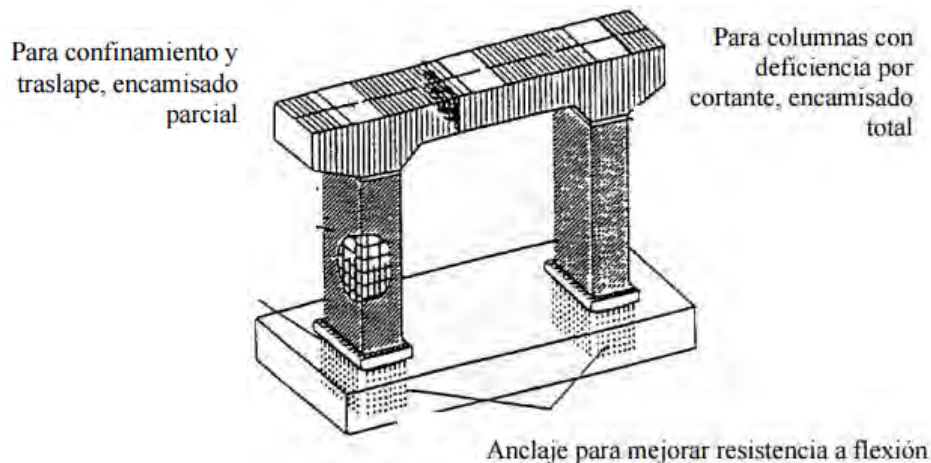


Figura 6. 3. Encamisado metálico (Adaptada de: Chen Duan,2000).

Una camisa de acero es una estrategia de rehabilitación recomendada para aumentar la relación volumétrica del refuerzo transversal, para aumentar el esfuerzo último a compresión, aumentar el confinamiento y permitir una mayor capacidad de rotación de columnas. Después de incorporar el encamisado de acero, las columnas serán más rígidas, y se espera que la demanda de desplazamiento junto con las demandas de rotación disminuyan (Shafieezadeh *et al.*, 2009).

El procedimiento fue originalmente desarrollado para columnas circulares, en el que dos medias conchas de placa de acero son soldadas con un radio mayor que la sección transversal original, y son colocadas sobre el área a ser rehabilitada, formando un tubo continuo con una pequeña separación, que se rellena con una lechada de cemento o resina epóxica alrededor de la columna (Figura 6. 4a), se recomienda que esta separación sea aproximadamente de 2 in (50 mm) (Priestley, M.J, 1996); aunque no existe un espesor estándar para las placas de acero, de acuerdo a los estudios realizados por Kawashima, K (2000), para rehabilitación de pilas rectangulares de puentes carreteros, el espesor de la camisa recomendado es entre 9 y 12 mm con placas de acero estructural, esto para pilas con ancho de sección (dirección transversal) y altura de sección (dirección longitudinal) con relación ancho/altura  $\leq 2$  y ancho/altura  $\geq 2$ , respectivamente.

Es importante señalar que no es muy recomendable el encamisado rectangular en pilas rectangulares para relaciones con relación aún mayores, es por esto que se recomendó el uso de barras de acero transversales. De la literatura de Priestley, M.J (1996), para la rehabilitación de columnas rectangulares, se recomienda una camisa elíptica (Figura 6. 4b), que proporciona un confinamiento continuo similar a la columna circular. Cuando las condiciones de sitio, existan daños menores en el elemento, o las propiedades de los materiales sean favorables, pueden llegar a emplearse espesores de placa aún menores, o que

## Capítulo 6 Curvas de fragilidad para puentes con diferentes técnicas de encamisado

la resistencia, rigidez, cortante y momento sean proporcionados por soleras a lo largo de la pila, como se muestra en la Figura 6. 5. En la Figura 6. 6 se muestra el diagrama de histéresis de una columna rectangular de un puente carretero, estudiado por Kawashima, K (2000), en la que se observa que este elemento es capaz de aumentar su carga lateral reduciendo los desplazamientos, antes y después de ser rehabilitada con encamisado de acero, siendo el cálculo de la deriva el que se muestra en la Figura 6. 7.

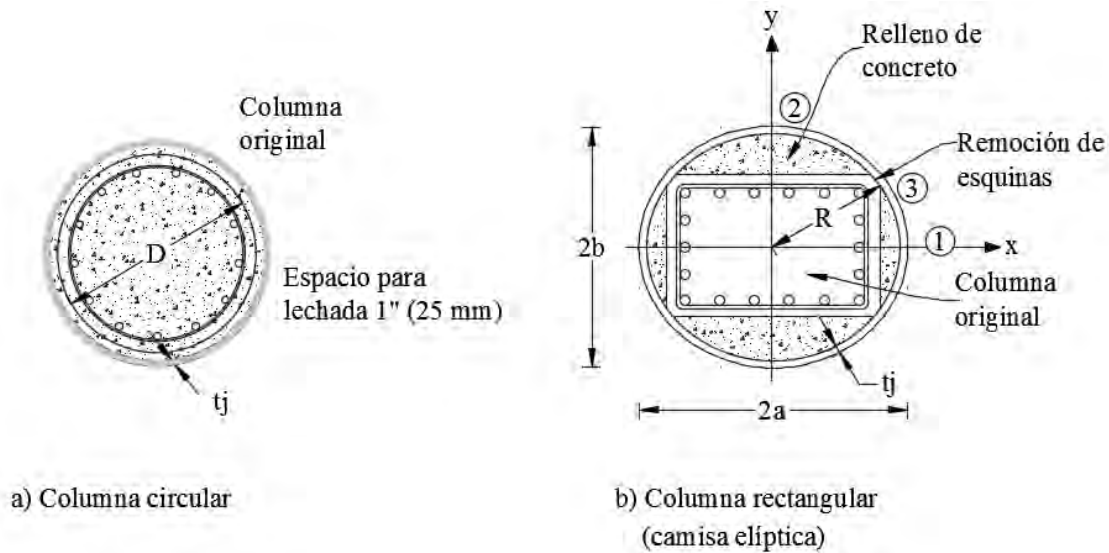


Figura 6. 4. Confinamiento con encamisado de acero a columnas de concreto reforzado, adaptada de (Priestley, M.J. 1996).



Figura 6. 5. Encamisado metálico en columnas, por medio de soleras se da el confinamiento y resistencia adecuados, cuando estas propiedades requieren ser bajas.



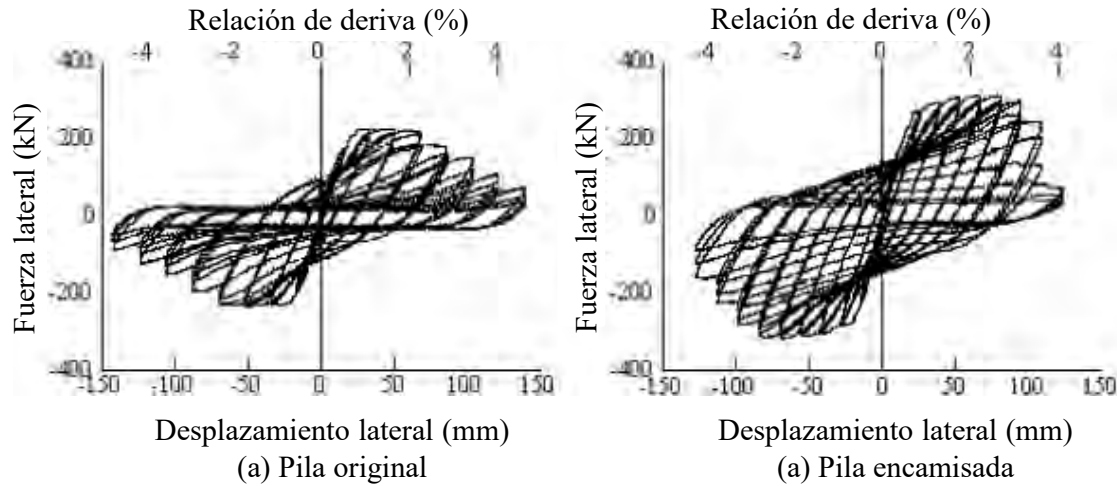


Figura 6. 6. Efecto del encamisado de acero con incremento controlado de resistencia a flexión en pilas rectangulares (Kawashima K, 2000).

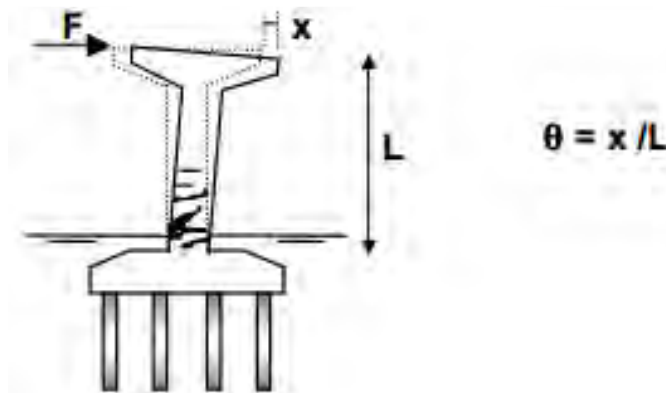


Figura 6. 7. Rotación o deriva ( $\theta$ ) empleada como índice de daño en pilas (Jara M. *et al.* 2010).

Un procedimiento de diseño de refuerzo de columnas con camisas de acero se puede consultar en (Priestley *et al.*, 2006). Este procedimiento se basa en el confinamiento para mejorar la ductilidad a la flexión, el confinamiento para la integridad de la flexión de la columna, mejorar la resistencia a cortante, o consideraciones de rigidez, para las columnas circulares o columnas rectangulares con una camisa elíptica.

Para las pilas del puente Motín de Oro, este procedimiento no pudo ser utilizado debido a que las pilas tienen una sección transversal tipo muro, y la camisa en forma elíptica daría como resultado una sección muy grande. Entonces, se propusieron cuatro placas soldadas, con un espesor de una sección compacta que produce una curva de fragilidad similar de la estructura original.

En la pila 12 se consideró una camisa de acero de espesor 0.64 cm (1/4 pulgadas), el espesor menor para una sección compacta. Para daño ligero y moderado y con este refuerzo, el índice de daño local es nulo para la mayoría de las 300 simulaciones; por lo que no se obtuvieron las curvas de fragilidad. Para la pila 12 con daño severo, casi 4

0% de la degradación, se incorporó una placa con un espesor de 0.79 cm (5/16 pulgadas), y se obtuvieron las curvas de fragilidad que se muestran en la Figura 6. 4. En esta figura, en comparación con la Figura 4. 17, las curvas de fragilidad de la pila 10 y 11 se mueven a la derecha de la curva original, contrario a esto, la curva de fragilidad para la pila 12 se mueve a la izquierda. Ahora, la probabilidad de un daño más grande que una condición moderada,  $P [\text{Daño} > 0.2 / S1]$ , dio como resultado un determinado evento para las pilas 10 y 11, pero un evento nulo para la pila 12. Para todo el puente, esta probabilidad es de más de 0.95.

### 6.3.2 Encamisado de concreto

El encamisado de concreto, es una de las técnicas que requiere de acero de refuerzo; como una capa externa de refuerzo de acero, tiende a incrementar la capacidad a compresión, tensión y cortante del elemento, de acuerdo a la literatura existente, esta técnica de rehabilitación solo aplica para pilas circulares, ya que a diferencia de las rectangulares, estas carecen de esquinas, en las que se concentran esfuerzos, y por lo tanto requiere de un análisis de mayor cuidado para la concentración y distribución de acero de refuerzo en estas zonas. Aun entendiendo esto, para el puente Motín de Oro se optó por emplear esta técnica, anteponiendo el cuidado necesario para asegurar una correcta adherencia, para ello se emplearon resinas comerciales para justificar la homogeneidad en la junta del concreto nuevo al ya existente; el cuidado especial se tuvo en el modelado de estos supuestos, discretizando la pila dañada, la resina y la camisa de concreto en el programa *OpenSees*, y *SAP2000*, para la obtención de los diagramas de interacción y momento – curvatura. Para daño ligero, se adicionó una capa de concreto de 5 cm de espesor, y para dar confinamiento, se utilizó malla electrosoldada convencional de 6” x 6” al centro de la capa; no se obtuvieron las curvas de fragilidad, debido al poco daño presentado, para daño moderado y severo, se utilizó un armado con varilla del #3, a la misma separación de la malla, ya que el incremento de área de acero no es muy grande, así mismo se aumentó la capa de concreto a 8 cm, esto para tratar de igualar el diagrama de interacción con daño al de la pila en condiciones originales, en la Figura 6. 3, se muestra esquemáticamente el encamisado de concreto para daño ligero, las curvas de fragilidad para el primer escenario sísmico y para daño severo se muestran en la Figura 6. 5. En la Tabla 6. 1 se indican las propiedades de los materiales.

Tabla 6. 1. Propiedades de materiales para encamisado de concreto.

Variable	Descripción	Media
$W_c$ (KN/m <sup>3</sup> )	Peso volumétrico del concreto	24
$E_c$ (KPa)	Módulo de elasticidad del concreto	22000000
$\nu_c$	Relación de Poisson del concreto	0.2
$G_c$ (KPa)	Módulo de cortante del concreto	9166667
$f'_c$ (KPa)	Resistencia a la compresión del concreto	28890
$W_s$ (KN/m <sup>3</sup> )	Peso específico del acero	77
$E_s$ (KPa)	Módulo de elasticidad del acero	210000000
$\nu_s$	Relación de Poisson del acero	0.3
$G_s$ (KPa)	Módulo de cortante del acero	80769231
$f_y$ (KPa)	Esfuerzo de fluencia del acero	412020
$f_u$ (KPa)	Esfuerzo último del acero	618030

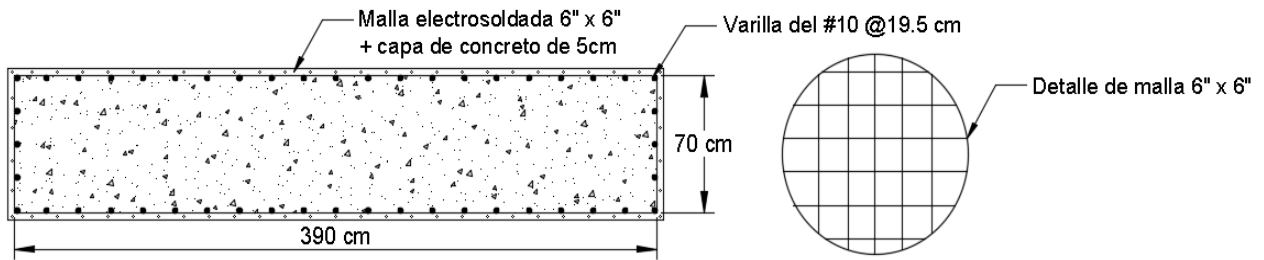


Figura 6. 8. Propuesta de encamisado de concreto para rehabilitación de pilas en el Puente Motín de Oro.

### 6.3.3 Encamisado de fibras de carbono (CFRP) para rehabilitación de pilas

La técnica de rehabilitación de pilas mediante el uso de fibras de carbono es una contribución relativamente nueva al campo de encamisados para elementos dañados, así como el encamisado de concreto, esta tipología se emplea más en pilas circulares, ya que en pilas rectangulares los esfuerzos en las esquinas suelen ser muy demandantes, por lo que las fibras tienen a perder resistencia inminente en estas zonas, al grado de llegar a romperse cuando el espesor de las fibras es mínima, para este trabajo se verificó en el modelado de las pilas que estos esfuerzos no sobrepasaran a los especificados en las fichas técnicas de distribuidores de fibras CFRP, los diagramas de interacción y momento – curvatura se obtuvieron de la misma manera a los encamisados citados anteriormente. Se utilizaron dos capas de un milímetro de SikaWrap 300C, las cuales son un tejido unidireccional de fibra de carbono. El material es saturado in campo usando un adhesivo epóxico, para conformar el polímero reforzado con fibras (CFRP). En la Tabla 6. 2, se muestran las propiedades de la fibra, y en la se muestran las curvas de fragilidad locales y globales para el primer escenario sísmico y daño severo.

Tabla 6. 2. Propiedades de los materiales para encamisado de fibras CFRP (ficha técnica *SikaWrap 300C*).

Propiedades de la fibra	Media
Resistencia a tensión	4200N/mm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad	240 N/mm <sup>2</sup>
Elongación	1.50%
Dirección de la fibra	0° (unidireccional)
Peso por m2	300 g
Espesor	0.17 mm
Densidad de la fibra	1.8 g/cm <sup>3</sup>

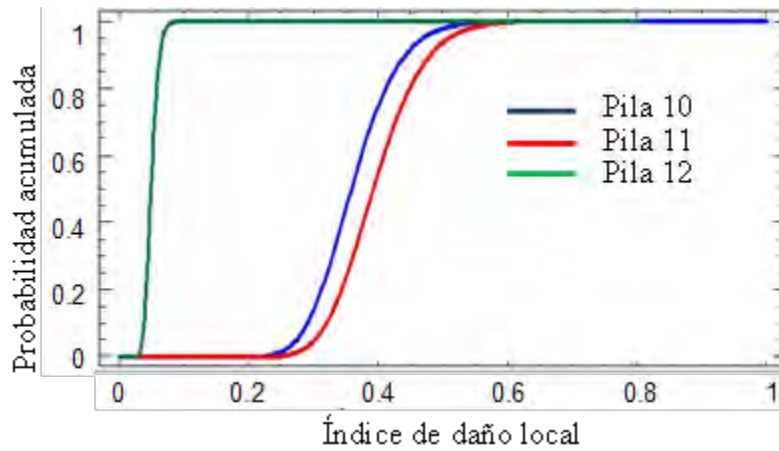


Figura 6. 9. Curvas de fragilidad en pilas, para el primer escenario sísmico. Daño severo en la pila 12 y encamisado de acero.

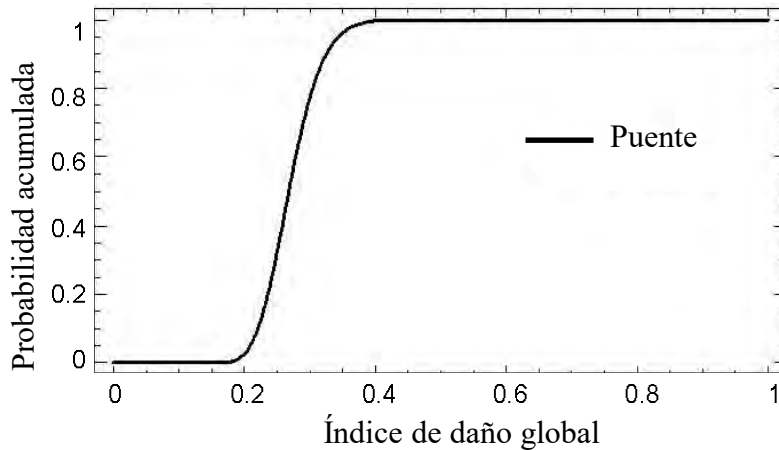


Figura 6. 10. Curva de fragilidad del puente, para el primer escenario sísmico. Daño severo en la pila 12 y encamisado de acero.

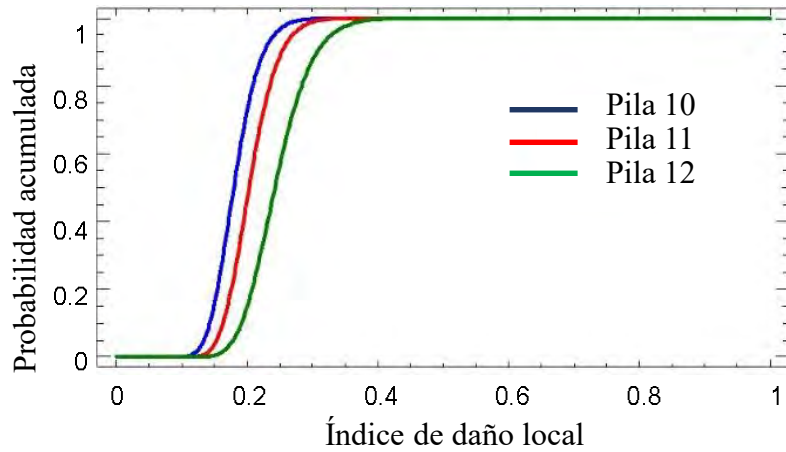


Figura 6.11. Curvas de fragilidad en pilas, para el primer escenario sísmico. Daño severo en la pila 12 y encamisado de concreto.

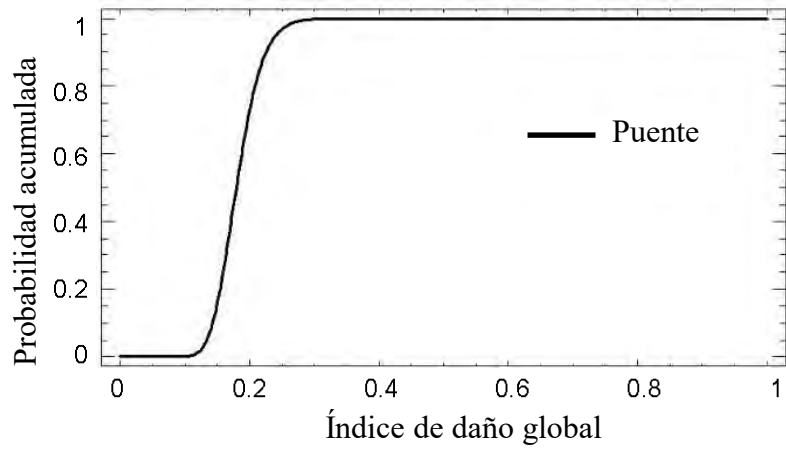


Figura 6.12. Curva de fragilidad del puente, para el primer escenario sísmico. Daño severo en la pila 12 y encamisado de concreto.

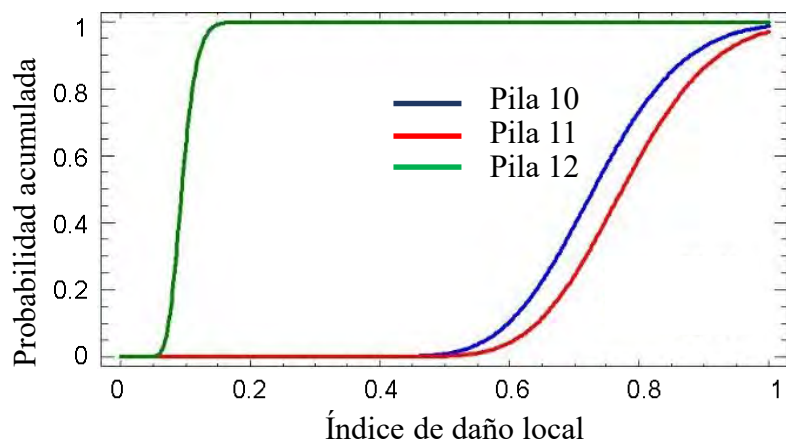


Figura 6.13. Curvas de fragilidad en pilas, para el primer escenario sísmico. Daño severo en la pila 12 y encamisado de fibras de carbono.

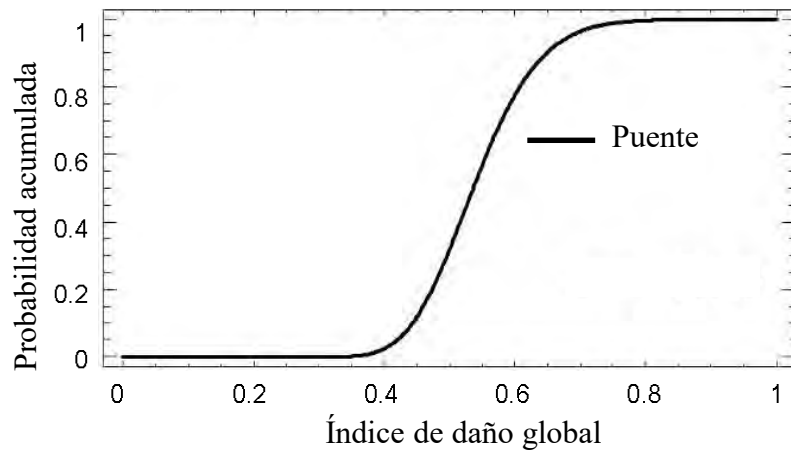


Figura 6. 14. Curvas de fragilidad en pilas, para el primer escenario sísmico. Daño severo en la pila 12 y encamisado de fibras de carbono.

# Capítulo 7

## Conclusiones

En este trabajo, se utilizaron las curvas de fragilidad para definir la variación de la probabilidad de daño para las condiciones originales, con alguna condición de daño y cuando el elemento dañado fue rehabilitado con camisas de acero, concreto y fibras de carbono, para un puente carretero típico de México. Las propiedades originales de las pilas del puente fueron las consideradas en el proceso de diseño. Para daño considerado, la pila más vulnerable del puente fue degradada asumiendo daño de ligero, moderado y severo, a partir de los resultados que se obtuvieron en un estudio experimental de columnas de concreto reforzado. Finalmente, el elemento degradado fue rehabilitado con camisas de acero, formados por cuatro placas soldadas, que son una sección compacta, camisas de concreto reforzado con varillas externas, y considerando adherencia perfecta entre material de rehabilitación y las condiciones dañadas de la pila; así como encamisado por medio de fibras de carbono unidireccionales, mismas que se orientaron en el sentido de mayor demanda a tensión, garantizando adherencia perfecta entre los materiales por medio de resinas epóxicas existentes.

Cuando la pila sufre daño ligero, sólo el recubrimiento del concreto se perdió y las placas de acero con poco espesor producen daño nulo en todas las variaciones de simulaciones de Monte Carlo; lo mismo sucede con el encamisado de concreto y fibras de carbono, que con un espesor mínimo el daño producido después de los análisis es meramente nulo. Resulta entonces sugerente que para condiciones de daño ligero y moderado se utilicen encamisados de concreto de espesor mínimo con malla electrosoldada, ya que esta condición de refuerzo provee de la capacidad perdida y requerida en los elementos de concreto, distinguiendo el espesor ascendente para daños aún mayores. Para daño moderado puede considerarse también un encamisado parcial de acero.

En la Figura 6. 4, se observa que al incorporarle un encamisado de acero, la pila 12 ahora es menos susceptible al daño, ya que se proporciona mayor rigidez y capacidad a momento y cortante en el elemento, que a comparación del encamisado de concreto (Figura 6. 5), solo se recupera parte de la capacidad perdida en la pila, en la Figura 6.6 para encamisado de fibras de carbono sucede algo similar a la Figura 6. 4.

Como comentario general, para daños ligeros y moderados, el encamisado de concreto resulta una buena opción para rehabilitación, mientras que para daños severos, el encamisado de acero y fibras de carbono resultan viables para cubrir las demandas en elementos de concreto, la elección se encuentra directamente en la dificultad de rehabilitación, y el costo producido de esta.

# Referencias

- [1] Anagnos, T., Rojahn, C., y Kiremidjian, A. S. (1995) *NCEER-ATC* joint study on fragility of buildings. Technical report, NCEER-95-0003. National Center for Earthquake Engineering Research. State University of New York Buffalo.
- [2] Anippac. 2002. Manual de diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas. México D.F, Instituto de Ingeniería UNAM, 2002.
- [3] Arte Romano, “Arquitectura Romana en España” [consulta: 6 de octubre de 2014], <http://www.arteguias.com/arquitecturaromana.htm>.
- [4] ASM, (1998). “Corrosion”, 9th Ed, Vol. 13, ASM Metals Handbook.
- [5] Atienza, R. (2004). “Técnicas actuales aplicadas a la detección de daño”. Tesis no publicada de Ingeniería Aeronáutica, Escuela Técnica Superior de Ingenieros Aeronáuticos. Madrid, España.
- [6] Bonett Diaz, R. (2003) “Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zona de amenaza alta y moderada”, Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya. Departament d'Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica.
- [7] Bazöz, N. y A. Kiremidjian (1998). “Evaluation of bridge damage data from the Loma Prieta and Northridge, California earthquakes”. *Technical Report MCEER*, Department of Civil Engineering Stanford University Stanford, California.
- [8] Charles Hibbeler, R.C. (2006) “Mecánica de materiales”, Prentice Hall, 6a Edición, México, 2006, ISBN 970-26-0654-3, págs. 112-113.
- [9] Chen W-Fah y Duan L (2000), *Bridge Engineering Handbook*, CRC Press LCC, United States of America, (2003), 2020 pp.
- [10] Choi, E., R. DesRoches y B. Nielson (2003) “Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones.” *Engineering Structures*; 26(2): 187-199.



- [11] Costa Rica. Universidad de Costa Rica (UCR) (1999) “Evaluación del Impacto Ingenieril de un Terremoto en la Península de Nicoya”. San José, CR; set.1999.
- [12] Cruz, G. J. (2012). “Propuesta de un procedimiento integral para la evaluación estructural de puentes” Tesis licenciatura. Facultad de ingeniería Civil. Universidad Veracruzana. Ver., México.
- [13] Ellingwood, B. R. (2001). Earthquake risk assessment of building structures. *Reliability engineering system safety*, 74, 251 – 256.
- [14] Even, I., A. Shafieezadeh y R. DesRoches, (2012) “Evaluation of the performance of different retrofit measures for R/C bridge columns using fragility analysis”. *15 World Conference on Earthquake Engineering*, Artículo 4253, Lisboa, Portugal.
- [15] FHWA (1983), "Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges", Informe de la Federal Highway Administration, FHWA/RD-83/007.
- [16] García, F. (2011) “Corrosión del acero de refuerzo”. *Revista IMCYC*. No 7. Vol. 1. Octubre 2011.
- [17] Gómez, C. (2002). “Riesgo sísmico de puentes de hormigón armado de sección cajón y vanos múltiples”. *Tesis doctoral*, Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.
- [18] Gómez, C., S. Oller y A. Barbat (2002). “Evaluación de la vulnerabilidad del puente Warth en Austria”. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil* 3. [www.uprm.edu/civil/revistadesastres/Vol2](http://www.uprm.edu/civil/revistadesastres/Vol2), Num1.
- [19] Hibbeler, R.C. (2006). “Mecánica de materiales”, Prentice Hall, 6ª Edición, México, 2006, ISBN: 970-26-0654-3, págs. 112-113.
- [20] Hwang, H. H. M., y Huo, J-R (1994). Generation of hazard-consistent fragility curves for seismic loss estimation studies. *Technical Report NCEER-94-0015*.
- [21] Kawashima, K (2000), “Seismic design and retrofit of bridges” *12 World Conference on Earthquake Engineering*, Artículo 2828, Auckland, New Zeland.

- [22] Mander, J. B. (1999) “Fragility curve development for assessing the seismic vulnerability of highway bridges”. *University at Buffalo*, State University of New York.
- [23] Mansen y Kuroiwa (2004), “Fallas de origen pluvial en obras viales”, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.
- [24] Martínez, F. (2012) “Estudio sobre la redundancia estructural de puentes integrales de hormigón”. Universidad Politécnica de Cataluña, España. Tesina de especialidad, Págs. 83
- [25] Molina, S., Salgado, R., Zamora, S., Lagunes, E. (2012) “Detección de daño en puentes mediante un modelo experimental”. Memorias del XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Acapulco, Gro., México.
- [26] M. Samuel, et. al (2012) “Detección de daños en puentes mediante un modelo experimental” XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco Guerrero 2012.
- [27] Naranjo, E. (2014). “Pandeo en puentes”, presentación en línea <https://prezi.com>. Pontificia Universidad Católica del Ecuador. Mayo de 2014.
- [28] Shinozuka, M., Y. Murachi, D. Xuejiang, Z. Youwei y J. M. Orlikowski (2003) “Effect of seismic retrofit of bridges on transportation networks”. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*.
- [29] Smith D. W. (1976), “Bridge failure”, Proceedings Institution of Civil Engineers., Part 1, 60(8), 367-373.
- [30] Sohn, H., Farrar, C.R., Hemez, F.M., Shunk, D.D., Stinemates, D.W. & Nadler, B.R. (2003) “A Review of Structural Health Monitoring Literature”: 1996-2001, Los Alamos National Laboratory Report, LA- 13976-MS.
- [31] Nesrin, I., A. Basöz, S. Kiremidjian, S. A. King y H. K. Law (1999) “Statistical analysis of bridge damage data from the 1994 Northridge, CA, earthquake”. *Earthquake Spectra*. Vol. 15, No 1.
- [32] Park, R. y Paulay T. “El creep en el concreto: Factores que influyen en su desarrollo”. Revista IMCYC. No 6. Vol. 2. Septiembre 2012. pag 22 – 25.

- [33] Priestley, M.J. Seible, F. and Calvi, G.M. (1996). "Seismic design and retrofit of bridges", Wiley Interscience, John Wiley & Sons.
- [34] Ramírez, O. (1999), "Determinación de la Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras de Puentes", Tesis doctoral presentada a la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, México.
- [35] Rebolledo, S. y R. Thiele, (2006) "La tierra: fuerzas de la naturaleza y el hombre". Universidad de Chile, (<http://www.uchile.cl>).
- [36] Safina S. (2003). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico*. Tesis Doctoral, (<http://www.tdx.cat/handle/10803/6226>).
- [37] Sismo85, "Sismología y sismicidad" [consulta: 14 de mayo de 2014], <http://sismo85.com/>
- [38] Sohn, H., Farrar, C.R., Hemez, F.M., Shunk, D.D., Stinemates, D.W. y Nadler, B.R. (2003) "A review of structural health monitoring literature": 1996-2001, Los Alamos National Laboratory Report, LA- 13976-MS.
- [39] Soria, I. y C. Gómez Soberón, (2013) "Curvas de fragilidad para tres puentes carreteros típicos de concreto". *Concreto y cemento*, vol. 4, núm. 2.
- [40] USGS Earthquake Hazards Program. Historic Earthquakes, Santa Cruz Mountains (Loma Prieta), California. <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/states>.
- [41] Velásquez R. (2006) "Estimación de pérdidas por sismo en edificios peruanos mediante curvas de fragilidad analíticas". Tesis de Maestría, (
- [42] Vibrationdata (1999) Loma Prieta, Northridge and Kobe Earthquake. <http://www.vibrationdata.com/>.
- [43] Weinmann, A. (1991). Uncertain models and robust control. Vienna and New York: SpringerVerlag.



# Anexo I

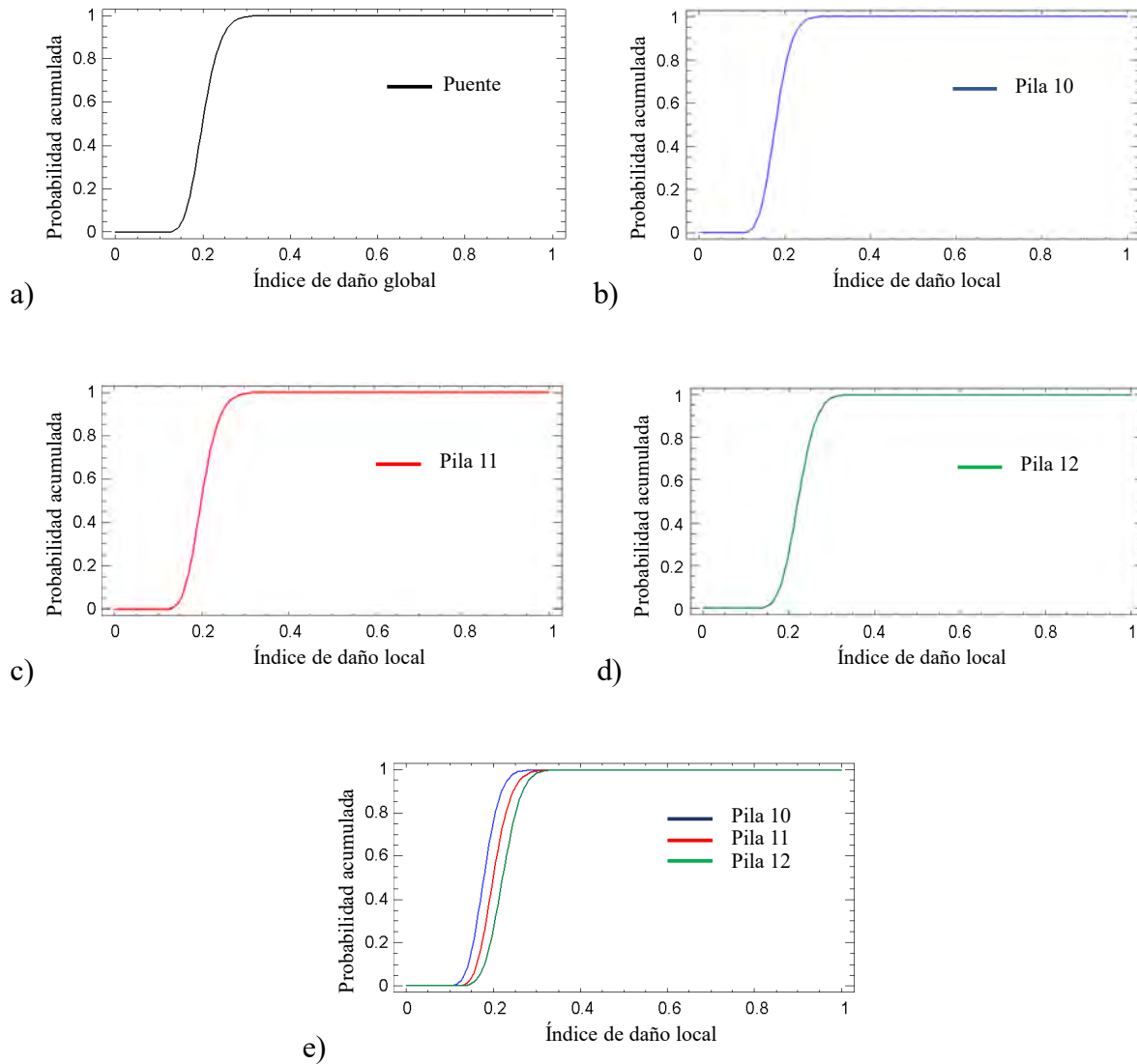
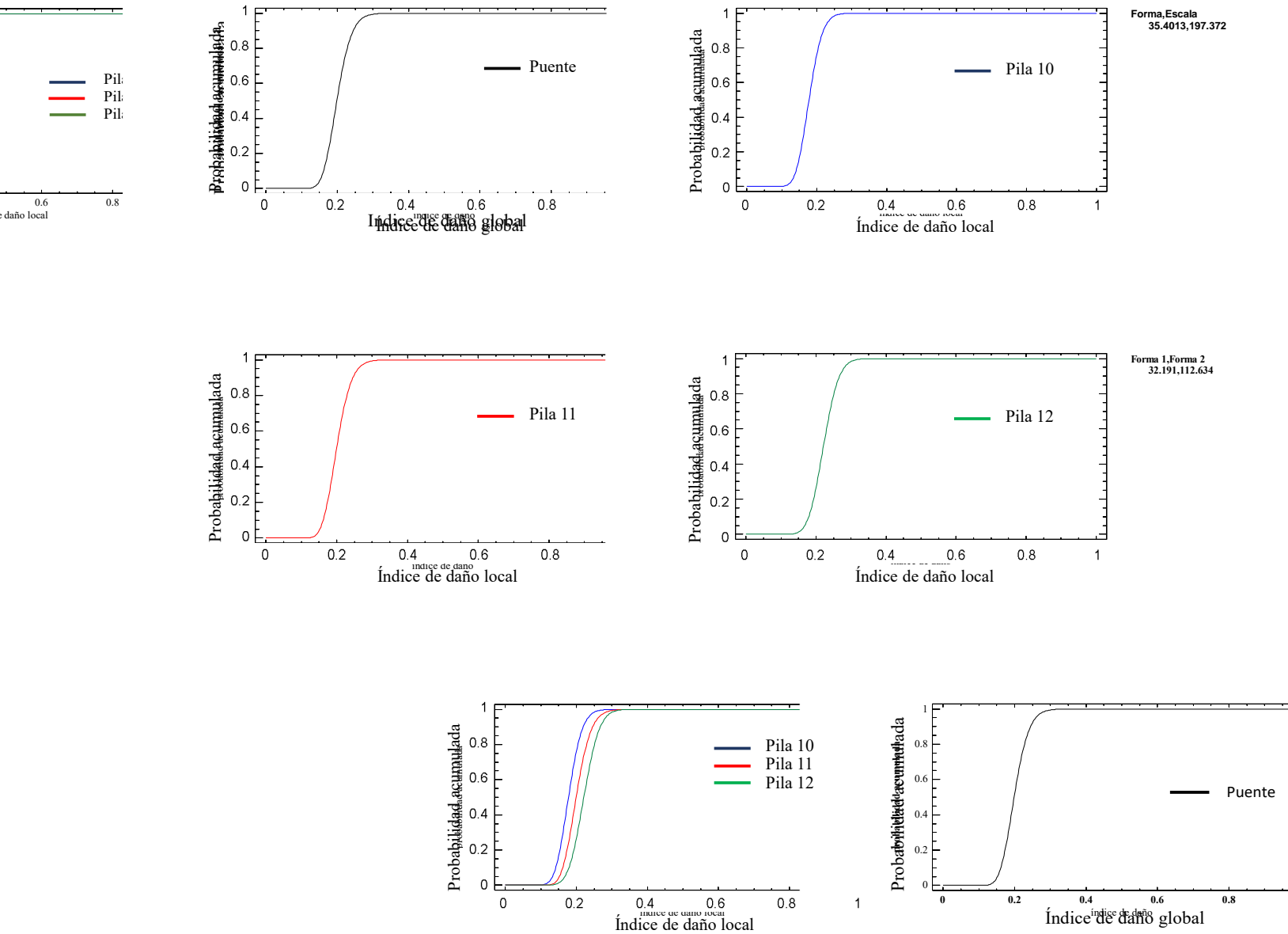
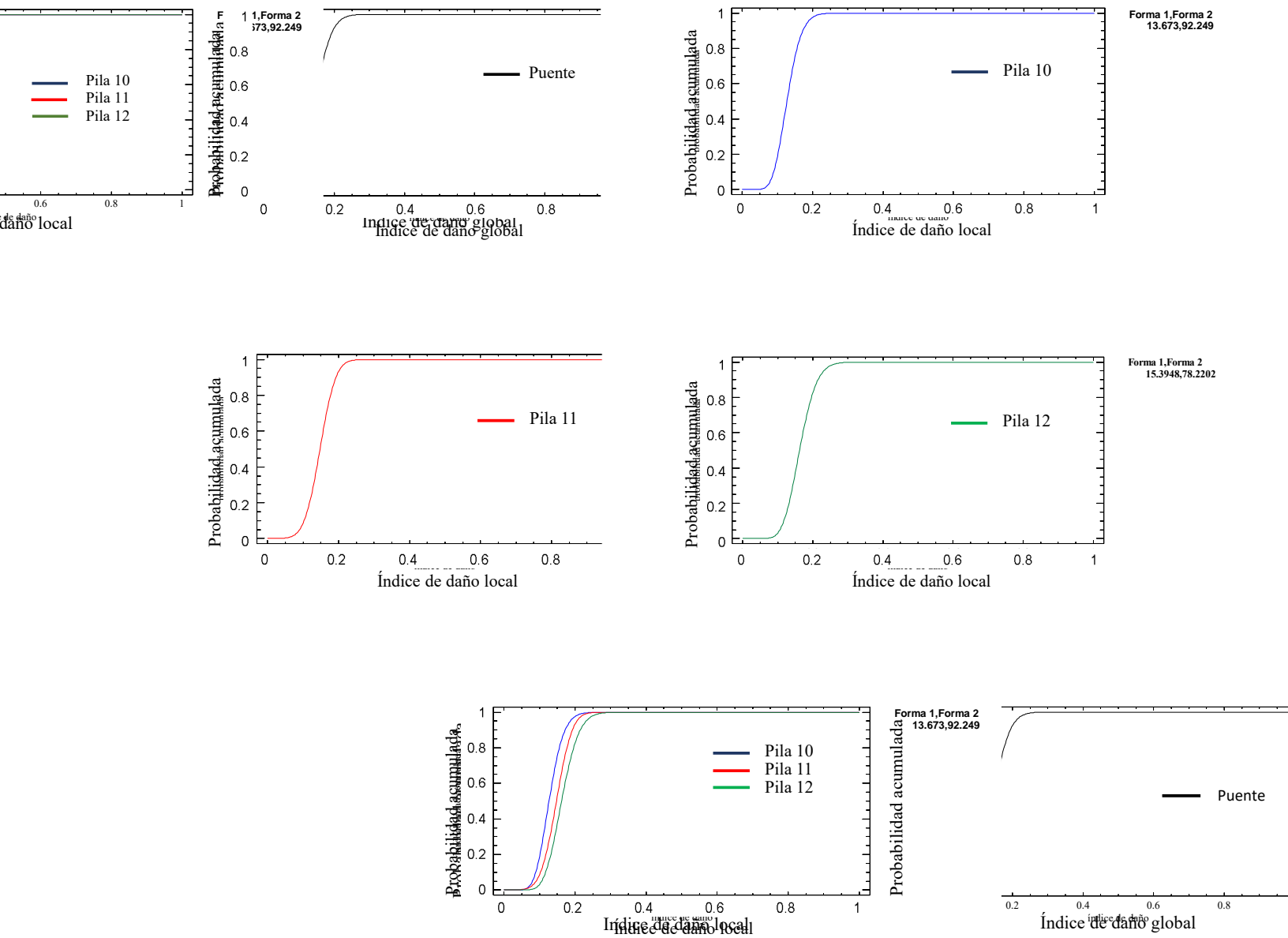


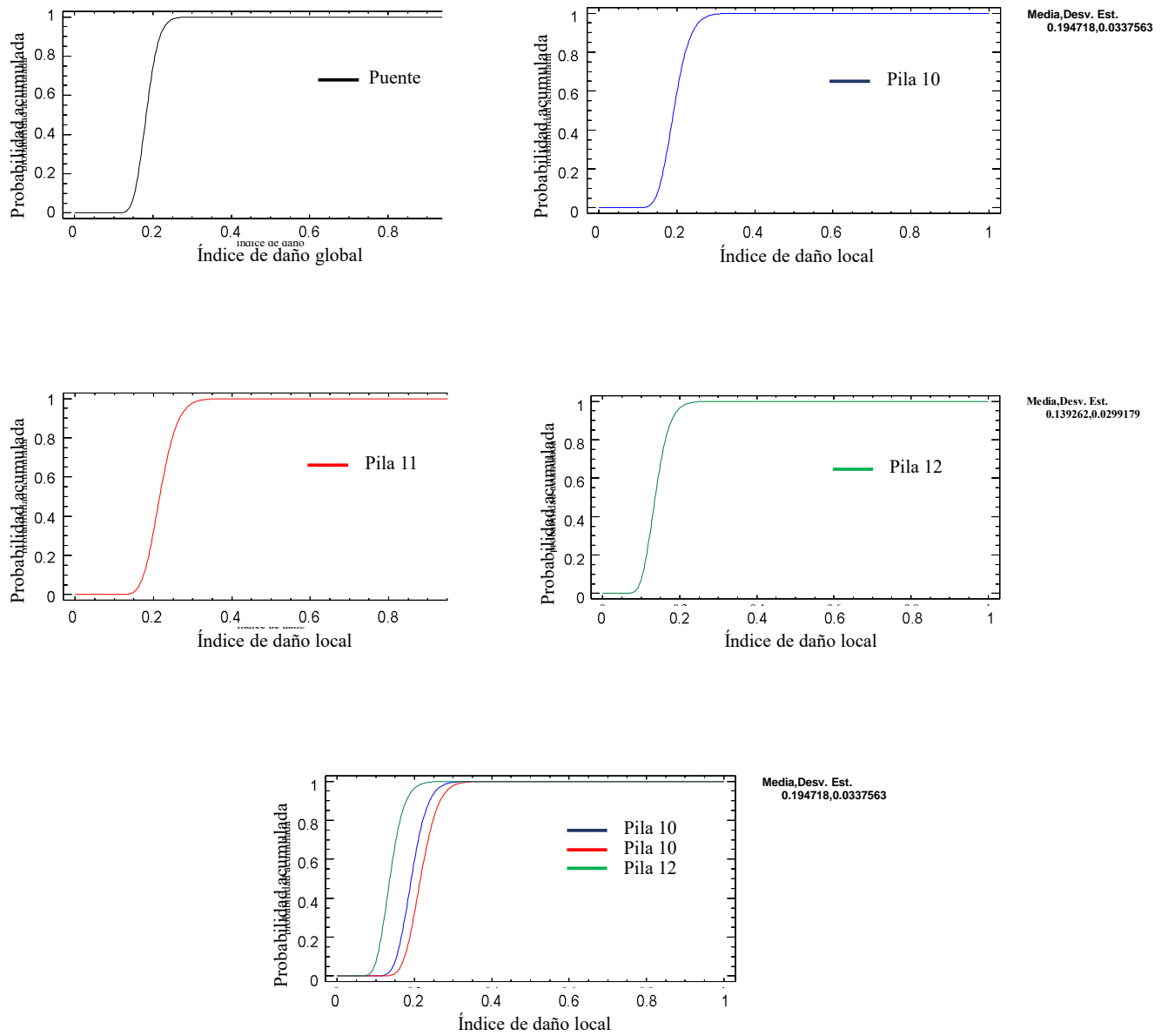
Figura I. 1. Curvas de fragilidad para el primer escenario sísmico en condiciones originales. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas.



**Figura I. 2. Curvas de fragilidad para el segundo escenario sísmico en condiciones originales. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas.**

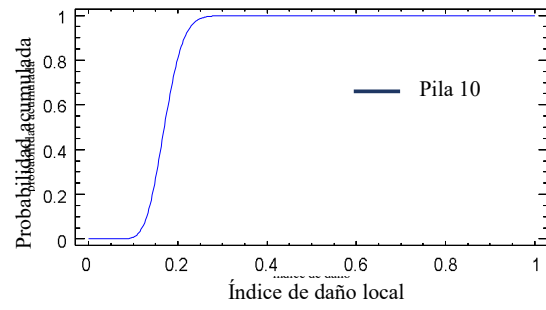
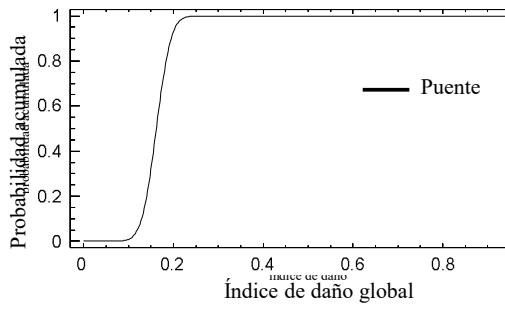


**Figura I. 3. Curvas de fragilidad para el tercer escenario sísmico en condiciones originales. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas.**

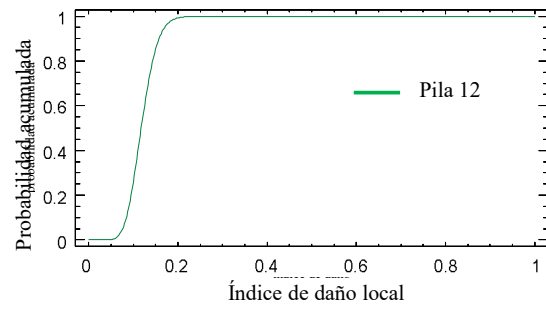
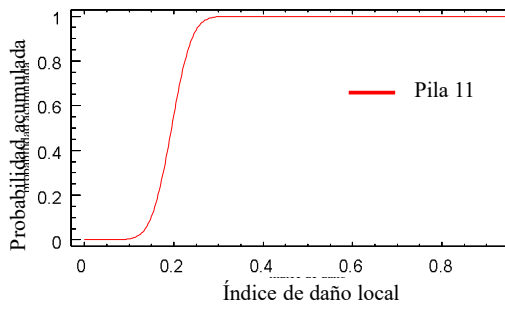


**Figura I. 4. Curvas de fragilidad para el primer escenario sísmico con 10% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas.**

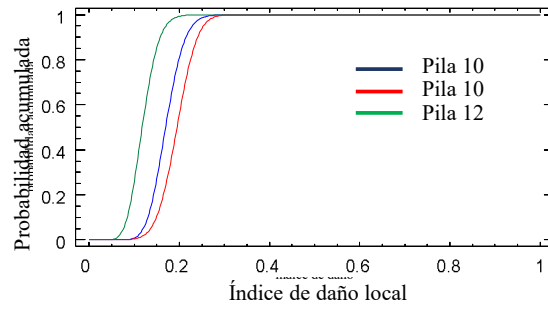




Forma 1, Forma 2  
22.0121, 106.51

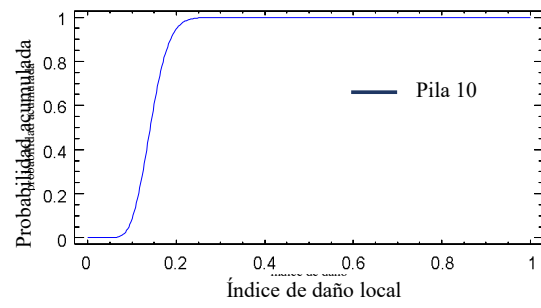
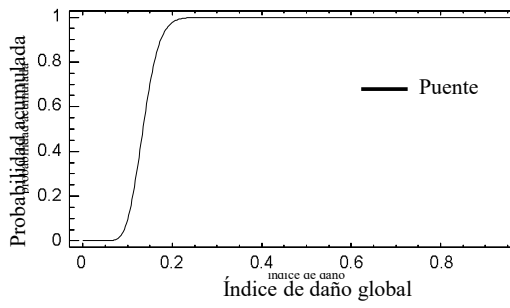


Forma 1, Forma 2  
15.1117, 111.241

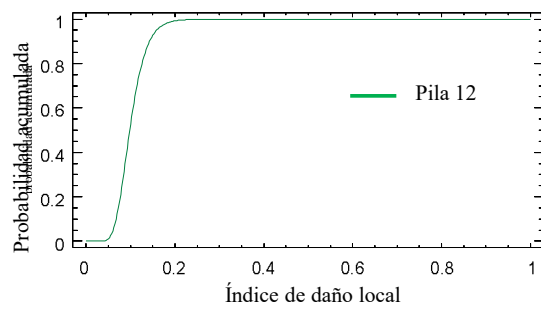
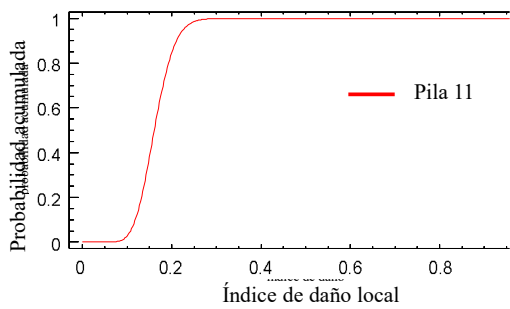


Forma 1, Forma 2  
22.0121, 106.51

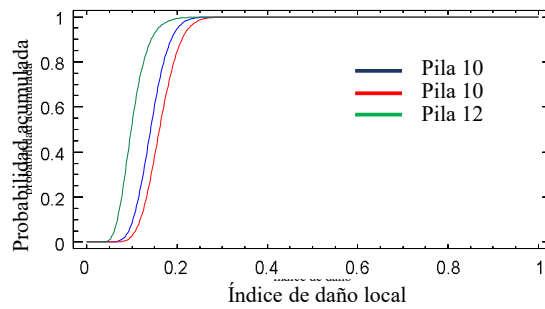
**Figura I. 5. Curvas de fragilidad para el segundo escenario sísmico con 10% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas.**



Forma 1, Forma 2  
15.893,95.1637

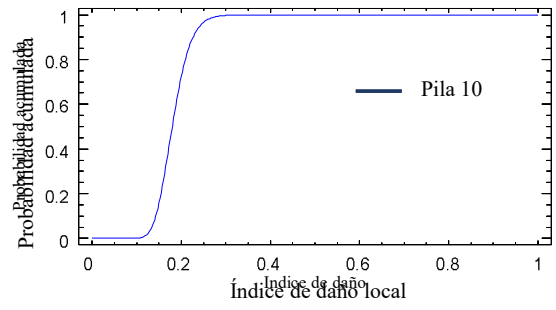
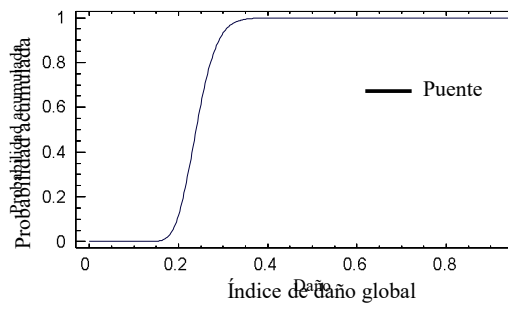


Media, Desv. Est.  
0.102366, 0.0305339

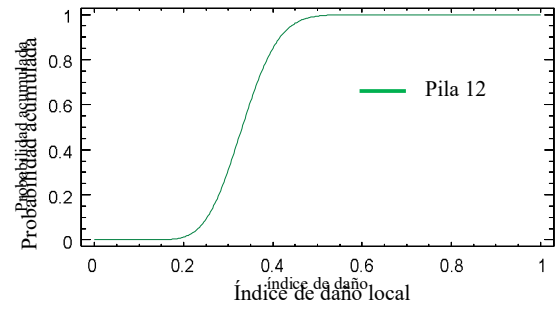
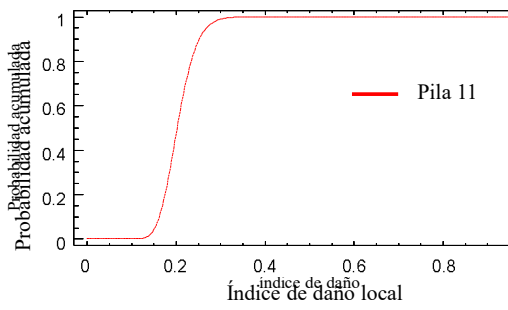


Forma 1, Forma 2  
15.893,95.1637

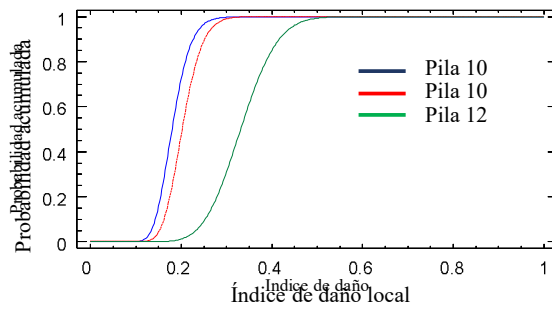
**Figura I. 6. Curvas de fragilidad para el tercer escenario sísmico con 10% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas.**



daño  
0.182608,0.033079

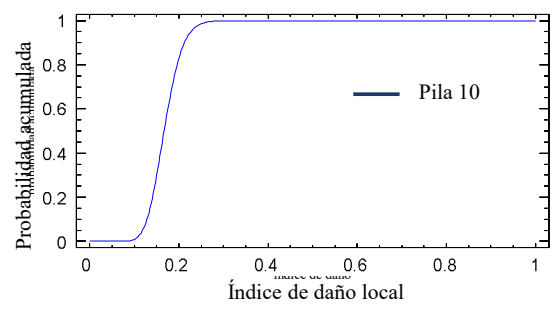
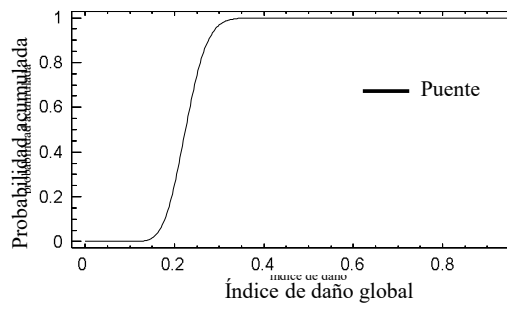


Forma 1,Forma 2  
18.0302,36.0866

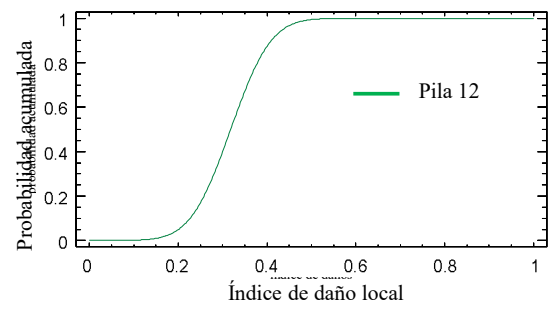
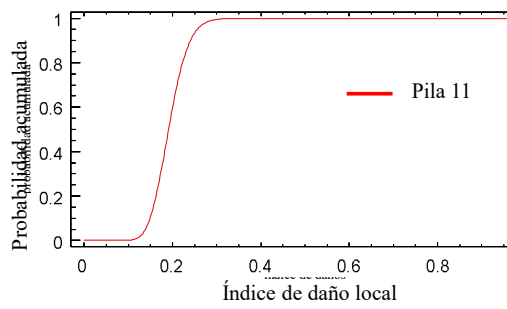


daño  
0.182608,0.033079

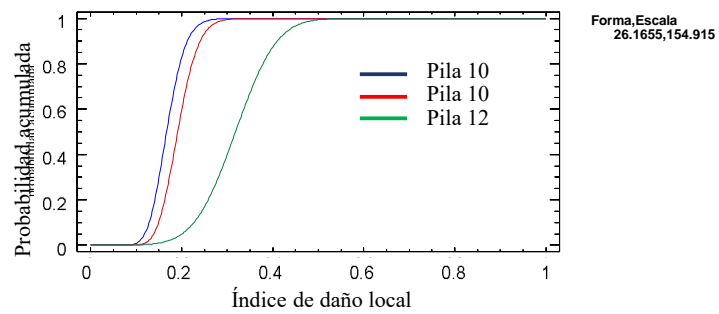
**Figura I. 7. Curvas de fragilidad para el primer escenario sísmico con 20% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas.**



Forma, Escala  
26.1655, 154.915

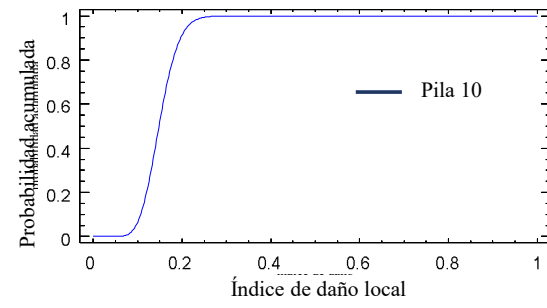
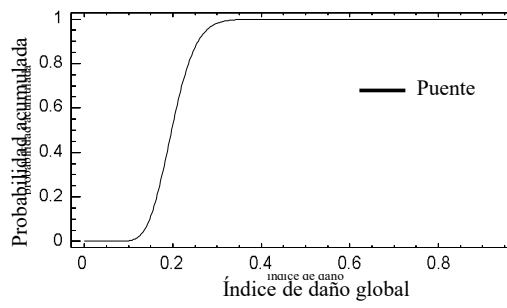


Media, Desv. Est.  
0.31807, 0.07141

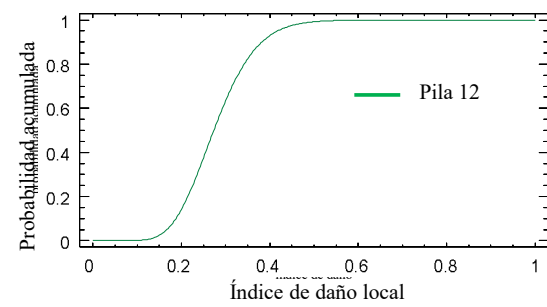
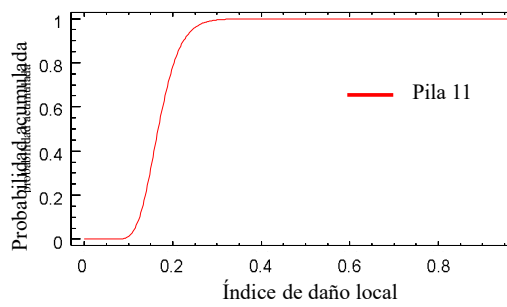


Forma, Escala  
26.1655, 154.915

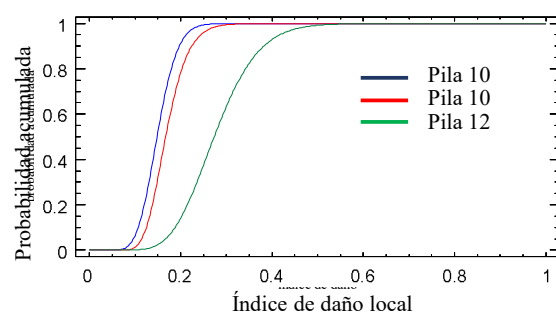
**Figura I. 8. Curvas de fragilidad para el segundo escenario sísmico con 20% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas.**



Forma 1, Forma 2  
15.3813, 86.9477

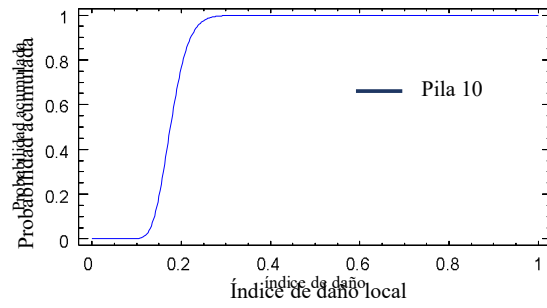
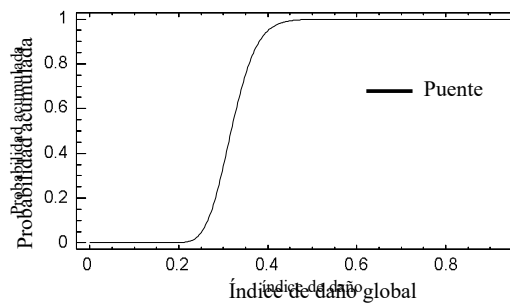


Forma, Escala  
13.3508, 47.6548

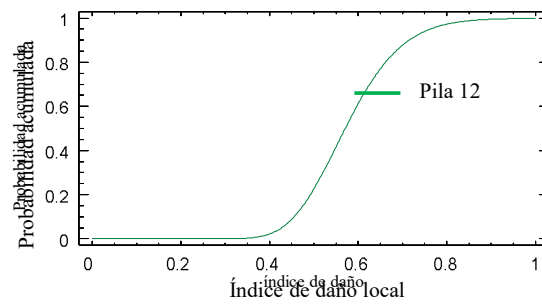
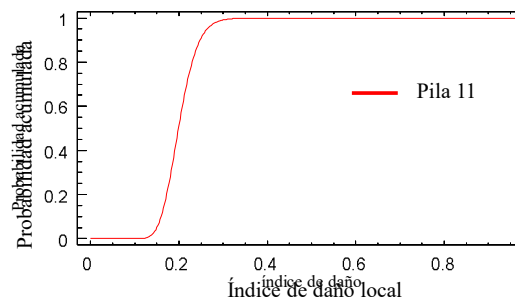


Forma 1, Forma 2  
15.3813, 86.9477

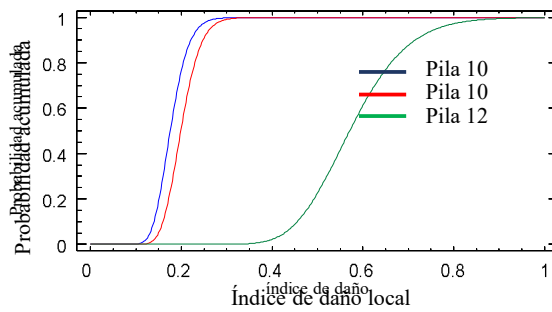
**Figura I. 9. Curvas de fragilidad para el tercer escenario sísmico con 20% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas.**



Media, Desv. Est.  
0.178422, 0.0322366

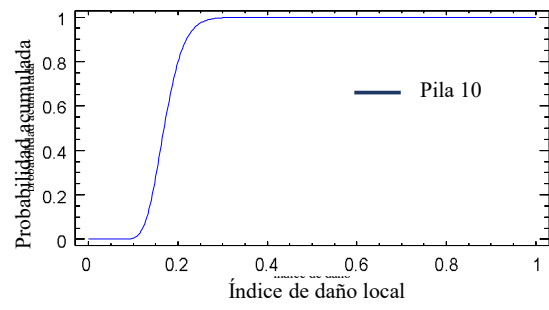
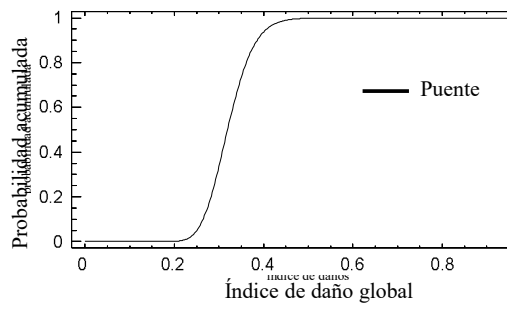


Media, Desv. Est.  
0.579578, 0.102657

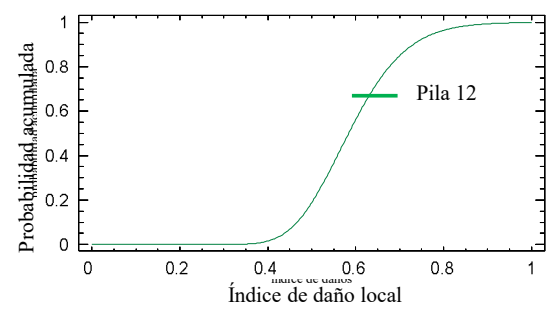
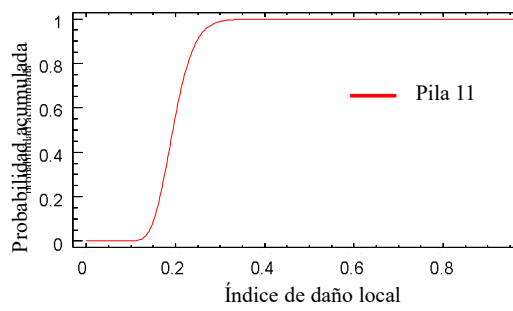


Media, Desv. Est.  
0.178422, 0.0322366

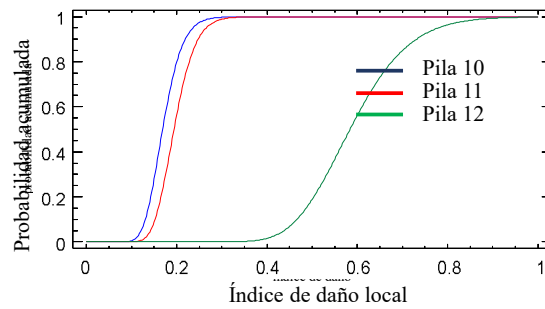
**Figura I. 10. Curvas de fragilidad para el primer escenario sísmico con 40% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas.**



Media, Desv. Est.  
0.172323, 0.0351775

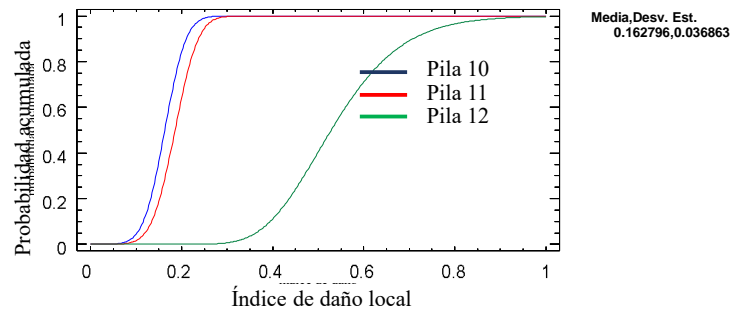
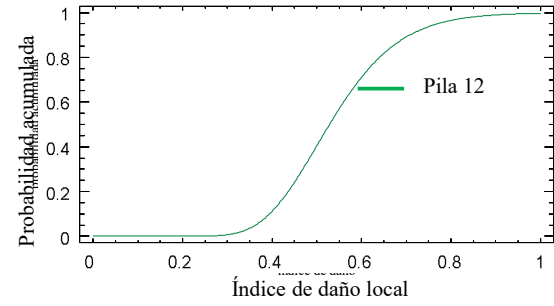
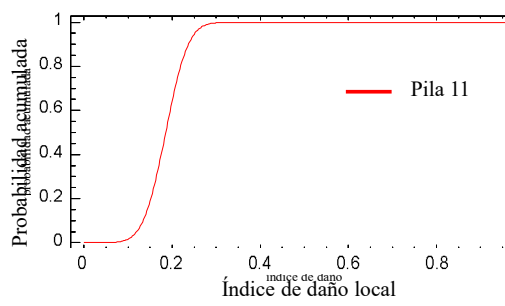
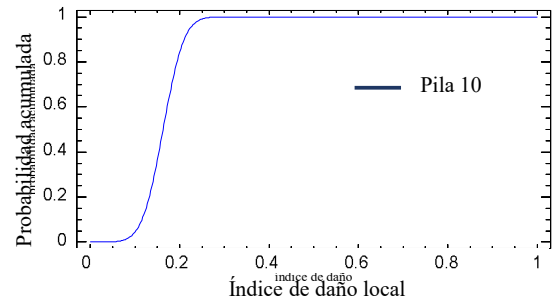
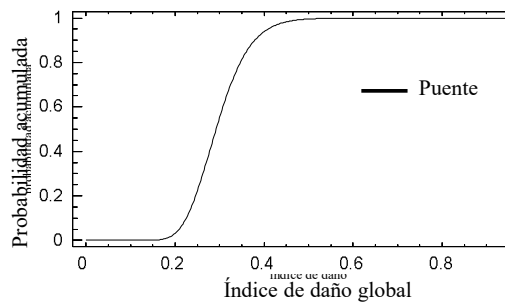


Media, Desv. Est.  
0.592745, 0.104679



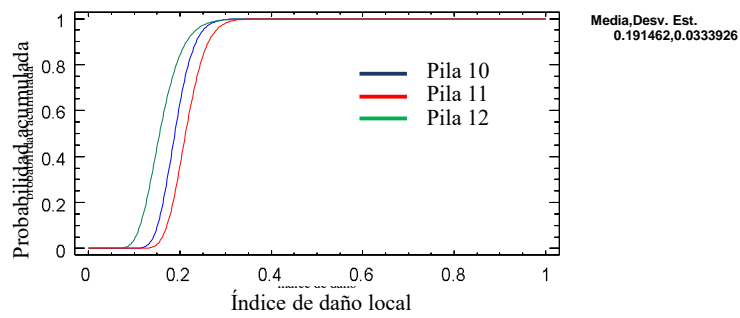
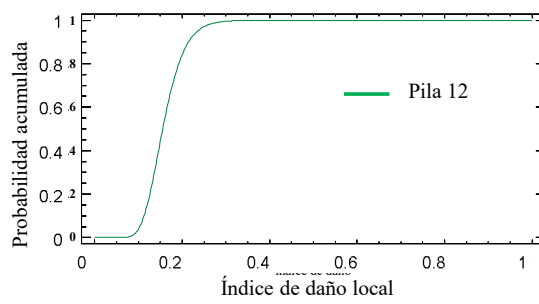
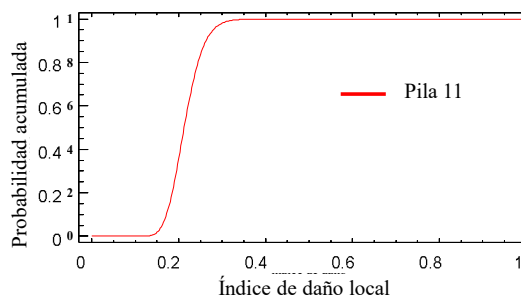
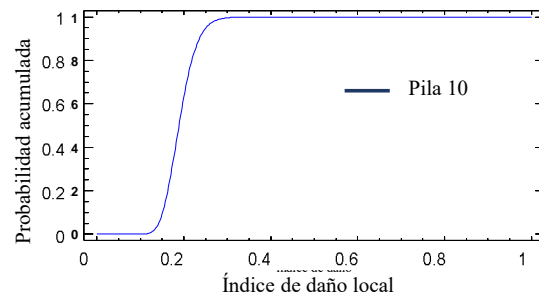
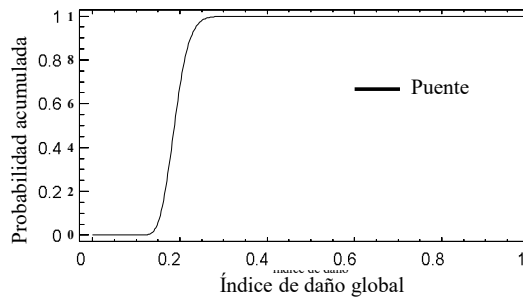
Media, Desv. Est.  
0.172323, 0.0351775

Figura I. 11. Curvas de fragilidad para el segundo escenario sísmico con 40% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas.

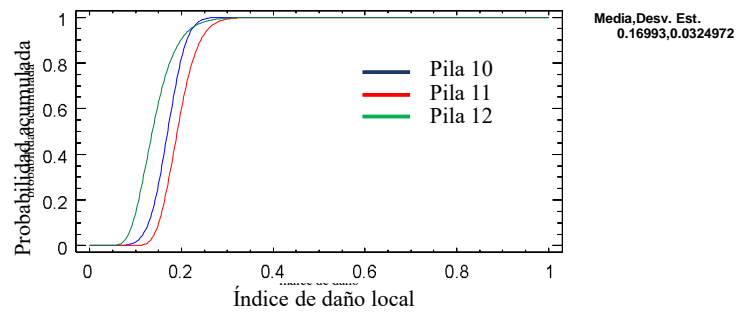
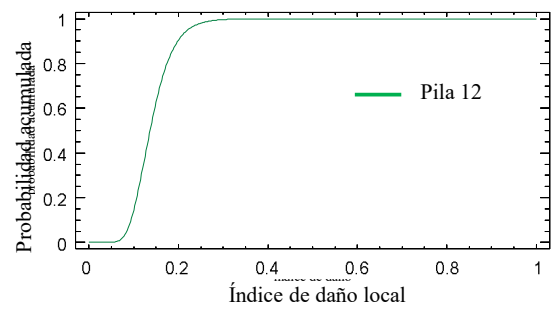
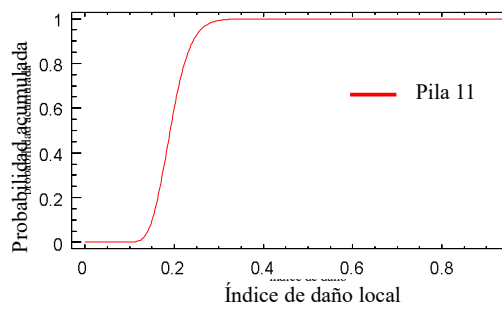
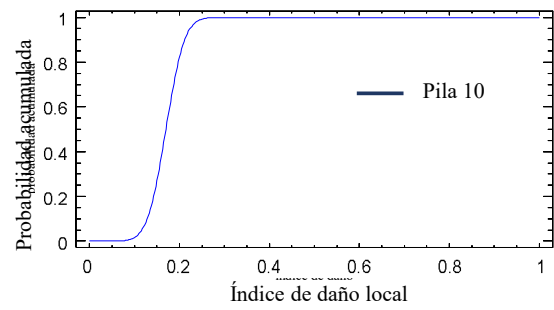
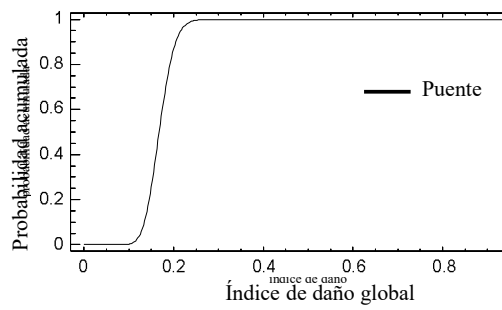


**Figura I. 12. Curvas de fragilidad para el tercer escenario sísmico con 40% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas.**

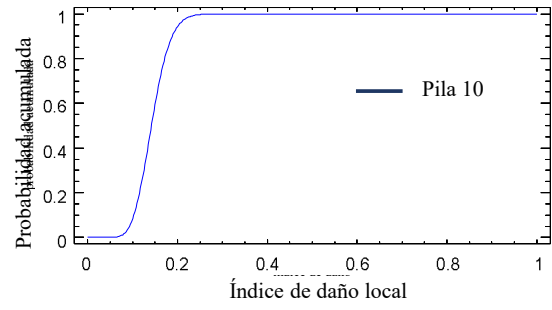
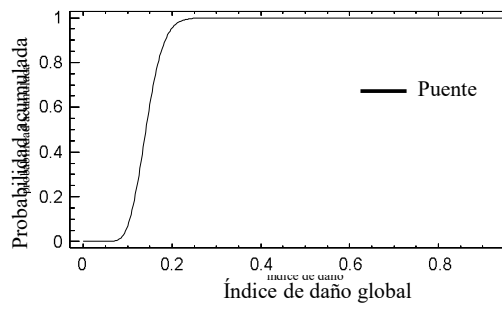




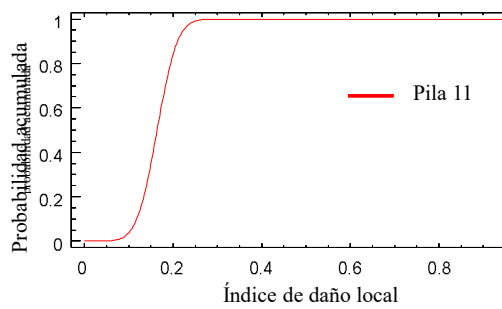
**Figura I. 13. Curvas de fragilidad para el primer escenario sísmico con encamisado de concreto y 10% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas.**



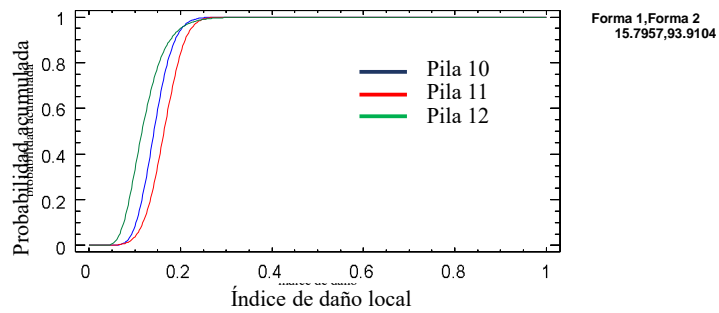
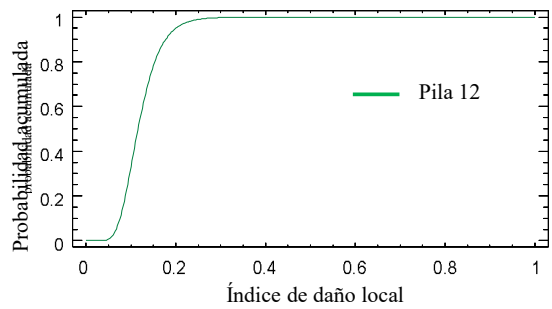
**Figura I. 14. Curvas de fragilidad para el segundo escenario sísmico con encamisado de concreto y 10% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas.**



Forma 1, Forma 2  
15.7957,93.9104

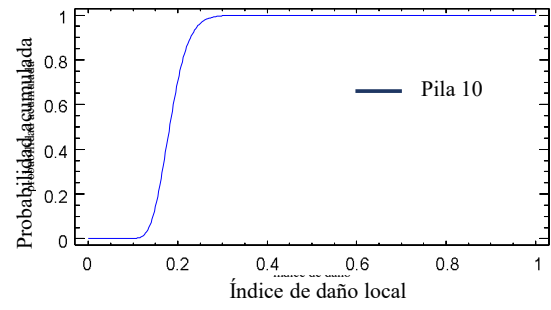
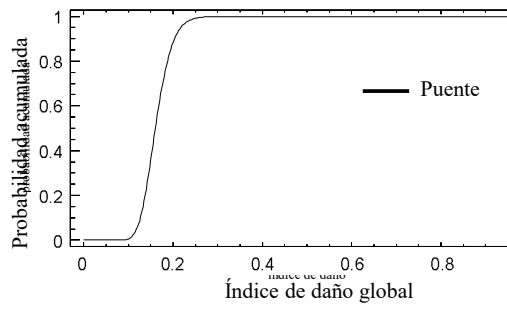


Media, Desv. Est.  
0.122243, 0.0418003

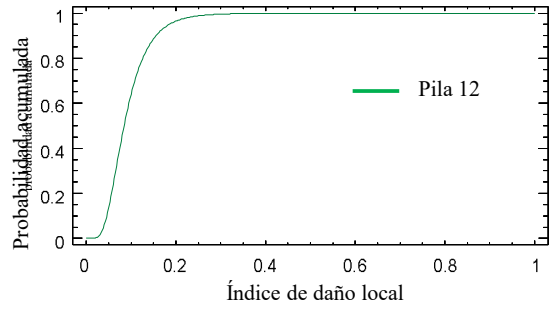
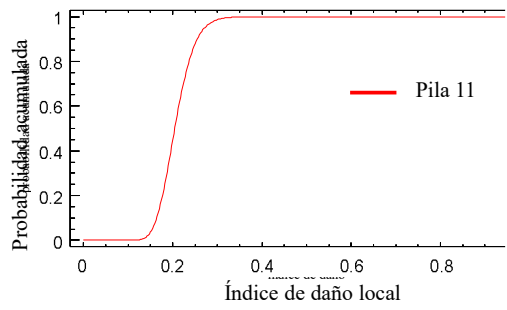


Forma 1, Forma 2  
15.7957,93.9104

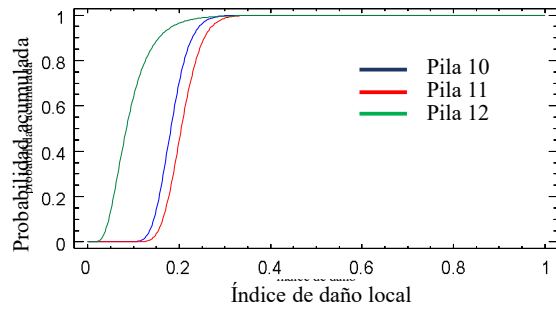
**Figura I. 15. Curvas de fragilidad para el tercer escenario sísmico con encamisado de concreto y 10% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas.**



Media, Desv. Est.  
0.184493, 0.0332043

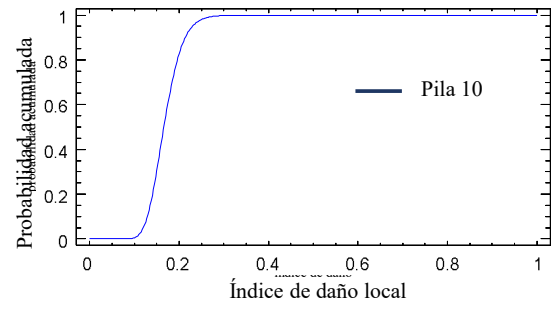
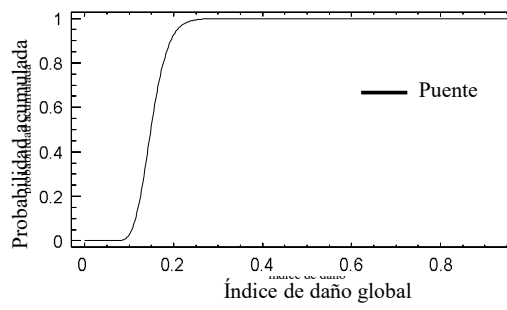


Media, Desv. Est.  
0.0943534, 0.047671

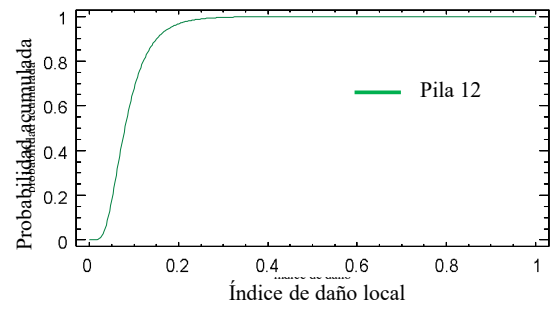
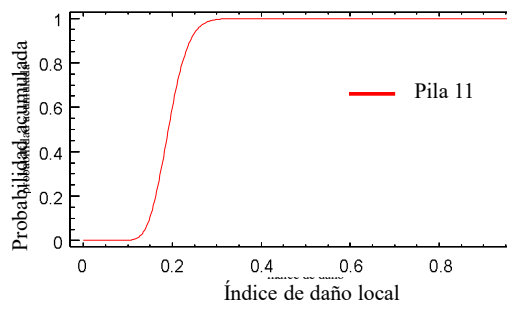


Media, Desv. Est.  
0.184493, 0.0332043

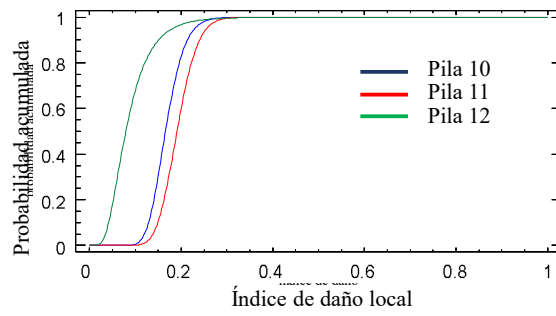
**Figura I. 16. Curvas de fragilidad para el primer escenario sísmico con encamisado de concreto y 20% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas.**



Media, Desv. Est.  
0.169156, 0.033769

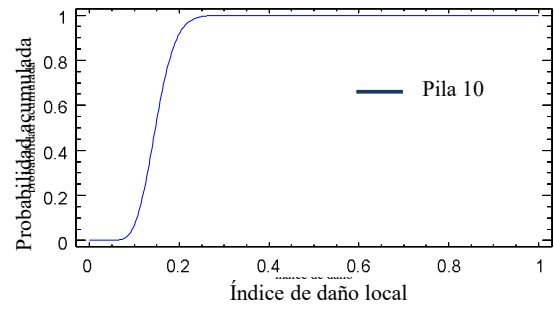
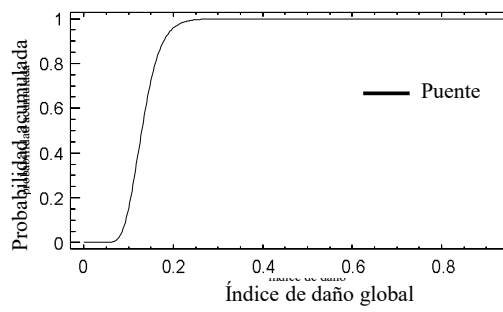


Media, Desv. Est.  
0.0898241, 0.0479781

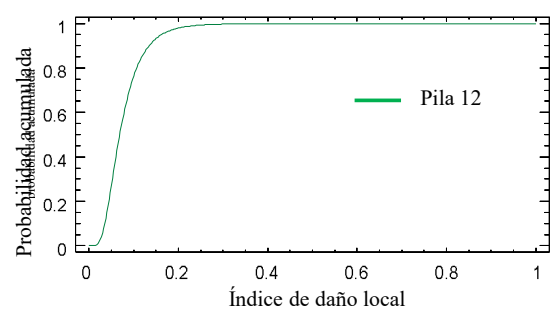
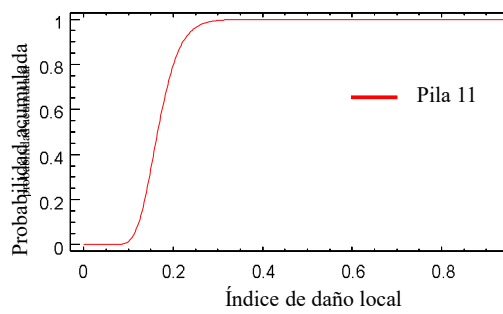


Media, Desv. Est.  
0.169156, 0.033769

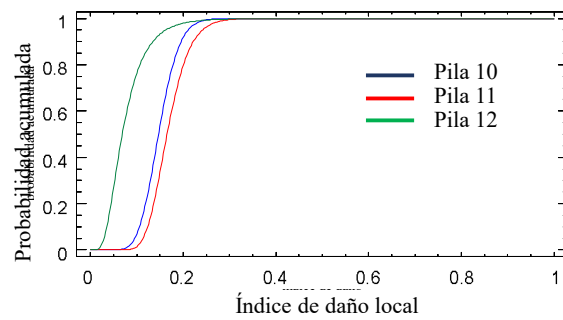
**Figura I. 17. Curvas de fragilidad para el segundo escenario sísmico con encamisado de concreto y 20% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas.**



Forma 1, Forma 2  
15.2409, 87.0215

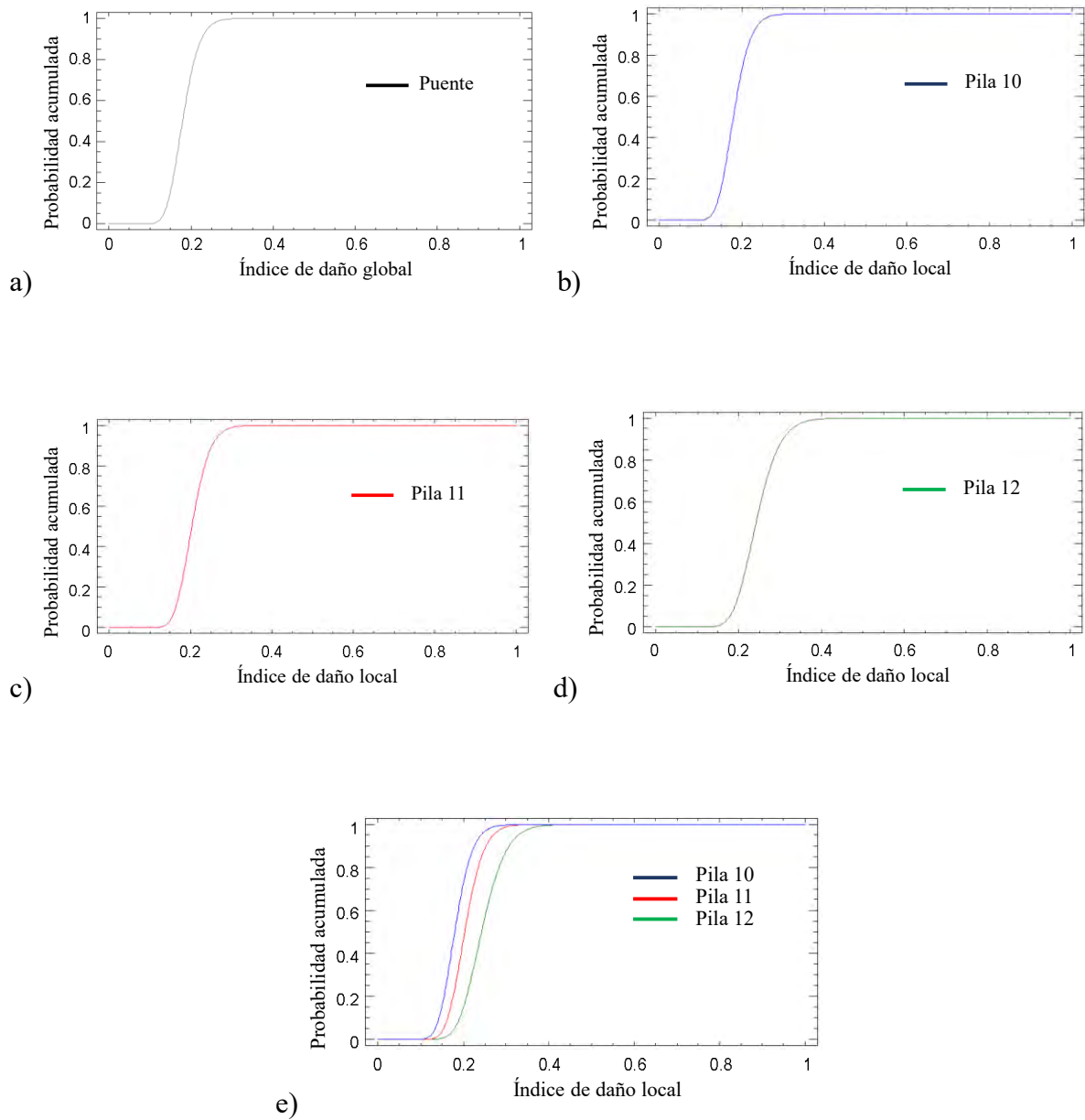


Media, Desv. Est.  
0.0786847, 0.0439996



Forma 1, Forma 2  
15.2409, 87.0215

**Figura I. 18. Curvas de fragilidad para el tercer escenario sísmico con encamisado de concreto y 20% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas.**



**Figura I. 19. Curvas de fragilidad para el primer escenario sísmico con encamisado de concreto y 40% de degradación. a) puente, b) pila 10, c) pila 11, d) pila 12 y e) comparación de pilas.**