



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE ESPECIALIZACIÓN EN PUENTES  
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

**EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN DE COLUMNAS DE PUENTES BASADO EN  
CONCEPTOS DE DESEMPEÑO SÍSMICO**

TESINA  
QUE PARA OPTAR POR LA  
ESPECIALIZACIÓN EN PUENTES

PRESENTA EL ALUMNO  
Abraham Valencia González

TUTOR PRINCIPAL  
Dr. Darío Rivera Vargas, FES Acatlán

Nezahualcóyotl, Estado de México, noviembre de 2023.



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



**PROTESTA UNIVERSITARIA DE INTEGRIDAD Y  
HONESTIDAD ACADÉMICA Y PROFESIONAL  
(Graduación con trabajo escrito)**

De conformidad con lo dispuesto en los artículos 87, fracción V, del Estatuto General, 68, primer párrafo, del Reglamento General de Estudios Universitarios y 26, fracción I, y 35 del Reglamento General de Exámenes, me comprometo en todo tiempo a honrar a la Institución y a cumplir con los principios establecidos en el Código de Ética de la Universidad Nacional Autónoma de México, especialmente con los de integridad y honestidad académica.

De acuerdo con lo anterior, manifiesto que el trabajo escrito titulado:

**EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN DE COLUMNAS DE PUENTES  
BASADO EN CONCEPTOS DE DESEMPEÑO SÍSMICO.**

que presenté para obtener el grado de Especialización es original, de mi autoría y lo realicé con el rigor metodológico exigido por mi programa de posgrado, citando las fuentes de ideas, textos, imágenes, gráficos u otro tipo de obras empleadas para su desarrollo.

En consecuencia, acepto que la falta de cumplimiento de las disposiciones reglamentarias y normativas de la Universidad, en particular las ya referidas en el Código de Ética, llevará a la nulidad de los actos de carácter académico administrativo del proceso de graduación.

**Atentamente**

*Valencia Abraham*

Abraham Valencia González

521023528



Tesina:

EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN DE COLUMNAS DE PUENTES BASADO EN  
CONCEPTOS DE DESEMPEÑO SÍSMICO

## **RESUMEN**

En este trabajo de investigación se revisan metodologías respecto a la evaluación y rehabilitación de columnas de concreto reforzado en puentes, con objeto de proponer un procedimiento para cubrir los diferentes niveles de desempeño ante la acción del sismo. Se identifican los criterios de diseño de columnas de concreto reforzado, así como la metodología para determinar el índice de daño para integrar un procedimiento a fin de identificar los niveles de desempeño estructural cuando ocurre un sismo y analizar alternativas de reforzamiento para mejorar el desempeño sísmico.

Dentro de los trabajos de evaluación, la inspección se considera un paso preliminar importante, que contribuyen a obtener un análisis más objetivo sobre el margen de seguridad que guarda la estructura. Así mismo se concentran las diferentes acciones de reforzamiento que se pueden aplicar a este elemento estructural. Al final se realiza la aplicación del procedimiento propuesto a un caso práctico en el cual se le implementara una rehabilitación con encamisado con capas de fibra de carbono para dos niveles de desempeño como es el de ocupación inmediata y seguridad de vida.

La importancia que tienen los puentes por lo cual es primordial mantener estas estructuras en condiciones de servicio o de ocupación inmediata, así como evitar el colapso ante eventos sísmicos extraordinarios, por lo cual se necesita conocer he implementar los conceptos de vulnerabilidad sísmica los cuales son una

herramienta fundamental para determinar la susceptibilidad de una estructura al experimentar un daño ocasionado por un evento sísmico basada en conceptos de desempeño, donde surge el concepto de rehabilitación sísmica según sea el estado de daño de la estructura.

## **ABSTRACT.**

In this research work, methodologies regarding the evaluation and rehabilitation of reinforced concrete columns in bridges are reviewed, in order to propose a procedure to cover the different levels of performance in the event of earthquakes. The design criteria for reinforced concrete columns are identified, as well as the methodology to determine the damage index to integrate a procedure to identify structural performance levels when an earthquake occurs and analyze reinforcement alternatives to improve seismic performance.

Within the evaluation work, the inspection is considered an important preliminary step, which contributes to obtaining a more objective analysis of the safety margin of the structure. Likewise, the different strengthening actions that can be applied to this structural element are concentrated. At the end, the application of the proposed procedure is carried out to a practical case in which a rehabilitation with cladding with layers of carbon fiber will be implemented for two levels of performance such as immediate occupancy and life safety.

The importance of bridges, which is why it is essential to maintain these structures in service or immediate occupation conditions, as well as to avoid collapse in the event of extraordinary seismic events, which is why it is necessary to know and implement the concepts of seismic vulnerability, which are a fundamental tool to determine the susceptibility of a structure when experiencing damage caused by a seismic event based on performance concepts, where the concept of seismic rehabilitation arises depending on the damage state of the structure.

## **Dedicatoria.**

A mis padres **Celia González Álvarez y José Luis Valencia García**, los cuales hicieron todo lo posible en la vida para que yo pudiera lograr esta meta fundamental, por apoyarme en todas mis decisiones, por sus consejos, sus valores, que me ha permitido ser una persona de bien, por sus ejemplos que me han inculcado siempre, por su amor y todos los sacrificios que han hecho para poder llegar hasta donde hoy estoy.

A mis hermanos **Noé Valencia González, Judith Valencia González y Celia Valencia González**, que son seres humanos que al igual que mis padres confiaron y apoyaron en todo lo que hago.

## **AGRADECIMIENTOS.**

A **Dios**, por brindarme sabiduría, salud y haberme permitido llegar hasta este punto logrando mis objetivos.

Al **Ing. Alfredo Pascual Morales Netzahualcóyotl**, por brindarme la oportunidad de cursar la Especialización en Puentes y apoyarme en este trabajo.

Al **M.I. José Antonio Salazar Garrido**, por su apoyo en la dirección, tiempo, paciencia y dedicación de este trabajo y a quien le agradezco la formación que me dio en la especialidad, como uno de mis mejores profesores de acero muchas gracias

Al **Dr. Darío Rivera Vargas**, por su tiempo, paciencia y dedicación en la codirección de este trabajo y con quien estoy muy agradecido por el enorme interés que puso para su realización, apoyándome siempre con sus observaciones y comentarios, lo cual me ayudó a culminar una etapa más de mi vida académica...muchas gracias por todo.

**"Gracias a la Dirección General de Asuntos del Personal Académico de la UNAM (DGAPA) por el apoyo recibido para el desarrollo de este trabajo de investigación como parte del proyecto PAPIIT IT101921 "Enfoque multivariado para mejorar la estimación del riesgo sísmico de las construcciones"**

Abraham Valencia González

Noviembre, 2023

## ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	2
1.1. Antecedentes.....	2
1.2. Planteamiento del problema. ....	4
1.3. Objetivos y alcances.....	5
1.4. Contenido. ....	5
CAPÍTULO 2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y DAÑOS OBSERVADOS.....	7
2.1. Monitoreo de puentes. ....	7
2.2. Daños observados por sismos.....	8
CAPÍTULO 3. Metodologías de evaluación. ....	30
3.1. Conceptos básicos. ....	30
3.2. Reglamentos y manuales de evaluación.....	31
3.3. La Gestión y Administración de la Seguridad de los Puentes. ....	38
3.4. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica.....	53
3.5. Índice de daño. ....	61
CAPÍTULO 4. Acciones de rehabilitación. ....	64
4.1. Conceptos básicos. ....	64
4.2. Mantenimiento. ....	68
4.3. Reparación. ....	70
4.4. Reforzamiento. ....	72
4.5. Aislamiento sísmico. ....	89
CAPÍTULO 5. Ejemplo de Aplicación. ....	92
5.1. Introducción del ejemplo de aplicación. ....	92
5.2. Descripción general del puente.....	93
5.3. Inspección detallada del estado físico de los puentes.....	95
5.4. Evaluación.....	96
5.5. Propuesta de Rehabilitación. ....	104
Conclusiones y recomendaciones.....	118
Referencias.....	121
ANEXO A. CASOS DE MONITOREO DE PUENTES.....	129
ANEXO B. INSPECCIÓN DETALLA. ....	138
ANEXO C. ÁLBUM FOTOGRÁFICO.....	149

a)	Elementos que conforman el puente. ....	149
b)	Daños observados.....	160
ANEXO D. CATÁLOGO DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD CONFORME A RIVERA (2007). ....		163
ANEXO E. ENSAYES EXPERIMENTALES DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO ENCAMISADAS CON FIBRAS DE CARBONO.....		165

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.2.1. Colapso de una sección de la superestructura del Puente de la Bahía Oakland-San Francisco, sismo de Loma Prieta en 1989, (Jara M. et al., 2006).....	9
Figura 2.2.2. Desplome del acceso al Puente Nishinomiya-ko sobre la vía rápida de Wangan, (Jara et al., 2006). .....	9
Figura 2.2.3. Pérdida de apoyo en puente peatonal, sismo de México, 2017.....	9
Figura 2.2.4. Pérdida de apoyo en la superestructura (Priestley et al., 1996). .....	10
Figura 2.2.5. Choque entre infraestructuras colindantes Loma Prieta 1989, (Hernández I. & Campos L. 2008).....	10
Figura 2.2.6. Movimiento Transversal de la Superestructura, (Hernández I. & Campos L., 2008). 11	11
Figura 2.2.7. a) Apoyo sin movimiento. b) Movimiento relativo en los apoyos. (Amini et al., 2010). 11	11
Figura 2.2.8. Apoyo movimiento durante el sismo de 2010, Chile, (González L., 2016). .....	12
Figura 2.2.9. Esquema representativo del movimiento de rotación en juntas, (García A., et al., 2004). 12	12
Figura 2.2.10. Junta de dilatación con daño tras terremoto, (PREANSA, 2010).....	12
Figura 2.2.11. Desplazamiento de junta correspondiente al asentamiento y rotación de estribo, sismo México, 2017, (Foto cortesía de Rivera D. 2017).....	13
Figura 2.2.12. Falla en topes. (Hernández I. & Campos L., 2008).....	13
Figura 2.2.13. Falla en topes laterales ubicados en las esquinas que forman el ángulo agudo de un puente esviado, (Jara et al., 2006).....	14
Figura 2.2.14. Daño severo en topes laterales del puente Coahuayana, sismo de Manzanillo de 1995, (Jara et al., 2006). .....	14
Figura 2.2.15. Falla de tope sísmico en puente de Morelos, sismo de México, 2017, (Foto de cortesía de Rivera D., 2017). .....	15
Figura 2.2.16. Colapso del viaducto Fukae, sismo de Kobe 1995, (Amini et al., 2010). .....	16
Figura 2.2.17. Colapso del viaducto Takashio, sismo de Kobe 1995. (Amini et al., 2010). .....	16
Figura 2.2.18. Falla de apoyo de la Subestructura. (Priestley et al., 1996).....	17
Figura 2.2.19. Movimiento de un terraplén de acceso. b) Asentamiento de un terraplén de acceso, (Quiroz, Ayala, 2018).....	17
Figura 2.2.20. Asentamiento en terraplén de entrada, (Hernández I. & Campos L. 2008).....	17

Figura 2.2.21. Fallas por cortante (San Fernando 1971. Priestley et al., 1996). .....	18
Figura 2.2.22. Falla por insuficiente resistencia a Flexocompresion en Columnas, (Caltrans, 2006).                    19	19
Figura 2.2.23. Falla de la soldadura a tope empleada para el empalme de varillas en la zona de articulación plástica, (Jara et al., 2006). .....	19
Figura 2.2.24. Carencia de capacidad a cortante y falta de confinamiento en la zona potencial de formación de articulaciones plásticas, (Priestley M. 1996). .....	20
Figura 2.2.25. Falla de cabezal y unión pila-cabezal, (Caltrans, 2006). .....	21
Figura 2.2.26. Hundimiento y falla de rotación del estribo, puente Río Banano, sismo de Costa Rica, 1990, (Priestley et al., 1996). .....	22
Figura 2.2.27. Esquema de asentamiento y rotación de estribo. a) Antes de la falla. b) Después de la falla, (Priestley M et al., 1996). .....	22
Figura 2.2.28. Daño en puente carretero de Morelos, presentando falla por asentamiento de estribos, (Foto cortesía de Rivera D., 2017). .....	22
Figura 2.2.29. Fisuras presentadas por rotación y asentamiento de estribo en puente carretero de Morelos, (Foto cortesía de Rivera D., 2017). .....	23
Figura 2.2.30. Puentes dañados por sismos Viaducto Hanshin Expressway de Kobe, (Alvarado, J., 2019).                    23	23
Figura 2.2.31. Daño en la losa del puente “Chilchota” (Hernández et al., 2009). .....	24
Figura 2.2.32. Problemas de corrosión en apoyos. (González L., 2016). .....	25
Figura 2.2.33. Problemas de corrosión en la superestructura por drenaje pluvial deficiente. (Fotos cortesía de Rivera D., 2017). .....	25
Figura 2.2.34. Vista De Este a Oeste De La Pila Central Del PIV Ruffner Ave, (Héctor J., 2008). ..	26
Figura 2.2.35. Daño nulo en el puente San Benito, (Rivera D. et al., 2006). .....	26
Figura 2.2.36. Daño ligero en los puentes Texcuyuapan y Huixtla, (Rivera D. et al., 2006). .....	27
Figura 2.2.37. Daño severo en los puentes de Ciudad Hidalgo y Huehuetán, (Rivera D. et al., 2006).                    27	27
Figura 2.2.38. Puentes colapsados Coatán y Colonia Obrera, (Rivera et al., 2006). .....	27
Figura 2.2.39. Falla en puentes por socavación de pilas, (Jara et al., 2011). .....	28
Figura 2.2.40. Procedimiento constructivo inadecuado, (Foto cortesía de Rivera D., 2017). .....	28
Figura 3.3.1. Sistema de gestión de puentes DANBRO (Harding J. et al., 1990). .....	39
Figura 3.3.2. Sistema de gestión de puentes de Finlandia RWA BMS (Ryall M., 2001). .....	40

Figura 3.3.3.	Sistema de gestión de puentes de Finlandia RWA BMS (Ryall M., 2001).	41
Figura 3.3.4.	Sistema de gestión de puentes PONTIS (Ryall M., 2001).	41
Figura 3.3.5.	Sistema de gestión de puentes SIPUMEX. (S.C.T).	42
Figura 3.5.2.	Correlación entre el índice total de daño y el observado. (Park et al., 1985).	62
Figura 4.1.1.	Proceso de rehabilitación sísmica de puentes. (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica., 2013).	66
Figura 4.1.2.	Propuesta de esquema de mantenimiento y rehabilitación de puentes. (Rivera, D. et al. 2012).	67
Figura 4.4.1.	Placas de acero para incrementar la resistencia por flexión y cortante en la superestructura. (Rivera D., 2012).	72
Figura 4.4.2.	Refuerzo mediante el uso extremo de cables de presfuerzo. (Jara J., & Jara M., 2010).	73
Figura 4.4.3.	Uso de presfuerzo vertical para incrementar la capacidad a cortante de las nervaduras. (Jara J., & Jara M., 2010).	74
Figura 4.4.4.	Presfuerzo longitudinal poligonal. (Flores, J., 2000).	75
Figura 4.4.5.	Presfuerzo vertical. (Flores, J., 2000).	75
Figura 4.4.6.	Encamisado con concreto reforzado por flexión. (Armendáriz M., 2015).	76
Figura 4.4.7.	Encamisado por flexión y cortante de vigas con concreto reforzado. (Armendáriz M., 2015).	76
Figura 4.4.8.	Refuerzo de vigas con estribos postensado. (Armendáriz M., 2015).	77
Figura 4.4.9.	Placas de acero para incrementar la resistencia a flexión y cortante. (Rivera, D. et al, 2012).	78
Figura 4.4.10.	Disipación de la energía en un puente convencional y en un puente con aislamiento sísmico. (Jara J. & Jara M., 2010).	80
Figura 4.4.11.	Tipos de encamisados en columnas de puentes. (Flores, J., 2000).	81
Figura 4.4.12.	Rehabilitación de una columna con encamisado de concreto. (Chhabra Y., 2004).	82
Figura 4.4.13.	Encamisado de acero con aumento de resistencia a flexión controlada. (Applied Technology Council, 1984).	83
Figura 4.4.14.	Colocación de FRP de acuerdo con el objetivo del encamisado. (SIKA).	84

Figura 4.5.1. Diferencias entre la deformación de un apoyo de caucho estándar y un apoyo de caucho laminado. (Muñoz, D. & Edgar, E., 2012).	89
Figura 5.1.1. Puente de estudio (Google Earth Pro).	92
Figura 5.2.1. Vista General 1.	93
Figura 5.2.2. Vista del Caballete 1.	94
Figura 5.2.3. Vista del grupo de pilas No.2.	94
Figura 5.4.1. Características geométricas y refuerzo de las pilas o columnas del puente.	97
Figura 5.4.2. Función de vulnerabilidad sísmica del puente.	99
Figura 5.4.3. Espectros de diseño para Mexicali, Baja California Norte, conforme al MDOC-CFE (2015).	100
Figura 5.4.4. Curvas de fragilidad en columnas de puentes de concreto reforzado para diferentes porcentajes de corrosión (Afsar y Kashani, 2022).	103
Figura 5.5.1. Curvas de Vulnerabilidad de las columnas del puente para diferente número de capas de fibra de carbono.	114
Apéndice A Figura 1. Perspectiva del sitio I de estudio, (Álvarez, J., 2004).	130
Apéndice A Figura 2. Perspectiva del sitio II de estudio. (Álvarez, J., 2004).	130
Apéndice A Figura 3. Ubicación de los puntos analizados durante el estudio en el tramo B174-B176. (Álvarez, J., 2004).	130
Apéndice A Figura 4. Instrumentación de la estructura, (Rivera, D., & Meli, R., 2003).	134
Apéndice A Figura 5. Ubicación de los puntos de registro sobre el puente. (Calvillo, M., Huerta, C. & Espinoza, F., 2015).	136
Apéndice A Figura 6. Ubicación de los puntos de registro en campo libre. (Calvillo, M., Huerta, C. & Espinoza, F., 2015).	137
Apéndice C Figura 1. Vista hacia Mexicali.	149
Apéndice C Figura 2. Vista hacia San Felipe.	149
Apéndice C Figura 3. Vista General 1.	150
Apéndice C Figura 4. Vista General 2.	150
Apéndice C Figura 5. Número de Registro.	151
Apéndice C Figura 6. Vista del Caballete 1.	151
Apéndice C Figura 7. Vista de la Superestructura tramo 1-2.	152
Apéndice C Figura 8. Vista del Cono de derrame del Caballete No. 1.	152

Apéndice C Figura 9. Vista del grupo de pilas No.2.....	153
Apéndice C Figura 10. Cabezal de las pilas No. 2. ....	153
Apéndice C Figura 11. Vista de la superestructura en el tramo 2-3. ....	154
Apéndice C Figura 12. Vista de las Pilas No.3. ....	154
Apéndice C Figura 13. Vista del alineamiento de las columnas en las Pilas No.3.....	155
Apéndice C Figura 14. Cabezal de las Pilas No. 3. ....	155
Apéndice C Figura 15. Vista de la superestructura en el tramo 3-4. ....	156
Apéndice C Figura 16. Vista del Caballete No. 4. ....	156
Apéndice C Figura 17. Vista hacia Aguas Arriba desde arriba del puente. ....	157
Apéndice C Figura 18. Vista hacia Aguas Abajo desde arriba del puente.....	157
Apéndice C Figura 19. Vista de las juntas y de la losa.....	158
Apéndice C Figura 20. Guarnición y drenes. ....	158
Apéndice C Figura 21. Guarnición y drenes. ....	159
Apéndice D Figura 1. Catálogo de Funciones de Vulnerabilidad Conforme a Rivera (2007).....	164
Apéndice E Figura 1. a) Detalles de refuerzo para la columna sin refuerzo. b) Detalles de refuerzo para columnas reforzadas. Todas las dimensiones están en mm. (Jaya y Mathai, 2012) .....	165
Apéndice E Figura 2. Gráficas desplazamientos vs Carga. (Jaya y Mathai, 2012).....	167
Apéndice E Figura 3. Geometría de especímenes muestra de control y configuraciones confinadas (Zoppo, Ludovico, Balsamo y Prota, 2017) .....	168
Apéndice E Figura 4. Patrón de daño en la muestra de control (a), en muestras confinadas (b) y normalizada Curvas experimentales de envolvente de deriva de fuerza para los cinco especímenes (c). (Zoppo et al., 2017). ....	170
Apéndice E Figura 5. Geometría y configuración de acero. (Iacobucci et al., 2003).....	171
Apéndice E Figura 6. Reforzamiento de columna. (Iacobucci et al., 2003) .....	172
Apéndice E Figura 7. Gráficas curvatura vs momento. (Iacobucci et al., 2003) .....	174
Apéndice E Figura 8. Las muestras de columna para prueba de carga cíclica: (a) muestra A1-A3, (b) B1-B3 espécimen, (c) vista superior, y la sección (d) (Kawashima et al., 2000) .....	175
Apéndice E Figura 9. Gráficas de desplazamiento vs carga lateral. (Kawashima et al. 2000) .....	178

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.2.1.	Valores mínimos de $\lambda$ y $\Psi_{wmin}$ .	36
Tabla 3.3.1.	Escala de calificaciones SIPUMEX. (S.C.T.)	43
Tabla 3.3.2.	Subsecretaria de Infraestructura Dirección General de Conservación de Carreteras Número de Puentes por Tipo de Red 2022 Resumen. (México, 2023)	43
Tabla 3.4.1.	Cuantía de refuerzo transversal o de confinamiento que se pueden suponer para diferentes años de construcción. (Rivera, D. 2007)	54
Tabla 3.4.2.	Valores de beta para sección rectangular. (Rivera D., 2007)	56
Tabla 3.4.3.	Valores de beta para sección circular. (Rivera D., 2007)	56
Tabla 3.5.1.	Índice total de daño en edificios. (Park et al, 1985)	61
Tabla 4.1.1.	Rehabilitación sísmica de puentes basada en desempeño (FHWA,2006)	64
Tabla 4.1.2.	Categoría de rehabilitación sísmica de puentes (FHWA, 2006)	64
Tabla 4.1.3.	Niveles de diseño sísmico. (Visión. 2000)	65
Tabla 4.2.1.	Métodos para combatir la corrosión. (Parke G., 2008)	68
Tabla 4.3.1.	Tipos de reparación de aplicación manual. (Ryall M, 2001)	70
Tabla 4.3.2.	Aplicación de materiales para reparación. (Parker G., 2008)	71
Tabla 4.3.3.	Propiedades de los materiales de reparación usados en puentes de concreto. (Parker G., 2008)	71
Tabla 4.4.1.	Ventajas y desventajas de la estrategia de refuerzo con soleras metálicas encoladas al concreto. (Rodriguez M.,1998)	78
Tabla 4.4.2.	Características de algunas fibras. (Aboutaha, R., 1996)	85
Tabla 4.4.3.	Características constructivas de los tipos de encamisados (Fukuyama, 1995)	87
Tabla 4.4.4.	Técnicas de refuerzo, ventajas y desventajas	88
Tabla 5.4.1.	Datos generales del puente en estudio	97
Tabla 5.4.2.	Parámetros para construir la función de vulnerabilidad	98
Tabla 5.4.3.	Interpretación del IDF. (Rivera, 2007)	101
Tabla 5.4.4.	Probabilidades de colapso para las columnas del puente bajo estudio, considerando diferentes porcentajes de corrosión	103
Tabla 5.5.1.	Resultados experimentales de columna de concreto reforzado encamizado con diversos números de capas de fibra de carbono	106
Tabla 5.5.2.	Resumen de efectividad de la rehabilitación sísmica basada en desempeño	116

Apéndice A Tabla 1. Periodos de vibración identificadas en el sitio I en estudio, (Álvarez, J., 2004).	131
Apéndice A Tabla 2. Frecuencias características en la componente T de las etapas I y II del sitio II en estudio, (Álvarez, J., 2004).	132
Apéndice A Tabla 3. Frecuencias características en la componente V de las etapas I y II del sitio II en estudio, (Álvarez, J., 2004).	132
Apéndice A Tabla 4. Frecuencias características de torsión (R) de las etapas I y II del sitio II en Estudio, (Álvarez, J., 2004).	132
Apéndice A Tabla 5. Frecuencias características en la componente L de las etapas I y II del sitio II en estudio, (Álvarez, J., 2004).	133
Apéndice A Tabla 6. Aceleraciones máximas registradas en diferentes partes del Puente Impulsora, (Rivera, D., & Meli, R., 2003).	135
Apéndice A Tabla 7. Comparación de periodos de vibración, calculado contra medido, (Rivera, D., & Meli, R., 2003).	136
Apéndice D Tabla 1. Catálogo de Funciones de Vulnerabilidad Conforme a Rivera (2007).	163
Apéndice E Tabla 1. Factor de ductilidad de los especímenes y numero de capas.	167
Apéndice E Tabla 2. Propiedades del material de las fibras de carbono seco. (Zoppo et al., 2017)	168
Apéndice E Tabla 3. Propiedades mecánicas del material de los especímenes (Zoppo et al., 2017)	169
Apéndice E Tabla 4. Resumen de resultados experimentales. (Zoppo et al., 2017)	169
Apéndice E Tabla 5. Detalles de especímenes (Iacobucci et al., 2003)	171
Apéndice E Tabla 6. Propiedades de los materiales FRP. (Iacobucci et al., 2003)	172
Apéndice E Tabla 7. Resultados experimentales (Iacobucci et al., 2003)	174
Apéndice E Tabla 8. Propiedades de la columna para prueba de carga cíclica. (Kawashima et al. 2000)	176
Apéndice E Tabla 9. Propiedades de CFS utilizados en el experimento (Kawashima et al. 2000)	176
Apéndice E Tabla 10. Resultados experimentales	177

# CAPÍTULO 1

# **CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.**

## **1.1. Antecedentes.**

La rehabilitación (recuperar, mantener o conservar, refuerzo de los elementos estructurales) de puentes en México es un campo de estudio poco explorado que requiere mayor atención, debido a que estas obras de infraestructura no están exentas de sufrir daños o complicaciones que les impidan continuar manteniéndose en servicio durante su vida útil, ya que están expuestos a diversos factores: naturales y antropogénicos.

En el tema de fenómenos naturales los sismos, por ejemplo, han ocasionado daños importantes en varias partes del mundo, los daños más comunes se encuentran en juntas de dilatación, terraplenes de acceso, columnas, por citar algunos. En consecuencia, países como Nueva Zelanda, Estados Unidos y Japón han tenido que desarrollar programas extensos de rehabilitación.

El tema antropogénico, los puentes pueden sufrir problemas de deterioro por problemas de intemperismo y fatiga en los materiales por el paso de vehículos, los cuales al no ser atendidos con oportunidad pueden comprometer su operación y seguridad estructural. Aunado a lo anterior, también se pueden tener errores en el diseño estructural por desconocimiento de los criterios básicos del diseño de puentes ante la ausencia de un reglamento local. Así en, México se adolece de un código de diseño que permita evaluar el nivel de seguridad ante un evento extremo como son los sismos. Por lo anterior en el país es necesario desarrollar investigaciones sobre estrategias de rehabilitación para puentes que pueden exhibir una alta vulnerabilidad sísmica.

Habitualmente, el diseño sísmico de estructuras se ha basado en las acciones de fuerzas estáticas equivalentes y dependen de la rigidez inicial de la estructura, lo cual se asocia a las metodologías de diseño y evaluación provenientes en manuales o reglamentos como (AASHTO LRFD, CALTRANS, EUROCÓDIGO,

etc.), asumiendo que todas las estructuras similares pueden alcanzar los mismos niveles de ductilidad, sobre resistencia y redundancia, aun cuando esto no es cierto.

Mientras que el diseño sísmico basado en desplazamiento comenzó hace más de tres décadas, debido a que esta metodología es práctica y racional, al ingeniero. Dicha metodología le ayuda a conocer cómo se va a comportar la estructura ante un sismo a los que se les conoce como niveles de desempeño, con los cuales se puede decidir como ampliar el margen de seguridad y de esta forma mejorar su comportamiento implementando una estrategia de rehabilitación.

Ahora bien, es los últimos años se ha visto la necesidad de que el diseño y la rehabilitación sísmica de puentes sea tratada bajo conceptos basados en desempeño, debido a que se tienen que satisfacer niveles de desempeño o estados límites de diseño o vitales.

Dentro del diseño basado en desempeño se ha visto conveniente su aplicación bajo el control de desplazamientos, en donde se vinculan desplazamientos con nivel de daño esperado, siendo esta opción racional en el diseño sismorresistente, así como para establecer acciones de rehabilitación. En general estos métodos se basan en la elección de un desplazamiento asociado a un estado límite de diseño y conforme a los estudios de deformación en los materiales, tal como lo establecen los trabajos de Kowalsky (1995) y Priestley, Seible y Calvi (1996).

Bajo este enfoque basado en desplazamientos Rivera y Meli (2008), plantearon un método de diseño sísmico para satisfacer niveles de desempeño, en columnas de puentes de concreto reforzado, supervivencia y servicio, en donde la demanda de deformación lateral establece los requisitos de refuerzo y de tamaño de la sección.

Es importante comentar que el correcto desempeño sísmico de los puentes depende en gran medida del buen comportamiento de las columnas, debido a que son los únicos elementos que permiten la disipación de energía por ductilidad por lo que su mal diseño puede llevar al colapso de toda la estructura.

## 1.2. Planteamiento del problema.

Conforme a los antecedentes, entre los aspectos que ameritan mayor atención en el diseño y rehabilitación sísmica de puentes, es el correspondiente a la revisión de las columnas de apoyo. Lo cual llega a ser crítico cuando no se cuenta con un reglamento para el diseño y construcción de puentes, como es en caso de México.

En el caso particular de la rehabilitación sísmica es indispensable contar con metodologías adecuadas de evaluación para establecer las acciones conducentes para recuperar, mantener o mejorar la resistencia de los elementos estructurales. Por lo anterior, es necesario efectuar investigación en el país sobre estrategias de rehabilitación para puentes vulnerables ante la acción del sismo.

El problema específico de investigación es como se carece de un reglamento para una evaluación de diseño en México, basado en fuerzas como es (AASHTO LRFD, CALTRANS, EUROCÓDIGO, etc.) o en desplazamientos (Metodología Rivera) y después de dicha evaluación se determine si se requiere una rehabilitación (recuperación, mantener o mejorar la resistencia), dicho esquema de rehabilitación sísmica de puentes basado en desempeño, donde se tiene que mejorar el comportamiento de las columnas debido a que son los elementos estructurales principales, además de que deben garantizar los niveles de desempeño asociados a ocupación inmediata y seguridad de vida, a cada nivel de desempeño se la adjudica un nivel de daño y de vulnerabilidad, por lo que se requiere un esquema de refuerzo que permita mejorar sus condiciones iniciales ante acciones sísmicas.

### 1.3. Objetivos y alcances.

Revisar metodologías de evaluación y de rehabilitación en columnas de puentes de concreto reforzado, para que cumplan diferentes niveles de desempeño ante la acción del sismo, así como ilustrar con un ejemplo de aplicación.

El presente trabajo de investigación tiene los siguientes alcances:

- Identificar los procesos de inspección en columnas de puentes de concreto reforzado.
- Explicar un procedimiento para evaluar el nivel de vulnerabilidad sísmica en columnas de puentes de concreto reforzados basado en conceptos de desempeño.
- Identificar las diferentes acciones de rehabilitación en columnas de puentes de concreto reforzado para satisfacer diferentes niveles de desempeño sísmico.

### 1.4. Contenido.

En el capítulo 1, se plantean los objetivos y los alcances de esta investigación los cuales sirvieron de base para el desarrollo de la tesina. Mientras que en el capítulo 2 se trató sobre el comportamiento sísmico y daños observados en los cuales hablamos sobre la teoría de puentes y daños observados en puentes, después en el capítulo 3 se analizó la metodología de evaluación en la cual se hizo una revisión de los principales conceptos básicos, mientras que el capítulo 4 se presentaron las acciones de rehabilitación como son el mantenimiento, reparación, reforzamiento y dispositivos de control de respuesta sísmica, en el capítulo 5 se realizó un ejemplo de aplicación de un puente en el estado de Mexicali, implementando los conceptos de los capítulos anteriores y por último se presentaron las conclusiones y recomendaciones.

# CAPÍTULO 2

## **CAPÍTULO 2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y DAÑOS OBSERVADOS.**

### **2.1. Monitoreo de puentes.**

Dentro de los estudios de evaluación de la salud estructural de los puentes es importante tener información sobre la variación de sus propiedades dinámicas para con ello valorar algunos aspectos patológicos como degradación de rigidez en sus elementos estructurales que puedan comprometer su funcionalidad o su seguridad. Para lograr lo anterior se llevan a cabo pruebas de vibración ambientales las cuales se llevan a cabo mediante el monitoreo de diversas partes de la estructura a través de la colocación de acelerómetros.

Con dichas pruebas se analizan las características dinámicas, como son: las frecuencias primordiales de traslación (dirección lateral “T” y dirección longitudinal L), verticales (Y) y de torsión (R), así como las formas modales asociadas a dichas frecuencias.

De igual forma se observa que con la información extraída en dichas pruebas, se valora de manera sintetizada la interacción suelo – estructura (ISE), el entendimiento de estas características es fundamental para entender y explicar con certeza, la respuesta de puentes a sismos, viento y tráfico vehicular.

Las señales obtenidas son objeto de un análisis espectral tradicional, el cual permite variar del dominio del tiempo al de la frecuencia, lo cual se realiza mediante la transformada de Fourier a una transformación de origen aleatorio (Sendat y Piersol, 1989).

Adicionalmente se calculan autoespectros, espectros cruzados, coherencias y ángulos de fase, las funciones antes mencionadas (salvo el autoespectro) involucra analizar dos señales a la vez.

En la literatura se dispone de preguntas para el procesamiento de señales como es el caso de la pregunta DEGTRA 2000 (Ordaz y Montoya, 1999) que permite obtener espectros de amplitudes de Fourier y el espectro de respuesta, de igual forma las funciones de transferencia y coherencia, como se puede observar en el anexo A. Casos de monitoreo de puentes.

## 2.2. Daños observados por sismos.

Se han presentado varios terremotos como los ocurridos en Loma Prieta (1989), Nothridge (1994), Kobe (1995), ChiChi (1999), Chile (2010), Axochigoan (2017), entre otros, que han causado daños severos en puentes. A continuación, se hará una breve descripción de los principales daños observados en la superestructura y subestructura de los puentes.

### **Daños Sísmicos en Superestructura.**

Los daños en puentes respecto a la superestructura se han observado en los topes antisísmicos, parapetos, apoyos, juntas, disposición longitudinal y superficie de rodamiento.

#### **❖ *Perdida de apoyo de la superestructura.***

La pérdida de longitud de apoyo de la superestructura, entre otros factores, se atribuye a los movimientos fuera de fase los cuales se atribuyen a las alteraciones repentinas de la rigidez dentro de la estructura del tramo principal del puente.

Un ejemplo es el puente de la bahía de San Francisco-Oakland, que se relaciona con una disminución de apoyo de la calzada de circulación (1989), en donde se implementaron dos configuraciones estructurales diferentes, en la cual fallaron los tableros superior e inferior de un claro simplemente apoyado el cual enlazaba dos segmentos del puente. (Figura 2.2.1.), el terremoto provocó vibraciones longitudinales entre ambos segmentos que ocasionó la deficiencia de los tornillos de la conectividad y la disminución de la longitud de base de las vigas, también un desplazamiento fijo de 14 cm respecto al este (Jara et. al, 2006).



Figura 2.2.1. Colapso de una sección de la superestructura del Puente de la Bahía Oakland-San Francisco, sismo de Loma Prieta en 1989, (Jara M. et al., 2006).

Adicional a este patrón de deficiencia, en el sismo Hyogo-Ken Nanbu, Japón (1995), se aprecian desmedidos descentramientos longitudinales a través del acceso y el tramo principal del puente, lo que ocasionó su desplome (Figura 2.2.2.).



Figura 2.2.2. Desplome del acceso al Puente Nishinomiya-ko sobre la vía rápida de Wangan, (Jara et al., 2006).

Otro caso semejante a esta falla sucedió en el temblor de México, 2017, alrededor de Periférico Sur donde colapsó un puente peatonal Figura 2.2.3.



Figura 2.2.3. Pérdida de apoyo en puente peatonal, sismo de México, 2017.

Además, se presenta en puentes, donde la superestructura se apoya simplemente encima de columnas altas y destaca donde los claros son enormes o se encuentra un ángulo de esviajamiento entre el eje del camino y los apoyos (Figura 2.2.4.).

En la primera imagen se observa el desplazamiento longitudinal de los apoyos superiores, ocasionado por el desplazamiento fuera de fase que presenta el sismo en los apoyos como consecuencia de las longitudes de ondas, en la segunda imagen se debe a las fuerzas de rotación que se estimulan en la superestructura producto del ángulo de esviajamiento.

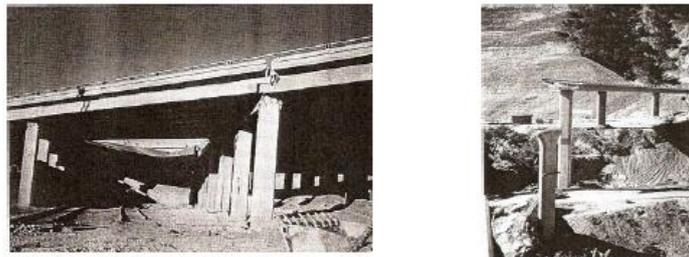


Figura 2.2.4. Pérdida de apoyo en la superestructura (Priestley et al., 1996).

#### ❖ **Choque entre infraestructuras colindantes.**

Se considera que, entre varias infraestructuras colindantes, de distinto nivel de piso se debe disponer de un margen, que cuando es escaso puede ocasionar el choque a través del piso de una y las piezas resistentes de la otra, por lo tanto, tal margen por consecuencia está en función del desplazamiento superior demandado por el sismo (Figura 2.2.5.).



Figura 2.2.5. Choque entre infraestructuras colindantes Loma Prieta 1989, (Hernández I. & Campos L. 2008).

❖ **Movimiento transversal de la superestructura.**

Posterior a un sismo es usual percibir movimiento transversal (Figura. 2.2.6.), referente a tramos contiguos demostrados por desalineamientos en los parapetos y de las guarniciones en un margen (de 2 a 5 cm); únicamente dos puentes en el sismo de 1985 aumentaron ese margen al orden de 20 cm.



Figura 2.2.6. Movimiento Transversal de la Superestructura, (Hernández I. & Campos L., 2008).

❖ **Movimiento referente entre las placas de los apoyos.**

El movimiento longitudinal sobrepasa los anchos de apoyos, debido al movimiento sísmico, lo que conduce a la separación de los elementos de la superestructura, así como en las juntas de expansión no restringidas y a veces restringidas por defecto de los sujetadores. De igual forma en los dispositivos de neopreno con cierto deterioro han llegado a la falla como ocurrió en un puente de Chile durante el sismo de 2010 (Figuras 2.2.7. y 2.2.8.).

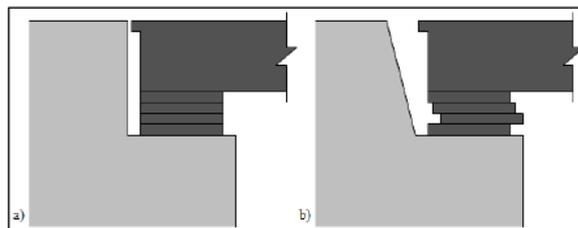


Figura 2.2.7. a) Apoyo sin movimiento. b) Movimiento relativo en los apoyos. (Amini et al., 2010).



Figura 2.2.8. Apoyo movimiento durante el sismo de 2010, Chile, (González L., 2016).

❖ **Movimiento de juntas de dilatación.**

Conforme a Muñoz y Edgar (2012) se ha observado deterioro en las calzadas de los puentes ocasionado por el choque entre los límites de los tableros de dos tramos contiguos; los tableros enrijados realizan una rotación correspondiente a los accesos, este caso da comienzo al choque en una de las esquinas contrarias (Figura 2.2.9.). Respecto a las juntas de dilatación entre tramos sucesivos de la superestructura, se han observado fallas por desplazamientos longitudinales durante el sismo. Además, estos desplazamientos longitudinales ocasionan que las juntas se encuentren exageradamente abiertas o cerradas (Figura 2.2.10.).

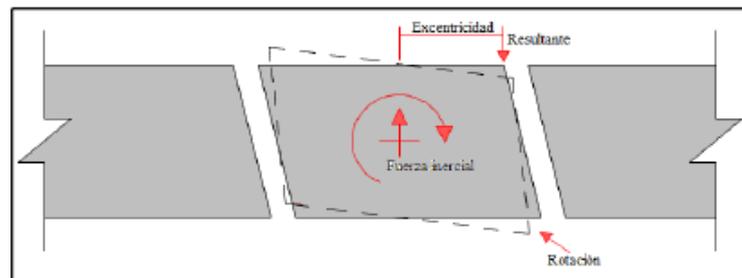


Figura 2.2.9. Esquema representativo del movimiento de rotación en juntas, (García A., et al., 2004).



Figura 2.2.10. Junta de dilatación con daño tras terremoto, (PREANSA, 2010).

En el sismo de México de 2017, correspondiente al asentamiento y rotación del estribo las juntas fueron desplazadas como se puede observar en la Figura 2.2.11.



Figura 2.2.11. Desplazamiento de junta correspondiente al asentamiento y rotación de estribo, sismo México, 2017, (Foto cortesía de Rivera D. 2017).

#### ❖ **Falla de topes sísmicos.**

Los topes son componentes que se instalan generalmente en los cabezales de la subestructura a un lado de la superestructura, con el objetivo de limitar el desplazamiento transversal de la superestructura simplemente apoyada. La falla se manifiesta cuando la capacidad a cortante del tope se ve excedida por la fuerza lateral practicada por la superestructura, y se remarca en el momento que presenta un espacio en medio de la superestructura y el tope dado que se muestran impactos de la superestructura sobre el tope (Figura 2.2.12.).



Figura 2.2.12. Falla en topes. (Hernández I. & Campos L., 2008).

Los puentes que sufren mayores desplazamientos son los esviados en comparación con los puentes rectos, dado que la superestructura tiende a desplazarse y rotar en su plano (Priestley, et al., 1996).

Un ejemplo al respecto se presentó en un puente vehicular con esviajamiento, ubicado en la carretera Puebla – Tehuacán, que padeció movimientos considerables que ocasionaron deterioros en los topes laterales durante el terremoto del 15 de junio de 1999, en Tehuacán, Puebla.

Aunque los topes sísmicos han sufrido daño, de acuerdo a Jara et al (2006) esto ha permitido la disipación de energía sísmica de entrada y prevenir el probable colapso de la superestructura (Figura 2.2.13.).

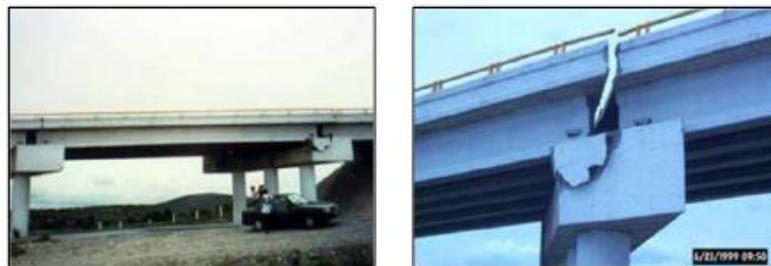


Figura 2.2.13. Falla en topes laterales ubicados en las esquinas que forman el ángulo agudo de un puente esviado, (Jara et al., 2006).

Algunos otros ejemplos, se puede citar el puente Coahuayana de la carretera Playa Azul, Manzanillo, en donde los topes fallaron por una inadecuada distribución y ausencia del refuerzo para resistir la fuerza lateral de inercia de la superestructura. Posterior al evento sísmico, permaneció desplazada transversalmente 10 cm, varios segmentos de la superestructura tal como se ilustra en la Figura 2.2.14.

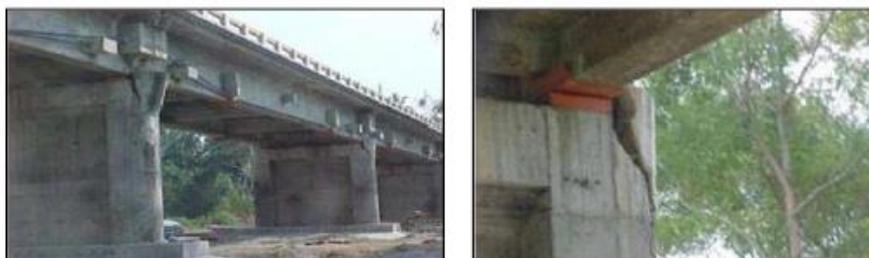


Figura 2.2.14. Daño severo en topes laterales del puente Coahuayana, sismo de Manzanillo de 1995, (Jara et al., 2006).

De igual forma se puede comentar la deficiencia de topes sísmicos en puentes del estado de Morelos durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 (Figura 2.2.15.).



Figura 2.2.15. Falla de tope sísmico en puente de Morelos, sismo de México, 2017, (Foto de cortesía de Rivera D., 2017).

### **Daños sísmicos en la subestructura.**

Los daños por sismo esencialmente se aprecian en los estribos, pilas y las cimentaciones cómo se describirá continuación.

#### **❖ *Fallas por corte prematuro del refuerzo.***

De los sucesos más graves de fallas en columnas es el puente Hanshin en uno de sus tramos durante el sismo de Kobe en 1995, algunos estudios como los de Iwasaki (1996) y Kawashima (1996) donde las columnas fueron diseñadas con reglamentos anteriores a los años setentas, en el cual se contemplaba un comportamiento elástico, a lo largo del sismo Kobe, un número considerable de columnas de puentes de concreto desarrollo una falla por flexo-compresión a la mitad de su altura debido al corte prematuro del refuerzo longitudinal de la columna (Kawashima, 2000). El colapso de las 18 columnas del puente Hanshin mostro esta deficiencia aunada a un pobre confinamiento del núcleo de concreto.

Un caso es el Viaducto Fukae autopista Hanshin (Figura 2.2.16.) que colapso, este se diseñó con las especificaciones de 1964. Existían tres deficiencias fundamentales de diseño, (esfuerzo cortante permisible sobreestimado, longitud

insuficiente de desarrollo en barras longitudinales y cantidad insuficiente de barras de unión).



Figura 2.2.16. Colapso del viaducto Fukae, sismo de Kobe 1995, (Amini et al., 2010).

Adicional a esta falla fueron dos puentes de vigas de acero simplemente apoyadas colapsaron en Takashio, Hanshin Expressway (Figura 2.2.17.), el otro puente fue de Fukae viaducto esto debido a la longitud escasa de desarrollo de barras longitudinales terminados y la cantidad insuficiente de barras.



Figura 2.2.17. Colapso del viaducto Takashio, sismo de Kobe 1995. (Amini et al., 2010).

- ***Falla de apoyo por licuación.***

Este tipo de falla se manifiesta cuando existe una decadencia de la capacidad de la carga del terreno donde se asienta la superestructura, dicha decadencia está vinculado al resultado de licuación el cual se expone en suelos granulares saturados (Figura 2.2.18.).

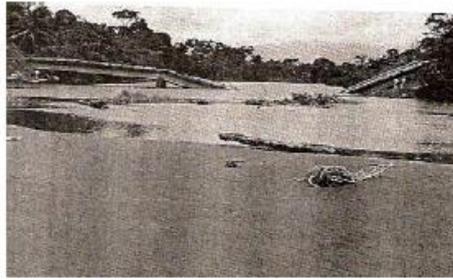


Figura 2.2.18. Falla de apoyo de la Subestructura. (Priestley et al., 1996).

- **Asentamiento en terraplén de entrada.**

Esta falla es provocada, por la manifestación de presiones activas y pasivas por el terreno con el estribo, y el estribo con la superestructura causando eventualmente desplazamientos como rotación en los que regularmente el puente se desplanta encima de cimientos profundos, mientras que el terraplén se asienta superficialmente. En el terraplén el asentamiento relativo en relación con el puente suele mostrarse a mediano periodo por lo que el movimiento telúrico se desempeña como un acelerante, esta falla solo se manifiesta en terrenos con baja capacidad de carga o rellenos con defectos en la consolidación (Figuras 2.2.19. y 2.2.20.).



Figura 2.2.19. Movimiento de un terraplén de acceso. b) Asentamiento de un terraplén de acceso, (Quiroz, Ayala, 2018).



Figura 2.2.20. Asentamiento en terraplén de entrada, (Hernández I. & Campos L. 2008).

- ***Falla por cortante en columnas.***

Esta falla se manifestó debido a que en el diseño de la resistencia a cortante fue menos conservador que la resistencia a flexión, de modo que se puede manifestar como una articulación plástica (Figura 2.2.21.).

Para exponer esta falla se emplea el mecanismo compuesto de arco y armadura, donde la falla repentina se presenta con la aparición de grietas diagonales en componentes sin refuerzo transversal, de modo que el empleo del acero de refuerzo transversal detiene el pandeo del refuerzo longitudinal, así como el aumento de las grietas diagonales, impulsando así la falla por flexión por lo que se manifiestan de dúctil o adaptable.

Esta falla sucede por lo regular en columnas cortas cuyo claro de cortante  $M/V$  es inferior de 3 veces el peralte o diámetro de la columna, en el que  $M$  es el momento máximo y  $V$  es su fuerza cortante respectivo (Priestley et al., 1996).

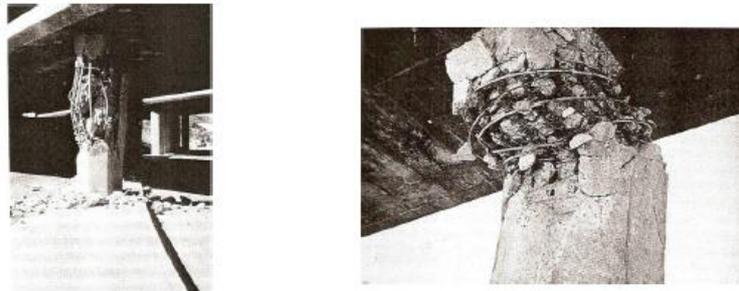


Figura 2.2.21. Fallas por cortante (San Fernando 1971. Priestley et al., 1996).

- ***Falla por insuficiente resistencia a flexo-compresión en columnas.***

Uno de los principales problemas que se han presentado principalmente es la reducida capacidad de la resistencia a flexión (Figura 2.2.22.). En efecto en algunos casos se debe al pequeño nivel de fuerza lateral utilizado para su diseño. Se han contemplado varias pilas dañadas debido al insuficiente refuerzo longitudinal, hasta en puentes construidos actualmente donde la magnitud sísmica ha rebasado las acciones de diseño que se recomendaban en los códigos o manuales.

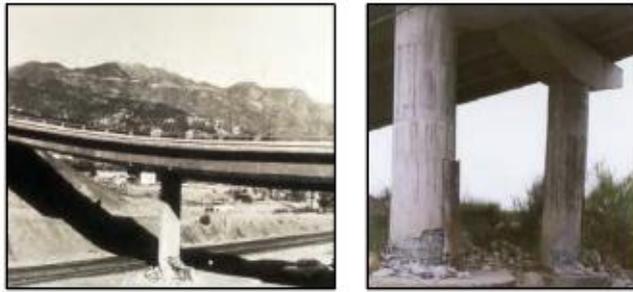


Figura 2.2.22. Falla por insuficiente resistencia a Flexocompresion en Columnas, (Caltrans, 2006).

- ***Falla de longitudes de traslape escaso en columnas.***

Los diseñadores antes de los años 70 hacían caso omiso de diseñar estructuras dúctiles con suficiente disipación de energía. De acuerdo con los reglamentos de diseño actuales, los elementos que cuentan con una longitud de traslape, su incidencia en la zona de articulación plástica, a escasa distancia de la conexión con la cimentación disminuye de manera considerable la ductilidad de la columna (Jara et al, 2006).

Al estar implementando soldadura al límite para empalmar las varillas en la zona de la articulación plástica, delimita la capacidad de rotación, debido a que no se alcanza a proporcionar la resistencia y la ductilidad apropiada en la soldadura. Un ejemplo de dicha falla fue en la vía Hanshin ocasionado por el sismo de Kobe de 1995 (Figura 2.2.23.). El problema fue incrementado debido a que todas las soldaduras se localizaban en la idéntica sección. El agrietamiento inicial ocasionado por cortante, conllevó a dicha falla (Jara et al., 2006).

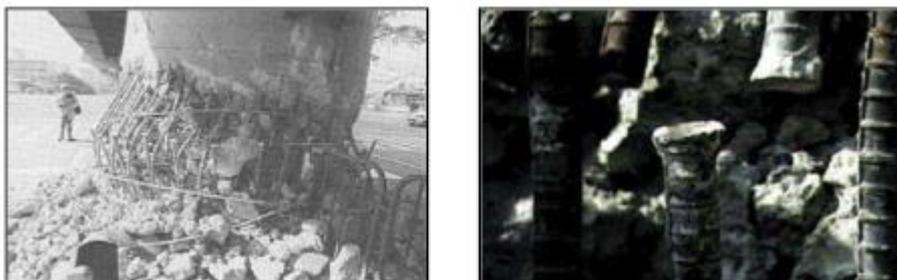


Figura 2.2.23. Falla de la soldadura a tope empleada para el empalme de varillas en la zona de articulación plástica, (Jara et al., 2006).

- ***Falla por carencia de confinamiento en articulaciones plásticas.***

La deficiente resistencia a cortante y el reducido grado de confinamiento del refuerzo transversal por lo cual se ve dañada considerablemente la ductilidad de curvatura de la articulación plástica. Bajo estas circunstancias un elemento no puede resistir ciclos de carga y descarga con invasiones en el rango inelástico, sin padecer un daño importante de rigidez y resistencia, por lo tanto, el núcleo de concreto requiere estar correctamente confinado.

La finalidad de los estribos cuando se pierde el recubrimiento son que reducen el pandeo del refuerzo longitudinal, además producen confinamiento al núcleo previniendo agrietamiento y consiguientemente daños de rigidez y resistencia (Jara et al, 2006).

En la Figura 2.2.24., se muestra una columna con una deficiente cuantía de acero transversal en la sección de las articulaciones plásticas.



Figura 2.2.24. Carencia de capacidad a cortante y falta de confinamiento en la zona potencial de formación de articulaciones plásticas, (Priestley M. 1996).

- ***Falla de cabezal y unión pila-cabezal.***

Los cabezales son cuerpos masivos rígidos que otorgan una sobre resistencia, lo que produce, por lo regular, que se perciba escasa atención a lo largo del proceso de diseño del refuerzo y detallado de unas conexiones pila-cabezal. Aun cuando exista la sobre resistencia prevista, se han percibido varios daños en este tipo de elementos durante la ocurrencia de sismos como son:

- Falla por cortante en la conexión pila-cabezal.
- Deficiente longitud de anclaje del refuerzo por momento negativo.
- Deficiente anclaje en el borde del cabezal.

En la Figura 2.2.25., se muestra parte de este tipo de fallas.



Figura 2.2.25. Falla de cabezal y unión pila-cabezal, (Caltrans, 2006).

- ***Falla por asentamiento y rotación de estribos.***

La falla de asentamiento de relleno y rotación de estribo se ha presentado en suelos blandos y rellenos mal compactados. El empuje del terreno sobre el estribo aumenta causado por las aceleraciones sísmicas ya que se ocasionan desplazamientos longitudinales de atención (Jara et al, 2006). Los elevados empujes pasivos del suelo por debajo del sitio de conexión entre la superestructura y el estribo son ocasionados al posible impacto de la superestructura con el estribo.

La rotación se presenta por los rellenos mal compactados los cuales tienden a asentarse en torno al interior del puente, empujando el segmento de abajo del estribo con el terreno en desplazamiento, en tanto, que la parte alta del estribo la conexión con la superestructura restringe el desplazamiento del estribo respecto a el interior del puente (Figura 2.2.26.).

Las causas comunes en este tipo de cuerpos son daño en el muro de respaldo del estribo causado por el impacto de la superestructura; si se encuentran pilas, el daño es al sistema de pilas, logrando ocasionar su derrumbe, y en consecuencia el colapso del puente como se aprecia en las Figuras 2.2.27. y 2.2.28.



Figura 2.2.26. Hundimiento y falla de rotación del estribo, puente Río Banano, sismo de Costa Rica, 1990, (Priestley et al., 1996).

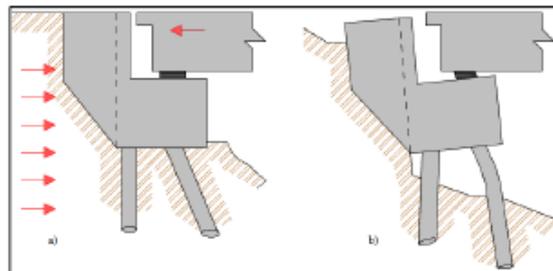


Figura 2.2.27. Esquema de asentamiento y rotación de estribo. a) Antes de la falla. b) Después de la falla, (Priestley M et al., 1996).

Estos mecanismos de falla se presentaron durante el sismo de Axochiapan (2017), en diversos puentes carreteros, por ejemplo, en puentes carreteros de Morelos, tal como se muestra en las Figuras 2.2.28. y 2.2.29.



Figura 2.2.28. Daño en puente carretero de Morelos, presentando falla por asentamiento de estribos, (Foto cortesía de Rivera D., 2017).



Figura 2.2.29. Fisuras presentadas por rotación y asentamiento de estribo en puente carretero de Morelos, (Foto cortesía de Rivera D., 2017).

País año	Foto	País año	Foto
San Fernando, USA 1971		Loma Prieta, USA 1989	
Northridge, USA 1994		Kobe, Japón 1995	
Izmit, Turquía 1999		Chi-Chi, Taiwán 1999	
Ciudad de México 2017		Ciudad de México 2017	

Figura 2.2.30. Puentes dañados por sismos Viaducto Hanshin Expressway de Kobe, (Alvarado, J., 2019).

Otros factores que pueden influir en un mal desempeño sísmico en los puentes son: daños en el cemento y corrosión, desconchamiento, tránsito de avenidas y socavación, así como algunas deficiencias constructivas.

En lo que sigue se comentarán brevemente estos aspectos:

- ***Daños en el concreto y corrosión.***

El agrietamiento, oquedades o desconchamiento son relacionados a los daños en el concreto; a dichos daños se le adjudica la corrosión del acero de refuerzo, excedencia de humedad, sobrecarga en algunos de sus componentes y agentes ambientales. La falla más frecuente es el agrietamiento y es indicio de una degradación en el puente; es esencial determinar si las grietas son superficiales o estructurales, así como el ancho de los mismos.

Observando en la Figura 2.2.31., se muestra un ejemplo, se trata del puente carretero “Chilchota”, que se localiza en la carretera Morelia-Guadalajara, manifestando la exhibición del acero de refuerzo corrido.

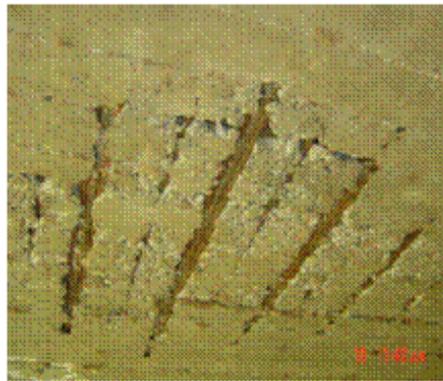


Figura 2.2.31. Daño en la losa del puente “Chilchota” (Hernández et al., 2009).

El problema de corrosión en puentes es contemplado en varias partes del puente, así como en anclajes, acero de refuerzo, presfuerzo, vigas metálicas y armaduras, los cuales se presentan debido al intemperismo al cual están exhibidos como: lluvia, acción de sales y temperaturas extremas.

Los elementos metálicos como los apoyos se ven afectados por la pérdida de área ocasionado por la corrosión (Figura 2.2.32.); la corrosión se incrementa por deficiencia en el drenaje pluvial, adjuntado a la exhibición a la intemperie de los elementos, que a largo plazo puede ocasionar la pérdida del área del refuerzo o del recubrimiento del concreto (Figura 2.2.33.).



Figura 2.2.32. Problemas de corrosión en apoyos. (González L., 2016).



Figura 2.2.33. Problemas de corrosión en la superestructura por drenaje pluvial deficiente. (Fotos cortesía de Rivera D., 2017).

#### ❖ **Desconchamientos.**

Analizando las causas que producen el desconchamiento, se pueden atribuir a los siguientes aspectos:

- Concretos con poco aire incorporado a la mezcla para prevenir daños por los ciclos de hielo/deshielo.
- Existencia de cantidades exageradas de sales de cloruro de sodio o calcio en la zona de concreto, unido a una resistencia, un contenido de aire o un curado inadecuado.
- Curado insuficiente.
- Concreto de baja resistencia.

Un ejemplo donde fue percibido el daño por desconchamiento fue el P.I.V. Ruffner Ave, el cual presentó un extenso desconchamiento en las columnas centrales, debido al sismo de Nothridge (1999), tal como se ve en la Figura 2.2.34.



Figura 2.2.34. Vista De Este a Oeste De La Pila Central Del PIV Ruffner Ave, (Héctor J., 2008).

#### ❖ **Tránsito de avenidas y socavación.**

La mayor parte de los sucesos derivado de las avenidas máximas en los puentes son de socavación debido a que excede la profundidad de la cimentación lo cual provoca el volteo de la estructura.

Los terraplenes de acceso son afectados debido a una inadecuada conservación ante la erosión, lo cual provoca un incremento en el nivel del agua de los ríos, además de su velocidad, lo que causa que se desborden ante la insuficiencia de área hidráulica.

En el análisis de Rivera et al., (2006), se observan varias clases de daños: daño nulo, daño ligero, daño severo y colapso, en las Figuras 2.2.35., 2.2.36., 2.2.37. y 2.2.38., se exponen los respectivos daños. Estos daños fueron ocasionados por el tránsito de avenidas que generó el paso del huracán Stan.



Figura 2.2.35. Daño nulo en el puente San Benito, (Rivera D. et al., 2006).



Figura 2.2.36. Daño ligero en los puentes Texcuyuapan y Huixtla, (Rivera D. et al., 2006).



Figura 2.2.37. Daño severo en los puentes de Ciudad Hidalgo y Huehuetán, (Rivera D. et al., 2006).



Figura 2.2.38. Puentes colapsados Coatán y Colonia Obrera, (Rivera et al., 2006).

Una de las deficiencias prioritarias de puentes es la socavación debido al mecanismo de daño, se manifiesta en las pilas de cimentación y provoca que dichos elementos terminen sin apoyo, así como un fuerte desplome, lo cual conlleva a que la superestructura colapse (Figura 2.2.39.).



Figura 2.2.39. Falla en puentes por socavación de pilas, (Jara et al., 2011).

❖ **Falla en el procedimiento constructivo.**

En el análisis de daños en puentes de igual forma se han hallado fallas constructivas respecto a sus elementos por lo que pueden contribuir a la vulnerabilidad de la estabilidad de la estructura, principalmente esta falla es observada en taludes (Figura 2.3.40.), adicional otro factor es ocasionado por la intemperie (lluvias) las cuales causan erosión en la masa de terreno, de modo que al terminar causan cavidades las cuales pueden contribuir a la vulnerabilidad de la estabilidad de la estructura.



Figura 2.2.40. Procedimiento constructivo inadecuado, (Foto cortesía de Rivera D., 2017).

# CAPÍTULO 3

## **CAPÍTULO 3. Metodologías de evaluación.**

### **3.1. Conceptos básicos.**

En todo trabajo de rehabilitación es primordial la evaluación de la estructura, que permita establecer la mejor seguridad que guarda ante una condición de daño, o bien, por las características del sistema estructural que posee. En particular, en los trabajos de rehabilitación sísmica en los puentes se emplea conceptos básicos como las de vulnerabilidad sísmica y funciones de vulnerabilidad sísmica.

La vulnerabilidad Sísmica; se refiere a una tendencia esencial a sufrir daño ante la presencia de un movimiento sísmico y está relacionada directamente con sus propiedades físicas y estructurales de diseño (Barbat, 1998).

Mientras que una función de Vulnerabilidad Sísmica; es una herramienta matemática que ayuda a vincular los efectos posibles de un sismo con respecto a una construcción, una obra de ingeniería, o un conjunto de bienes o sistemas expuestos con la intensidad del sismo que podría provocarlas (Instituto de Ingeniería, 2003).

De igual forma es importante relacionar estos conceptos con el nivel de desempeño sísmico, en razón de que este se refiere los esfuerzos de reparación necesarios, conforme al estado límite de diseño a cuidar, según Lehman y Mochle (2000).

Así mismo, dentro de la evaluación es vital reconocer el termino de inspección de puentes; el cual se refiere a la forma eficaz de visualizar los daños y patologías oportunamente, dar seguimiento y comenzar las acciones de conservación a la mayor brevedad, para asegurar en todo momento la seguridad de los usuarios, la optimización de las inversiones y salvaguardar el patrimonio de la infraestructura. De esta manera se tienen distintos tipos o niveles de inspección en los puentes que dependen del estado de conservación de esté.

## 3.2. Reglamentos y manuales de evaluación.

### Reglamentos.

Se disponen de varios reglamentos a nivel mundial sobre el diseño estructural de puentes que abordan el tema de rehabilitación sísmica de puentes dentro de los cuales se pueden mencionar: AASHTO (2020), ACI 318 (2019), ATC-32 (1996), CALTRANS (2013) y EUROCÓDIGO (2005). Mientras que también se cuenta con metodologías para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes basada en desplazamientos como se comenta en el trabajo Rivera (2007).

A continuación, se muestran una compilación de distintos códigos con el objetivo de disponer una perspectiva general sobre el diseño sísmico de columnas de puentes de concreto reforzado, en lo que concierne a las cantidades de acero de refuerzo longitudinal y transversal.

#### ❖ Normas AASHTO (2020)

Esta norma tiene el propósito del diseño sísmico de columnas en puentes, determinando el refuerzo transversal requerido en la región de articulación plástica, que asegure una falla por flexión en consecuencia, garantice una conveniente ductilidad con relación a los sismos. También con este refuerzo es para garantizar que la resistencia axial del núcleo de confinamiento sea idéntica a la mayor resistencia axial del área gruesa.

Con este propósito se sugiere, cuantías de refuerzo longitudinal que se localizan entre 1% y 6 % del segmento bruto. El área de acero transversal ( $A_{sh}$ ), tiene que ser mayor que:

#### ○ Sección rectangular

$$A_{sh} \geq 0.3 * s * h_c * \frac{f'_c}{f_y} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad [ 1 ]$$

$$A_{sh} \geq 0.12 * s * h_c * \frac{f'_c}{f_y} \quad [ 2 ]$$

- Sección circular

$$\rho_s = 0.45 * \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] * \frac{f'_c}{f_y} \quad [ 3 ]$$

ò

$$\rho_s = 0.12 * \frac{f'_c}{f_y} \quad [ 4 ]$$

$$\rho_s = \frac{4 * A_{se}}{D_s} \quad [ 5 ]$$

donde:

$s$ , separación del refuerzo transversal.

$h_c$ , dimensión perpendicular a la dirección de confinamiento.

(contenida dentro del perímetro de confinamiento).

$d_c$ , diámetro del área confinada.

$A_{se}$ , área de la sección de la espiral.

$f'_c$ , resistencia a compresión del concreto.

$f_y$ , esfuerzo nominal de fluencia del acero transversal.

$A_g$  y  $A_{ch}$ , representa las áreas de la sección gruesa y sección confinada, correspondientemente.

La separación máxima de los estribos que se debe ocupar la menor de las subsecuentes condiciones:

- 100 mm.
- Una cuarta parte de la dimensión mínima de la sección.

#### ❖ ACI-318 (2019)

El ACI (American Concrete Institute) es un código de diseño para estructuras de concreto, a pesar de que por lo general se aplica para el diseño de edificios y diversas estructuras distintas a los puentes, representa una alternativa más que determina el nivel de refuerzo transversal en elementos de concreto reforzado. Se disponen dos ecuaciones para delimitar la cuantía de refuerzo transversal, por lo

cual, asocia las áreas de la sección gruesa y la vinculación de los esfuerzos resistentes del acero y del concreto, para proporciones de carga axial  $P / A_g * f'_c < 0.30$ , de modo que se tiene:

Sección rectangular:

$$A_{sh} = s * b_c * 0.3 * \frac{f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad [ 6 ]$$

$$A_{sh} = s * b_c * 0.09 * \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad [ 7 ]$$

Sección circular:

$$\rho_s = 0.12 * \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad [ 8 ]$$

$$\rho_s = 0.45 * \frac{f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad [ 9 ]$$

donde:

$f_{yt}$ , esfuerzo nominal de fluencia del acero de refuerzo transversal .

$A_{ch}$ , área de la sección del núcleo confinado.

#### ❖ ATC-32 (1996)

El ATC (Applied Technology Council) es un reglamento que pretende diseñar con un desempeño dúctil las columnas de concreto reforzado, propone ecuaciones que determina el nivel de refuerzo transversal requerido para las secciones de articulación plástica. Estas ecuaciones estiman el nivel de carga axial en la columna, el reglamento sugiere un refuerzo longitudinal en el que la cuantía de refuerzo difiere entre 1% y 4%. Con el propósito de proporcionar a la columna de una apropiada capacidad de desplazamiento lateral, se sugiere un área de acero transversal  $A_{sh}$ , asignada por la siguiente ecuación.

Columnas cuadradas:

$$A_{sh} = 0.12 * s * h_c * \frac{f'_c}{f_y} * \left( 0.5 + 1.25 * \frac{P}{f'_c * A_g} \right) + 0.13 * s * h_c * (\rho_1 - 0.01) \quad [ 10 ]$$

Columnas circulares:

$$\rho_s = 0.16 * \frac{f'_c}{f_y} * \left( 0.5 + 1.25 * \frac{P}{f'_c * A_g} \right) + 0.13 * (\rho_1 - 0.01) \quad [ 11 ]$$

donde:

$P$ , Representa la carga axial a compresión en la columna.

$h_c$ , Ancho de la sección confinada.

$\rho_l$ , Cuantía de refuerzo longitudinal.

Los estribos la separación se determina de acuerdo con el menor de los casos siguientes.

- 305 mm.
- Dimensión mínima de la sección.
- Si el diámetro de la barra longitudinal es mayor que 32 mm hay que reducir a 50% la separación mínima resultante de los casos anteriores.

#### ❖ CALTRANS (2013)

Este manual ofrece un desempeño dúctil en las columnas de concreto reforzado de puentes, sus ecuaciones son semejantes a las empleadas por el ACI 318 (2019) y el AASHTO (2020), incorporando el impacto que posee el nivel de carga axial en la columna. Además, propone las siguientes sugerencias.

- La cuantía de refuerzo longitudinal debe estar limitada entre 1% y 8%; para el caso de pilas se limita a 6%.
- No se permiten traslapes en las zonas de articulaciones plásticas, por lo que dichos traslapes sólo son permitidos en el tercio medio de la altura de la columna.

La menor área de refuerzo transversal  $A_{sh}$ , se considerará ocupar como la mayor que derive de los siguientes casos.

Columnas cuadradas.

$$A_{sh} = 0.3 * s * h_c * \frac{f'_c}{f_y} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad [ 12 ]$$

$$A_{sh} = 0.12 * s * h_c * \frac{f'_c}{f_y} * \left( 0.5 + 1.25 * \frac{P}{f'_c * A_g} \right) \quad [ 13 ]$$

Columnas circulares.

Si  $D < 90$  cm.

$$\rho_s = 0.45 * \left[ \left( \frac{A_g}{A_c} \right) - 1 \right] * \frac{f'_c}{f_{yh}} * \left( 0.5 + 1.25 * \frac{P_e}{f'_c * A_g} \right) \quad [ 14 ]$$

Si  $D > 90$  cm.

$$\rho_s = 0.12 * \frac{f'_c}{f_{yh}} * \left( 0.5 + 1.25 * \frac{P_e}{f'_c * A_g} \right) \quad [ 15 ]$$

Si las anteriores son menores.

$$\rho_s = 0.45 * \frac{f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad [ 16 ]$$

Las ecuaciones 13, 14 y 15 son tomadas y adaptadas del código de Nueva Zelanda (1982). En dichas ecuaciones  $P_e$  representa la demanda de carga axial a compresión.

La distancia mínima de estribos es de 50 mm, en tanto, que la distancia máxima se adopta la menor de los siguientes casos.

- Una quinta parte de la dimensión mínima de la sección.
- 200 mm.
- 6 veces el diámetro del refuerzo longitudinal.

Los casos precedentes están planeados para demorar el pandeo del refuerzo longitudinal de las columnas.

❖ EUROCÓDIGO (2005)

El Eurocódigo examina de la misma forma que los otros reglamentos, los elementos como son: la cuantía de refuerzo longitudinal, nivel de carga axial que obra en la columna, la relación de resistencia de los materiales, esto para garantizar el comportamiento ductilidad de curvatura y rotación en las secciones de articulación plástica. Para la aplicación de las ecuaciones es necesario considerar valores de la Tabla 3.2.1.

En los casos de las estructuras dúctiles se sujetan a condiciones.

- En la sección de articulación plástica, si la relación de carga axial  $P/A_g * f'_c$  rebasa el 0.08 la cuantía demandada de refuerzo de confinamiento

Tabla 3.2.1. Valores mínimos de  $\lambda$  y  $\Psi_{wmin}$ .

Comportamiento sísmico	$\lambda$	$\omega_{w,min}$
Dúctil	0.37	0.18
Parcialmente dúctil	0.28	0.12

$$\omega_{wd} = \rho_w * \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [ 17 ]$$

$$\omega_{w,req} = \frac{A_c}{A_{cc}} * \lambda * \eta_k + 0.13 * \frac{f_{yd}}{f_{cd}} * (\rho_L - 0.01) \quad [ 18 ]$$

donde:

$f_{yd}$ , representa el esfuerzo nominal a la fluencia del refuerzo longitudinal.

$f_{cd}$ , resistencia a compresión del concreto.

$\rho_w$ , cuantía volumétrica del refuerzo de confinamiento.

Para secciones rectangular:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s * b} \quad [ 18.1 ]$$

donde:

$s$ , es la separación de estribos.

$b$ , dimensión perpendicular a la dirección de confinamiento.

$A_{sw}$ , área total del refuerzo de confinamiento.

El refuerzo del zuncho está dado por:

$$\rho_w = \frac{4 * A_{sp}}{D_{sp} * S} \quad [ 18.2 ]$$

donde:

$S$ , paso del zuncho.

$D_{sp}$ , diámetro del núcleo .

$A_{sp}$ , representa el área de la barra del zuncho.

La cantidad requerida de refuerzo de confinamiento se determina con las siguientes expresiones:

Para secciones rectangular:

$$\omega_{wd,r} \geq \max (\omega_{w,req}, 2/3 * \omega_{w,min}) \quad [ 19 ]$$

Para secciones circular:

$$\omega_{wd,c} \geq \max (1.4\omega_{w,req}, \omega_{w,min}) \quad [ 20 ]$$

donde:

$\eta_k$ , porcentaje de carga axial con respecto a la resistencia a compresión de la sección.

$\lambda$ , factor especificado en la Tabla 3.2.1.

$A_c$  y  $A_{cc}$ , áreas de la sección bruta y de núcleo confinado, respectivamente.

La separación del refuerzo transversal está restringida al valor menor que resulta de:

- 6 veces el diámetro del refuerzo longitudinal
- Una quinta parte de la menor dimensión del núcleo
- Para el caso de estructuras de limitada ductilidad, se recomienda que se coloque el 50% del refuerzo de confinamiento especificado anteriormente.

### 3.3. La Gestión y Administración de la Seguridad de los Puentes.

#### 3.3.1. SISTEMAS DE GESTIÓN DE PUENTES (BMS “Bridge Management System”).

Si bien es cierto que los reglamentos de puentes no tratan de forma directa y explícita el tema de rehabilitación sísmica, se cuenta con sistemas de gestión para establecer estrategias de evaluación y en consecuencia de programas de mantenimiento y/o reforzamiento, los Sistemas de Gestión de Puentes son implementados cuando se requieren acciones como mantenimiento y rehabilitación para garantizar que el puente satisface el objetivo para el cual fue diseñado, sin que se requiera un elevado precio para su correcto mantenimiento (Harding, Parke y Ryall, 1990).

Los BMS se concentran en determinar los métodos para los requisitos para evaluar los requisitos en el presente y futuro en los puentes existentes (Inventarios, inspecciones, capacidad y mantenimiento), pretendiendo que los métodos correspondan a costos no elevados identificando un mantenimiento preventivo inclusive un remplazamiento para brindar fiabilidad de los puentes.

Los elementos que tiene un BMS son:

- ❖ Inventario de Puentes. Registro de los puentes existentes.
- ❖ Técnicas de Inspección. Considerar los tiempos en los que se necesitara para realizar la inspección.
- ❖ Evaluación de los puentes. Se evalúa si se requiere mantenimiento o rehabilitación.
- ❖ Técnicas de Mantenimiento. Acciones destinadas a mantener el puente en buenas condiciones.
- ❖ Técnicas de Rehabilitación. Acciones para reforzar o remplazar algún componente del puente.

Los diversos BMS que existen en varios países se comentan a continuación.

## Sistema DANBRO.

El sistema DANBRO (Danish Bridges and Roads) fue elaborado por la Dirección de Caminos y Ferrocarriles de Dinamarca uno de los destacados en todo el mundo aplicando el mantenimiento y rehabilitación en sus 2500 puentes, prácticamente, del cual se basó México. En la Figura 3.3.1., se presenta como opera el sistema, donde se reconoce que su apartado principal es la base de datos, la cual le posibilita juntar y resguardar registros de inventarios, las inspecciones y evaluaciones practicadas a los puentes, con lo cual se determina trabajos de manteniendo fundamentado por la clasificación de los daños y el presupuesto existente.



Figura 3.3.1. Sistema de gestión de puentes DANBRO (Harding J. et al., 1990).

## Sistema FINNISH RWA BMS.

El BMS fue producido por la Roads and Waterways Administration (RWA), en Finlandia. El cual se identifica por examinar la información registrada en un archivo o catálogo de puente, que al mismo tiempo es retroalimentado por las inspecciones, para determinar los trabajos de mantenimiento en dos niveles que les denomina red y proyecto, para determinar el nivel óptimo de servicio (Figura 3.3.2.).

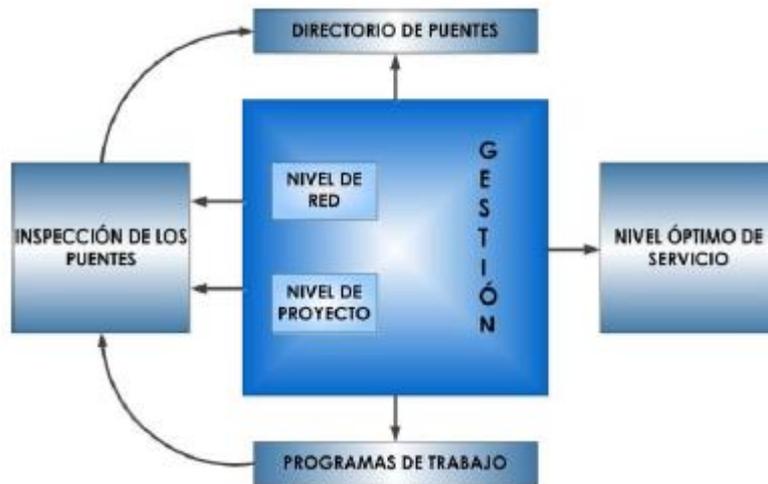


Figura 3.3.2. Sistema de gestión de puentes de Finlandia RWA BMS (Ryall M., 2001).

Nivel de Red se relaciona a un nivel de estado óptimo de servicio, su estatus es segura no interpreta riesgo para los usuarios no requiere asignación alta en su costo de su mantenimiento; a efecto de racionalizar los recursos el sistema identifica las zonas geográficas que pueden tener mayores beneficios.

El nivel de Proyecto se relaciona con fundamentó a la experiencia laboral para definir las atenciones para los planes de mantenimiento a corto o largo plazo.

### **Sistema HISMIS.**

El HISMIS (Highways Structures Management Information System) producido por la High-Point Rendel (HPR) en el periodo de los noventa implementado en Reino Unido.

En la Figura 3.3.3., se presenta como opera el sistema el cual cuenta con un bloque de administración el cual tiene la finalidad de adaptar y conservar un objetivo específico, además los cinco bloques son compendio de datos, en tanto que los restantes seis bloques son la salida del sistema por medio de las acciones a realizar efecto de los datos de entrada. El HPR accede a conservarlo actualizado y apto para ajustarse a diversos casos esto debido a la experiencia.

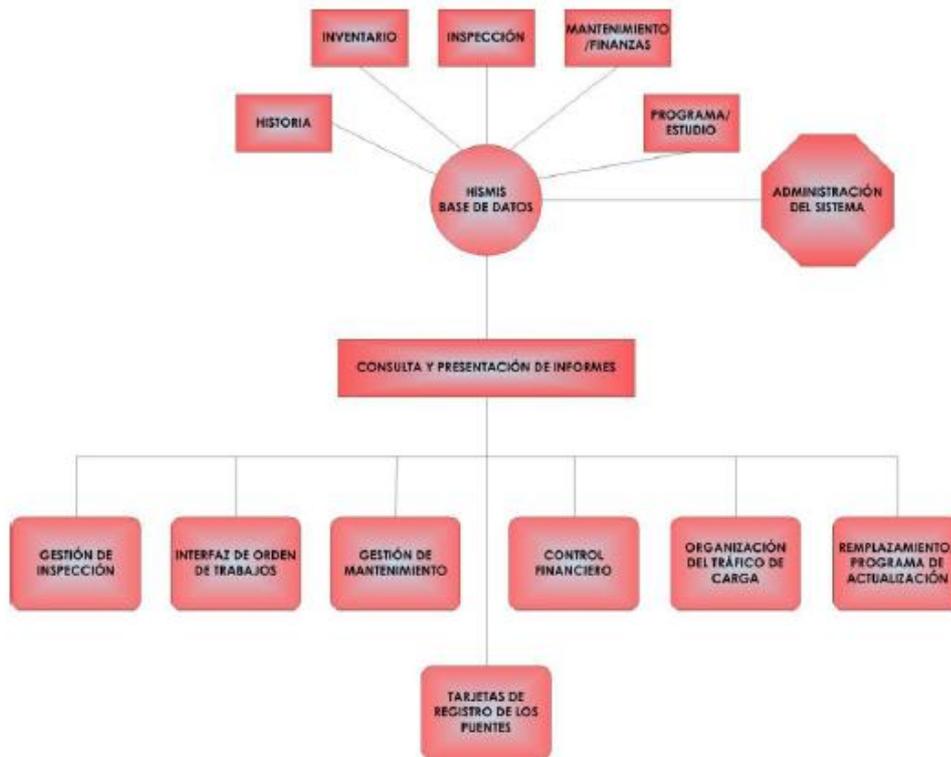


Figura 3.3.3. Sistema de gestión de puentes de Finlandia RWA BMS (Ryall M., 2001).

### Sistema PONTIS.

El sistema PONTIS formulado por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) en el periodo de los noventa el primer BMS implementado en Estados Unidos de América, se diferencia por la simplicidad de determinaciones ingenieriles a valor bajo en mantenimiento y beneficios perceptibles. En la Figura 3.3.4., se presenta como opera el sistema.



Figura 3.3.4. Sistema de gestión de puentes PONTIS (Ryall M., 2001).

La inspección del puente se ejecuta elemento por elemento otorgando una calificación de estado en que se localiza, para lo cual se implementa un modelo de deterioro Markoviano para determinar el estado de degradación con este análisis deriva a realizar las operaciones de mantenimiento se establece un presupuesto para cada una de las acciones. El sistema se actualiza debido a los trabajos del puente los cuales lo mantienen fuera de peligro, lo cual beneficia para proponer mantenimiento a menor costo.

### **Sistema SIPUMEX.**

El SIPUMEX (Sistema de Puentes de México), fue elaborado en 1992 por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), con el objetivo de brindar mantenimiento a los puentes, además de optimizar el costo, también requiere de un inventario donde se categoriza de acuerdo a su diseño, geometría, material, historia y estado en el que se encuentran. Este sistema está fundamentado del sistema danés DANBRO.

En la Figura 3.3.5., se presenta como opera el sistema.



Figura 3.3.5. Sistema de gestión de puentes SIPUMEX. (S.C.T).

El sistema SIPUMEX cuenta con una escala de calificación que va del número 0 para estructuras en perfectas condiciones hasta el número 5 para estructuras que tienen un daño severo con acción inmediata Tabla 3.3.1.

CALIFICACIÓN	
0	Estructuras recientemente construidas o reparadas, sin problemas.
1	Puentes en buen estado. No requieren atención.
2	Estructuras con problemas menores, plazo de atención indefinido.
3	Daño significativo, reparación necesaria en un plazo de 3 a 5 años.
4	Daño grave, reparación necesaria en un plazo de 1 a 2 años.
5	Daño extremo o riesgo de falla total. Se requiere reparación inmediata o al año siguiente.

Tabla 3.3.1. Escala de calificaciones SIPUMEX. (S.C.T.).

En la Tabla 3.3.2., se resume inventario de SIPUMEX, en donde, se enfatiza que el estado de Oaxaca cuenta con el mayor número de puentes con 559, por debajo de Michoacán con 558 mientras que Quintana Roo es el estado que menos tiene, con 60.

ESTADO	No. DE PUENTES	CORREDOR	RED BASICA	RED SECUNDARIA		ESTADO	No. DE PUENTES	CORREDOR	RED BASICA	RED SECUNDARIA
AGUASCALIENTES	106	62	33	11		NAYARIT	143	25	36	82
BAJA CALIFORNIA	219	74	42	103		NUEVO LEON	432	147	224	61
BAJA CALIFORNIA SUR	171	157	7	7		OAXACA	559	152	174	233
CAMPECHE	165	126	19	20		PUEBLA	208	45	105	58
COAHUILA	350	168	117	65		QUERETARO	155	47	72	36
COLIMA	113	38	43	32		QUINTANA ROO	60	48	8	4
CHIAPAS	435	193	187	55		SAN LUIS POTOSI	440	256	56	128
CHIHUAHUA	396	125	100	171		SINALOA	319	113	176	30
DURANGO	339	20	103	216		SONORA	375	140	142	93
GUANAJUATO	363	102	148	113		TABASCO	268	167	72	29
GUERRERO	453	0	302	151		TAMAULIPAS	404	194	82	128
HIDALGO	319	35	195	89		TLAXCALA	313	103	110	100
JALISCO	390	33	225	132		VERACRUZ	508	154	197	157
MEXICO	445	67	248	130		YUCATAN	68	59	2	7
MICHOACAN	558	128	271	159		ZACATECAS	318	75	174	69
MORELOS	150	45	71	34		TOTAL	9542	3098	3741	2703

Tabla 3.3.2. Subsecretaría de Infraestructura Dirección General de Conservación de Carreteras Número de Puentes por Tipo de Red 2022 Resumen. (México, 2023)

### **3.3.2. Inspección estructural.**

La inspección es una actividad compleja, que debe realizarse en forma organizada y sistemática, ya que de ella dependen las recomendaciones para corregir los defectos, señalar restricciones de carga, así como velocidad y para minimizar la posibilidad de pasar por alto algunas deficiencias que pueden evolucionar a daños severos si no son reparados a tiempo. En este sentido, las inspecciones deben llevarse a cabo con una cierta periodicidad.

De acuerdo con el Manual de Inspección de Puentes de la S.C.T., (2018), las inspecciones se organizan en categorías como son: superficial, general, principal y especial.

#### **Inspección Superficial.**

La inspección superficial es una examinación del deterioro y defectos visibles que a largo tiempo pueden alterar la integridad estructural del puente, para evitar mantenimiento a costos altos y eludir accidentes a usuarios.

#### **Inspección General.**

La inspección general comprende una evaluación visual en el puente. Se analizan elementos particulares, se define su condición para determinar su atención. Esta categoría de inspección se efectúa cada dos años, el informe se almacena en la base de datos para inspecciones posteriores.

#### **Inspección principal.**

La inspección principal es una evaluación de todas las secciones del puente de forma precisa, esta categoría de inspección se efectúa cada seis años. Para la infraestructura nueva es elemental una inspección principal y detallada. Respecto a la ejecución de la inspección se requiere de instrumental especial de apoyo. Se han implementado algunas pruebas como concentración de cloruro y carbonatación. De igual forma se producen dibujos y se toman fotografías para el reporte.

### **Inspección especial.**

En la inspección especial se efectúa una evaluación detallada de determinadas partes del puente que manifiesta un problema encaminado a incrementar su magnitud de daño, como son la aparición de fisuras o deformaciones importantes.

En este Manual de Inspección (S.C.T., 2018) se establece una clasificación de las inspecciones, que pueden ser: visual y detallada.

### **Inspección visual.**

La inspección visual implica realizar los trabajos de identificación, examinación y levantamiento de daños de los elementos estructurales (accesorios, accesos y cauce).

Para ejecutar la inspección se quiere examinar la base de datos de las inspecciones precedentes, además de explorar el puente visualmente. Para esta inspección se pueden implementar instrumentos básicos como escalera, martillos, plomadas, cintas métricas, aparatos ópticos (lupas, prismáticos, cámaras fotográficas, cámaras de video, etc.).

El objetivo de implementar este tipo de inspección es adquirir la información geométrica general, identificar daños o imperfecciones, determinar el estado de conservación, levantamiento de daños, levantamiento de cantidades de conceptos de obra para la conservación menor o preventivo.

En síntesis, este tipo de inspección realiza una evaluación del estado de conservación, concluyendo con un catálogo de conservación menor con sus correspondientes especificaciones y costo.

### **Inspección visual de puentes especiales.**

En primera instancia habrá que definir las particularidades de un puente especial, el puente especial, tal como se describe a continuación:

Tipo de puente: puentes colgantes, puentes atirantados, armaduras de grandes claros, levadizos, basculantes, giratorios.

Por su procedimiento constructivo: continuos de grandes claros, en doble volado, empujados, armaduras espaciales.

Por su longitud total y por su altura: puentes de cualquier tipo con longitud mayor a 100 m y/o altura mayor a 30 m.

Por su condición operativa: puentes de cualquier tipo, los cuales tengan importancia por el tipo de operación que tienen.

La inspección visual del puente especial tiene como objetivo la exploración y levantamiento de daños de los componentes del puente, así como elementos complementarios, realizando pruebas semi-destructivas o destructivas si es necesario.

Asimismo, examinar los aspectos geotécnicos del puente (taludes, cortes y probables fallas en el cause que se está atravesando), adjuntando el recurso para repararlos (resina para inyección de fisuras, morteros, juntas de calzada, apoyos, elementos o dispositivos de anclaje, etc.). Para la especificación de las características geométricas del puente (superestructura, subestructura, su acceso y el cause), se deberán emplear herramientas de medición manual o electrónico.

Se permitirá utilizar los planos del proyecto original como guía, pero de ninguna forma se exime de la ejecución del levantamiento en campo y del juicio en los datos consolidados en el reporte. El levantamiento de daños es cuantitativo de tal forma que se debe tomar en consideración la longitud, grosor de grietas y medición de los desconches, para ello es preciso reportar el tipo de daño, su ubicación y su magnitud. Para la realización de esta inspección se puede implementar herramienta como pasarelas, brazos mecánicos, escaleras, cuerdas, equipo aéreo remoto. De igual forma se requiere de personal técnico necesario para su ejecución.

### **Inspección detallada.**

La inspección detallada se ejecuta en algún puente tradicional o especial. Este tipo de inspección viene derivada de una inspección visual debido a un daño que necesita de un análisis técnico más profundo, fundamentada de estudios y pruebas a los materiales, en ocasiones debido a la susceptibilidad del puente se planifican inspecciones detalladas como de igual forma fundamentado en el manual de conservación del mismo puente.

La inspección detallada tiene como objetivo la exploración y levantamiento de daños de los componentes del puente, así como elementos complementarios (accesos, cause, sistema de alumbrado, señalamiento, entre otros), definiendo las patologías, así como la naturaleza y magnitud de daño. De igual manera se debe examinar los aspectos geotécnicos del puente (taludes, cortes y probables fallas en el cause que se está atravesando).

Este tipo de inspección realiza una evaluación del estado de conservación y concluye con un catálogo de conservación menor con sus correspondientes especificaciones y costo.

### **Grado de daño.**

Se sugiere realizar una valoración cualitativa del estado de conservación de los elementos dañados conforme al Manual de Inspección (S.C.T., 2018), como se describen a continuación.

Bueno: Elemento estructural libre de corrosión, deformaciones, fisuras, o desconchamientos importantes. En concreto armado, no se aprecian fisuras, o bien son escasas y de tamaño capilar. La superficie afectada por desconchamientos y acero de refuerzo a la vista no supera el 1% del total. No requiere intervención o requiere una intervención mínima.

Regular: En concreto armado, se aprecian fisuras de más de 0,5 mm de espesor no comprendidas en el punto siguiente (estado Malo). Requiere sellado de fisuras o reparación del recubrimiento del acero de refuerzo en una superficie entre el 1% y el 10% del total. En acero, requiere arenado y pintado.

Malo: Cuando se presenta una cualquiera de las siguientes condiciones:

- Se observa al menos una fisura de más de 1 mm de espesor y que atraviesa totalmente o en su mayoría algún elemento estructural, en cuyo caso se solicitará la realización de una inspección detallada.
- O bien, requiere la reparación del recubrimiento del acero de refuerzo en una superficie mayor al 10% del total.
- O presenta deformaciones que afectan al tránsito o peligro para su estabilidad, siendo necesaria una intervención importante o su reconstrucción.

Ahora bien, las inspecciones que se requieren para la exploración y evaluación de daños existen tres categorías: preliminar, principal y especial.

### **Inspección Preliminar.**

La inspección preliminar se realiza, al menos una vez al año en todo puente por parte de trabajadores locales no especializados en puentes, sin embargo, están entrenados para la examinación y evaluación de daños. La plantilla de inspección está compuesta de un mínimo tres trabajadores y uno de ellos debe ser ingeniero, los cuales tendrán herramientas mínimas para la inspección.

El líder de brigada deberá dar una calificación del estado general del puente. De manera practica se sugiere que en las obras se incorporen en alguno de los tres grupos siguientes.

Grupo "A". - Puentes que por la gravedad de sus daños requieren atención inmediata.

Grupo "B". - Puentes que deben ser atendidos en un plazo mediano (seis años), porque su situación puede degradarse a la situación "A".

Grupo "C". - Puentes que solo presentan daños menores que se pueden corregir con tareas de mantenimiento rutinario a cargo de las brigadas de conservación.

Para la realización de la inspección preliminar, se cuentan con dos difusiones de apoyo, "Formatos para la inspección de puentes y pasos a desnivel" y "Guía para la inspección y conservación de puentes", los cuales deben ser analizados por instituciones especialistas en puentes para su aprobación.

### **Inspección Principal.**

La inspección principal se realiza una vez al año en todos los puentes que estén calificados en el grupo "A" durante la inspección preliminar. La inspección principal es ejecutada por personal especializado en puentes, originario de oficinas centrales o regionales y deberá por objetivo confirmar la calificación preliminar. Por lo cual necesitará herramientas que concedan el acceso a todas las componentes del puente para visualizar minuciosamente y que conceda la medición cuantitativa de las respuestas de la estructura con exactitud suficiente.

Con la derivación de la inspección principal, logrará evaluarse cuantitativamente el estado del puente, por medio de un procedimiento a definirse.

### **Inspección Especial.**

La inspección especial se ejecuta por personal altamente especializado en todos los puentes que deben ser rehabilitados y tendrán por objetivo reunir los datos indispensables para la ejecución del proyecto ejecutivo.

En los trabajos a ejecutar, se tienen: el levantamiento geométrico de la estructura, la especificación de la naturaleza y prolongación de los daños, y la ejecución de diversos estudios que concedan establecer la causa y mecanismo de dispersión de los daños.

Como se sabe, para determinar el estado de una estructura el método más sencillo es la inspección visual, para que se puedan obtener los datos eficientes deben cumplirse tres requerimientos elementales:

- Poder ver: Lo que implica lograr acceder a todos los lugares que se quieren inspeccionar.
- Saber ver: Se requiere plantilla de inspección competente y con bastante experiencia.
- Saber lo que se quiere ver: Planear con anticipación las inspecciones, analizando el proyecto, los probables incidentes sucedidos en la construcción, además examinar la base de datos con las anteriores inspecciones.

En México los programas de mayor alcance para la evaluación y rehabilitación de puentes son el S.I.A.P., (Sistema de Administración de Puentes) y S.I.P.U.M.E.X., (Sistema de Puentes de México), los cuales cuentan con su formato de inspección. El que se ha implementado en los últimos años es el S.I.P.U.M.E.X., el cual proporciona tener un inventario de los puentes de la Red Federal de Carreteras, que contiene las especificaciones, ubicación y estado físico. Lo cual consiste en una jerarquía de las condiciones de mantenimiento y rehabilitación con el objetivo de racionalizar los recursos aplicables y al mismo tiempo la seguridad de los usuarios.

La primera fase de S.I.P.U.M.E.X., que se firmó en el año de 1992, está constituida por las siguientes actividades:

- Inventario.
- Inspecciones principales.
- Inspecciones rutinarias.
- Mantenimiento menor y limpieza.
- Evaluación de la capacidad de carga.
- Jerarquización de los trabajos de rehabilitación.

En la ahora Secretaría de Infraestructura de Comunicaciones y Transportes, se hacen, varios tipos de inspección con distintas finalidades:

1. Trabajos de mantenimiento normal o rutinario.
2. Evaluación estructural.
3. Permiso de tránsito de cargas especiales.
4. Emergencias.

Para proyectar los trabajos de mantenimiento rutinario, se realiza de manera anual, al ejecutarse en inventario de las condiciones de todos los conceptos del camino.

Las inspecciones para evaluación estructural se aconseja ejecutarlas cada dos o cuatro años, aunque, los puentes con estado indeterminado o con daños conocidos, se inspeccionan con mayor frecuencia.

Para permisos de tránsito de cargas especiales, en donde, se trasladan piezas de gran masa y volumen, para lo cual se examinan todos los puentes de la ruta por donde se trasladarán las piezas, identificando normas, especificaciones y pautas que deben cumplirse a lo largo de la transportación, integrando la elaboración de desviadores, recalces, apuntalamientos o reforzamientos, dependiendo el dictamen técnico.

Para emergencias, debido a fenómenos naturales como ciclones, lluvias torrenciales, sismos, se presentan situaciones de emergencia, que deben examinarse inmediatamente.

## **AASHTO, The Manual for Bridge Evaluation, 2nd ed, 2013.**

A nivel internacional el Reglamento AASHTO (2013) cuenta con un manual de evaluación, así como de mantenimiento en las cuales se enumeran siete tipos de inspección, que varían durante la vida útil del puente, determinando niveles de inspección dependiendo el tipo de estructura

Para determinar el estado físico y funcional de puentes, se necesita o requiere de inspecciones del puente, esto para determinar acciones de mantenimiento. El éxito en la inspección depende de una correcta planificación, técnica, equipo adecuado y experiencia. De acuerdo con el manual de inspección de puentes de la norma AASHTO (2013), los principales tipos de inspección se puede clasificar en:

- i. Inspecciones Iniciales.
- ii. Inspección de rutina.
- iii. Inspecciones de daños.
- iv. Inspección en profundidad.
- v. Inspecciones críticas de fracturas.
- vi. Inspecciones Submarinas.
  - a) Inspecciones rutinarias de corriente de agua profunda.
  - b) Inspección de frecuencia submarina.
- vii. Inspecciones especiales

### 3.4. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica.

Una de las herramientas más efectivas para evaluar el nivel de daño que puede experimentar una estructura ante cierto nivel de intensidad sísmica es el uso de funciones de vulnerabilidad, que para el caso particular de columnas de puentes se cuenta con el trabajo de Rivera Vargas (2007).

En dicho trabajo se muestra una metodología para evaluar, la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos de concreto reforzado.

Para examinar la vulnerabilidad se consideró de gran interés el mecanismo de daño de las columnas de apoyo, las cuales durante la ocurrencia de eventos sísmicos importantes en varias zonas del mundo se ha observado ser extremadamente vulnerables. En esta metodología se analiza la forma de deducir funciones de vulnerabilidad, con ellas se puede asociar el peligro sísmico y el daño físico en la estructura, con base en datos de campo probables.

Conforme al trabajo de Rivera Vargas (2007) se hace una breve descripción de la metodología para deducir funciones de vulnerabilidad sísmica de columnas de puentes de concreto reforzado.

#### 1. Información básica.

En la inspección de campo es prudente recabar información puntualizada de las variables que intervienen en el comportamiento sísmico de los puentes. Para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los puentes urbanos se puede comenzar con la siguiente información básica:

- *H, altura de las columnas del puente.*
- *n, número de columnas, si es que forman marco en la dirección transversal.*
- *D, b x L, diámetro de la sección circular, base y altura de la sección rectangular, respectivamente.*
- *Reglamento utilizado en su diseño y/o año de construcción.*

2. Información que se puede suponer por desconocimiento.

Teniendo en cuenta el inconveniente de no contar con información específica, como es:  $f'_c$ ,  $f_y$ , el peso que cargan las columnas ( $W_c$ ) y otros valores, se pueden suponer con base en las siguientes consideraciones.

- ❖ Resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ). Dada la incertidumbre de la variante se aconseja considerar un valor de  $200 \text{ kg/cm}^2$ .
- ❖ Esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo ( $f_y$ ). Se puede considerar un valor conservador de  $4,000 \text{ kg/cm}^2$ .
- ❖ Peso que cargan las columnas ( $W_c$ ). Tomando en consideración literatura se proporcionan valores promedio de  $W_c$  conforme al trabajo de Wehbe et al. (1996), que pueden ser del siguiente orden.

Puentes con columnas aisladas.

$$W_c = 0.15 * f'_c * A_g$$

Puentes con columnas que forman marco.

$$W_c = 0.10 * f'_c * A_g$$

- ❖ Cuantía de refuerzo longitudinal ( $\rho_l$ ) y cuantía de refuerzo transversal ( $\rho_t, \lambda_e$ ). En lo que corresponde al  $\rho_l$  se puede considerar de manera conservadora de 0.02; usualmente se implementa cuantías de este valor, no obstante, pueden ser mayores a este valor. En tanto que ( $\rho_t, \lambda_e$ ) se puede considerar el año en el que se construyó, como se muestra en la Tabla 3.4.1.

Año de construcción	Refuerzo de confinamiento	
	Sección circular	Sección rectangular
Antes de 1972	$\rho_t = 0.0015$	$\rho_t = 0.0015$ $\lambda_e = 0.0007$
Entre 1972 y 1992	$\rho_t = 0.005$	$\rho_t = 0.005$ $\lambda_e = 0.003$
Después de 1992	$\rho_t = 0.007$	$\rho_t = 0.007$ $\lambda_e = 0.005$

Tabla 3.4.1. Cuantía de refuerzo transversal o de confinamiento que se pueden suponer para diferentes años de construcción. (Rivera, D. 2007).

### 3. Procedimiento.

Para la deducción de las ecuaciones de vulnerabilidad se sigue el procedimiento que se describe a continuación.

#### a) Cálculo de la distorsión de fluencia ( $\gamma_y$ ).

Columna aislada o en voladizo.

$$\gamma_y = \frac{1}{3} * \Phi_y * H \quad [ 21 ]$$

Columnas que forman marco (suponiendo que la cubierta se comporta como diafragma rígido), se puede calcular de manera aproximada de la siguiente manera.

$$\gamma_y = \frac{1}{6} * \Phi_y * H \quad [ 22 ]$$

El cálculo de  $\Phi_y$  se realiza con las siguientes ecuaciones 23 y 24, respectivamente para sección rectangular y circular.

$$\text{Sección rectangular } \Phi_y = 3.75 * \frac{\epsilon_y}{h_c} * (0.30 + 10.50 * \rho_l - 125\rho_l^2) \quad [ 23 ]$$

$$\text{Sección rectangular } \Phi_y = 3.75 * \frac{\epsilon_y}{D} * (0.30 + 11.20 * \rho_l - 146\rho_l^2) \quad [ 24 ]$$

#### b) Evaluación de la distorsión última ( $\gamma_u$ ).

$$\gamma_u(\%) = \beta_0 + \lambda_e * \frac{f_{yt}}{14 * f'_c} * \left( \beta_1 + \beta_2 * \frac{P}{A_g * f'_c} \right) + \beta_3 \left( \frac{P}{A_g * f'_c} \right) \quad [ 25 ]$$

Los valores de  $\beta_0$ ,  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  y  $\beta_3$ , se determinan con base a las Tablas 3.4.2. y 3.4.3.

Coeficientes	$P/Agf'c < 15\%$	$15\% \leq P/Agf'c \leq 20\%$
$\beta_0$	$4.64 - 0.38 \frac{H}{L}$	$0.22 \frac{H}{L} - 0.75$
$\beta_1$	$453.90 + 46.50 \frac{H}{L}$	$1280.70 - 18.50 \frac{H}{L}$
$\beta_2$	$14.58 - 5.71 \frac{H}{L}$	$0.75 \frac{H}{L} - 49.40$
$\beta_3$	$0.0422 \frac{H}{L} - 0.37$	$0.0165 - 0.00078 \frac{H}{L}$

Nota: L es la altura de la sección

Tabla 3.4.2. Valores de beta para sección rectangular. (Rivera D., 2007).

Coeficientes	$P/Agf'c < 15\%$	$15\% \leq P/Agf'c \leq 20\%$
$\beta_0$	$3.30 - 0.27 \frac{H}{D}$	$0.70 \frac{H}{D} - 3.68$
$\beta_1$	$453.90 + 46.50 \frac{H}{D}$	$316.69 + 189.98 \frac{H}{D}$
$\beta_2$	$14.58 - 5.71 \frac{H}{D}$	$-\left(0.38 + 7.15 \frac{H}{D}\right)$
$\beta_3$	$0.0422 \frac{H}{D} - 0.37$	$0.097 - 0.02 \frac{H}{D}$

Nota: D es el diámetro de la sección

Tabla 3.4.3. Valores de beta para sección circular. (Rivera D., 2007).

c) Obtención de la ductilidad de desplazamiento lateral ( $\mu$ ).

$$\mu = \frac{\gamma_u}{\gamma_y} \quad [ 26 ]$$

d) Cálculo del periodo de vibración de la estructura ( $T_{cr}$ ).

$$T_{cr} = 2 * \pi \sqrt{\frac{m}{k_{cr}}} \quad [ 27 ]$$

Fórmulas simplificadas para el cálculo de la masa (m).

- Sistema con columnas aisladas.

$$m = \frac{1}{g} (0.15 * A_g * f'_c + \frac{1}{3} * W_{columna}) \quad [ 28 ]$$

- Sistema con columnas que forman marco.

$$m = \frac{n}{g} (0.10 * A_g * f'_c + \frac{1}{3} * W_{columna}) \quad [ 29 ]$$

donde:

$n$ , número de columnas.

$W_{columna}$ , peso propio de una columna de sección uniforme.

$g$ , aceleración de la gravedad.

Fórmulas para calcular la rigidez lateral del sistema ( $K_{cr}$ ).

Sistema con columnas aisladas.

$$m = \frac{n}{g} (0.10 * A_g * f'_c + \frac{1}{3} * W_{columna}) \quad [ 30 ]$$

Sistema con columnas que forman marco.

Si las columnas se deforman en curvatura simple, al considerar que la rigidez de la cubierta del puente es menor que la de sus columnas.

$$K_{cr} = n * \frac{3EI_{cr}}{H^3} \quad [ 31 ]$$

Si las columnas se deforman en curvatura doble, al considerar que la rigidez de la cubierta del puente es mayor que la de sus columnas.

$$K_{cr} = n * \frac{12EI_{cr}}{H^3} \quad [ 32 ]$$

$I_{cr}$  representa el momento de inercia agrietado y se calcula con base en las ecuaciones 33 y 34, que son para secciones rectangular y circular, respectivamente.

$$\text{Sección rectangular } \frac{I_{cr}}{I_g} = 0.19 + 11.60\rho_l + 0.012 * \frac{P}{A_g * f'_c} - 0.17\rho_l * \frac{P}{A_g * f'_c} \quad [ 33 ]$$

$$\text{Sección circular } \frac{I_{cr}}{I_g} = 0.22 + 13.44\rho_l + 0.011 * \frac{P}{A_g * f'_c} - 0.16\rho_l * \frac{P}{A_g * f'_c} \quad [ 34 ]$$

Para calcular el módulo de elasticidad del concreto (E), se puede usar la expresión siguiente:

$$E = 0.1357W^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad [ 35 ]$$

donde:

$W$ , peso volumétrico del concreto endurecido en  $\frac{kg}{m^3}$  (puede ser del orden de  $2,200 \frac{kg}{m^3}$ )

$f'_c$ , en  $\frac{kg}{m^2}$

e) Estimación de la fuerza lateral de fluencia ( $V_y$ ).

$$V_y = K_{cr} * \gamma_y * H \quad [ 36 ]$$

f) Evaluación de  $R_\mu$ .

Si se considera un amortiguamiento de 0.05 del crítico, por ser el valor normalmente empleado en las construcciones, se tienen las ecuaciones siguientes:

▪ Suelo firme:

$$R_\mu = (1.11\mu - 1.0119) \left( \frac{T^{1.2}}{0.002 + T^{1.2}} \right) + 1 \quad [ 37 ]$$

▪ Suelo blando:

$$R_\mu = \frac{\left(\frac{T}{T_g}\right)^\theta}{0.175 + \left|\frac{T}{T_g} - 1\right|} (0.5529\mu - 0.55) + 1 \quad [ 38 ]$$

Cálculo el factor  $\theta$ .

$$\theta = \frac{\mu^4}{2.5 + \mu^4} \quad [ 39 ]$$

g) Cálculo de las aceleraciones espectrales ( $Sa$ ).

Inicio del daño (ligero agrietamiento cuando empieza a fluir el refuerzo longitudinal).

$$Sa_y = \frac{V_y}{W_T} * g \quad [ 40 ]$$

Falla de la columna.

$$Sa_u = \frac{V_y}{W_T} * R_\mu * g \quad [ 41 ]$$

Peso total del sistema ( $W_T$ ).

Sistema con columnas aisladas.

$$W_T = 0.15 * A_g * f'_c + W_{columna} \quad [ 42 ]$$

Sistema con columnas que forman marco.

$$W_T = n * (0.10 * A_g * f'_c + W_{columna}) \quad [ 43 ]$$

h) Deducción de la función de vulnerabilidad.

En el razonamiento de la ecuación de índice de daño físico ( $I_{DF}$ ), designado en este trabajo como ecuación de vulnerabilidad, se basa de dos puntos elementales de la curva de la función, que son pertinentes al inicio del daño y un punto previo a la falla, a los cuales se relaciona un porcentaje del daño de las columnas, tal como se indica a continuación.

$$I_{DF}(Sa_y) = 0.05 \text{ contempla un } 5 \% \text{ del daño total.} \quad [ 44 ]$$

$$I_{DF}(Sa_{pu}) = 0.99 \text{ contempla un } 99 \% \text{ del daño total.} \quad [ 45 ]$$

$$\text{donde: } Sa_{pu} = 0.95 * Sa_u \quad [ 46 ]$$

Con la mención de los puntos se realizan los ajustes para deducir los parámetros  $a$  y  $m$ . La función de vulnerabilidad queda definida por las ecuaciones 47 y 48, en términos de aceleración.

$$I_{DF}(y) = 1 - e^{-au^m} \quad [ 47 ]$$

$$u = \frac{\gamma_i(y)}{\gamma_c} \quad [ 48 ]$$

donde:

$a$  y  $m$ , son parámetros que dependen del tipo de arreglo estructural, de los materiales y de los detalles constructivos que determinan la capacidad de deformación.

$\gamma_i(y)$ , distorsión máxima asociada con la respuesta sísmica del sistema  $y$ .

$\gamma_c$ , capacidad de deformación, expresada también como distorsión.

$y$ , intensidad del movimiento sísmico considerado.

Empleando las siguientes ecuaciones.

$$m = \frac{-5.69734}{\ln\left(\frac{Sa_y}{Sa_{pu}}\right)} \quad [ 49 ]$$

$$a = \frac{\ln(0.99)}{\left(\frac{Sa_y}{Sa_u}\right)^m} \quad [ 50 ]$$

Por último, la función de vulnerabilidad adquiere la configuración siguiente.

$$I_{DF}(Sa_i) = 1 - e^{-au^m} \quad [ 51 ]$$

$$u = \frac{Sa_i}{Sa_u} \quad [ 52 ]$$

donde:

$Sa_i$ , aceleración demandada en el puente y para el cual se quiere saber su grado de vulnerabilidad.

### 3.5. Índice de daño.

Índice de daño propuesto por Park y Ang.

Park y Ang (1985) plantean reflejar al daño estructural ocasionado por un evento sísmico como una mezcla lineal tanto del daño producido por la enorme deformación como por el efecto de aplicación de la carga. Para componentes de concreto reforzado.

Edificio	Periodo natural (seg)	Índice total de daño ( $D_T$ )
A	0.56	1.47
B	0.23	1.05
C	0.34	0.48
D	0.15	0.22
E	0.20	0.39
F	0.30	0.85
G	0.15	1.25
H	0.13	0.02
I	0.18	0.27

Tabla 3.5.1. Índice total de daño en edificios. (Park et al., 1985).

De acuerdo con Park y Ang (1985), el grado de daño estructural logra ser clasificado en las cinco categorías siguientes.

- a) Ligero
- b) Menor
- c) Moderado
- d) Severo
- e) Colapso

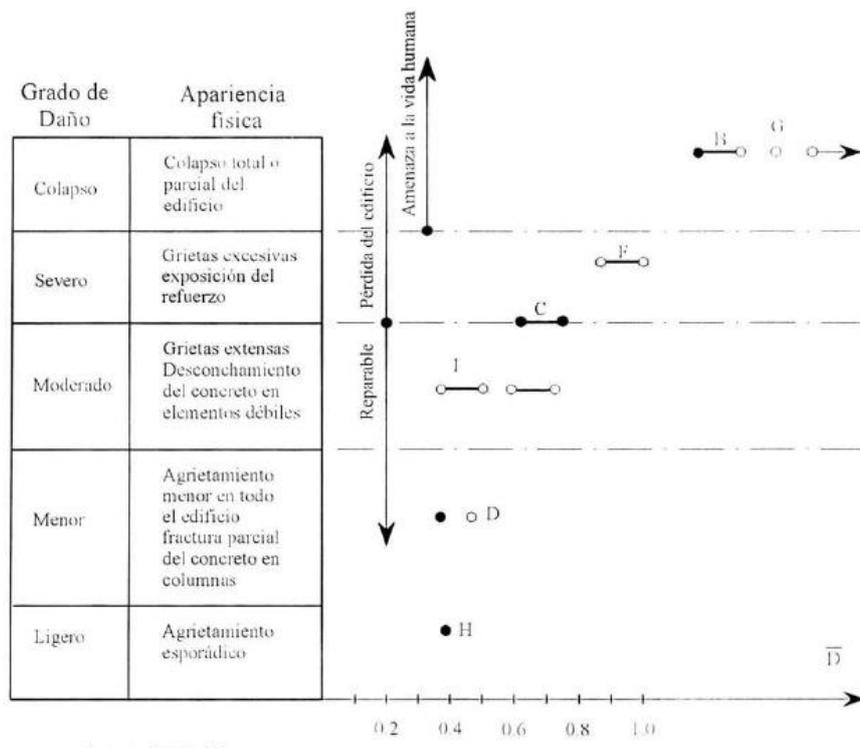


Figura 3.5.2. Correlación entre el índice total de daño y el observado. (Park et al., 1985).

### Índice de daño propuesto por Roufaiel y Meyer

Este índice de daño vincula los factores ligados con los estados límite de desplazamiento máximo provocado por la excitación y de desplazamiento definitivo o de la falla de la estructura, a través de su estado de daño (Roufaiel y Meyer, 1987). El procedimiento concede la facultad de inspeccionar desde la etapa de diseño, con respecto a estructuras nuevas, el estado de daño parcial que el sistema desarrollaría con la excitación sísmica (Ayala, 1995).

El índice de daño global de una estructura se ejecuta con la siguiente función:

$$GDP = \frac{d_r - d_y}{d_f - d_y}$$

donde:

$d_r$  = desplazamiento máximo de azotea inducido por la excitación.

$d_y$  = desplazamiento de azotea asociado a la fluencia del primer elemento estructural.

$d_f$  = desplazamiento de azotea para el cual se asume que el marco falla.

# CAPÍTULO 4

## CAPÍTULO 4. Acciones de rehabilitación.

### 4.1. Conceptos básicos.

La rehabilitación de los puentes involucra la parte estructural, por lo que requiere trabajos mayores como son el refuerzo o reemplazo de sus elementos estructurales con objeto de restablecer la capacidad de carga del puente (Rivera Vargas et al., 2021).

Ahora bien, la rehabilitación sísmica de puentes basada en desempeño implica garantizar cierto nivel de desempeño dada una intensidad sísmica, tal como se ilustra en la Tabla 4.1.1.

Tabla 4.1.1. Rehabilitación sísmica de puentes basada en desempeño (FHWA,2006).

DESEMPEÑO	INTENSIDAD SÍSMICA		
	BAJA	MEDIA	ALTA
NO INTERRUPCIÓN	✓	✓	
ACCESO LIMITADO		✓	✓
CERRADO POR REPARACIÓN			✓

En la Tabla 4.1.1., se ilustra que hasta niveles de intensidad sísmica media o moderada los niveles de desempeño esperados pueden ser desde operación completa hasta acceso limitado, mientras que ante una intensidad importante se puede limitar la operación del puente por reparación.

Ahora bien, conforme al documento de la FHWA (2006) las categorías de rehabilitación sísmica de los puentes se pueden expresar de acuerdo con la Tabla 4.1.2. En dicha tabla se establecen los elementos a prestarles mayor atención en los trabajos de rehabilitación sísmica debido al nivel de peligro sísmico y nivel de desempeño sísmico.

Tabla 4.1.2. Categoría de rehabilitación sísmica de puentes (FHWA, 2006).

NIVEL DE PELIGRO SÍSMICO	NIVEL DE DESEMPEÑO	
	Seguridad de vida	Operación completa
I	A	B
II	B	B
III	B	C
IV	C	D

A= No requiere rehabilitación.

B= Apoyos + Conexiones + Licuación

C= Apoyos + Conexiones + Columnas + Cimentación + Licuación

D= Apoyos + Conexiones + Columnas + Cimentación + Abutment + Licuación

Los niveles de peligro sísmico para llevar a cabo el diseño sísmico de acuerdo con el Comité Visión 2000 los clasifica de acuerdo con lo que se muestra en la Tabla 4.1.3.

### **Niveles de diseño sísmico.**

Para el caso de edificación, el Comité Visión 2000 categoriza los niveles de diseño sísmico de la siguiente forma.

Sismo de Diseño	Período de retorno (años)	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43	50% en 30 años
Ocasional	72	50% en 50 años
Raro	475	10% en 50 años
Muy raro	970	10% en 100 años

Tabla 4.1.3. Niveles de diseño sísmico. (Visión. 2000).

Estas estrategias de rehabilitación sísmica de puentes basado en desempeño las han adoptado otros países, entre ellos Costa Rica. En la Figura 4.1.1., se ilustra el proceso de rehabilitación en estas obras de infraestructura que se sigue en Costa Rica, en la cual se puede apreciar los diferentes métodos de evaluación y las medidas de rehabilitación en caso de requerirlos.

De manera genérica se puede decir que la rehabilitación puede llevar a acciones de reparación, reforzamiento o rigidización.

La reparación conlleva a sustituir o modificar materiales, componentes o elementos con el fin de recuperar su capacidad o resistencia original.

En tanto el reforzamiento, implica aumentar el desempeño de elementos y sistemas estructurales. Incremento de la capacidad de carga.

La rigidización, pretende incorporar nuevos elementos para el cumplimiento de los requisitos de seguridad de vida y de limitación de daños establecidos.

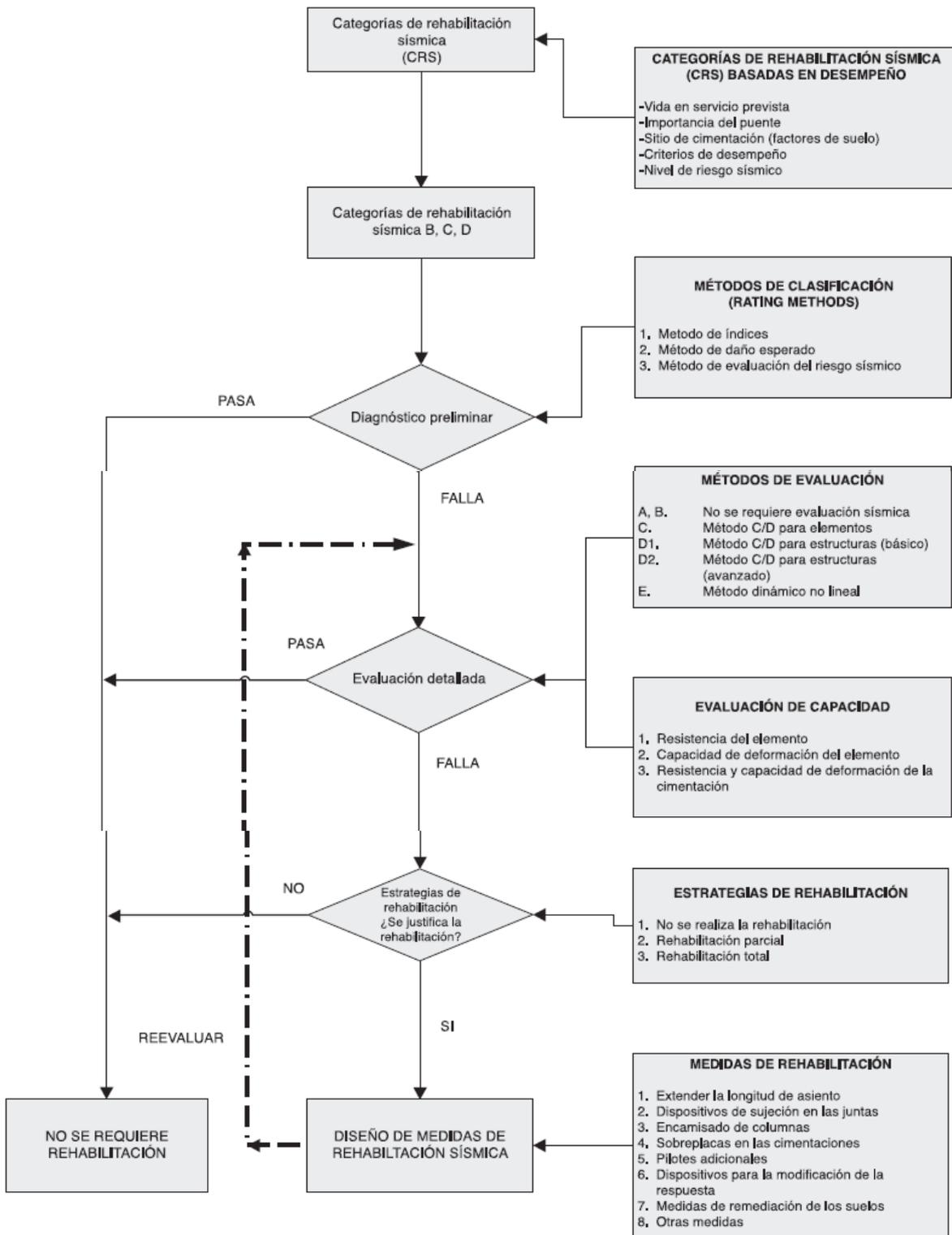


Figura 4.1.1. Proceso de rehabilitación sísmica de puentes. (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica., 2013).

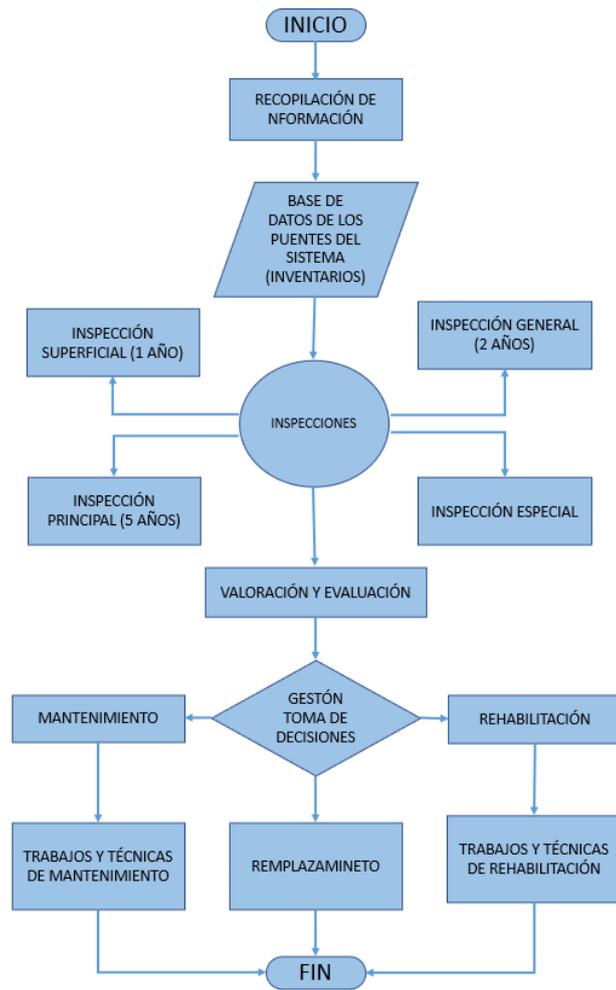


Figura 4.1.2. Propuesta de esquema de mantenimiento y rehabilitación de puentes. (Rivera, D. et al. 2012).

## 4.2. Mantenimiento.

El mantenimiento en puentes se basa en realizar trabajos que admitan contener el daño estructural sin ejecutar acciones de reforzamiento o sustitución completa de algunas zonas que integran el puente. A continuación, se describen algunas de las acciones más comunes de mantenimiento, como es para proteger el acero de refuerzo, los apoyos y el cuidado de diferentes accesorios del puente.

### Acero de refuerzo.

El común daño en puentes es la corrosión, por lo cual es esencial preservar el acero de refuerzo en óptimas condiciones. Para combatir el daño de la corrosión se describen varios métodos, en la tabla 4.2.1.

### Mantenimiento de los apoyos.

El mantenimiento de los apoyos comprende los trabajos siguientes: conservarlos exento de basura; las zonas de movimiento o deslizamiento necesitan estar plenamente limpias y lubricadas; protegerlos de la corrosión; corregir y sustituir los revestimientos del apoyo; los pernos de unión deben estar exentos de corrosión; conservar las camas de mortero en perfecto estado y si se encuentran dañadas deben ser cambiadas.

Método	Bondades
Protección catódica	Previene la corrosión por cloruros y carbonatación.
Desalinización	Brinda una solución duradera y la desalinización del concreto se completa a más tardar en 13 semanas.
Tratamiento superficial anti-carbonatación	Extiende la vida de las estructuras a bajo costo. Evita la corrosión, si el concreto no ha presentado carbonatación en el refuerzo.
Tratamiento superficial de impregnación	Inhibe la corrosión, si el agua no ha penetrado en el concreto.

Tabla 4.2.1. Métodos para combatir la corrosión. (Parke G., 2008).

## **El mantenimiento de los accesorios.**

Los elementos que experimentan daño son las juntas de expansión, el drenaje y membranas impermeabilizantes.

Las juntas de expansión necesitan estar libres de basura y quitar escoria de manera constante. El material de relleno de las juntas de expansión pudiera ser de fieltro impregnado de asfalto, espuma de poliuretano cabeceada con asfalto de hule colado en sitio, cloruro de polivinilo, polisulfuro, neopreno, hule butilo o poliuretano.

El mantenimiento del drenaje debe ser planeado durante la fase de diseño, con el propósito de proteger del agua a los componentes del puente; especialmente el agua salina; debido a que es dañina para el concreto. Además, para eludir el estancamiento, los drenes necesitan estar libres de obstrucciones para que circule el agua.

Las membranas impermeabilizantes se emplean para eludir al agua que ingresa en la cubierta del puente y perjudique los elementos estructurales. Puede implementarse una capa sobre la superficie de concreto, que puede ser de materiales basados en polímeros o de elastómeros adheridos. Además, se disponen de técnicas a base de líquidos con base acrílica, epóxica o de poliuretano.

### 4.3. Reparación.

Dentro de las técnicas que se tienen para recuperar las condiciones originales de los elementos que constituyen a los puentes están las relacionadas con la reparación del concreto. En la Tabla 4.3.1., se describen diferentes aplicaciones manuales para reparar diferentes patologías del concreto, que como se podrá notar se empleen diferentes materiales como: resina epóxica, cementantes modificados con polímeros y cementantes modificados con puzolanas, esta clase de reparación son parcialmente sencillas.

Es apropiado que el área a reparar esté plenamente libre de óxido, grasa y material suelto para mejorar la adherencia del material a implementar.

Tipo de acción	Reparación	Propiedades
Daño superficial	Aplicación de polímeros cementantes	Proporciona buenas características de protección contra el agua, así como protección contra gases ácidos y los iones de cloro.
Cavidades en la superficie	Aplicación de mortero tixotrópico altamente adhesivo.	Protección impermeabilizante con acabado contra la carbonatación. Buena resistencia contra la contaminación.
Desmoronamiento de la superficie	Estabilizador de superficie de dos componentes con alta penetración en el concreto.	Une las superficies desmoronadas e iguala las diferentes absorciones.
Protección de la superficie	Aplicación de copolímeros con base de agua y con gran contenido de resinas.	Proporciona alta resistencia al dióxido de carbono y a los diferentes contaminantes agresivos, es auto lavable.
Grietas y Huecos menores	Relleno con polímeros cementantes flexibles sin contracción.	De fácil aplicación con excelente resistencia adhesiva y química.
Vacios menores	Mortero cementante con polímeros de rápido curado.	Proporciona alta resistencia y es compactado en capas.
Vacios mayores	Mortero cementante tixotrópico con polímeros.	Puede ser aplicado por arriba de los 100 mm de espesor sin asentamiento o hundimiento, con una excelente adhesión y fácil de moldear.
Protección de acero de refuerzo	Polvo cementante de alta alcalinidad junto con un polímero de dispersión que reaccione químicamente pasivo con ayuda de inhibidores anódicos.	Alta penetración generando adhesión entre los poros del concreto existente y el concreto nuevo de reparación.

Tabla 4.3.1. Tipos de reparación de aplicación manual. (Ryall M, 2001).

De igual forma, en la tabla 4.3.2. y 4.3.3., se describen aplicaciones de materiales para el remplazamiento de espesores de concreto dañado, así como el empleo de diversos materiales para solventar problemas más críticos en elementos de puentes de concreto reforzado.

Extensión de la Reparación	Tipo de Reparación		
	Reparación con Mortero	Reparación con Concreto (Aplicación Manual)	Reparación con Concreto (Aplicación en Fluido o Pulverizada)
Remplazamiento de concreto en áreas pequeñas	•		
Remplazamiento de concreto en áreas menores a 25 mm de profundidad	•		
Remplazamiento de concreto en áreas mayores a 25 mm de profundidad		•	•

Tabla 4.3.2. Aplicación de materiales para reparación. (Parker G., 2008).

Material	Propiedades	Aplicaciones
Concreto	Características de flujo y resistencia para satisfacer las necesidades	La falla debe tener una profundidad mínima de 25 mm para que fluya. Se deben considerar los efectos estructurales en el caso de un remplazamiento mayor.
Concreto Pulverizado	Buena adherencia y densidad y con baja permeabilidad en el caso de la aplicación en seco. 203.94 - 305.92 Kg/cm <sup>2</sup> de resistencia en seco y 407.89 – 509.86 Kg/cm <sup>2</sup> de resistencia en húmedo	Se necesita de un buen acceso, las secciones gruesas deben aplicarse en capas; en el proceso húmedo después de que la capa anterior haya endurecido; en el seco cuando la capa anterior haya adquirido su resistencia.
Morteros y polímeros cementantes aplicados manualmente	Este tipo de cementantes es usado en puentes carreteros generalmente con un contenido cementante de 400 Kg/m <sup>3</sup> .	Morteros cemento-arena proporcionan gran durabilidad y un espesor resistente que oscila entre los 25 mm. Los morteros con polímeros mejoran las propiedades cementantes y son usados para espesores por debajo de los 12 mm. Por su alto costo casi no son usados, además de tener características de expansión diferentes a los cementantes comunes.
Morteros con resinas epóxicas o resinas de poliéster	Adquieren una alta resistencia mecánica de 24 a 48 horas además de proveer de protección impermeable al acero de refuerzo.	Dependen del grado de protección impermeable por lo que requieren excelentes materiales y mano de obra.
Resinas epóxicas para inyección de grietas	Son resinas con alta resistencia y se encuentran en sistemas tixotrópicos de baja viscosidad.	Se usan en grietas estructurales donde no ocurren movimientos inesperados. Los sistemas tixotrópicos son usados en grietas donde no se pueden sellar en todos sus lados.
Emulsión de látex acrílico para sellado de grietas	Es un material con baja viscosidad que dispersa el agua del concreto.	Usada en grietas estrechas o aplicada en repetidas ocasiones para grietas más amplias.

Tabla 4.3.3. Propiedades de los materiales de reparación usados en puentes de concreto. (Parker G., 2008).

## 4.4. Reforzamiento

### Rehabilitación de la superestructura.

El refuerzo en vigas de concreto reforzado y presforzado se solicita debido a la capacidad de carga del puente es escaso, se cuentan con diversas técnicas de refuerzo como son: placas de acero, fibras de carbono y presfuerzo externo.

El refuerzo en placas de acero se basa en instalarlas en el lado inferior de la trabe y de los frontales laterales de la misma, enlazadas con pernos, para elevar la resistencia a flexión y cortante (Figura 4.4.1.).

Los polímeros con fibras de refuerzo (FRP, Fibred Reinforcement Polymers), en diseño de láminas son usados con gran frecuencia, al mostrar una gran resistencia a flexión en vigas con segmentos pequeños y carentes de dificultades de corrosión. Pero carecen de facultad ante temperaturas extremas.

El presfuerzo extremo igualmente aumenta la resistencia a flexión, varias maneras con cables son: cables longitudinales en nervaduras, cables transversales en diafragmas. Para aumentar la capacidad a cortante se implementan cables verticales, en ocasiones de ménsulas se implementan barras de reforzamiento local.

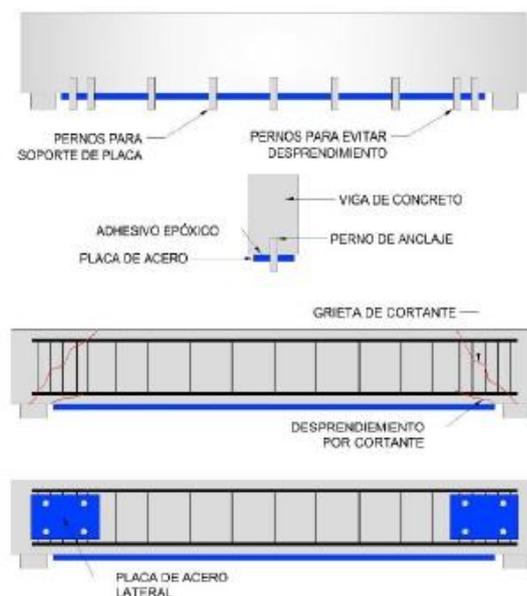


Figura 4.4.1. Placas de acero para incrementar la resistencia por flexión y cortante en la superestructura. (Rivera D., 2012).

La superestructura es capaz de sufrir desplazamientos que ocasionen la disminución de longitud de apoyo y en efecto el colapso de la cubierta, debido a sucesos sísmicos de gran magnitud. Los puentes esviados son más tendentes a tener este caso de falla dado que el tablero experimenta un desplazamiento de rotación el cual es superior que el ancho de apoyo. Para eludir la disminución de apoyo se conduce al incremento de este por medio de ménsulas mecánicas de concreto de igual forma ejecutar cables mecánicos que limiten el desplazamiento longitudinal del puente.

Cables de presfuerzo en la superestructura:

Cables de presfuerzo en la superestructura se basa en emplear cables de presfuerzo superficialmente en los componentes resistentes.

Los cables longitudinalmente para resistir la excedencia de los elementos mecánicos que emiten las cargas nuevas con relación a las cargas de diseño inicial se ilustra en la Figura 4.4.2.

Un empleo también del presfuerzo exterior se ubican en los cables que se emplean en los bordes de las trabes, a fin de aumentar la capacidad a tensión diagonal de las nervaduras (Figura 4.4.3.).



Figura 4.4.2. Refuerzo mediante el uso extremo de cables de presfuerzo. (Jara J., & Jara M., 2010).



Figura 4.4.3. Uso de presfuerzo vertical para incrementar la capacidad a cortante de las nervaduras. (Jara J., & Jara M., 2010).

Esta técnica requiere mantenimiento y se recomienda monitorear su estado cuando se realicen las inspecciones rutinarias, ya que se han apreciado que los cables fallan debido a los agrietamientos en los ductos de conducción y por corrosión en los cables de presfuerzo. Por lo cual, es aconsejable aplicarles seguridad en medios agresivos.

En general se pueden establecer que se disponen de dos categorías de presfuerzo:

- Presfuerzo horizontal. Tienen el objetivo de combatir los impactos a flexión.
- Presfuerzo vertical. Tiene como objetivo combatir los impactos del cortante.

De acuerdo con Flores (2000) el presfuerzo horizontal son cables empleados longitudinalmente fijado por bloques, además puede tener desviaciones de dirección, si se requiere emplear bloques desviadores intermedios. El presfuerzo se divide en dos tipos dependiendo su trazo: recto y poligonal.

- Trazo recto: No se presentan pérdidas por cambios de dirección, pero su rendimiento es bajo.
- Trazo poligonal. Su rendimiento es superior, debido a que se utiliza la componente vertical que se le asigna al cable en regiones en el cual el cable es desviado como refuerzo por cortante (Figura 4.4.4.).

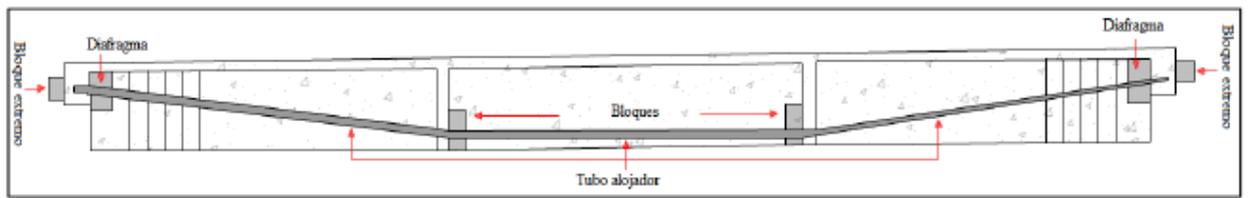


Figura 4.4.4. Presfuerzo longitudinal poligonal. (Flores, J., 2000).

### Presfuerzo vertical.

El presfuerzo vertical tiene como objetivo aumentar la capacidad a cortante, donde el presfuerzo con trazo longitudinal incorpora una porción de esta cortante, aumentando su desempeño.

En la implementación del presfuerzo vertical se deduce el limitar el refuerzo principal de tensión a un nivel de modo que, sea inferior de la resistencia a tensión del concreto, en varios casos se sugiere comprimir uniformemente el alma de la trabe.

En la colocación del presfuerzo, en el estribo se tiene que considerar los radios mínimos, por lo regular se implementa un torón de 0.5" o 0.6", así como para la seguridad del cable se acostumbra a implementar un ducto de polietileno de alta densidad y se inyecta lechada de cemento posterior al tensado, tal como se ilustra en la Figura 4.4.5.

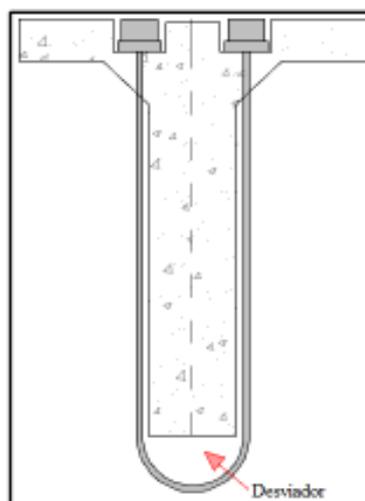


Figura 4.4.5. Presfuerzo vertical. (Flores, J., 2000).

## Encamisado de traves con concreto reforzado.

En tanto el encamisado en traves tiene por objetivo aumentar la capacidad a flexión; encamisando solamente la superficie inferior de la viga. De igual forma permite brindar un anclaje apropiado en los extremos, se compone de un collar basado en ángulos en torno del extremo superior de la columna, como se muestra en la Figura 4.4.6.

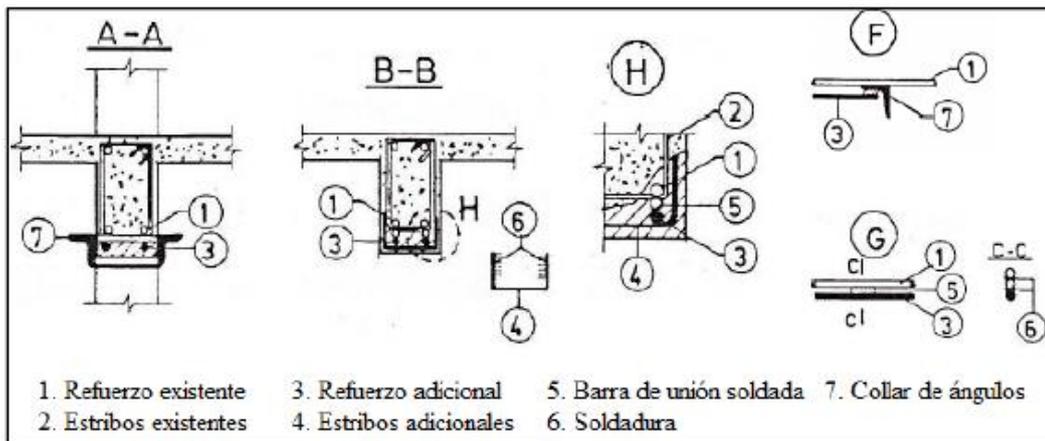


Figura 4.4.6. Encamisado con concreto reforzado por flexión.  
(Armendáriz M., 2015).

Con lo anterior, el reforzamiento se logra tanto en flexión como en cortante, para ello es fundamental encamisar las vigas en tres caras como se observa en la Figura 4.4.7. a, b o totalmente en su periferia de la viga como se observa en la figura 4.4.7. c.

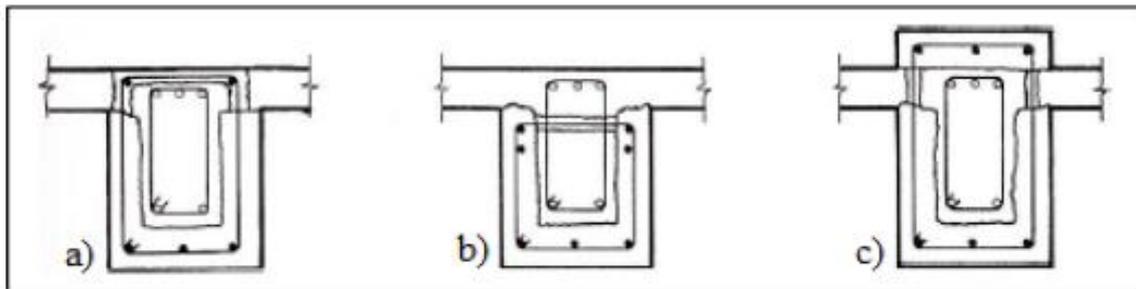


Figura 4.4.7. Encamisado por flexión y cortante de vigas con concreto reforzado.  
(Armendáriz M., 2015).

## Encamisado de traveses con placas de acero.

La técnica de encamisado de acero en vigas se basa en emplear placas metálicas a las superficies del elemento dañado, juntándolas mediante resina epóxica y conectores mecánicos.

Una modificación sería la aplicación de estribos exteriores postensados, entre ellos acrecentar la resistencia a cortante en la viga al igual que su ductilidad. Estas diferencias se pueden ver en la Figura 4.4.8.

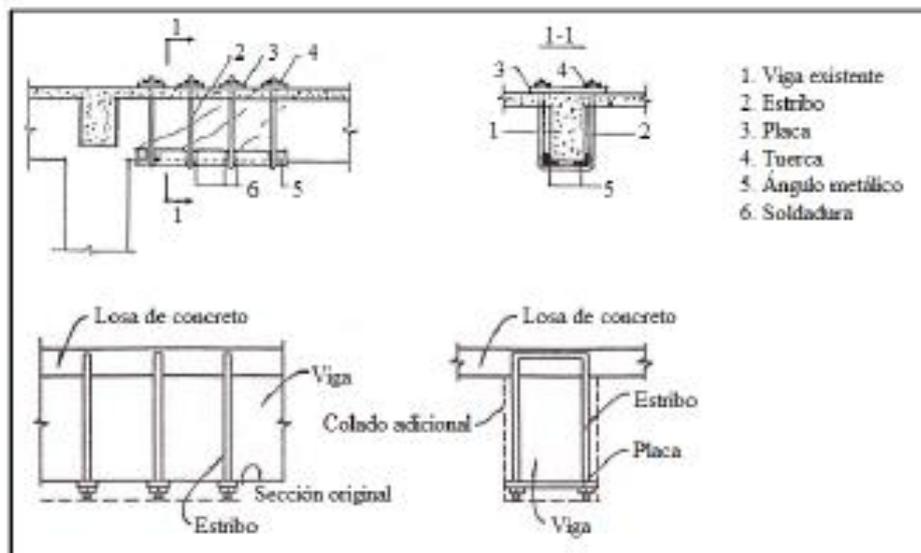


Figura 4.4.8. Refuerzo de vigas con estribos postensado. (Armendáriz M., 2015).

La efectividad del encamisado de acero se consigue por medio de perfiles unidos entre ellos mediante soleras o varillas soldadas, de otro modo con placas. Las placas de acero se adhieren a la zona de concreto consiguiendo un área compuesta.

En la Figura 4.4.9., se muestran esquemas de refuerzos con acero en traveses, con lo cual se puede lograr incrementar las resistencias a flexión y cortante. Mientras que en la Tabla 4.4.1., se describen las ventajas e inconvenientes de este esquema de refuerzo.

<i>Ventajas</i>	<i>Inconvenientes</i>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Rapidez y sencillez</li> <li>- Pequeños cambios en dimensiones del elemento.</li> <li>- Versatilidad frente al tipo de esfuerzos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Materiales de alta calidad</li> <li>- Temperatura de trabajo limitadas inferiores a los 70°C</li> <li>- No recomendable en presencia de humedad.</li> <li>- Mano de obra muy especializada.</li> </ul>

Tabla 4.4.1. Ventajas y desventajas de la estrategia de refuerzo con soleras metálicas encoladas al concreto. (Rodríguez M.,1998).

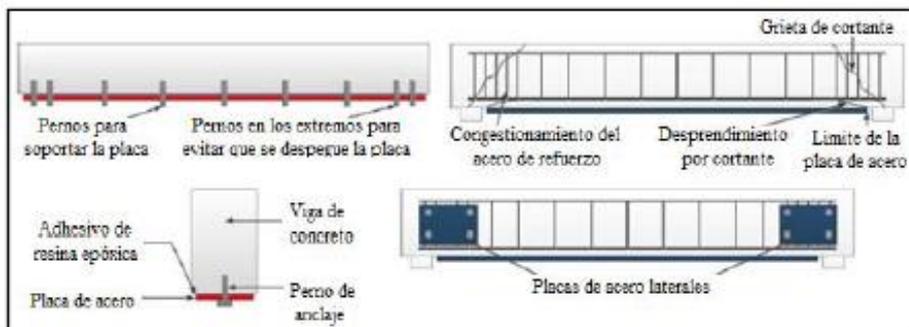


Figura 4.4.9. Placas de acero para incrementar la resistencia a flexión y cortante. (Rivera, D. et al, 2012).

## Rehabilitación de la subestructura.

La rehabilitación de la subestructura se relaciona esencialmente al refuerzo de pilas o columnas por medio de encamisados de concreto, acero o polímeros donde los más implementados son las fibras de carbono.

El encamisado de concreto aumenta la capacidad a flexión y cortante, también de proporcionar mayor ductilidad. El cual se conforma en el empleo de una capa adicional de concreto en la pila o columna, para esto, con antelación es limpiada y preparada para que se coloque el refuerzo de acero, después se emplea el concreto con aditivos para apresurar su máxima resistencia y además incrementar la adhesión del concreto ya existente.

Lo que implica el encamisado de concreto es aumentar la rigidez y la capacidad de las pilas. Su método constructivo deriva en dos secciones de revestimiento de placas de acero las cuales son soldadas verticalmente en la zona,

se produce una diminuta holgura entre el encamisado y la columna para colocar la lechada de cemento.

Por último, el encamisado basado en fibras de carbono se ajusta a diversas geometrías de la sección de la pila o columna y su empleo es más veloz en comparación de las alternativas anteriores, además de suministrar mayor confinamiento a las pilas, por lo cual aumenta la capacidad de ductilidad y reduce la falla por cortante.

Las Normas de Rehabilitación (2017) determinan que la magnitud o intensidad de daño en componentes estructurales se pueden clasificar en tres categorías: ligero, intenso y grave.

Realizando referencia a los componentes estructurales, el daño ligero se relaciona a grietas de hasta 0.2 mm de grosor, se estima daño intermedio con grietas inferiores a 0.2 mm y hasta de 1 mm de grosor, mientras daño grave después que el acero de refuerzo se encuentra expuestas o pandeadas, donde el concreto debido al aplastamiento relevante o con grietas inferiores a 1 mm de grosor.

Posterior de la evaluación estructural se conduce a la etapa de rehabilitación la cual se comprende como el protocolo de intervención estructural para: reparación, reforzamiento y rigidización.

Las etapas o procesos para determinar una rehabilitación en las estructuras son: diagnóstico preliminar, evaluación detallada y selección de la estrategia de rehabilitación y diseño de las medidas de rehabilitación.

Se designa “reforzamiento” a la agrupación de procedimientos y juicios asignados para aumentar la resistencia e incrementar el desempeño de los componentes estructurales en presencia de las diferentes demandas y combinaciones de éstas.

Es implementado el reforzamiento debido a que la resistencia del puente es escasa, debido a esto se determinan dos métodos de refuerzo.

- A. Método que aumenta la resistencia. Su finalidad es tolerar los elementos mecánicos ocasionados por eventos sísmicos, además de perfeccionar el diseño para favorecer un aumento de resistencia. Se cuentan con varias estrategias de rehabilitación para componentes de concreto reforzado de puentes. Los métodos habituales son: encamisado con placas metálicas, concreto o bien materiales compuestos, el uso de presfuerzo y la construcción de elementos adicionales (Jara J, & Jara M., 2010).
- B. Aumento de ductilidad. Este método se basa en el decremento de demandas sísmicas en la estructura, antes de procurar aumentar su facultad resistente o de deformación. Para la correcta ejecución de este método deben de considerarse sistemas que actúen de manera elástica a lo largo de elevados sismos. Se muestra en la Figura 4.4.10., el impacto de un sismo considerable en una parte del puente, en la cual se producen agrietamientos considerables en las columnas debido a las enormes deformaciones, se observa en el costado derecho un modelo de puente con técnica de control disipado energía inelástica que se solicita en un sismo extremo (Jara J. & Jara M., 2010).

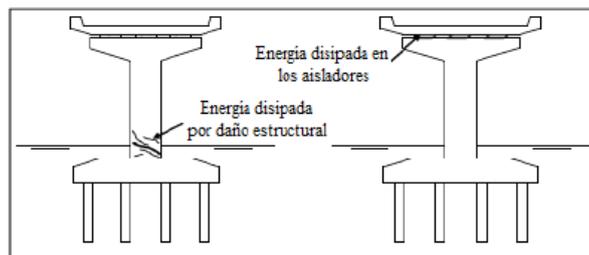


Figura 4.4.10. Disipación de la energía en un puente convencional y en un puente con aislamiento sísmico. (Jara J. & Jara M., 2010).

A continuación, se comentarán diferentes técnicas de refuerzo para incrementar la resistencia y ductilidad de los elementos estructurales de los puentes.

## Encamisado.

El encamisado contribuye a incrementar la resistencia y capacidad de formación inelástica de elementos estructurales como las columnas, en los cuales es fundamental asegurar un buen comportamiento sísmico dada la importancia que representa en la estabilidad global de los puentes. En la Figura 4.4.11., se ilustran los tipos de encamisados en elementos de puentes como son: concreto reforzado, fibra de carbono y acero.

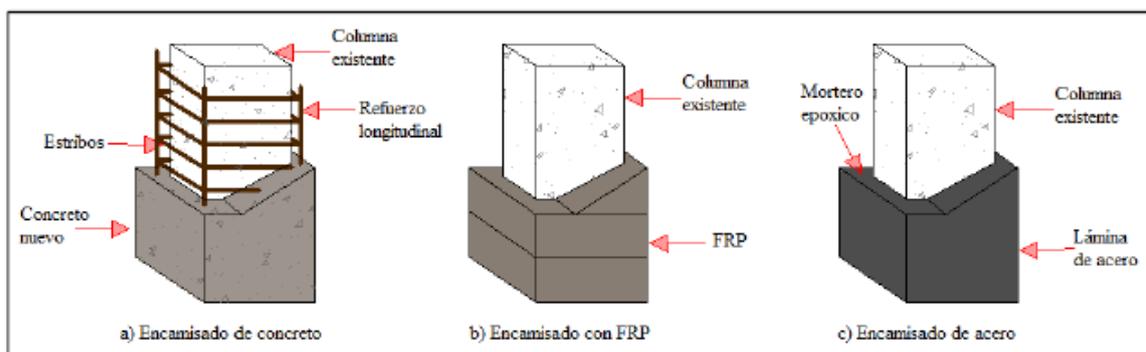


Figura 4.4.11. Tipos de encamisados en columnas de puentes. (Flores, J., 2000).

El encamisado se puede instalar completamente en la longitud del elemento o únicamente en una parte; se le denomina collares a los encamisados que solo envuelven una sección de la columna y son empleados para aportar apoyo, aumentando la losa o viga en la sección superior de la columna.

Este método de refuerzo requiere el retiro completo del concreto dañado, también se necesita la reparación de grietas en la zona dañada. En lo que sigue se concentran brevemente los diferentes tipos de encamisado.

### **Encamisado de columnas con concreto reforzado.**

Este método se basa en cubrir la columna por completo en su longitud con un armado complementario longitudinal y transversal, como se observa en las Figuras 4.4.12. Al encamisar exclusivamente la columna se consigue un aumento en su capacidad ante carga axial y fuerza cortante, así como un incremento en su ductilidad. En el caso de que se requiera aumentar la capacidad a flexión, el encamisado se prolonga a la losa mediante perforaciones y empleo de acero longitudinal y estribos complementarios.

El procedimiento más usual del encamisado de columnas es distribuir el refuerzo de forma uniforme, asociándolo con el acero existente mediante conectores soldados.



Figura 4.4.12. Rehabilitación de una columna con encamisado de concreto. (Chhabra Y., 2004).

### **Encamisado de columnas con placas de acero.**

Esta técnica de rehabilitación es generalmente implementada cuando las columnas mostraron deficiencia por flexión o capacidad a cortante, así como por ductilidad.

El encamisado de acero por lo regular se aplica a las columnas de concreto armado. Se emplean pernos de anclaje en la zona inferior del encamisado con

objeto de incrementar la capacidad a flexión, cortante y ductilidad a fin de eludir una falla en la cimentación (Figura 4.4.13.).

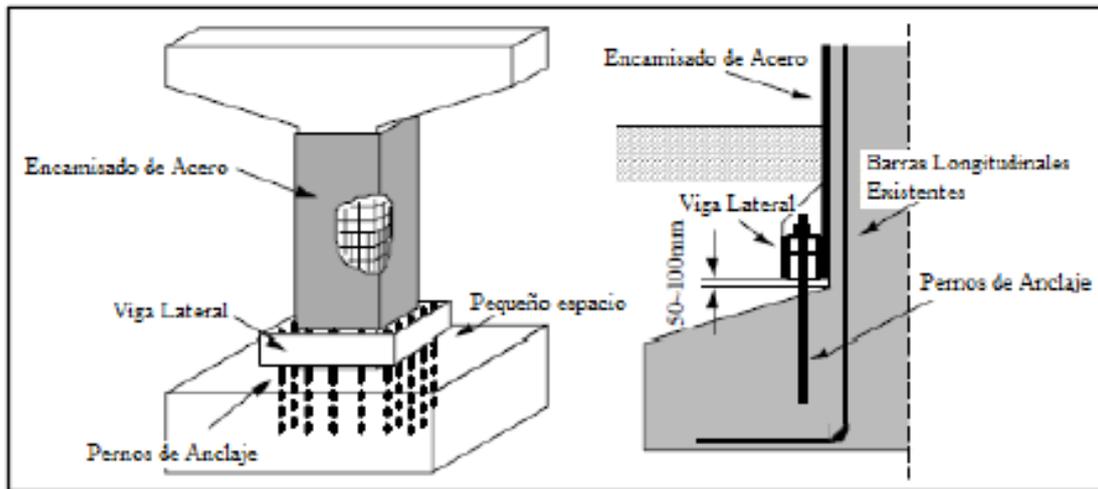


Figura 4.4.13. Encamisado de acero con aumento de resistencia a flexión controlada. (Applied Technology Council., 1984).

### Encamisado con materiales compuestos.

Los encamisados con materiales compuestos son realizados a través de fibras de carbono o vidrio y una resina epóxica. Las fibras tienen como objetivo aumentar la resistencia de carga en tanto la resina epóxica permite juntar las fibras entre sí, concediendo la propagación de cargas entre estas y también de cuidar el medio ambiente. En los últimos años se ha incrementado el uso de fibras de refuerzo basado en polímeros (FRP, Fibred Reinforcement Polymers), a modo de láminas, estas proporcionan una capacidad muy grande a flexión en vigas y reducen la corrosión, por lo cual los costos del mantenimiento son inferiores.

Los materiales generalmente son gestionados por la dirección de colocación y clase de fibra implementados en la mezcla, proporcionando las propiedades de resistencia y rigidez. La dirección de colocación es un factor de interés debido a que se regula para evitar esfuerzos no deseados en el elemento. Por lo cual la lámina posee una configuración unidireccional como se observa en la Figura 4.4.14.

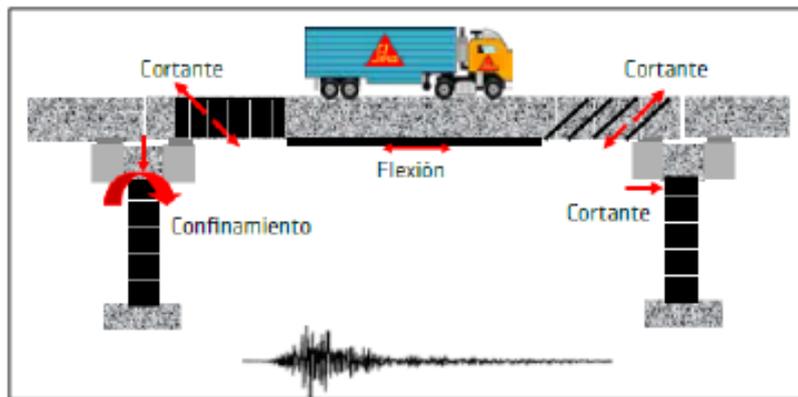


Figura 4.4.14. Colocación de FRP de acuerdo con el objetivo del encamisado. (SIKA).

Esta clase de encamisado es empleado para incrementar la capacidad a cortante y para aumentar el confinamiento en la sección plástica de las columnas. Los propósitos de este encamisado son: reforzamiento a cortante, reforzamiento a flexión, reforzamiento a compresión (por ductilidad), y mejorar la durabilidad.

Los beneficios que tiene la implantación de encamisados con materiales compuestos con respecto a métodos convencionales se resaltan a continuación:

- Inferior capacidad a la tensión (alcanza esfuerzo de falla de hasta  $50,000 \text{ kg/cm}^2$ ).
- Bajo peso ( $75 \text{ a } 130 \text{ kg/cm}^2$ ).
- Simplicidad y velocidad en la operación de puentes sin detener el tránsito vehicular.
- Módulo de elasticidad menor al del acero.

La falla que se produce habitualmente es la adherencia de la fibra a causa de que disminuye la ductilidad del elemento. Lo anterior se produce por las condensaciones de esfuerzos cortantes y a causa de esfuerzos en los límites de las láminas, provocados por el deshebrado de la misma, para eludir la falla se recomienda disminuir el ancho de las franjas de una zona próxima al extremo (Jara, 2011).

## Clases de Fibras.

Se disponen de varias clases de fibras que permiten ser implementadas en FRC, englobando la fibra de carbono, vidrio, boro, aramido. A continuación, se describen cada una de estas fibras, cuyas características mecánicas resumen en la Tabla 4.4.2.

- Fibra de vidrio: Es la más empleada por su costo inferior y su elevada resistencia. Los inconvenientes que tiene es el bajo módulo de elasticidad, limitada capacidad a la abrasión y adherencia, principalmente cuando se encuentra propensa a la humedad.
- Fibra de carbono: Generalmente empleada en compuestos reforzados con fibras, por su elevada capacidad a la tensión y su módulo de elasticidad.
- Fibra de boro: Fibras generadas por la deposición de vapor químico de una sustancia como tungsteno o hidrógeno.
- Fibra aramido: Denominado como fibra Kevlar, cuenta con gran capacidad a la tensión que todas las fibras, aunque escasa capacidad a la compresión a causa de su estructura molecular.

Características	Láminas de fibra de		
	Vidrio-E	Carbono-HT	Aramid
Resistencia a tensión	Muy buena	Muy buena	Muy buena
Resistencia a compresión	Buena	Buena	Pobre
Rigidez	Pobre	Muy buena	Buena
Fatiga estática	Pobre	Excelente	Buena
Fatiga cíclica	Regular	Excelente	Buena
Densidad	Regular	Buena	Excelente
Resistencia alcalina	Pobre	Muy buena	Buena
Revestimiento	Buena	Suficiente	Regular

Tabla 4.4.2. Características de algunas fibras. (Aboutaha, R., 1996).

## **Proceso de colocación de las FRP.**

De acuerdo con Fukuyama (1995) la instalación de las FRP se realizaba conforme a los requisitos del proyecto y su realización.

- 1) Remoción de las capas actuales. Es el acondicionamiento inicial del área dañada de concreto en la cual se adherirá las fibras, necesita estar uniforme y quitar abultamiento, así mismo debe estar libre de polvo.
- 2) Tratamiento del área, implica reparar los daños del concreto, como puede ser el: desprendimiento de material, oquedades, corrosión, etc.
- 3) Instalación de láminas: La aplicación de la mezcla se realizará a través de un rodillo; si se requiere emplear una segunda capa, es necesario dejar que la primera capa se haya impregnado en el concreto.

El curado de la cubierta inicial se prolonga por 3 horas, y se tienen que eliminar todas las discontinuidades que se presentan y cubrir las pequeñas cavidades con una mezcla epóxica.

Empleando un rodillo y una espátula de goma se procede a adherir la lámina en el área de concreto; para efectuar el junteo o traslape de las láminas en sentido longitudinal, es fundamental ejecutar un traslape mínimo de 10 cm.

- 4) Proceso final. Se emplea una capa de pintura durable al medio ambiente, en el área de concreto expuesta directamente a los rayos solares; se sugiere administrar una capa de pintura a base de uretano. La pintura se aplicará posterior al tiempo de curado de la resina.
- 5) Control de calidad e inspección. Para analizar la calidad de la colocación se ejecutan pruebas a tensión, además de la prueba a compresión de la resina (pruebas de viscosidad).

## Comparación de los tipos de refuerzos.

En el trabajo de Fukuyama (1995) se hizo una comparación de los diferentes tipos de encamisados, concreto reforzado, acero y láminas sintéticas, tomando en consideración el costo, tiempo de ejecución del trabajo y efectividad del encamisado, cuyos resultados se resumen en la Tabla 4.4.3.

<b>Tiempo de ejecución del trabajo</b>	El encamisado con FRP tiene un periodo de construcción menor que el encamisado de acero, que a su vez tiene menor tiempo que el encamisado de concreto.
<b>Costo</b>	Encamisado de concreto cuenta con un costo menor o igual al encamisado con FRP, éste a su vez tiene un costo menor o igual al encamisado de acero.
<b>Proceso constructivo por desarrollar</b>	<p><b><u>Encamisado de concreto:</u></b> Desconchamiento, arreglo de barras, colocación del concreto, entre otros.</p> <p><b><u>Encamisado de acero:</u></b> Anclaje, mortero como pegamento, entre otros.</p> <p><b><u>Encamisado de FRP:</u></b> Redondear esquinas, terminación, entre otros.</p>
<b>Implicaciones en el peso del elemento en reparación</b>	<p><b><u>Encamisado de acero y concreto</u></b></p> <p>Incremento en el peso.  Incremento en las cargas de diseño sísmico de la superestructura y de la cimentación.</p> <p><b><u>Encamisado de FRP</u></b></p> <p>Sin cambios en el peso.  El incremento en las cargas se puede ignorar.</p>
<b>Rigidez del elemento en reparación</b>	<p><b><u>Encamisado de acero y de concreto</u></b></p> <p>Incremento en rigidez.  Incremento en las fuerzas sísmicas.</p> <p><b><u>Encamisado FRP</u></b> Sin cambios</p>

Tabla 4.4.3. Características constructivas de los tipos de encamisados (Fukuyama, 1995).

Mientras que en la Tabla 4.4.4., se hace una comparación de las diversas técnicas de refuerzos, resaltando ventajas y desventajas de cada una de ellas.

<b>Técnica de Refuerzo</b>	<b>Ventajas</b>	<b>Desventajas</b>
<b>Presfuerzo Externo</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Se aprovechan las trabes existentes.</li> <li>• Su construcción es relativamente rápida sin afectar el tránsito.</li> <li>• Su costo es menor que el de la opción de la adición de trabes.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• No puede aplicarse en elementos con baja resistencia o que requieran gran cantidad de presfuerzo.</li> <li>• Los torones deben cambiarse en el futuro y presentan riesgo de corrosión en ambientes agresivos.</li> </ul>
<b>Adición de Trabes</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Es conveniente cuando las trabes existentes tienen baja capacidad de carga o han sido previamente dañadas.</li> <li>• Se espera una mayor vida útil que con las otras alternativas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• El procedimiento constructivo es más lento, complicado y se interrumpe el tránsito.</li> <li>• Se requiere demoler la losa en las zonas donde se colocarán las nuevas trabes.</li> </ul>
<b>Encamisado de concreto</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Se aprovechan las trabes existentes.</li> <li>• Se conserva la estructuración y el flujo de carga del proyecto original.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• El refuerzo se concentra en las trabes existentes cuya resistencia y vida útil es reducida.</li> <li>• No es apropiada cuando se requiere un incremento significativo de resistencia.</li> </ul>
<b>Laminados de Fibra de Carbono</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• No se requieren trabajos de demolición.</li> <li>• Su costo es comparable al del Presfuerzo exterior. En algunos casos resulta ser la alternativa más económica.</li> <li>• Se conserva la estructuración y el flujo de carga del proyecto original.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La experiencia en su colocación es menor que en los otros sistemas y se requiere mano de obra especializada.</li> <li>• Se requiere una preparación de la superficie adecuada antes de la aplicación de las láminas de FRP.</li> </ul>

Tabla 4.4.4. Técnicas de refuerzo, ventajas y desventajas.

## 4.5. Aislamiento sísmico

Dentro de los esquemas de rehabilitación, cuando se busca reducir la demanda sísmica en la cimentación y en las pilas o columnas de puentes, se suele utilizar sistemas de aislamiento sísmico. Estos sistemas funcionan adecuadamente en puentes cercanos a las fuentes sísmicos, en cuyo espectro de sitio se caracteriza por tener las máximas ordenadas espectrales en la región espectral de periodos cortos, por lo que bajo estas características el sistema estructural del puente junto con los aisladores sísmicos conlleva a que dicho sistema tenga un periodo fundamental de vibración largo, lo cual permite secado de la región espectral de mayor demanda sísmica.

Los aisladores de base que se utilizan contemplan los apoyos laminados elastoméricos tal como se muestra en la Figura 4.5.1., en los que se sugiere que el elastómero consista en hule natural; la configuración de los neoprenos cómo aisladores sísmicos está guiado generalmente en el incremento del periodo fundamental de vibración de la estructura a fin de reducir la fuerza de inercia causada a cargas sísmicas, además está asociado de un aumento de desplazamientos, (Muñoz et al, 2012).

El sistema de aislamiento se caracteriza por tener flexibilidad horizontal, una fuerza de recuperación, resistencia a carga vertical y disipación de energía. Además de tener una rigidez y un amortiguamiento.

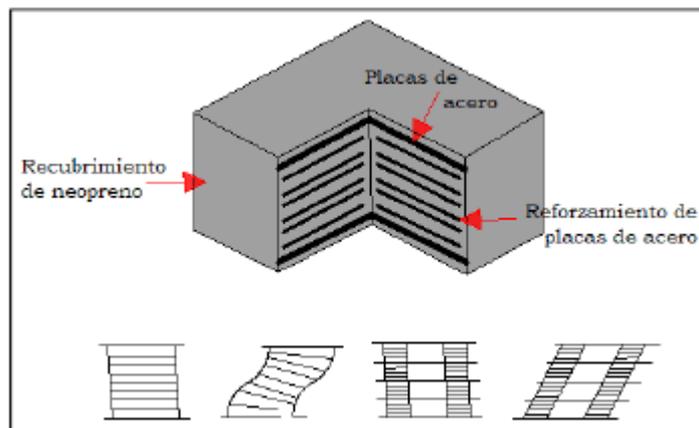


Figura 4.5.1. Diferencias entre la deformación de un apoyo de caucho estándar y un apoyo de caucho laminado. (Muñoz, D. & Edgar, E., 2012).

El sistema de aislamiento sísmico en los puentes busca satisfacer los siguientes aspectos:

- Aumentar el funcionamiento de puentes continuos y conseguir una reacción uniforme del tablero.
- Aglomerar el daño en los dispositivos de aislamiento para eludir el daño en los elementos del sistema.
- La estructura tiene que aportar la rigidez preliminar adecuada para cargas de servicio y poseer la resistencia de auto centrado.
- El sistema debe tener rigidez, para restringir el desplazamiento sobre las cargas de servicio (cargas de viento y sismos menores).

# CAPÍTULO 5

## CAPÍTULO 5. Ejemplo de Aplicación.

### 5.1. Introducción del ejemplo de aplicación.

Con objeto de ilustrar los conceptos evaluación y las acciones de rehabilitación examinados en los capítulos anteriores, se realizará un ejemplo de aplicación en un puente carretero haciendo uso de la metodología de inspección que recomienda el Manual de la S.C.T. (2018), además de tomar algunas consideraciones del Sistema de Administración de Puentes (S.I.A.P.) en los Sistemas de Gestión de Puentes para los trabajos de mantenimiento y rehabilitación de los mismos, se propone el siguiente proceso de evaluación y rehabilitación.



Figura 5.1.1. Puente de estudio (Google Earth Pro).

## 5.2. Descripción general del puente.

**Ubicación del puente:** Mexicali, carretera Mexicali-laguna de Chapala, tramo Mexicali-San Felipe y kilómetro 74+338.30.



Figura 5.2.1. Vista General 1.

**Características del suelo:** La estratigrafía de los tres sondeos, donde el perfil está constituido en ambas márgenes por un pedraplén de 3.0 m de espesor, formado de boleas chicos medianos y grandes empacados en arena limosa, medianamente compacta; continuándoles arcilla de baja compresibilidad, color café, de consistencia blanda a muy firme; subyaciendo a los estratos antes mencionados y hasta el final de la perforación se detectó limo de baja compresibilidad (ML), color café claro, de medianamente compacto a muy compacto. Por lo cual se recomienda que la cimentación sea de tipo profundo (Puentes y Estructuras, 2010).

**Descripción del sistema estructural:** La superestructura se trata de un puente de losa plana, dividida en 3 tramos formando un sistema isostático en varios claros, longitud total de 55.28 m en la actualidad tiene un ancho 12 m., la losa está colada monóticamente. La subestructura tiene 2 caballetes extremos, sus conos de derrame tienen una protección la cual es una pantalla de mampostería, tienen grupos de pilas centrales de concreto reforzado de sección cuadrada unidos con cabezales.



Figura 5.2.2. Vista del Caballete 1.



Figura 5.2.3. Vista del grupo de pilas No.2.

**Antecedentes generales de daño y/o reparaciones relacionadas:** No se cuentan con datos.

### 5.3. Inspección detallada del estado físico de los puentes.

En la inspección detallada del estado físico de los puentes, se deduce que las acciones de mantenimiento son el deshierbe en la parte de abajo del puente y continuar con la limpieza de la superestructura, respecto a las acciones de reparación se tiene que hacer el desazolve, renivelar, inyectar fisuras y sellas la superficie de rodamiento y tratar la corrosión. Respecto a los daños observados como son la guarnición, corrosión en la parte inferior de las pilas, grietas longitudinales en las pilas, grietas en el cabezal y desplomo en las pilas No. 3. Por lo cual se le propuso una calificación B, lo cual se puede comprobar con el llenado de la cédula de inspección ocular del estado físico del puente el cual es más ágil su llenado al cual igual se le dio una calificación de B.

La inspección detallada para obtener la calificación del estado físico de los puentes se recomienda utilizar las siguientes publicaciones de apoyo.

- Catálogo de deterioros, el cual servirá para ayudar en la calificación del puente.
- Formatos para la inspección del puente, el cual estará de acuerdo con el sistema de cómputo y servirá para proporcionar fichas de captura.
- Guía para la Inspección y Conservación de Puentes. Esta es una publicación que tienen la S.C.T., que es traducción de una publicación de la AASHTO.

El llenado del formato se justifica con fotos, planos si se cuentan.

## 5.4. Evaluación.

Conforme a la cédula de inspección ocular del estado físico del puente, en donde, se aplicarán tanto la que recomienda S.C.T., como la propuesta por el Colegio de Ingenieros Civiles de México (CICM), la cual en parte está inspirada en la de la S.C.T., en ambos casos se estiman que el puente se clasifica dentro del grado de daño B. Lo anterior implica que el puente presenta varias deficiencias moderadas que pueden evolucionar a graves, de no ser atendidas en el medio plazo. Dichas deficiencias se concentran principalmente en las pilas del puente, que presentan agrietamientos longitudinales, además se sufre corrosión en la parte inferior de las mismas, así como desplome en las pilas identificadas como No. 3. De igual forma se puede apreciar agrietamientos diagonales en algunos cabezales.

Ahora bien, siguiendo un esquema de rehabilitación sísmica basada en conceptos por desempeño y recordando la Tabla 4.1.2, se tiene que al considerar un nivel de peligro sísmico IV, dado que el puente se ubica en Mexicali, Baja California Norte, y de acuerdo al Manual de Obras Civiles (MDOC- Sismo, 2015) dicha ubicación corresponde a la zona sísmica D, que es la de mayor peligro sísmico, con un periodo de retorno de 270 años; en consecuencia para garantizar los niveles de desempeño sísmico de operación completa y seguridad de vida, se debe de realizar una evaluación profunda de diferentes partes del puente que puedan incidir en su vulnerabilidad sísmica, tal como se ilustra en la Tabla 4.1.2. Sin embargo, conforme al alcance de esta investigación, se pondrá especial atención a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las pilas o columnas del puente, las cuales son las más dañadas y que repercuten de manera importante en el grado de daño B.

Para llevar a cabo la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las pilas o columnas, se tomarán en consideración las características geométricas de las mismas, así como el detallado de su armado, como se ilustra en la Figura 5.4.1.

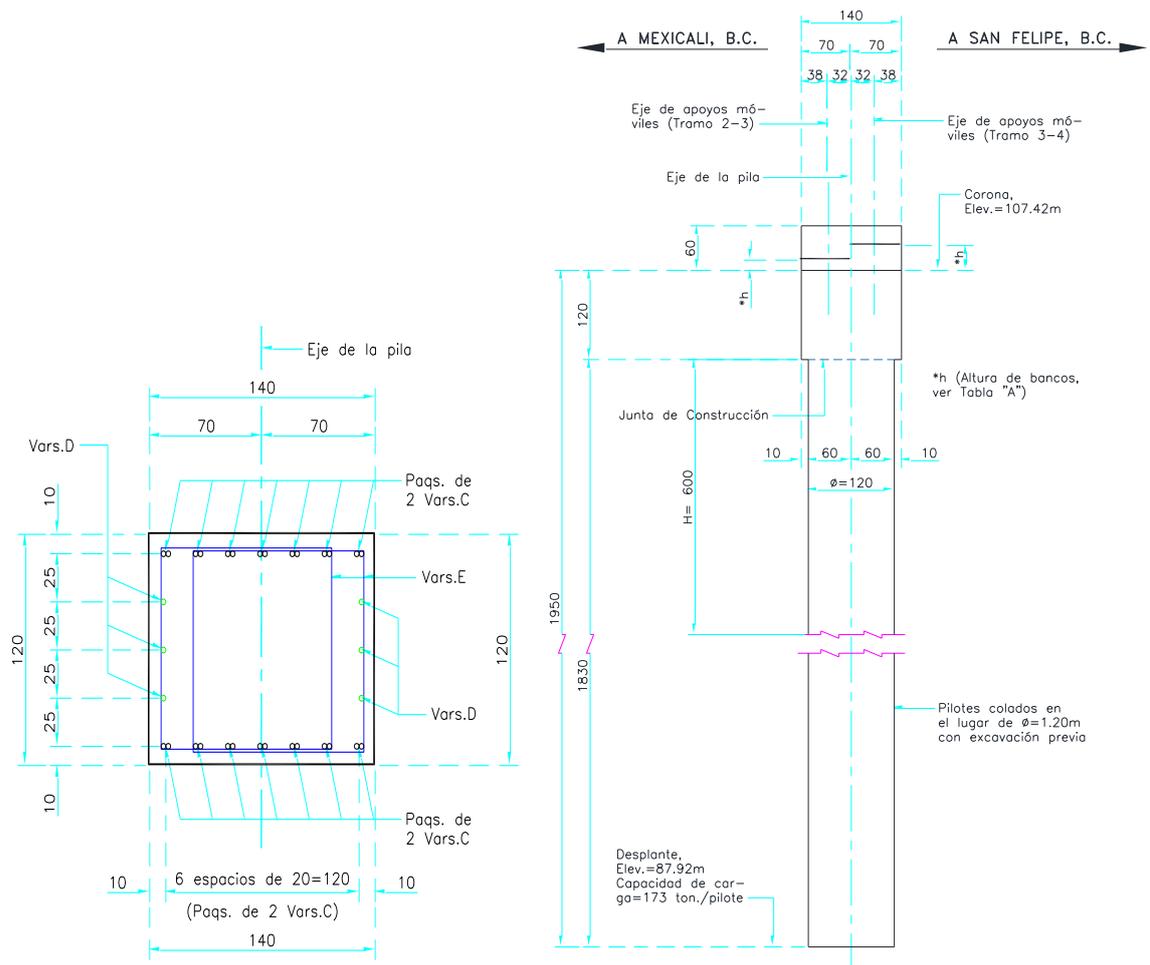


Figura 5.4.1. Características geométricas y refuerzo de las pilas o columnas del puente.

Como se observa la Figura 5.4.1 tiene una altura de  $h = 6.00$ . El puente se construyó en año de 2010.

En el trabajo de Rivera (2007) se presenta un catálogo de funciones de vulnerabilidad, donde considera dos tipologías de puentes (ANEXO D), para determinar el índice de daño físico en la columna, para su aplicación se recolectarán los datos del puente que se resumen en la Tabla 5.4.1.

Sección de la columna	Dimensiones de la sección (cm)	Altura de la columna, H (cm)	Año de construcción
Cuadrada	L=120.00	600	Después de 1992

Tabla 5.4.1. Datos generales del puente en estudio.

El terreno está constituida en ambas márgenes por un pedraplén de 3.0 m de espesor, formado de boleos chicos medianos y grandes empacados en arena limosa, medianamente compacta; continuándoles arcilla de baja compresibilidad, color café, de consistencia blanda a muy firme; subyaciendo a los estratos antes mencionados y hasta el final de la perforación se detectó limo de baja compresibilidad (ML), color café claro, de medianamente compacto a muy compacto. Por lo cual se recomienda que la cimentación sea tipo profunda, por lo que el suelo se considera de transición (Puentes y Estructuras, 2010).

Cálculo de la función de vulnerabilidad.

Considerando una tipología de puente que forma un marcó en la dirección transversal, se tiene que:

$$H_e = \frac{H}{2} = \frac{6 \text{ m}}{2} = 3.00 \text{ m}$$

$$\frac{H_e}{L} = \frac{3.00 \text{ m}}{1.20 \text{ m}} = 2.5 \approx 3.00$$

Con la relación de aspecto,  $\frac{H_e}{L} = 3.00$ , y considerando que la columna es de sección cuadrada, además de que se construyó después de los años 90's del siglo pasado, entrando al catálogo de funciones de vulnerabilidad para esta tipología de puente se obtienen los parámetros para construir la función de vulnerabilidad, tal como se reporta en la Tabla 5.4.2.

Sección	Año	H/L	m	a	S <sub>a</sub> max/g	T <sub>cr</sub> (s)
Cuadrado	Después de 1992	3	2.26	3.363	5.89	0.42

Tabla 5.4.2. Parámetros para construir la función de vulnerabilidad.

La ecuación base para la construir la función de vulnerabilidad está dada por:

$$I_{DF} = 1 - e^{-au^m} \quad [ 53 ]$$

donde:

$$u = \frac{Sa}{Sa_{max}} \quad [ 54 ]$$

Sustituyendo los valores de la Tabla 5.4.2 se obtiene:

$$I_{DF} = 1 - e^{-3.363 * (\frac{Sa}{5.89})^{2.26}} \quad [ 55 ]$$

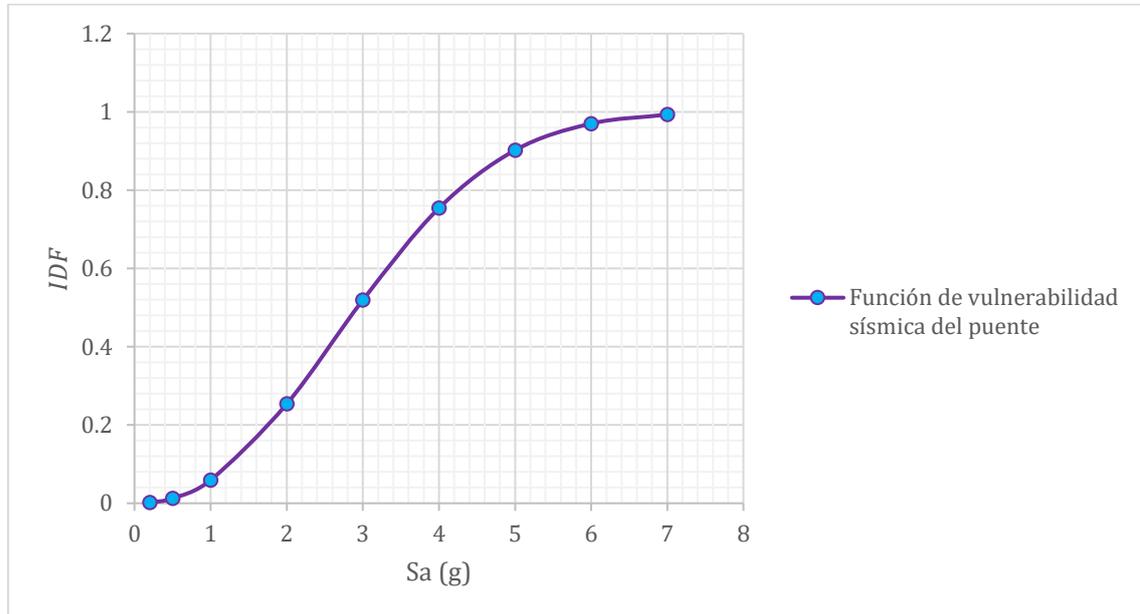


Figura 5.4.2. Función de vulnerabilidad sísmica del puente.

### **Aceleración espectral demandada ( $S_a$ ).**

Tomando como referencia el MDOC-CFE (2015) junto con su programa PRODISIS, se obtiene el espectro de diseño propuesto para Mexicali; Baja California Norte, considerando una estructura del grupo A por importancia que guarden los puentes, así como un suelo tipo I. El espectro obtenido se muestra en la Figura 5.4.3.

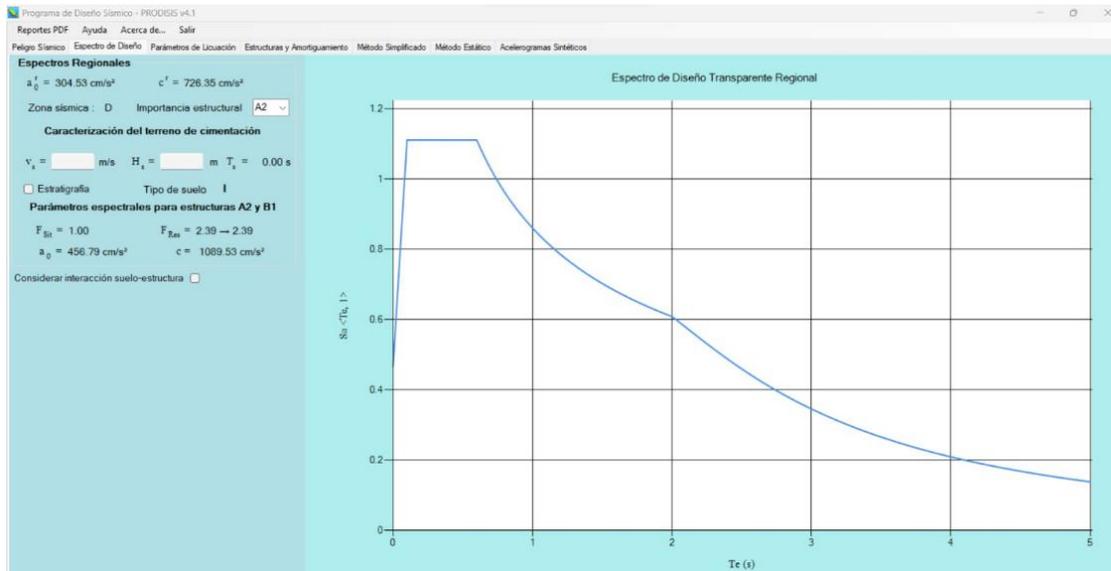


Figura 5.4.3. Espectros de diseño para Mexicali, Baja California Norte, conforme al MDOC-CFE (2015).

Considerando que el puente tiene un periodo de ubicación fundamental en la dirección transversal,  $T_{cr} = 0.42 \text{ s}$ , aproximadamente, conforme al catálogo de funciones de vulnerabilidad, se obtiene una aceleración espectral  $S_a = 1.143 \text{ g}$ .

### Evaluación de la vulnerabilidad.

Para determinar la vulnerabilidad del puente se calculó el Índice de Daño Físico ( $I_{DF}$ ), obtenido este valor se realizó la interpretación del valor.

Sustituyendo  $S_a$  en la ecuación [ 55 ], se obtuvo el siguiente valor de índice de daño físico.

$$P_f = P \left[ \frac{D}{C} \geq 1 \right] \quad [ 56 ]$$

$$I_{DF} = 1 - e^{-3.363 * \left( \frac{1.143}{5.89} \right)^{2.26}} = 0.0794 \quad [ 57 ]$$

$I_{DF}$	NIVEL DE DAÑO	VULNERABILIDAD
$0.00 < I_{DF} < 0.05$	Nulo	Muy bajo
$0.05 \leq I_{DF} \leq 0.15$	Ligero	Bajo
$0.15 < I_{DF} \leq 0.40$	Moderado	Medio
$0.40 < I_{DF} < 0.95$	Severo	Alto
$0.95 \leq I_{DF}$	Completo	Muy alto

Tabla 5.4.3. Interpretación del IDF. (Rivera, 2007).

Interpretando la Tabla 5.4.3, se determinó que el índice de daño físico que expone el puente, sin contar con alguna clase de rehabilitación, es de 0.0794, se puede indicar que el nivel de daño es ligero y se considera una vulnerabilidad baja.

Si bien es cierto, que bajo este nivel de vulnerabilidad las columnas, presuntamente, no corren riesgo alto ante la ocurrencia de una demanda sísmica que se obtiene con el MDOC-CFE (2015), pero esto sería factible si las columnas no tuvieran algún riesgo patológico.

Sin embargo, en la inspección física se observó cierto nivel de corrosión en la parte inferior de las columnas, lo cual puede tener un impacto importante en la vulnerabilidad sísmica ante demandas de intensidad sísmica como los que pronostica el PRODISIS, dado que la corrosión afecta severamente al acero de refuerzo en cuanto a una pérdida de resistencia y de la capacidad de deformación.

Por lo anterior se revisó la literatura y se encontró un trabajo que evalúa la vulnerabilidad de columnas de puentes considerando la corrosión en la columna de sección cuadrada y circular de concreto reforzado, tal como se comenta ampliamente en el artículo de Afsar y Kashani (2022).

En el trabajo de Afsar y Kashani (2022) se utiliza el concepto de curvas de fragilidad, que se caracterizan por estimar la probabilidad de exceder un estado de daño o nivel de desempeño ( $P_f$ ), por lo que matemáticamente se expresa con:

$$P_f = P \left[ \frac{D}{C} \geq 1 \right] \quad [ 58 ]$$

donde:

$D$ , demanda sísmica en la estructura.

$C$ , capacidad de la estructura.

La probabilidad de exceder un nivel de desempeño se estima con base en una función de distribución de probabilidad log-normal, por lo que la ecuación 57 se puede escribir en los términos siguientes:

$$P_f = \Phi\left(\frac{\ln\left(\frac{S_D}{S_c}\right)}{\sqrt{\beta_D^2 + \beta_c^2}}\right) \quad [ 59 ]$$

donde:

$\Phi$ , función de distribución normal.

$S_c$ , valor medio de la capacidad de la estructura.

$S_D$ , demanda sísmica de aceleración espectral.

$\beta_c$ , desviación estándar de la capacidad de la estructura.

$\beta_D$ , desviación estándar de la demanda sísmica.

De los parámetros anteriores, la estimación de la capacidad de la estructura requiere trabajo experimental para calibrar los modelos analíticos que permitan deducir las curvas de fragilidad. En ese sentido, en el trabajo de Afsar y Kashani (2022) se llevaron a cabo estudios rigurosos para deducir curvas de fragilidad para diferentes niveles de corrosión, de tal forma, que se consideran ciertos porcentajes de corrosión del refuerzo longitudinal, siendo estos del 5%, 10% y 20%. De esta manera se obtuvieron curvas de fragilidad para dichos porcentajes de corrosión con los cuales se pueden estimar las probabilidades de alcanzar el colapso dado una demanda de aceleración espectral, tal como se ilustra en la Figura 5.4.4.

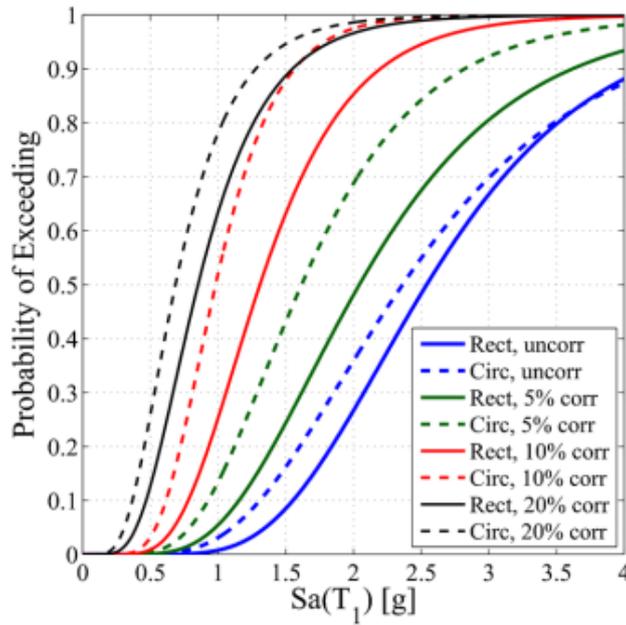


Figura 5.4.4. Curvas de fragilidad en columnas de puentes de concreto reforzado para diferentes porcentajes de corrosión (Afsar y Kashani, 2022).

De la figura 5.4.4., se puede obtener las probabilidades de colapso de la columna de puente con sección cuadrada, para diferentes porcentajes de corrosión, asociados a la aceleración espectral ( $S_a = 1.143$ ) obtenida del programa PRODISIS para el puente bajo estudio, cuyos resultados se resumen en la Tabla 5.4.4.

Condición	Probabilidad de colapso
Sin corrosión	0.045
5% corrosión	0.155
10% corrosión	0.5
20% corrosión	0.815

Tabla 5.4.4. Probabilidades de colapso para las columnas del puente bajo estudio, considerando diferentes porcentajes de corrosión.

Como se podrá observar la Tabla 5.4.4, conforme se incrementa el porcentaje de corrosión en la barra de refuerzo, aumenta la probabilidad de llegar al colapso si se presenta la aceleración espectral de diseño, por lo que en ese sentido conviene analizar un esquema de rehabilitación para reducir el grado de vulnerabilidad ante sismos de gran intensidad que pueden ocurrir en esta región del país.

## 5.5. Propuesta de Rehabilitación.

Siguiendo el esquema de rehabilitación sísmica de puentes basado en desempeño, se tiene que mejorar el comportamiento de las columnas debido a que son los elementos estructurales principales que garantizan los niveles de desempeño asociados a ocupación inmediata y seguridad de vida, por lo que se requiere un esquema de refuerzo que permita mejorar sus condiciones iniciales, al contemplar que puede estar limitado a su capacidad por la presencia de la corrosión. Por consiguiente, una de las acciones de refuerzo que se han recomendado en este sentido es el encamisado a base de fibras de carbono. Para estudiar su beneficio se procederá a obtener sus funciones de vulnerabilidad sísmica conforme a la metodología de Rivera (2007).

### **Propuesta de rehabilitación.**

La columna estará rehabilitada por medio de un encamisado con fibras de carbono de alta resistencia para reforzamiento estructural, tejido unidireccional para un procedimiento de aplicación en seco.

### **Propiedades:**

- Peso: 300.00 g/m<sup>2</sup> + -15g/ m<sup>2</sup>
- Espesor de la fibra = 0.111 mm
- Resistencia a tensión = 4,900 MPa (49,900 kg/ cm<sup>2</sup>)
- Módulo de elasticidad = 230 GPa

### **Evaluación de la vulnerabilidad sísmica.**

Para el ejemplo de aplicación de la columna se llevó a cabo la evaluación de la vulnerabilidad sísmica por medio de funciones de vulnerabilidad.

Se aplicó la metodología reportada en el trabajo de Rivera (2007), la cual puede ser aplicable bajo las siguientes condiciones:

- El puente debe tener una geometría común, recto o relativamente esviado (<15°).
- El puente debe estar exento de cambios bruscos de rigidez y longitud.
- No se consideran los efectos de movimiento fuera de fase de los apoyos del puente, así como el efecto de interacción suelo-estructura. (Rivera, 2007).

### **Cálculo de la distorsión de fluencia ( $\gamma_y$ ).**

Para columnas que forman marcos mediante la ecuación 59, para el cálculo de la curvatura de fluencia mediante la ecuación 60.

$$\gamma_y = \frac{1}{6} \varphi_y H \quad [ 60 ]$$

donde:

$\varphi_y$ , *curvatura de fluencia de la sección.*

$H$ , *altura.*

Para sección rectangular:

$$\varphi_y = 3.75 * \frac{\varepsilon_y}{h_c} (0.30 + 10.50\rho l - 125\rho l^2) \quad [ 61 ]$$

donde:

$\rho l$ , *cuantía de refuerzo longitudinal.*

$h_c$ , *peralte de la sección.*

$\varepsilon_y$ , *deformación de fluencia.*

$$\rho l = 2\% \quad \varepsilon_y = 0.0021 \quad H = 600 \text{ cm} \quad h_c = 120 \text{ cm}$$

Sustituyendo valores en las ecuaciones.

$$\varphi_y = 3.75 * \frac{0.0021}{120} (0.30 + 10.50 * (0.02) - 125 * (0.02)^2) = 0.0000302 \quad [ 62 ]$$

$$\gamma_y = \frac{1}{6} (0.0000302)(600) = 0.003019 \quad [ 63 ]$$

## Obtención de la ductilidad de desplazamiento lateral ( $\mu$ ).

Para la adquisición de esta variable, se analizaron cuatro ensayos para adquirir la estimación de la ductilidad de acuerdo con el número de capas de fibra de carbono al rehabilitar la columna, en el Anexo E “Ensayes Experimentales” se presentan las particularidades de cada uno (Jaya K., Mathai J., 2012).

La Tabla 5.5.1, se muestra un resumen de los cuatro ensayos, indicado en la referencia, terminología del espécimen, resistencia a compresión del concreto (MPa) con la que fueron diseñados, dimensiones (altura, diámetro), tipo de encamisado tipo, cantidad de capas y módulo elástico (GPa) y la ductilidad alcanzada en el ensayo.

Investigador	Espécimen	f'c (Mpa)	Dimensiones		Características encamisado			$\mu$
			h (m)	D (mm)	Tipo	Capas	Módulo elástico (Gpa)	
Richelle Gallardo y Kazuhiko Kawashima (2000).	A2	30	1.35	400	CFS	1	230/266	8.22
	A3	27.5	1.35	400	CFS	2	231/266	8.25
	B2	30	1.35	400	CFS	1	232/266	9.13
	B3	27.5	1.35	400	CFS	2	233/266	6.4
Iacobucci, Sheikh y Batrak (2003).	ASC-2NS	36.5	1.47	305	CFRP	1	76.35	11.6
	ASC-3NS	36.9	1.47	305	CFRP	2	76.35	10.9
	ASC-4NS	36.9	1.47	305	CFRP	1	76.35	7.4
	ASC-5NS	37	1.47	305	CFRP	3	76.35	15.6
	ASC-6NS	37	1.47	305	CFRP	2	76.35	16.7
	ASCR-7NS	37	1.47	305	CFRP	1	76.35	5.57
	ASCR-8NS	42.3	1.47	305	CFRP	3	76.35	6.82
Zoppo, Ludovico, Balsamo y Prota (2017).	F1	14.9	1.5	300	CFRP A	1	230	7.2
	F2	16	1.5	300	CFRP B	1	252	6.6
	F3	29.1	1.5	300	CFRP C	2	230	7.5
	F4	33.3	1.5	300	CFRP D	2	252	7.4
K. P. Jaya y Jessy Mathai (2012).	GFC 1	20	1	100	GFRP	2	-	5.6
	CFC 1	20	1	100	CFRP	1	-	4.85
	CFC 2	20	1	100	CFRP	1	-	4.95
							Promedio de ductilidad para 1 capa	7.28
							Promedio de ductilidad para 2 capa	8.96
							Promedio de ductilidad para 3 capa	11.21

Tabla 5.5.1. Resultados experimentales de columna de concreto reforzado encamisado con diversos números de capas de fibra de carbono.

### **Cálculo del periodo de vibración de la estructura ( $T_{cr}$ ).**

El cálculo del periodo de vibración de la estructura se obtiene con:

$$T_{cr} = 2\pi * \sqrt{\frac{m}{K_{cr}}} \quad [ 64 ]$$

donde:

$T_{cr}$ , periodo de vibración de la estructura.

$m$ , masa tributaria.

$K_{cr}$ , rigidez agrietada a flexión hasta el punto de fluencia del elemento.

Asociando las siguientes variables para sistema con columnas que forman marco:

$$m = \frac{n}{g} (0.10 * A_g * f'c + \frac{1}{3} * W_{columna}) \quad [ 65 ]$$

donde:

$n$ , número de columnas.

$W_{columna}$ , peso propio de una columna de sección uniforme.

$g$ , aceleración de la gravedad.

$$K_{cr} = n * \frac{3EI_{cr}}{H^3} \quad [ 66 ]$$

donde:

$I_{cr}$ , momento de inercia agrietado de la sección.

$E$ , módulo de elasticidad.

$$\frac{I_{cr}}{I_g} = 0.19 + 11.6\rho l + 0.012 \left( \frac{P}{A_g} * f'c \right) - 0.17\rho l \left( \frac{P}{A_g} * f'c \right) \quad [ 67 ]$$

donde:

$\rho l$ , cuantía de refuerzo longitudinal.

$I_g$ , momento de inercia de la sección bruta no transformada.

El módulo de elasticidad se puede obtener con:

$$E = 0.1357 * w^{1.5} \sqrt{f'c} \quad [ 68 ]$$

donde:

$E$ , *módulo de elasticidad.*

$f'c$ , *resistencia a la compresión del concreto.*

Se tienen los siguientes datos:

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$g = 981 \text{ cm/s}^2$$

$$H = 600 \text{ cm}$$

$$h_c = 120 \text{ cm}$$

$$\rho l = 2\%$$

$$\frac{P}{A_g * f'c} = 10\%$$

$$W = 2,200 \text{ kg/m}^3$$

Sustituyendo.

$$E = 0.1357 * 2,200^{1.5} \sqrt{250} = 221,403.189 \quad [ 69 ]$$

$$I_{cr} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{120 * 140^3}{12} = 27,440,000 \text{ cm}^3 \quad [ 70 ]$$

$$\frac{I_{cr}}{I_g} = [0.19 + 11.6(0.02) + 0.012(0.10) - 0.17(0.02)(0.10)] * 100 = 42.286 \quad [ 71 ]$$

$$K_{cr} = 7 * \frac{3 * (221,403.189)(27,440,000)}{600^3} = 590,654.509 \quad [ 72 ]$$

$$A_g = 140 * 120 = 16,800 \quad [ 73 ]$$

$$W_{columna} = (0.10)(250)(16,800) = 420,000 \quad [ 74 ]$$

$$m = \frac{7}{981} \left( 0.10 * 16,800 * 250 + \frac{1}{3} * 420,000 \right) = 3,995.923 \quad [ 75 ]$$

$$T_{cr} = 2\pi * \sqrt{\frac{3,995.923}{590,654.509}} = 0.517 \quad [ 76 ]$$

**Estimación de la fuerza lateral de fluencia ( $V_y$ ).**

$$V_y = K_{cr}\gamma_y H \quad [ 77 ]$$

donde:

$$K_{cr} = 590,654.509 \quad \gamma_y = 0.003019 \quad H = 600$$

$$V_y = 590,654.509 * 0.003019 * 600 = 1,069,911.578 \quad [ 78 ]$$

Evaluación del Factor de Resistencia de Ductilidad  $R_{\mu}$ .

Contemplando un amortiguamiento de 0.05 del crítico, además de que la columna se considera en suelo blando, se sujeta a la próxima ecuación.

$$A_{sh} \geq 0.3 * s * h_c * \frac{f'_c}{f_y} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad [ 79 ]$$

$$R_{\mu\xi} = \frac{\left(\frac{T}{T_g}\right)^\theta}{0.175 + \left|\frac{T}{T_g} - 1\right|} (0.92\mu\xi^{0.17} + \xi - 0.6) + 1 \quad [ 80 ]$$

$$\theta = \frac{\mu^4}{2.5 + \mu^4} \quad [ 81 ]$$

$$\theta = \frac{7.28^4}{2.5 + 7.28^4} = 0.999 \quad [ 82 ]$$

donde:

$R_{\mu\xi}$ , factor de resistencia de la ductilidad.

$T_g$ , es el periodo del terreno donde se ubique el puente. = 0.42

$\mu$ , es la ductilidad de desplazamiento esperada = 7.28

$T$ , el periodo de vibración natural de la estructura = 0.517

$\xi$ , es el coeficiente equivalente de amortiguamiento. = 5%

La ecuación implementa el parámetro de ductilidad, este valor fue obtenido de los estudios experimentales anteriormente descritos, para diferentes capas de fibra de carbono.

a) Para una capa de fibra de carbono  $R_{\mu\xi}$ .

$$R_{\mu\xi} = \frac{\left(\frac{0.517}{0.42}\right)^{0.9991}}{0.175 + \left|\frac{0.517}{0.42} - 1\right|} (0.92 * 7.28 * (0.05)^{0.17} + 0.05 - 0.6) + 1 = 11.5345$$

$$\theta = \frac{7.28^4}{2.5 + 7.28^4} = 0.9991$$

b) Para dos capas de fibra de carbono  $R_{\mu\xi}$ .

$$R_{\mu\xi} = \frac{\left(\frac{0.517}{0.42}\right)^{0.9996}}{0.175 + \left|\frac{0.517}{0.42} - 1\right|} (0.92 * 8.96 * (0.05)^{0.17} + 0.05 - 0.6) + 1 = 14.3517$$

$$\theta = \frac{8.96^4}{2.5 + 8.96^4} = 0.9996$$

c) Para tres capas de fibra de carbono  $R_{\mu\xi}$ .

$$R_{\mu\xi} = \frac{\left(\frac{0.517}{0.42}\right)^{0.9998}}{0.175 + \left|\frac{0.517}{0.42} - 1\right|} (0.92 * 11.21 * (0.05)^{0.17} + 0.05 - 0.6) + 1 = 18.1240$$

$$\theta = \frac{11.21^4}{2.5 + 11.21^4} = 0.9998$$

### **Cálculo de las aceleraciones espectrales ( $S_a$ ).**

Considerando dos categorías de aceleraciones espectrales, la que muestra el comienzo del daño (empieza a fluir el refuerzo longitudinal “ligero agrietamiento”) y cuando falla la columna se calculan con las siguientes ecuaciones.

$$S_{a_y} = \frac{V_y}{W_T} * g \quad [ 83 ]$$

$$S_{a_u} = \frac{V_y}{W_T} * R_{\mu\xi} * g \quad [ 84 ]$$

donde:

$Sa_y$ , Aceleración espectral.

$V_y$ , Fuerza lateral de fluencia.

$W_T$ , Peso total del sistema.

$R_{\mu\xi}$ , Factor de resistencia de la ductilidad.

### Para la deducción de $W_T$ .

Para un sistema de columnas que forman marcos.

$$W_{columna} = 0.10 * f'c * Ag = 420,000$$

$$W_T = n(0.10 * A_g f'c + W_{columna})$$

Para empezar, se calculará el peso total del sistema para que después se determinen las aceleraciones.

$$W_T = 7 * (0.10 * 16,800 * 250 + 420,000) = 5,880,000 \text{ kg}$$

### Calculando la aceleración espectral al inicio del daño.

$$Sa_y = \frac{1,069,911.578}{5,880,000} * 981 = 178.5006 \frac{cm}{s^2}$$

Después de calcular estos factores se continua con el cálculo de las diferentes aceleraciones espectrales a la falla de la columna con los distintos números de capas de fibra de carbono.

a) Para una capa de fibra de carbono  $Sa_u$ .

$$Sa_u = \frac{1,069,911.578}{5,880,000} * 11.5345 * 981 = 2,058.91 \frac{cm}{s^2}$$

b) Para dos capas de fibra de carbono  $Sa_u$ .

$$Sa_u = \frac{1,069,911.578}{5,880,000} * 14.3517 * 981 = 2,561.79 \frac{cm}{s^2}$$

c) Para tres capas de fibra de carbono  $Sa_u$ .

$$Sa_u = \frac{1,069,911.578}{5,880,000} * 18.1240 * 981 = 3,235.14 \frac{cm}{s^2}$$

Calculada la aceleración espectral para la falla de la columna para los distintos números de capas de encamisado, se calcula la aceleración considerando un 99% de daño total del elemento, implementado conforme a la siguiente ecuación.

$$Sa_{pu} = 0.95 * Sa_u \quad [ 85 ]$$

a) Para una capa de fibra de carbono  $Sapu$ .

$$Sa_{pu} = 0.95 * 2,058.91 = 1,955.96 \frac{cm}{s^2}$$

b) Para dos capas de fibra de carbono  $Sapu$ .

$$Sa_{pu} = 0.95 * 2,561.79 = 2,433.70 \frac{cm}{s^2}$$

c) Para tres capas de fibra de carbono  $Sapu$ .

$$Sa_{pu} = 0.95 * 3,235.14 = 3,073.38 \frac{cm}{s^2}$$

### **Deducción de la función de vulnerabilidad para columnas rehabilitadas con fibra de carbono.**

Para el cálculo de las ecuaciones de índice de daño físico ( $I_{DF}$ ), conocidas como funciones de vulnerabilidad, se integran de dos ecuaciones básicas, que competen al inicio de daño ( $Sa_y$ ) y previo a la falla ( $Sa_{pu}$ ).

Posteriormente se realiza un ajuste para obtener los factores de  $a$  y  $m$ , respectivas a la ecuación de vulnerabilidad (Ec. 47) en términos de aceleraciones, para ello se aplican las ecuaciones siguientes.

$$m = - \frac{5.69734}{\ln\left(\frac{Sa_y}{Sa_{pu}}\right)} \quad [ 86 ]$$

$$a = \frac{\ln(0.99)}{\left(\frac{Sa_y}{Sa_u}\right)^m} \quad [ 87 ]$$

**Calculando las ecuaciones para distintos números de capas de fibra de carbono.**

a) Para una capa de fibra de carbono.

$$m = -\frac{5.69734}{\ln\left(\frac{178.5006}{1,955.96}\right)} = 2.380 \quad a = \frac{\ln(0.99)}{\left(\frac{178.5006}{2,058.91}\right)^{2.380}} = 3.386$$

b) Para dos capas de fibra de carbono.

$$m = -\frac{5.69734}{\ln\left(\frac{178.5006}{2,433.70}\right)} = 2.181 \quad a = \frac{\ln(0.99)}{\left(\frac{178.5006}{2,561.79}\right)^{2.181}} = 3.353$$

c) Para tres capas de fibra de carbono.

$$m = -\frac{5.69734}{\ln\left(\frac{178.5006}{3,073.38}\right)} = 2.002 \quad a = \frac{\ln(0.99)}{\left(\frac{178.5006}{3,235.14}\right)^{2.002}} = 3.321$$

Por último, las ecuaciones de vulnerabilidad se determinan con:

$$I_{DF} = 1 - e^{-au^m} \quad [ 88 ]$$

$$u = \frac{Sa}{Sa_u} \quad [ 89 ]$$

a) Para una capa de fibra de carbono.

$$I_{DF} = 1 - e^{-3.386*u^{2.380}} \quad u = \frac{Sa}{2,058.91}$$

b) Para dos capas de fibra de carbono.

$$I_{DF} = 1 - e^{-3.353*u^{2.181}} \quad u = \frac{Sa}{2,561.79}$$

c) Para tres capas de fibra de carbono.

$$I_{DF} = 1 - e^{-3.321 \cdot u^{2.002}} \quad u = \frac{S_a}{3,235.14}$$

En la Figura 5.5.1 se muestran las curvas de vulnerabilidad conforme a las funciones de vulnerabilidad deducidas.

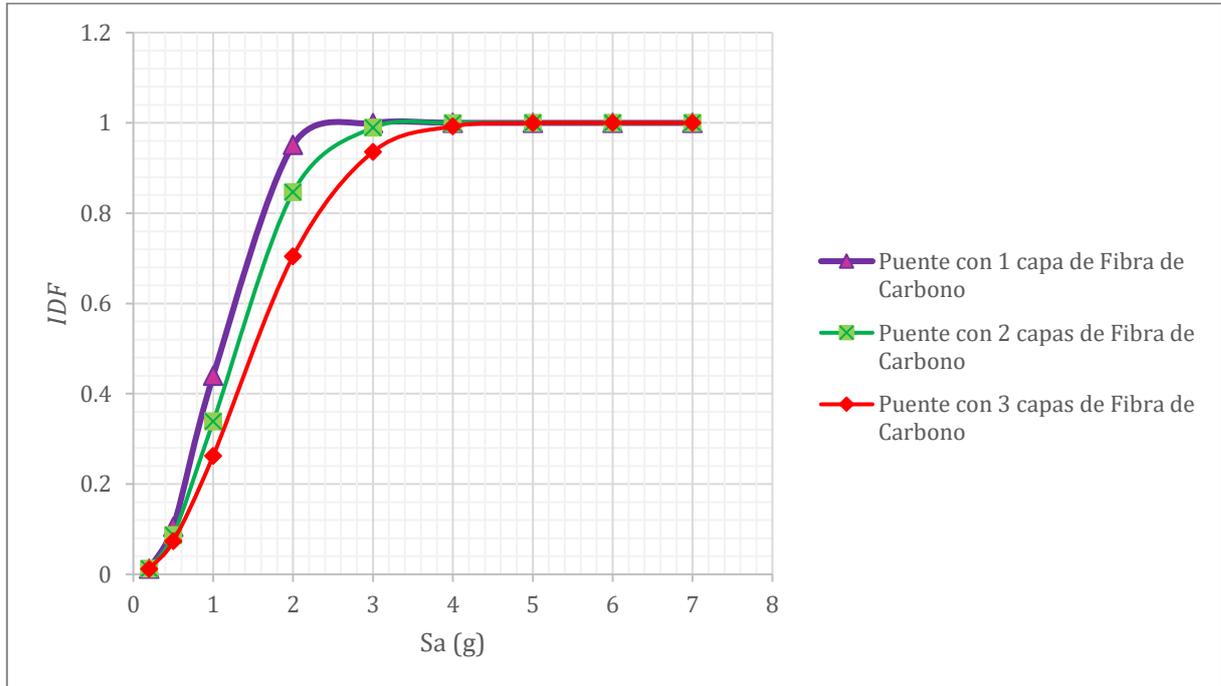


Figura 5.5.1. Curvas de Vulnerabilidad de las columnas del puente para diferente número de capas de fibra de carbono.

### Evaluación de vulnerabilidad estructural rehabilitada.

Calculadas las funciones de vulnerabilidad se procede a calcular los índices de daño para cada caso analizado, por lo cual es elemental la aceleración espectral demandada por el puente, el cual fue obtenido con el espectro de diseño. (Figura 5.4.3). De esta manera se tiene:

$$T_{cr} = 0.42 \text{ s} \quad S_a = 1.143 \text{ g}$$

Por lo cual:

$$S_a = (a)(g) = (1.143) \left( 981 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2} \right) = 1,121.283 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2}$$

Con lo anterior se procede a obtener el índice de daño físico ( $I_{DF}$ ) para diferentes capas de fibra de carbono.

a) Una capa de fibra de carbono.

$$I_{DF} = 1 - e^{-3.386 * \left(\frac{1,121.283}{2,058.91}\right)^{2.380}} = 0.549$$

b) Para dos capas de fibra de carbono.

$$I_{DF} = 1 - e^{-3.353 * \left(\frac{1,121.283}{2,561.79}\right)^{2.181}} = 0.425$$

c) Para tres capas de fibra de carbono.

$$I_{DF} = 1 - e^{-3.321 * \left(\frac{1,121.283}{3,235.14}\right)^{2.002}} = 0.328$$

Conforme a los resultados obtenidos, se visualiza la conveniencia de emplear un encamisado de fibra de carbono con tres capas, la cual conlleva a una vulnerabilidad baja, considerando la posible corrosión que tengan las columnas.

Ahora bien, si se considera la aceleración espectral que sugiere el MDOC-CFE (2015), para el estado límite de servicio como si fuera la correspondiente a la de ocupación inmediata para puentes se tiene que  $S_a(T)_{OI}$  sería igual a:

$$S_a(T)_{OI} = \frac{S_a(T)}{5.5} = \frac{1,121.283 \frac{cm}{s^2}}{5.5} = 203.870 \frac{cm}{s^2}$$

En consecuencia, se obtendría que para un nivel de desempeño de ocupación inmediata el nivel de vulnerabilidad sería:

$$I_{DF} = 1 - e^{-3.321 * \left(\frac{203.870}{3,235.14}\right)^{2.002}} = 0.013$$

$I_{DF} = 0.013$ , vulnerabilidad muy baja.

En resumen, se tendría que la rehabilitación con encamisado de tres capas de fibra de carbono para dos niveles de desempeño sería satisfactoria, tal como se muestra en la Tabla 5.5.2.

Nivel de desempeño	Daño	Vulnerabilidad
Ocupación inmediata	Nulo	Muy bajo
Seguridad de vida	Ligero	Bajo

Tabla 5.5.2. Resumen de efectividad de la rehabilitación sísmica basada en desempeño.

Las acciones preventivas para el buen funcionamiento de la fibra de carbono son:

Corregir la deficiencia en el área de concreto donde se aplicará la fibra de carbono, realizando una inspección sobre el acero de refuerzo se puede realizar la técnica electroquímica para estimar el grado de avance de la corrosión del acero de refuerzo embebida en concreto, si este posee corrosión se retirará el recubrimiento y se rehabilitará dicho acero, en el caso del concreto se puede realizar la técnica de aplicar inhibidores para mitigar la corrosión. Para el agrietamiento se puede aplicar resina epóxica, cementantes modificados con polímeros y cementantes modificados con puzolanas.

En la situación que esta quede sumergida por el paso del agua, situación de ocurrencia muy probable, las acciones preventivas son.

Se pueden implementar tipos de protección anticorrosiva, se pueden implementar técnicas como la protección catódica (corriente impresa o por ánodo de sacrificio), revestimientos (pinturas (fenólicas, aceite, vinílicas, ricas en zinc y con alto contenido de sólidos) o masillas a base de resinas).

# CONCLUSIONES

## Conclusiones y recomendaciones

Se desarrolló un proyecto de investigación cuyo objetivo fue revisar metodologías de evaluación y rehabilitación en columnas de puentes de concreto reforzado para que cumplan diferentes niveles de desempeño ante la acción del sismo. Las conclusiones derivadas de dicho estudio se comentan a continuación.

Debido a la importancia que tienen los puentes es primordial mantener estas estructuras en condiciones de servicio, o de ocupación inmediata, así como evitar el colapso ante eventos sísmicos extraordinarios.

Los conceptos de vulnerabilidad sísmica son una herramienta fundamental para determinar la susceptibilidad de una estructura al experimentar un daño ocasionado por un evento sísmico. Para su evaluación se requiere considerar diferentes variables como son los aspectos estructurales, geotécnicas, geométricas y constructivas.

Después de revisar reglamentos internacionales como AASHTO (2020), ACI 318 (2019), ATC-32 (1996), CALTRANS (2013) y EUROCÓDIGO (2005), se observó que la filosofía de diseño que se emplean está basada en resistencia. Dicho enfoque resalta conservador debido a que estos reglamentos ofrecen el máximo confinamiento a las columnas sin considerar el nivel de carga axial que ejerce en las columnas y la demanda de desplazamiento debida al sismo de diseño.

En ese sentido existen metodologías basadas en desplazamientos que conllevan a diseños racionales y confiables, tal como se comenta en el trabajo Rivera (2012).

De igual manera se revisan diferentes sistemas de Gestión de Puentes, que por sus siglas en inglés se usan las iniciales BMS, en los cuales describen las estrategias para llevar a cabo programas de rehabilitación en puentes, tal como se describen en los sistemas DANBRO, FINNISH RWA BMS, HISMI, PONTIS, SIPUMEX Y SIAP.

En cuanto a la parte de evaluación, previo a establecer las acciones de rehabilitación, se requiere realizar una inspección ocular de la estructura como la que recomienda el manual de la S.C.T. (2018). Posteriormente se valora la posible realización de pruebas de monitoreo de la estructura, según sea el estado de daño de la estructura. Así mismo se manejan conceptos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puente, tal como se maneja en el trabajo de Rivera (2007).

En lo que se refiere a las estrategias de rehabilitación sísmica en puentes, una vez realizada la evaluación, se revisó el documento de la FHWA (2006) que sustenta las respectivas acciones en conceptos basados en desempeño. De esta manera, al considerar el nivel de peligro sísmico en donde se ubica el puente se privilegió la revisión de ciertos elementos estructurales para garantizar los niveles de desempeño sísmico asociados a ocupación inmediata y seguridad de vida. Al respecto se presentó un ejemplo de aplicación en donde, se privilegió la rehabilitación de las columnas, lo cual es consistente con el objetivo y alcance de esta investigación.

En dicho ejemplo se ilustró el proceso de inspección, la evaluación de la vulnerabilidad sísmica y la estrategia de rehabilitación basada en conceptos de desempeño, de tal forma que se propuso el refuerzo de las columnas del puente para lograr daños aceptables en los niveles de desempeño asociados a operación completa y seguridad de vida. Como se pudo observar el proceso que se propone en la aplicación es considerando la metodología de inspección que recomienda el Manual de la S.C.T. (2018) además de tomar algunas consideraciones del Sistema de Administración de Puentes (S.I.A.P.) en los Sistemas de Gestión de Puentes para los trabajos de mantenimiento y rehabilitación de los puentes.

Por lo cual el proceso que se proponen es: Descripción general del puente, Inspección detallada del estado físico de los puentes, Evaluación (cédula de inspección ocular del estado físico del puente e implementar la metodología Rivera (funciones de vulnerabilidad)) y Propuesta de rehabilitación.

En el futuro se requieren desarrollar proyectos de investigación experimental sobre acciones de rehabilitación en puentes con el propósito de contribuir al desarrollo de un reglamento o norma que regulen estos trabajos en la ingeniería en puentes. Así mismo se requiere de algunos periodos de retorno o niveles de intensidad sísmica apropiados para la revisión de niveles de desempeño sísmico en puentes los cuales van de la mano con las estrategias de rehabilitación en estas obras de infraestructura, de satisfacer las deficiencias del diseño basado en fuerzas que aparece en la mayoría de las normativas Sísmicas. Este método los esfuerzos y la rigidez de los distintos elementos no intervienen, puesto que se calculan al final.

## Referencias

1. AASHTO 2020, LRFD Bridge Design Specifications, 9th Edition, SI Units, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C., USA.
2. AASHTO. (2013) Interim Revisions to the manual for bridge evaluation, second edition 2010.
3. AASHTO. (2007). Maintenance Manual for Roadways and Bridges.
4. Aboutaha, (1996). Rehabilitation of existing structures. October 7- 10, a short course, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia.
5. ACI 224.1 R-84 (1984), "Causes, evaluation, and repair of cracks in concrete structures", ACI Journal, May-June 1984, pp. 211-230.
6. (ACI 318-19). Building Code Requirements for Structural Concrete,
7. Afsar E. y Kashani M.K. (2022), "Influence of ground motion type on nonlinear seismic behaviour and fragility of corrosión-damaged reinforced concrete bridge piers", Bulletin of Earthquake Engineering, 1489-1518.
8. Alvarado, J., (2019). "Estrategias de Rehabilitación Sísmica de Puentes de Concreto", Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional Autónoma de México Facultad de Estudios Superiore Acatlán.
9. Álvarez, J., (2004). "Estudio de vibración Ambiental en el Tramo Barranca del Muerto-Las Flores del Segundo Nivel del Periférico de la Ciudad de México". Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería.
10. Applied Technology Council. (1984). Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges. National Technical Information Service.
11. Armendáriz M. (2015). Evaluaciones Estructurales y Reparación de Superestructuras. Tesis de licenciatura. Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, México.
12. ATC-32. (1996). Improved seismic design criteria for California Bridges: Provisional recommendations. Report No. ATC-32, Applied Technology Council, Redwood City, California.

13. Barbat, A. H. (1998). "El riesgo sísmico en el diseño de edificios". Cuadernos técnicos 3. Calidad Siderúrgica, Madrid. 248 pp.
14. CALTRANS. (2013). Seismic Design Criteria Version. 1.7. Sacramento, CA.
15. CALTRANS (2006). Visual Catalog of Reinforced Concrete Bridge Damage. California Department of Transportation.
16. Calvi, G y G Kingsley (1995). Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures. Earthquake Engineering and structural Dynamics, 24, pp. 1247-1266.
17. Calvillo, M., Huerta, C. & Espinoza, F. (2015). Caracterización de Propiedades Dinámicas de Puentes Usando Vibración Ambiental y Modelado Numérico: Caso de Estudio, Puente Manantiales en Baja California. Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 14 (1-2).
18. Chhabra Y (2004), "Bridge Rehabilitation Techniques", The DS Brown Company, Singapur.
19. Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica. (2013). Lineamientos para el diseño sismorresistente de puentes.
20. Eurocode 8 (2005). Design of structures for earthquake resistance, Part 2: Bridges.
21. Estudio de mecánica de Suelos, (Puentes y Estructuras, 2010).
22. Flores J. (2006). "Conservación de puentes carreteros". Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Estudios Superiores Acatlán.
23. Fukuyama, H. (1995), "Seismic retrofit of existing RC building by continuous fiber sheets" Building Research Institute, Japan.
24. FHWA (2006), "Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Bribges", U.S. Departament Transportation.
25. García A., Gómez R., & Muñoz D. (2004). Respuesta longitudinal probabilista de un puente con restrictores sísmicos. Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Gro., 2004.

26. González, L. (2016). Estudio del Comportamiento de los puentes Prefabricados Chilenos Durante el Sismo de 27 de febrero de 2010. Tesina de Especialidad. Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Camins, Canals i Ports. UPC BARCELONATECH.
27. Harding J.E., Parke G.A.R. & Ryall M.J. (1990). "Bridge Management: Inspection, Maintenance, Assessment and Repair". (1° edición). Londres, Reino Unido Editorial Chapman & Hall, Civil Engineering Department, Universidad de Surrey, Guilford, Surrey,
28. Héctor, J., (2008). Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Concreto Reforzado. Tesina que para Obtener el Grado de Especialización en Puentes. Universidad Nacional Autónoma de México Facultad de Estudios Superiores Acatlán.
29. Hernández I. & Campos L. (2008). Daños Frecuentes Originados por Sismo en los Puentes de la Red Federal Mexicana. Memorias del XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural Veracruz, Ver., 2008.
30. Iacobucci, R. D., Sheikh, S. A., and Bayrak, O. (2003). Retrofit of square concrete columns with carbon fiber reinforced polymer for seismic resistance. Structural Journal, 100(6), 785-794.
31. Instituto de Ingeniería (2003), "Guía Metodológica para el Análisis del Peligro, Vulnerabilidad, Riesgo y Pérdidas Causadas por Desastres Naturales o Antropogénicos y su Reducción y Prevención", Informe preparado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM para la Secretaría de Gobernación, Centro Nacional de Prevención de Desastres.
32. Jara J. (2015). Vulnerabilidad y refuerzo de puentes en zonas sísmicas. Academia de Ingeniería, México.
33. Jara, J. (1994). Estado del arte sobre dispositivos para reducir daños provocados por temblores. Revista de Ingeniería Sísmica, (47), 35-79.
34. Jara J. & Jara M. (2010). Análisis de las Técnicas de Rehabilitación de Puentes de Claros Cortos. Memorias del XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. León, Guanajuato.

35. Jara M., Álvarez J. & Jara J. (2006). Algunas Deficiencias de Puentes Sísmicamente Vulnerables. Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Puerto Vallarta, Jalisco.
36. Jara J.M., Jara M. & Olmos B.A. (2011). Rehabilitación y Refuerzo Sísmico de Puentes. Memorias del XVIII Congreso de Ingeniería Sísmica, Aguascalientes.
37. Jaya K., Mathai J. (2012). Strengthening of RC Column using GFRP and CFRP. 15th World Conference on Earthquake Engineering 2012 (15WCEE).
38. K. Amini, K. Taghikhani A. Yavari (2010). Seismic Performance of Bridges: Lessons Learned From the Past Earthquakes. Proceedings of the 3rd International Conference on Seismic Retrofitting, Tabriz, Iran.
39. Kowalsky, (1994). Displacement based design-A methodology for seismic design applied to RC bridge columns. Master's thesis, University of California at San Diego, La Jolla, California.
40. Lehman D. & Moehle J. (2000). Seismic performance of well-confined concrete bridge columns, Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER 1998/01.
41. Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes, Colegio Federado de Ingenieros de Costa Rica Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica, marzo 2013.
42. Mander J. B., Priestley M. J. N. y Park R. (1988). Observed stress strain behavior of confined concrete. Journal of Structural Engineering, ASCE, 114:8, pp. 1827-1849.
43. Moehle J. P. (1992). Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes. Earthquake Spectra. 8:3, 403-428.
44. Muñoz, D. & Edgar, E. (2012). Ingeniería de puentes / Bogotá. Editorial Pontificia Universidad Javeriana.
45. Navareña, Á. & Criado, E. (2012). Guía para la realización de inspecciones principales de obras de paso en la Red de Carreteras del Estado. Recuperado 17 de noviembre 2022 de mitma.gob. Sitio web: [https://www.mitma.gob.es/recursos\\_mfom/0870250.pdf](https://www.mitma.gob.es/recursos_mfom/0870250.pdf).

46. Ordaz y Montoya, (1999), "Programa DEGTRA 2000", Instituto de Ingeniería, UNAM.
47. Outaha, Riyad S. (1996) "Rehabilitation of existing structures", October 7- 10, a short course, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia.
48. Park, Y.. J. & Ang, A. H-S. (1985). Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 111(4), 740-757.
49. Parke G. & Hewson N. (2008), "ICE Manual of Bridge Engineering", ICE Manuals, Institution of Civil Engineers, Londres, Reino Unido.
50. Pinto, G., (2012). Evaluación del Desempeño Sísmico de Puentes Basado en Desplazamientos, Tesina para optar por el grado de Maestro en Ingeniería.
51. Plan Nacional de Evaluación de puentes Federales, Libres de Peaje Dañados por Corrosión (2000-2005). Una cuantificación de Resultados, Proyectos y Colaboraciones, Secretaría de Comunicaciones y Transportes Instituto Mexicano del Transporte (2010).
52. PREANSA (2010), Tipología estructural de puentes carreteros, Santiago de Chile.
53. Priestley M. J. N y Park R. (1987). Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading. *ACI Structural Journal*.
54. Priestley M. J. N. (2000). Performance based seismic design. 12 WCEE, Nueva Zelanda.
55. Priestley, M., Seible & Calvi. (1996), "Seismic design and retrofit of bridges". Editorial John Wiley and Sons, Inc. México.
56. Quiroz A., Ayala G. (2000), "Manual para la Rehabilitación Sísmica de Puentes en México", Tesis de licenciatura presentada a la Escuela de Ingeniería de la Universidad La Salle, México.
57. Ramírez, A., (1996). "Estadísticas de edificios rehabilitados en la Ciudad de México después de los sismos de 1985", Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
58. Ramírez, A., (2018). "Evaluación Estructural del PSV "Juan Pablo II" Propuesta de Reforzamiento con Fibra de Carbono". Tesis para obtener la

- especialización en puentes, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Estudios Superiores Aragón.
59. Rivera-Vargas D., Gómez B. y Godho G.A. (2021), "Propuesta de programa de mantenimiento y rehabilitación de puentes en México", Revista Ingeniería Civil. CICM.
  60. Rivera-Vargas D. y Meli R. (2008), "Procedimiento de diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado", Revista de Ingeniería Sísmica, No. 79, 1-23.
  61. Rivera-Vargas D. (2007). Cuaderno de investigación, evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos. (1° edición). México, D.F: CENEPRED. (Evaluación simplificada de la vulnerabilidad).
  62. Rivera-Vargas D. Echavarría A. & Pacheco M.A. (2006). Daños Observados durante el paso del Huracán Stan. Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta.
  63. Rivera-Vargas D., López O., & Estrada A. (2012). Esquemas de mantenimiento y rehabilitación de puentes de concreto reforzado. Memorias del XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Acapulco, Guerrero.
  64. Rivera-Vargas D., & Meli, R. (2003). RESPUESTA SÍSMICA MEDIDA EN EL PUENTE VEHICULAR "IMPULSORA". XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guanajuato – León México. Artículo X-03.
  65. Rodríguez M. & Botero J. C., (1998). Comportamiento de barras de refuerzo sometidas a cargas monotónicas y cíclicas reversibles incluyendo pandeo. Instituto de Ingeniería, UNAM, Series del Instituto de Ingeniería.
  66. Rosas, R., Sánchez, O., Rajab, H & Godones, M. (2015). Fallas en estructuras de obras civiles. Recuperado 17 de noviembre 2022 de SlideShare. Sitio web: <https://es.slideshare.net/RafaelRosas9/fallas-en-estructuras>
  67. Ryall M.J. (2001), "Bridge Management", Editorial Butterworth-Heinemann, Oxford, Gran Bretaña.
  68. Secretaria de Comunicaciones y Transportes, (S.C.T., 2018), Manual para inspección de puentes 2018, Dirección General de Servicios Técnicos, México, CDMX, 2018, 1° Edición

69. Sendat, A. Piersol, Paez T. "Machine tool vibration" in Harris' Shock and Vibration Handbook, (Eds.), 1° ed, 1989.
70. SIKA MX. Manual de Fisuras en el Concreto Reforzado. Recuperado de [www.sika.com.mx](http://www.sika.com.mx).
71. Smith D. W. (1976), "Bridge Failure", Proceedings Institution of Civil Engineers.
72. SIPUMEX, Subsecretaria de Infraestructura Dirección General de Conservación de Carreteras Número de Puentes por Tipo de Red 2022 Resumen. <https://www.sct.gob.mx/carreteras/direccion-general-de-conservacion-de-carreteras/puentes-de-la-red-federal-de-carreteras/> (México, 2023)
73. Zafra, R. G., and Kawashima, K. (2008). Analysis of Carbon Fiber Sheet Retrofitted RC Bridge Columns. In 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China
74. Zoppo M., Ludovico M., Balsamo and Prota A. (2017). Ductility improvement of existing RC columns strengthened with CFRP. Fourth Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures, 2017.

# ANEXOS

## **ANEXO A. CASOS DE MONITOREO DE PUENTES.**

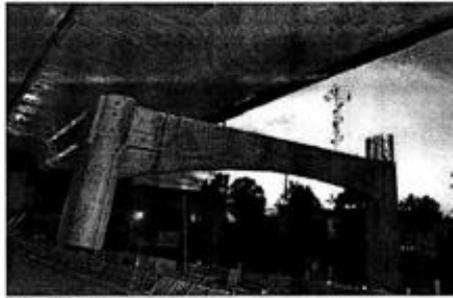
A continuación, se comenta el monitoreo de tres puentes para tener un panorama de sus propiedades dinámicas, así como las características de su respuesta sísmica.

En el trabajo de Álvarez (2004) se presenta el Estudio de Vibración Ambiental en el Tramo Barranca del Muerto-Las Flores del Segundo Nivel del Periférico de la Ciudad de México. Se presenta el análisis de dos segmentos del segundo piso del Periférico. El segmento I es un marco de concreto reforzado que se muestra en el (Apéndice A Figura 1.), el segmento II simboliza la parte más grande del sistema estructural en conjunto, el análisis de este segmento II fue hecho en dos fases (Apéndice A Figura 2.).

El segmento I se fundamenta en la medición y análisis de la vibración ambiental de la infraestructura que se compone de traveses y las tabletas de concreto que configuran la calzada. En el segmento II se analizó la infraestructura considerando traveses, tabletas enlazadas al procedimiento estructural y a la calzada del puente, la finalidad de esto fue contrastar las propiedades dinámicas entre los dos segmentos (Apéndice A Figura 3.).

Se realizó un programa de ensayos de vibración ambiental, para definir las características dinámicas consecuencia de la interacción suelo – estructura (ISE) de los segmentos de análisis, bajo diferentes perspectivas y arreglos de la infraestructura se utilizaron acelerómetros de alta resolución.

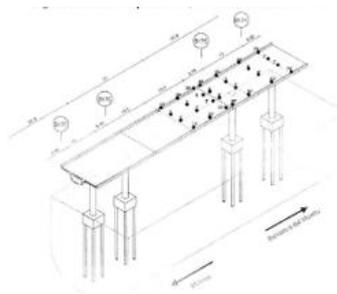
Mediante este estudio fueron obtenidas las propiedades dinámicas y efectos de ISE. Se examinó la alteración de la frecuencia de la estructura en condiciones normales de servicio (vibraciones ambientales) y durante cargas vehiculares de dimensiones extremas (pruebas dinámicas).



Apéndice A Figura 1. Perspectiva del sitio I de estudio, (Álvarez, J., 2004).



Apéndice A Figura 2. Perspectiva del sitio II de estudio. (Álvarez, J., 2004).



Apéndice A Figura 3. Ubicación de los puntos analizados durante el estudio en el tramo B174-B176. (Álvarez, J., 2004).

En el Apéndice A Tabla 1., se presentan los periodos fundamentales de la estructura en negritas correspondiente al sitio, posibles modos superiores de la estructura.

	Dirección L	Dirección T
<b>Eje B135</b>	<b>Periodo (s)</b>	<b>Periodo (s)</b>
	<b>0.427</b>	<b>0.436</b>
	0.293	0.333
	0.266	
	0.250	
	0.12 - 0.1256	
	0.1241 – 0.1226	
<b>Eje B136</b>	<b>0.394</b>	0.347
	0.379	<b>0.41 – 0.3412</b>
	0.250	0.25 – 0.246
	0.124 – 0.122	0.129
		0.124 – 0.122

Apéndice A Tabla 1. Periodos de vibración identificadas en el sitio I en estudio, (Álvarez, J., 2004).

Para el sitio II se realizaron mediciones en dos etapas, con el propósito de diferenciar las propiedades dinámicas.

La primera de ellas consiste en la medición y análisis de la vibración ambiental de la estructura con la presencia de traveses y las tabletas de concreto que conforman la calzada desligada al sistema estructural, en la segunda etapa se efectuó el estudio de la estructura con la presencia de estas traveses, las tabletas ligadas al sistema y la calzada del puente terminada. En el Apéndice A Tabla 2. al Apéndice A Tabla 5., se resumen los periodos de vibración medidas en las dos etapas descritas.

<b>ETAPA I</b>
<b>Dirección T</b>
<b>Periodo (s)</b>
<b>0.931 – 0.787</b>
0.525

<b>ETAPA II</b>
<b>Dirección T</b>
<b>Periodo (s)</b>
<b>0.890 – 0.602</b>
0.336

Apéndice A Tabla 2. Frecuencias características en la componente T de las etapas I y II del sitio II en estudio, (Álvarez, J., 2004).

		<b>ETAPA I</b>			<b>ETAPA II</b>
		<b>Dirección V</b>			<b>Dirección V</b>
<b>MODO</b>		<b>Periodo (s)</b>	<b>MODO</b>		<b>Periodo (s)</b>
<b>IVS</b>		<b>0.13</b>	<b>IVS</b>		0.427
<b>IVAS</b>		0.225			0.259
		0.19			<b>0.25</b>
		0.138-0.137			0.244
					0.216
			<b>IVAS</b>		0.127

Apéndice A Tabla 3. Frecuencias características en la componente V de las etapas I y II del sitio II en estudio, (Álvarez, J., 2004).

		<b>ETAPA I</b>			
		<b>Torsión R</b>			
<b>MODO</b>		<b>Periodo (s)</b>	<b>MODO</b>		<b>ETAPA II</b>
<b>IVSR</b>		0.585	<b>IVSR</b>		<b>Torsión R</b>
		0.402			<b>Periodo (s)</b>
		0.366			0.31
		0.269			0.253
		0.213			0.154
<b>IVASR</b>		0.525		0.137	
		0.466	<b>IVASR</b>		0.111-0.108
		0.183			
		0.174			
		0.165-0.161			

Apéndice A Tabla 4. Frecuencias características de torsión (R) de las etapas I y II del sitio II en Estudio, (Álvarez, J., 2004).

<b>ETAPA II</b>
<b>Dirección L</b>
<b>Periodo (s)</b>
0.266 – 0.256
0.22
0.341
0.193
0.165

Apéndice A Tabla 5. Frecuencias características en la componente L de las etapas I y II del sitio II en estudio, (Álvarez, J., 2004).

De acuerdo con el estudio Álvarez (2004) se puede inferir que en la sección transversal en el sitio II el periodo dominante en el sentido T alcanzado de forma experimental fue de 0.787 s, a la vez que los cálculos para el diseño de la estructura mostraron un periodo 0.72 s.

En el sitio I se analizó un marco en el cual las vibraciones en dirección transversal (T) y longitudinal (L) varían entre 0.34–0.41 s y 0.39–0.43 s, correspondientemente.

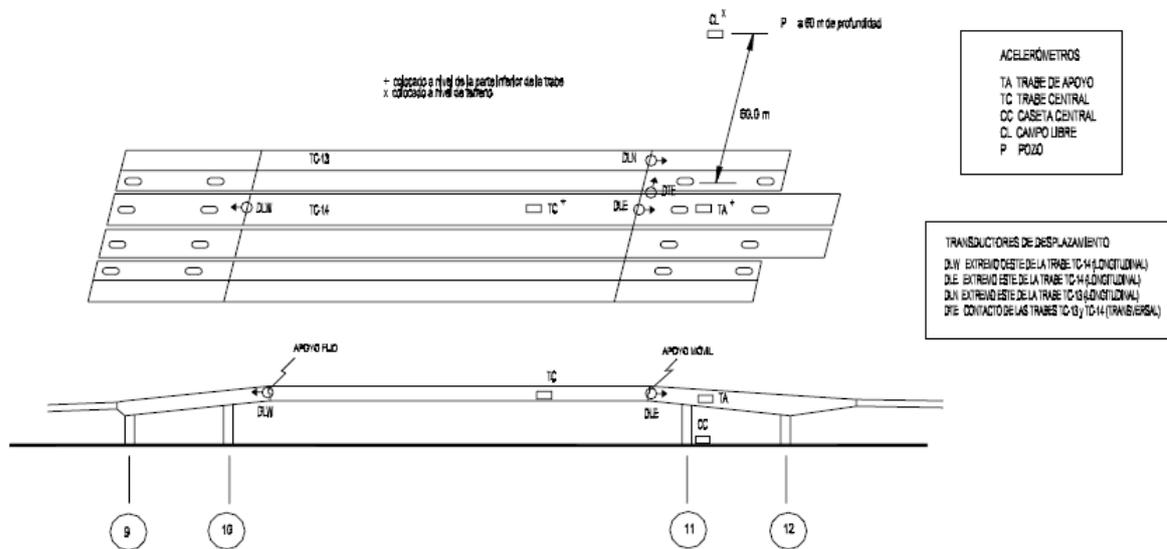
Para el sitio II la frecuencia en la etapa I fue de 0.787 s, en tanto que para la etapa II se apreció en 0.60 s en la dirección T, por lo que se observa un aumento en la rigidez del sistema estructural.

La correlación suelo y la estructura reflejaron que en el sitio II la cimentación actúa como cuerpo rígido (base empotrada), esto por las elevadas rigideces de traslación y rotación elevadas.

En lo que concierne al trabajo de Rivera y Meli (2003) se realizó un análisis del desempeño sísmico del puente vehicular Impulsora previo de los cinco registros sísmicos al año 2003, se estudió el desplazamiento del terreno, estructura, así como la incidencia de los apoyos, además se exponen resultados de modelos

analíticos de distinta complejidad, se determina que, para sismos de intensidades del rango de diseño, la consecuencia del puente permanecerá muy bajo de los límites admisibles.

Para dicho estudio, se colocaron dos acelerómetros triaxiales en la cubierta, el primero designado TC, se localiza dentro de la trabe central, el segundo denominado TA se ubica dentro de la trabe de apoyo. Similarmente en la base del puente se colocaron tres acelerómetros nominado estación caseta central (CC), se sitúa encima de la losa tapa de la cimentación, en tanto los otros dos determinados como estaciones campo libre (CL) y pozo (P), se ubican a 60 m de separación de la estructura, CL se encuentra encima de la superficie, mientras P se ubica a 60 m de profundidad (Apéndice A Figura 4.).



Apéndice A Figura 4. Instrumentación de la estructura, (Rivera, D., & Meli, R., 2003).

Los registros sísmicos extraídos de abril de 1998 a enero de 2003 se muestran en el Apéndice A Tabla 6., en la cual también presentan las aceleraciones máximas registradas por los acelerómetros.

Evento	Magnitud Mc	Epicentro	Dirección	P (60 m)	CL	CC	TA	TC
15-junio-99	6.7	Sur de Tehuacan Puebla	L	16.30	29.20	27.70	26.90	27.90
			T	10.90	24.20	23.90	29.90	28.20
			V	5.68	11.50	2.10	8.04	17.30
30-sep-99	7.4	Costa De Guerrero	L	-	-	27.80	27.50	27.90
			T	-	-	22.80	24.80	25.80
			V	-	-	1.86	7.56	8.46
22-ene-03	7.6	Costa de Colima	L	6.43	26.20	-	27.00	27.60
			T	8.73	22.20	-	26.00	26.70
			V	1.97	5.08	-	3.10	7.39

Aceleraciones en gal

CL campo libre CC caseta central

TA trabe de apoyo

TC trabe central

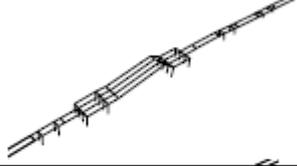
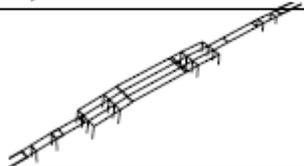
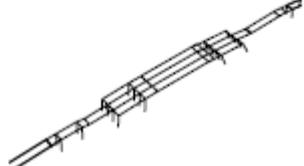
P pozo

Apéndice A Tabla 6. Aceleraciones máximas registradas en diferentes partes del Puente Impulsora, (Rivera, D., & Meli, R., 2003).

Conforme al estudio de Rivera y Meli (2003) se determinó que la estructura es rígida, sólo expone alguna flexibilidad en el sentido transversal y vertical, se identificaron los periodos de vibración que se presenta en el Apéndice A Tabla.7.

Con base al análisis se apreciaron cuatro formas modales, la primera respecto al desplazamiento de traslación de la estructura en la dirección transversal con un periodo de 0.43 s, el segundo modo en la dirección vertical con 0.40 s; el tercer modo, el cual se considera un movimiento local en dirección L, el desplazamiento es de traslación con un periodo de 0.2 s, el cuarto modo en la dirección longitudinal vinculado a un desplazamiento de traslación de la estructura con un periodo de 0.11 s.

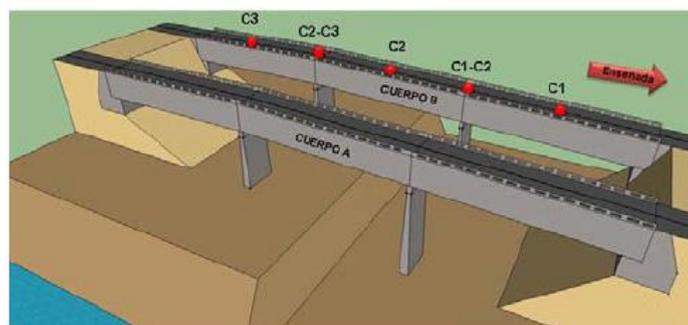
Se realizó un análisis con un modelo simplificado cuyos resultados se compararon con la respuesta medida, tal como se muestra en el Apéndice A Tabla 7., en la cual se puede apreciar que en las primeras frecuencias modales el modelo reproduce adecuadamente la respuesta registrada por los sensores de monitoreo.

Modo de vibración	Dirección	Medido T (s)	Calculado T (s)
	Transversal	0.43	0.40
	Vertical	0.40	0.43
	Longitudinal (Movimiento relativo de las vigas TA y TC)	0.20	0.23
	Longitudinal	0.11	0.18

Apéndice A Tabla 7. Comparación de periodos de vibración, calculado contra medido, (Rivera, D., & Meli, R., 2003).

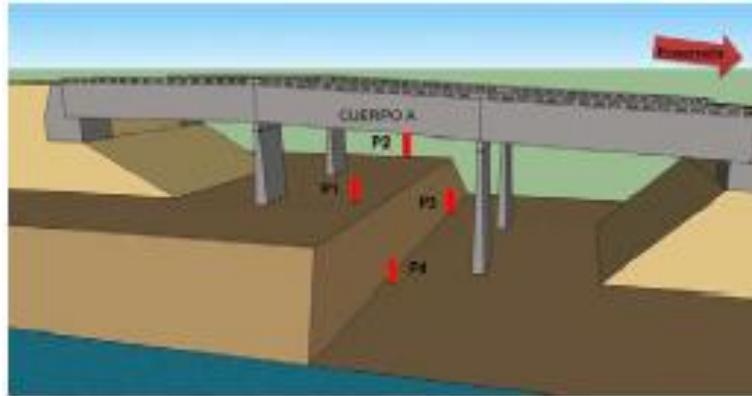
Otro trabajo que se revisó fue el de Calvillo et al. (2015) en el que se midieron las Propiedades Dinámicas y Modelado Numérico del Puente Manantiales en Baja California, México, mediante vibración ambiental.

Las pruebas de vibración ambiental se realizaron en el puente como en el terreno, se emplearon tres acelerómetros triaxiales (S16, S17 y S18) y se consiguieron registros de aceleración de seis sitios diferentes (Apéndice A Figura 5.).



Apéndice A Figura 5. Ubicación de los puntos de registro sobre el puente. (Calvillo, M., Huerta, C. & Espinoza, F., 2015).

En campo libre se obtuvieron registro de cuatro puntos (Apéndice A Figura 6.).



Apéndice A Figura 6. Ubicación de los puntos de registro en campo libre.  
(Calvillo, M., Huerta, C. & Espinoza, F., 2015).

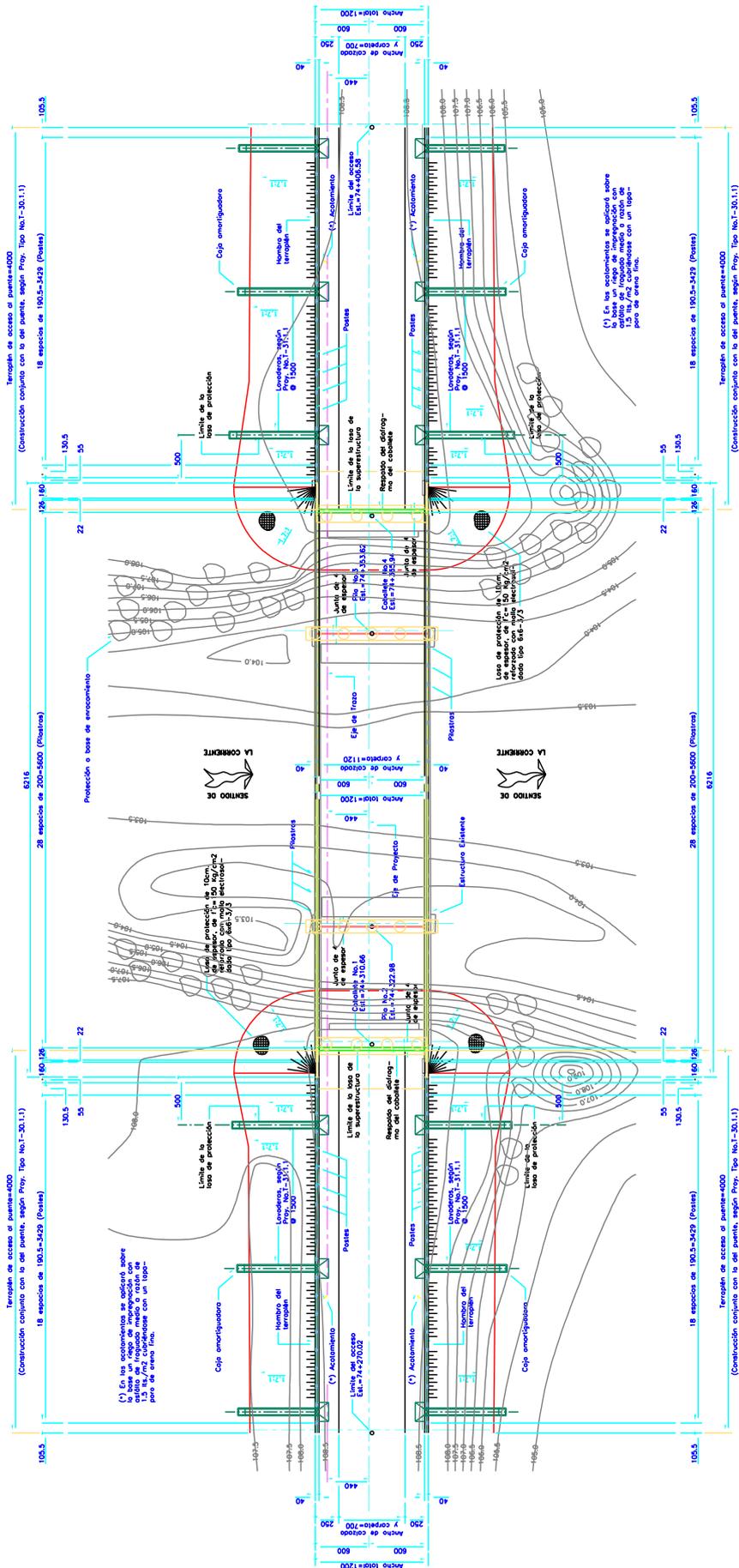
Los periodos principales promedio adquiridas de forma experimental al centro de los claros C1, C2, y C3 fueron: 0.34 s, 0.35 s y 0.33 s, respectivamente. Se observa en el claro C2 levemente un valor mayor en comparación de los otros dos claros; este valor mayor se puede atribuir a una menor rigidez con respecto a los otros dos claros. El periodo elemental apreciada en la intersección de los claros (apoyos de las pilas) C1 y C2 fue de 0.33 s, en tanto que en la intersección de los claros C2 y C3 fue de 0.327 s, estos periodos son menores que las medidas en el centro de los tres claros.

## ANEXO B. INSPECCIÓN DETALLA.

### INSPECCIÓN DETALLADA DEL ESTADO FÍSICO DE LOS PUENTES.

PUENTE MEXICALI-SAN FELIPE					
JEFE DE BRIGADA: ING ABRAHAM VALENCIA			FECHA: 22/FEB/2022		
1.- CARRETERA:	Mexicali-Laguana de Chapala				
2.- CAMINO TIPO:	A2				
3.- TRAMO:	Meexicali-San Felipe				
		COLINEAL A LA CARRETERA	X		
		TRANSVERSAL A LA CARRETERA			
EXISTE EL PUENTE	X				
NO EXISTE EL PUENTE					
4.- SUBTRAMO:	Nacozzaride Garcia Moctezuma				
5.- KILOMETRO:	74+338.30				
6.- ORIGEN:	México				
<b>7.- TIPO DE SUPERESTRUCTURA:</b>					
CONCRETO REFORZADO	X		CONCRETO PRESFORZADO		
METÁLICO			METÁLICO-CONCRETO		
OTRO ESPECIFICAR:	Se trata de un puente de losa plana, dividida en 3 tramos formando un sistema isostático en varios claros, con una longitud de 55.28 m., ancho de 12 m., en la actualidad. Fotos 1,2,3 y 4.				
<b>8.- TIPO DE SUBESTRUCTURA.</b>					
	CONCRETO	X		CONCRETO	X
ESTRIBO	MAMPOSTERÍA		PILAS	MAMPOSTERÍA	
Tiene 2 caballetes extremos, sus conos de derrame tiene una protección con una platilla de mamposteria, tienen grupos de pilas centrales de concreto reforzado de sección cuadrada unidos con cabezales. Fotos 9,10,11,12,13,14,15 y 16					
<b>9.- TRAZO GEOMÉTRICO</b>					
EN PLANTA	TANGENTE	X			
	CURVA DERECHA				
	CURVA IZQUIERDA				
EN ELEVACIÓN	TANGENTE	X			
	CURVA DERECHA				
	CURVA IZQUIERDA				
EN ELEVACIÓN	NORMAL	X			
	ESVIAJADO			GRADOS DER.	
	ESVIAJADO			GRADOSIZQ.	
<b>10.- JUNTAN DE DILATACIÓN</b>					
EXISTE	X				
DESCRIPCIÓN:	Solo tiene 2 juntas extremas y 2 centrales. Foto 19				
ESTADO:	Se encuentran tapadas con asfalto.				
<b>11.- APOYOS</b>					
METÁLICO			PLOMO		
NEOPRENO			OTRO		
DESCRIPCIÓN:	No existe, se ve que la losa esta colada monolíticamente. Fotos 15 y 16.				
ESTADO:	NA				
<b>12.- PARAPETO</b>					
DESCRIPCIÓN:	Se trata de un parapeto tipo t-34.1.1 con un contratrape de concreto reforzado, largueros, los remates son de concreto.				
ESTADO:	Buen estado				
<b>13.- TABLERO DE CONCRETO PRESFORZADO.</b>					
DESCRIPCIÓN:	No aplica.				
ACCESOS:	Son de material, solo se nota asentamiento ligero a la entrada en el carril derecho. Fotos 1,2,3 y 4				
DIAFRAGMAS:	Cantidad	3			
DESCRIPCIÓN:					
ESTADO:	Buen estado				
TRABES:	No aplica				
DESCRIPCIÓN:					
ESTADO:					

<b>LOSAS:</b>				
DESCRIPCIÓN:	Es una losa por tramos de concreto donde el rodamiento tiene algunos detalles.			
ESTADO:	La parte original denota algunas reparaciones y no se ve que haya filtraciones.			
<b>LOSAS DE BANQUETA:</b>				
DESCRIPCIÓN:	Las banquetas en realidad no existen, para que no transite la gente. Fotos 1 y 2			
ESTADO:				
<b>FLECHAS:</b>				
TRABES:	SE APRECIAN	<input type="checkbox"/>	NO SE APRECIAN	X
LOSAS:	SE APRECIAN	<input type="checkbox"/>	NO SE APRECIAN	X
<b>14.- ESTUDIO DEL CAUSE:</b>				
<b>A LOS LADOS DE LA ESTRUCTURA, 200 MTS. EXISTE:</b>				
RIO	<input type="checkbox"/>	CARRETERA	<input type="checkbox"/>	FERROCARRIL
OTRO	<input type="checkbox"/>	ESPECIFICAR	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<b>EFFECTOS DE SOCAVACIÓN</b>				
SE APRECIAN:	<input type="checkbox"/>	NO SE APRECIAN	<input type="checkbox"/>	
DESCRIPCIÓN:				
<b>ENCAMIZADO:</b>				
DEFINIDO:	<input type="checkbox"/>	TANGENTE	<input type="checkbox"/>	EN CURVA
INDEFINIDO:	<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>
Croquis (mostrando pilas y estribos)				



Tempalán de acceso al puente=4000  
 (Construcción conjunta con la del puente, según Proy. Tipo No.1-30.1.1)  
 18 espacios de 190.5=3429 (Puentes)  
 6215  
 28 espacios de 200=5600 (Puentes)

Tempalán de acceso al puente=4000  
 (Construcción conjunta con la del puente, según Proy. Tipo No.1-30.1.1)  
 18 espacios de 190.5=3429 (Puentes)  
 6215  
 28 espacios de 200=5600 (Puentes)

(\*) En los acortamientos se especificó sobre el ancho de la base de la superestructura un espesor de 1.5 lb/m<sup>2</sup> con base de concreto con un tipo de arena fina.

(\*) En los acortamientos se especificó sobre el ancho de la base de la superestructura un espesor de 1.5 lb/m<sup>2</sup> con base de concreto con un tipo de arena fina.

P L A N T A ESC. 1:200

DESCRIPCIÓN:	Es una losa de 3 claros y 2 caballetes extremos.		
<b>OBSTRUCCIONES:</b>			
SE APRECIA:	X	NO SE APRECIA:	
DESCRIPCIÓN:	Hay un montón de material junto a las pilas centrales, gaviones cerca del caballete 1 hay material suelto. Fotos 3,4,6,7 y 8.		
<b>15.- ESTADO DE LA SUBESTRUCTURA:</b>			
<b>SOCAVACIÓN:</b>			
SE APRECIA:		NO SE APRECIA:	X
DESCRIPCIÓN (LUGAR Y TIPO):	El caballete 1, tiene una protección de gaviones. Fotos 2,3,4,14,17,18 y 19		
<b>DAÑOS:</b>			
SE APRECIA:	X	NO SE APRECIA:	
DESCRIPCIÓN (LUGAR Y TIPO):			
<b>HUNDIMIENTOS:</b>			
SE APRECIA:		NO SE APRECIA:	X
DESCRIPCIÓN (LUGAR Y TIPO):	MANDAR A MEDIR		
<b>DESPLOMES:</b>			
SE APRECIA:	X	NO SE APRECIA:	
DESCRIPCIÓN (LUGAR Y TIPO):	Se aprecia desplome en la pila No. 3.		
<b>AGRIETAMIENTOS:</b>			
SE APRECIA:	X	NO SE APRECIA:	
DESCRIPCIÓN (LUGAR Y TIPO):	Se aprecian agrietamientos longitudinales en las pilas.		
<b>16.- REVISIÓN DE ACCESOS Y CONOC DE DERRAME:</b>			
<b>ACCESOS:</b>			
ENTRADA	EN TALUD		EN TALUD
	EN CORTE		SALIDA EN CORTE
	A NIVEL	X	A NIVEL
			X
ESTADO DE ACCESOS Y CONOS DE DERRAME, DESCRIPCIÓN: (REVISAR HUNDIMIENTOS Y DETERIOROS).			
ACCESOS:	A la estrada y salida hay ligeros asentamientos, los terraplenes tienen vegetación. Fotos 1,7,8,9,15,16 y 23.		
<b>17.- DRENAJES:</b>			
<b>SUPERESTRUCTURA:</b>			
EXISTEN DRENES	X	NO EXISTEN DRENES	
ESTADO:	Estan completamente destapados. Fotos 20 y 21.		
<b>SUBESTRUCTURA:</b>			
EXISTEN DRENES	X	NO EXISTEN DRENES	
ESCURRE		NO ESCURRE	X
ESTADO:	Se encuentran tapados por el asfalto.		
<b>18.- SEÑALAMIENTOS:</b>			
INDICACIÓN DE EXISTENCIA DE PUENTE Y/O REDUCCIÓN DEL ACOTAMIENTO.			
ENTRADA	EXISTE		EXISTE
	NO EXISTE	X	NO EXISTE
			X
<b>19.- ALUMBRADO SOBRE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE:</b>			
EXISTE		NO EXISTE	X
ESTADO			
<b>20.- MANTENIMIENTO:</b>			
DESCRIPCIÓN:	Deshierbe en la parte de abajo del puente continuar con la limpieza en superestructura.		
<b>21.- REPARACIÓN:</b>			
DESCRIPCIÓN:	Desazolve, renivelar accesos, inyectar fisuras y sellar la superficie de rodamiento y tratar la corrosión.		
<b>22.- OTRAS PARTICULARIDADES:</b>			
DESCRIPCIÓN:			
<b>23.- CALIFICACIÓN</b>	<b>B</b>		

Grado a.- estructuras que presentan una o más deficiencias graves que impliquen peligro inminente para la seguridad pública o que puedan ocasionar la interrupción prolongada del tránsito en la zona de la estructura. Estas estructuras requieren atención inmediata.
Grado b.- aquellas que presentan una o varias deficiencias importantes que de no atenderse pueden evolucionar hacia deficiencias graves. estas estructuras requieren atención a mediano plazo.
Grado c.- las que solo presentan deficiencias menores con evolución lenta y únicamente requieren trabajos rutinarios de conservación.

Las ventajas de usar este formato de evaluación es una inspección no destructiva, rápida, para obtener datos para la evaluación de daños y tomar las decisiones sobre mantenimiento, reparación, refuerzo y la inspección es económica.

Las desventajas de usar este formato de evaluación es desconocer exactamente las propiedades y la correcta colocación de los materiales como el acero y el concreto.

La cédula de inspección ocular del estado físico del puente es un formato realizado por el Colegio de Ingenieros Civiles de México A.C. este formato es la simplificación del formato de evaluación del S.I.A.P.

## CÉDULA DE INSPECCIÓN OCULAR DEL ESTADO FÍSICO DEL PUENTE.

Jefe de brigada: Ing. Valencia González Abraham

Ubicación: Mexicali-Laguna de Chapala, kilometraje 74+338.30

Nombre del puente: Mexicali-Laguna de Chapala

Tramo: Mexicali-San Felipe

Colonia: NA

Delegación o municipio: San Felipe

Entidad Federativa: Baja California

Tipo de suelo (firme, transición, blando): Suelo blando.

<p><b>Tipo de subestructura</b></p> <p><input type="checkbox"/> Estribos de concreto</p> <p><input type="checkbox"/> Estribos de mampostería.</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Pilas o columnas de concreto</p> <p><input type="checkbox"/> Pilas o columnas de acero</p>	<p><b>Tipo de superestructura</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Concreto presforzado</p> <p><input type="checkbox"/> Concreto reforzado</p> <p><input type="checkbox"/> Acero</p> <p><input type="checkbox"/> Concreto-Acero</p>
<p><b>Tablero</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Normal</p> <p><input type="checkbox"/> Esviajado</p>	<p><b>Juntas de dilatación</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Existe</p> <p><input type="checkbox"/> No existe</p>
<p><b>Apoyos</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Neopreno</p> <p><input type="checkbox"/> Metálico</p> <p><input type="checkbox"/> Plomo</p> <p><input type="checkbox"/> Otro</p>	
<p><b>Condición General del Puente</b></p>	
<p><b>Hundimiento</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Ligero</p> <p><input type="checkbox"/> Moderado</p> <p><input type="checkbox"/> Grave</p> <p><input type="checkbox"/> No se aprecia</p> <p><input type="checkbox"/> No aplica</p>	<p><b>Desplome</b></p> <p><input type="checkbox"/> Ligero</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Moderado</p> <p><input type="checkbox"/> Grave</p> <p><input type="checkbox"/> No se aprecia</p> <p><input type="checkbox"/> No aplica</p>

<b>Subestructura y superestructura</b>	
<p>Daños en columnas o estribos</p> <p> <input type="checkbox"/> Ligero  <input checked="" type="checkbox"/> Moderado  <input type="checkbox"/> Grave  <input type="checkbox"/> No se aprecia  <input type="checkbox"/> No aplica </p>	<p>Grado de corrosión de los elementos estructurales de acero</p> <p> <input type="checkbox"/> Ligero  <input type="checkbox"/> Moderado  <input type="checkbox"/> Grave  <input type="checkbox"/> No se aprecia  <input type="checkbox"/> No aplica </p>
<p>Daños en soldaduras</p> <p> <input type="checkbox"/> Ligero  <input type="checkbox"/> Moderado  <input type="checkbox"/> Grave  <input type="checkbox"/> No se aprecia  <input type="checkbox"/> No aplica </p>	<p>Daños en pernos o remaches</p> <p> <input type="checkbox"/> Ligero  <input type="checkbox"/> Moderado  <input type="checkbox"/> Grave  <input type="checkbox"/> No se aprecia  <input type="checkbox"/> No aplica </p>
<p>Trabes principales deformadas</p> <p> <input type="checkbox"/> Ligero  <input type="checkbox"/> Moderado  <input type="checkbox"/> Grave  <input checked="" type="checkbox"/> No se aprecia  <input type="checkbox"/> No aplica </p>	<p>Agrietamiento en zonas de apoyo en elementos estructurales de concreto (grietas por cortante).</p> <p> <input type="checkbox"/> Ligero  <input checked="" type="checkbox"/> Moderado  <input type="checkbox"/> Grave  <input type="checkbox"/> No se aprecia  <input type="checkbox"/> No aplica </p>
<p>Agrietamiento al centro de claro en elementos estructurales de concreto (grietas por flexión)</p> <p> <input type="checkbox"/> Ligero  <input type="checkbox"/> Moderado  <input type="checkbox"/> Grave  <input checked="" type="checkbox"/> No se aprecia  <input type="checkbox"/> No aplica </p>	<p>Agrietamiento en losas.</p> <p> <input type="checkbox"/> Ligero  <input type="checkbox"/> Moderado  <input type="checkbox"/> Grave  <input checked="" type="checkbox"/> No se aprecia  <input type="checkbox"/> No aplica </p>
<p>Daño en juntas de expansión.</p> <p> <input type="checkbox"/> Ligero  <input type="checkbox"/> Moderado  <input type="checkbox"/> Grave  <input checked="" type="checkbox"/> No se aprecia  <input type="checkbox"/> No aplica </p>	<p>Daño en dispositivos de apoyo</p> <p> <input type="checkbox"/> Ligero  <input type="checkbox"/> Moderado  <input type="checkbox"/> Grave  <input checked="" type="checkbox"/> No se aprecia  <input type="checkbox"/> No aplica </p>

Clasificación global.

Grado A. Puentes que presentan una o más deficiencias graves que impliquen un peligro inminente para la seguridad pública o que motiven la interrupción del servicio del puente. Requieren de atención inmediata.

Grado B: Aquellos que presentan una o varias deficiencias moderadas y que pueden evolucionar a graves. Requieren atención a mediano plazo (seis años).

Grado C. Los que solo presenten deficiencias ligeras con evolución lenta. Requiere mantenimiento Rutinario.

Puente Grado:   **B**  

Evidencia fotográfica	Observaciones adicionales (información adicional, evidencia de reforzamiento, etc).
-----------------------	----------------------------------------------------------------------------------------



*Foto 1. Daños en guarnición.*



*Foto 2. Corrosión en la parte inferior de las pilas.*

N/A.



*Foto 3. Grietas longitudinales en las pilas.*



*Foto 4. Grietas en el cabezal.*



*Foto 5. Desplomo en las pilas No. 3 y agrietamiento en el cabezal.*

## ANEXO C. ÁLBUM FOTOGRÁFICO.

La importancia y utilidad del álbum fotográfico, para los informes de inspección de los elementos y daños deben ser comprensibles y fáciles de entender, el álbum fotográfico es la mejor opción para tomar una decisión sobre mantenimiento, reparación y refuerzo.

### a) Elementos que conforman el puente.



Apéndice C Figura 1. Vista hacia Mexicali.



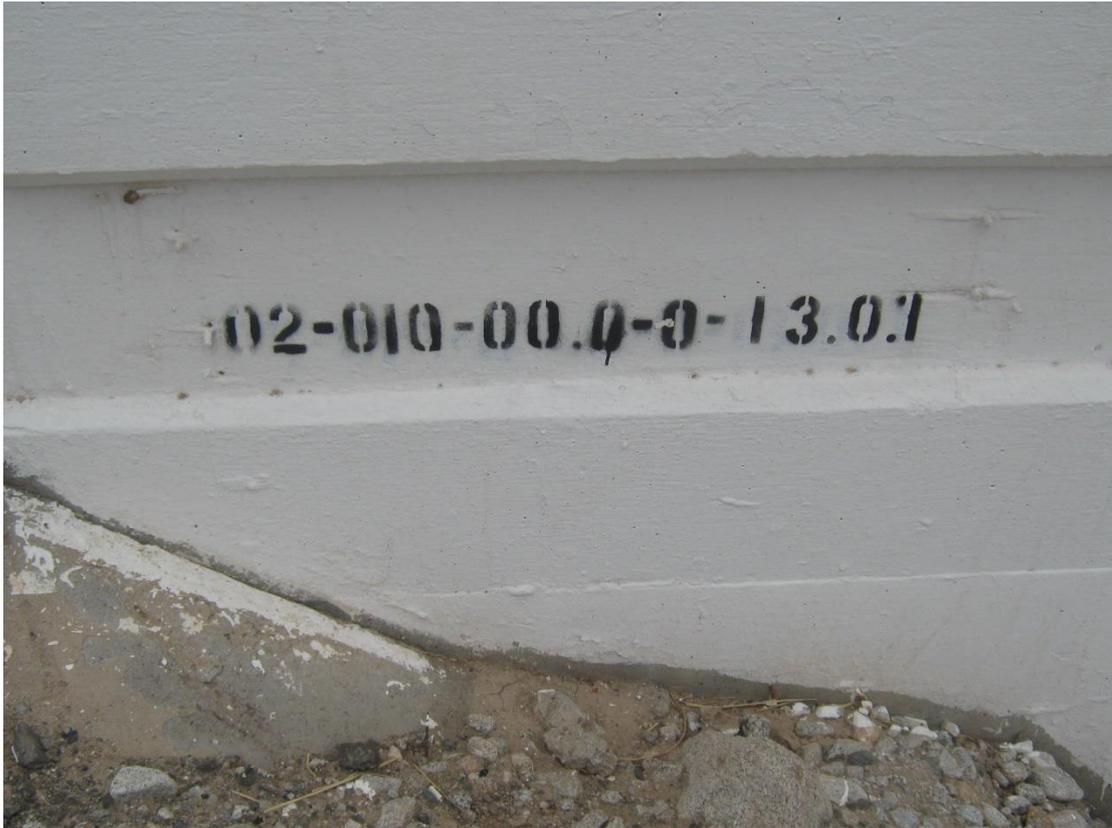
Apéndice C Figura 2. Vista hacia San Felipe.



Apéndice C Figura 3. Vista General 1.



Apéndice C Figura 4. Vista General 2.



Apéncide C Figura 5. Número de Registro.



Apéncide C Figura 6. Vista del Caballete 1.



Apéncide C Figura 7. Vista de la Superestructura tramo 1-2.



Apéncide C Figura 8. Vista del Cono de derrame del Caballete No. 1.



Apéndice C Figura 9. Vista del grupo de pilas No.2.



Apéndice C Figura 10. Cabezal de las pilas No. 2.



Apéndice C Figura 11. Vista de la superestructura en el tramo 2-3.



Apéndice C Figura 12. Vista de las Pilas No.3.



Apéndice C Figura 13. Vista del alineamiento de las columnas en las Pilas No.3.



Apéndice C Figura 14. Cabezal de las Pilas No. 3.



Apéncide C Figura 15. Vista de la superestructura en el tramo 3-4.



Apéncide C Figura 16. Vista del Caballete No. 4.



Apéncide C Figura 17. Vista hacia Aguas Arriba desde arriba del puente.



Apéncide C Figura 18. Vista hacia Aguas Abajo desde arriba del puente.



Apéndice C Figura 19. Vista de las juntas y de la losa.



Apéndice C Figura 20. Guarnición y drenes.



Apéndice C Figura 21. Guarnición y drenes.

b) Daños observados.

**SISTEMA DE ADMINISTRACION DE PUENTES (SIAP)**  
**FORMATO DE INSPECCION VISUAL (F-003)**

Nombre del puente: "MEXICALI-SAN FELIPE"

Fecha: 22/02/2022

Kilometraje: 74+338.30

Carretera: 17



*Foto 1. Daños en guarnición*

Observación: En la Foto 1., se aprecia que la aleta derecha de la guarnición, parte externa e interna del puente, se observa una grieta considerable.



*Foto 2. Corrosión en la parte inferior de las pilas*

Observación: Conforme a la Foto 2., se observan en todo el grupo de pilas la presencia de corrosión en la parte baja de ellas.



*Foto 3. Grietas longitudinales en las pilas.*

Observación: En la Foto 3., se muestra que las pilas presentan grietas en la dirección longitudinal de la pila.



*Foto 4. Grietas en el cabezal.*

Observación: En la Foto 4., se muestran las grietas que prevalecen en el cabezal las cuales tienden a ser diagonales en la zona en donde se conectan con una de las pilas.



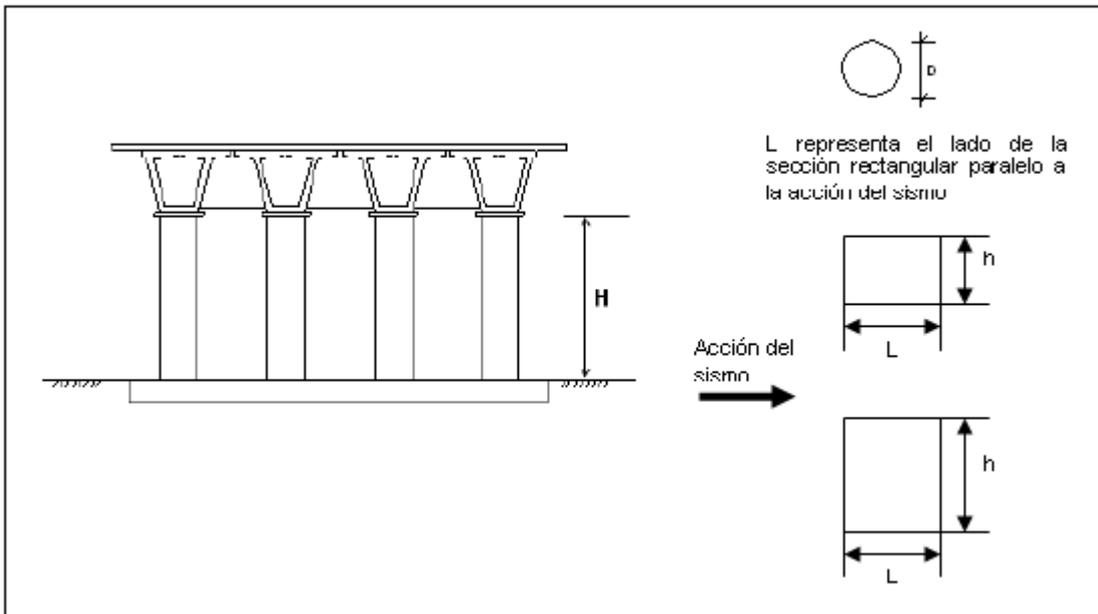
*Foto 5. Desplome en las pilas No. 3 y agrietamiento en el cabezal.*

Observación: En la Foto 5., se ilustra el daño que presenta el eje de pilas No.3, en donde, se aprecia desplome de las pilas, así como el agrietamiento en el cabezal.

**ANEXO D. CATÁLOGO DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD CONFORME A RIVERA (2007).**

Sección de la columna	Año de construcción del puente	H/D (o H/L)	m	a	Samax/g	Tcr (s)
Circular	Antes de 1972	3	5.517	3.975	1.22	0.46
		4	6.763	4.238	0.74	0.71
		5	8.053	4.527	0.51	1
		6	9.401	4.852	0.37	1.32
	Entre 1972 y 1992	3	2.581	3.419	3.96	0.46
		4	2.938	3.482	2.22	0.71
		5	3.284	3.545	1.42	1
		6	3.628	3.608	0.98	1.32
	Después de 1992	3	2.243	3.361	5.52	0.46
		4	2.519	3.408	3.07	0.71
		5	2.783	3.455	1.94	1
		6	3.042	3.501	1.33	1.32
Rectangular (1<L/b<=1.25)	Antes de 1972	3	4.132	3.703	1.18	0.59
		4	5.131	3.897	0.66	0.91
		5	6.291	4.136	0.42	1.28
		6	7.686	4.444	0.29	1.69
	Entre 1972 y 1992	3	2.661	3.433	2.54	0.59
		4	3.073	3.507	1.39	0.91
		5	3.495	3.584	0.87	1.28
		6	3.938	3.666	0.58	1.69
	Después de 1992	3	2.258	3.363	3.71	0.59
		4	2.55	3.415	2.02	0.91
		5	2.848	3.467	1.25	1.28
		6	3.145	3.52	0.84	1.69
Cuadrado	Antes de 1972	3	4.137	3.704	1.88	0.42
		4	5.135	3.898	1.05	0.65
		5	6.294	4.137	0.67	0.91
		6	7.69	4.444	0.47	1.2
	Entre 1972 y 1992	3	2.663	3.434	4.02	0.42
		4	3.075	3.508	2.22	0.65
		5	3.497	3.584	1.39	0.91
		6	3.94	3.667	0.94	1.2
	Después de 1992	3	2.26	3.363	5.89	0.42
		4	2.557	3.416	3.23	0.65
		5	2.849	3.467	2.01	0.91
		6	3.147	3.52	1.36	1.2

Apéndice D Tabla 1. Catálogo de Funciones de Vulnerabilidad Conforme a Rivera (2007).



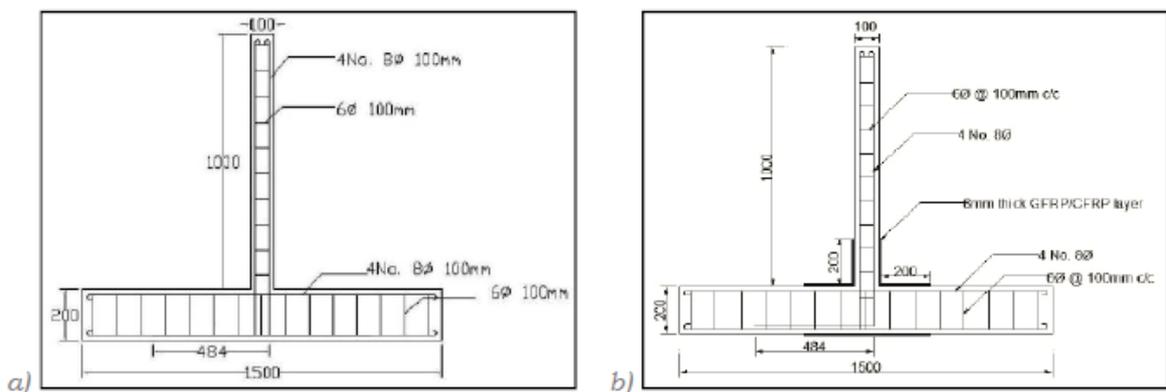
Apéndice D Figura 1. Catálogo de Funciones de Vulnerabilidad Conforme a Rivera (2007).

## ANEXO E. ENSAYES EXPERIMENTALES DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO ENCAMISADAS CON FIBRAS DE CARBONO.

### 1. Jaya K., Mathai J. (2012). Strengthening of RC Column using GFRP and CFRP. 15th World Conference on Earthquake Engineering 2012 (15WCEE).

Este experimento se centró en el comportamiento de columnas de concreto armado rehabilitadas con GFRP (Polímero reforzado con fibra de vidrio) y CFRP (Polímero reforzado con fibra de carbono) sometidas a una carga cíclica. Las columnas fueron diseñadas bajo la norma IS 456-2000.

El experimento se realizó en seis columnas de un tercio de escala. La altura de la columna fue de 1,000 mm con una sección de 100 mm x 100 mm. Los detalles de refuerzo se muestran en Apéndice B figura 1, las columnas están reforzadas longitudinalmente con 4 varillas de 8 mm de diámetro y se atan lateralmente con varillas de 6 mm de diámetro colocadas a cada 100 mm.

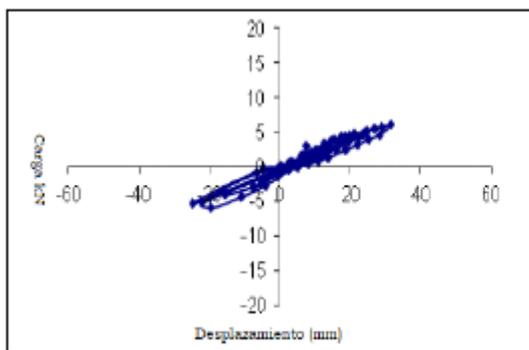


Apéndice E Figura 1. a) Detalles de refuerzo para la columna sin refuerzo. b) Detalles de refuerzo para columnas reforzadas. Todas las dimensiones están en mm. (Jaya y Mathai, 2012)

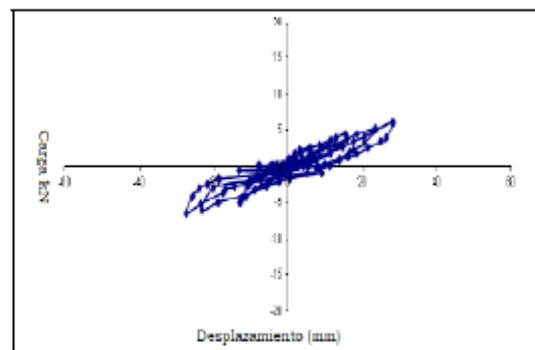
Se hizo una muestra sin GFRP y CFRP, además se probaron tres muestras con 2 capas, 4 capas y 6 capas de envoltura GFRP y otras dos muestras con envoltura CFRP. Los resultados experimentales indican un aumento significativo de

la ductilidad y aumento de la capacidad de absorción de la columna cuando esta se reforza con un encamisado de GFRP y CFRP.

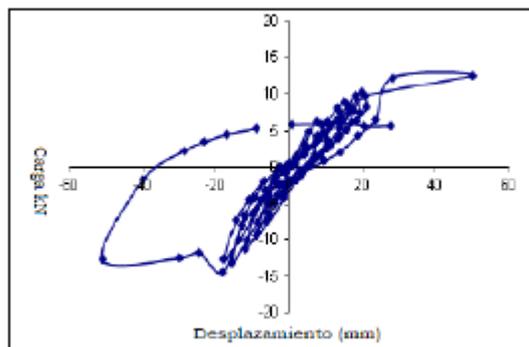
La variación de los desplazamientos laterales con la carga lateral se graficó para todos los especímenes. Se puede observar que la muestra sin reforzar GFC 0 falló en una carga de 6.1 kN con un desplazamiento lateral de 31.5 mm. Las columnas reforzadas con GFRP según la cantidad de capas se muestra en GFC 1, GFC 2 y GFC 3 fallaron a cargas de 6.6 kN, 7.8 kN y 8.4 kN con los desplazamientos correspondientes de 33 mm, 38.5 mm y 46.12 mm. Los especímenes reforzados con CFRP y sus debidas capas CFC 1 y CFC 2 fallaron a cargas de 12.05 kN y 12.15 kN con los correspondientes desplazamientos de 51.08 mm y 51.67 mm



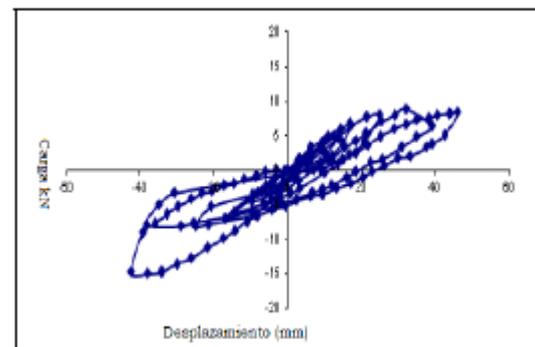
*Especimen sin rehabilitar*



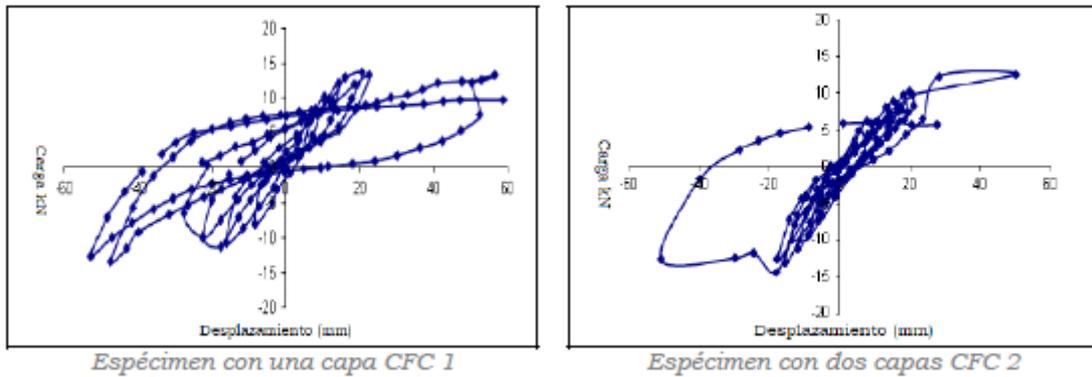
*Especimen con una capa GFC 1*



*Especimen con dos capas GFC 2*



*Especimen con tres capas GFC 3*



Apéndice E Figura 2. Gráficas desplazamientos vs Carga. (Jaya y Mathai, 2012)

Estas graficas nos sirvieron para la obtención de la ductilidad (propiedad que permite incrementar las deformaciones sin perder la fuerza de la estructura), para fines de investigación se obtendrá el factor de la ductilidad de los especímenes GFC 1, CFC 1, CFC2, mismos que se presentan a continuación.

Especimen	Número de capas	Factor de ductilidad
GFC 1	2	5.60
CFC 1	1	4.85
CFC 2	1	4.95

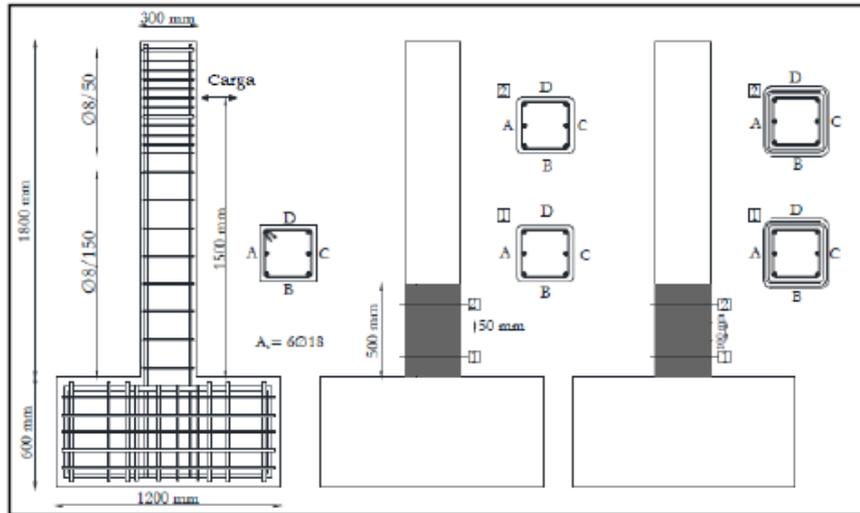
Apéndice E Tabla 1. Factor de ductilidad de los especimenes y numero de capas.

**2. Zoppo M., Ludovico M., Balsamo and Prota A. (2017). Ductility improvement of existing RC columns strengthened with CFRP. Fourth Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures, 2017.**

Este experimento fue desarrollado desplegando el comportamiento de columnas de concreto armado reforzadas utilizando una envoltura continua en el extremo fijo con capas de CFRP, donde se encuentra la articulación plástica, los especímenes fueron voladizos cargados con una carga axial de baja compresión y sometidos a cargas cíclicas de desplazamientos. Este estudio se centró en el aumento de la capacidad de deformación (es decir, la deriva máxima y la ductilidad).

Se realizaron cinco columnas voladizas, diseñadas con propiedades geométricas y refuerzo detallados como se muestra en Apéndice E Figura 3. Cada

espécimen tenía una sección transversal cuadrada de 300 mm x 300 mm, reforzado con seis varillas de 18 mm de diámetro, el refuerzo transversal estaba hecho de 8 varillas de 8 mm de diámetro, separadas a cada 150 mm.



Apéndice E Figura 3. Geometría de especímenes muestra de control y configuraciones confinadas (Zoppo, Ludovico, Balsamo y Prota, 2017)

La carga lateral se aplicó a una distancia de 1.5 m de la base, cuatro especímenes fueron confinados en la base de la columna con hojas de CFRP, el confinamiento se extendió por 500 mm desde la interfaz columna-cimentación. En particular, dos columnas (F1 y F2) confinados con una capa de CFRP, los otros especímenes fueron reforzados con dos capas de CFRP, se utilizaron dos tipos de CFRP (Denominados Tipo A y B) con las propiedades mecánicas que se muestra en el Apéndice E Tabla 2 y las propiedades mecánicas de los materiales de los especímenes se muestran en el Apéndice E Tabla 3.

<i>Tipo de CFRP</i>	<i>Peso (g/m<sup>2</sup>)</i>	<i>E<sub>f</sub> (GPa)</i>	<i>E<sub>fu</sub> (%)</i>	<i>t<sub>f</sub> (mm)</i>
A	600	230	1.30	0.33
B	600	252	1.90	0.33

Apéndice E Tabla 2. Propiedades del material de las fibras de carbono seco. (Zoppo et al., 2017)

<i>Especimen</i>	<i>f<sub>cm</sub></i> <i>(MPa)</i>	<i>ρ<sub>f</sub></i> <i>(%)</i>	<i>N° de</i> <i>capas</i>	<i>Tipo de</i> <i>CFRP</i>
F0	16.30	-	-	-
F1	14.90	0.22	1.00	A
F2	16.00	0.22	1.00	B
F3	29.10	0.44	2.00	A
F4	33.30	0.44	2.00	B

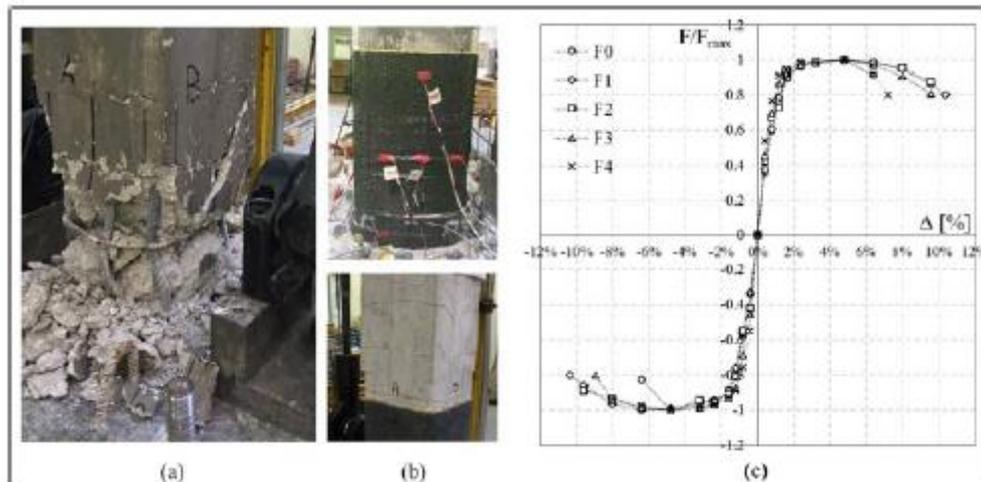
Apéndice E Tabla 3. Propiedades mecánicas del material de los especímenes (Zoppo et al., 2017)

Los especímenes son reportados y comparados en la Apéndice E Figura 2. Cada curva envolvente fue normalizada, con respecto a la fuerza máxima alcanzada durante la prueba por cada espécimen,  $F_{max}$ , con el fin de descuidar la diferencia en la resistencia a la compresión del concreto. Cabe señalar que los especímenes F3 y F4 fueron caracterizados por resistencias a la compresión del concreto mayores que otras muestras (es decir,  $f'_c = 29.10$  y  $33.3$  MPa, aproximadamente dos veces la de las columnas F0, F1 y F2) y confinada con una relación más alta de refuerzo externo (es decir, dos capas de fibras en lugar de una). Así, el aumento teórico de la deformación axial final del concreto debido a confinamiento externo es igual a la relacionada con las columnas F1 y F2.

Un resumen de los resultados experimentales en términos de deriva última la relación y la ductilidad se presentan en la Apéndice B Tabla 4. La ductilidad se ha evaluado desde un equivalente curva bilineal: el punto de rendimiento se asume como la intersección entre la línea secante al 70% de la carga máxima y la línea horizontal que pasa desde la carga máxima.

		<b>F0</b>	<b>F1</b>		<b>F2</b>		<b>F3</b>		<b>F4</b>	
$\Delta\mu$ (%)	(+)	6.40	10.40	+62%	9.60	+50%	9.60	+50%	7.20	+12%
	(-)	6.40	10.40		9.60		8.90	+40%	8.00	+25%
$\mu$	(+)	4.30	7.20	+68%	6.60	+54%	8.20	+91%	7.40	+72%
	(-)	4.30	7.20		6.60		7.50	+75%	8.10	+89%

Apéndice E Tabla 4. Resumen de resultados experimentales. (Zoppo et al., 2017)



Apéndice E Figura 4. Patrón de daño en la muestra de control (a), en muestras confinadas (b) y normalizada Curvas experimentales de envolvente de deriva de fuerza para los cinco especímenes (c). (Zoppo et al., 2017).

**3. Iacobucci, R. D., Sheikh, S. A., and Bayrak, O. (2003). Retrofit of square concrete columns with carbon fiberreinforced polymer for seismic resistance. Structural Journal, 100(6), 785-794.**

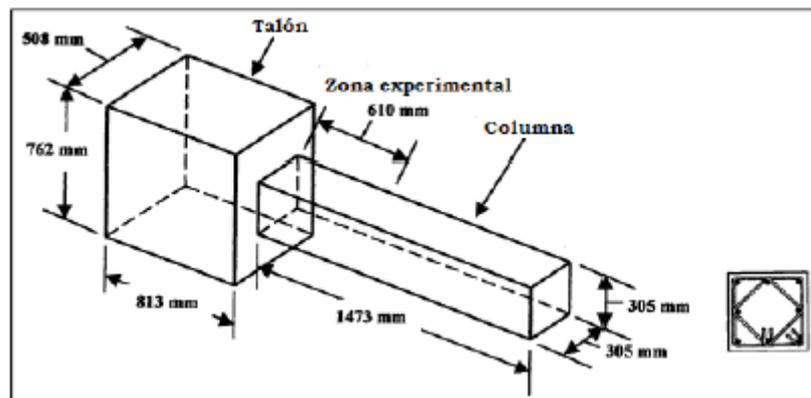
En este experimento se crearon ocho columnas a gran escala diseñadas con detalles de acero transversal no sísmicas, las principales variables en estudio fueron número de capas de CFRP en la zona de prueba, la presencia de daños en la columna y el nivel de carga axial aplicada.

Cada espécimen se compone de una columna de 305 x 305 x 1473 mm, conectadas a un talón de 508 x 762 x 813 mm. Las esquinas de las columnas fueron redondeadas utilizando secciones de madera cóncavas, con un radio de 16 mm. Cada muestra contenía 8 varillas longitudinales distribuidas de manera uniforme.

Las muestras se probaron bajo carga axial constante con carga de flexión y cortante cíclicas para simular las condiciones de carga sísmica. Los detalles se enlistan en el Apéndice E Tabla 5 y en el Apéndice E Figura 5.

Espécimen	$f_c$ (MPa)	Núm. de capas de CFRP	Carga axial	
			$P/f_c A_g$	$P/P_0$
AS-1NS	31.40	0	0.40	0.33
ASC-2NS	36.50	1	0.38	0.33
ASC-3NS	36.90	2	0.65	0.56
ASC-4NS	36.90	1	0.65	0.56
ASC-5NS	37.00	3	0.65	0.56
ASC-6NS	37.00	2	0.38	0.33
AS-7NS	37.00	0	0.38	0.33
ASCR-7NS	37.00	1	0.38	0.33
AS-8NS	42.30	0	0.62	0.56
ASCR-8NS	42.30	3	0.62	0.56
AS-3	33.20	0	0.60	0.50
AS-19	32.30	0	0.47	0.39

Apéndice E Tabla 5. Detalles de especímenes (Iacobucci et al., 2003)



Apéndice E Figura 5. Geometría y configuración de acero. (Iacobucci et al., 2003)

La primera letra, “A”, representa la configuración de acero transversal representado en la figura. La letra, “S”, indica la presencia de un talón, mientras que la letra, “C”, indica que la columna fue reforzada con CFRP en la zona de prueba, las letras, “CR”, revelan que la muestra son reforzamiento fue dañada primero y reparada con CFRP y probada de nuevo. El número indica la secuencia de prueba.

Las muestras fueron adaptadas mediante encamisados de fibra, Se utilizaron dos tipos de materiales compuestos de FRP para reforzar las columnas dañadas como se muestra en el Apéndice E Tabla 6. Las propiedades mecánicas de los materiales compuestos se enlistan en el Apéndice E Figura 6, determinados a partir de ensayos.

Compuesto	Espesor (mm)	Resistencia a la tensión, ancho de la unidad (N/mm/capa)	Tensión a la falla	Modulo elástico (MPa)
CFRP	1.00	962.00	0.0126	76,350.00
GFRP	1.25	563.00	0.0211	21,346.00

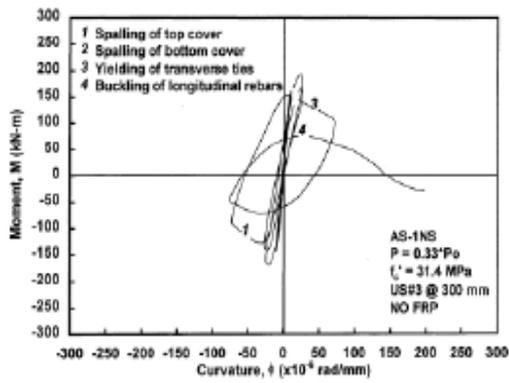
Apéndice E Tabla 6. Propiedades de los materiales FRP. (Iacobucci et al., 2003)



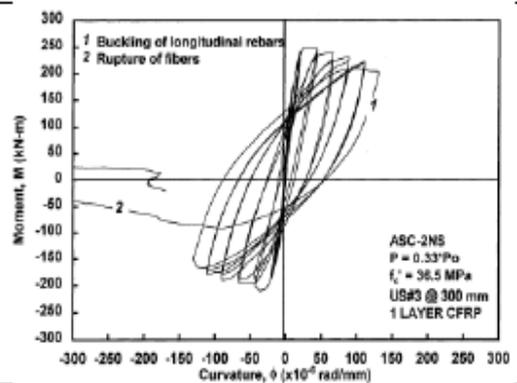
Apéndice E Figura 6. Reforzamiento de columna. (Iacobucci et al., 2003)

La influencia de fortalecimiento de columnas cuadradas deficientemente construidas con CFRP se evalúa usando comparaciones similares de especímenes probados bajo condiciones de carga idénticas. Las muestras AS-1NS, ASC-2NS, y ASC-6NS contenían cantidades insuficientes similares de acero transversal sísmica en comparación con los requisitos del código (ACI 318-02 7).

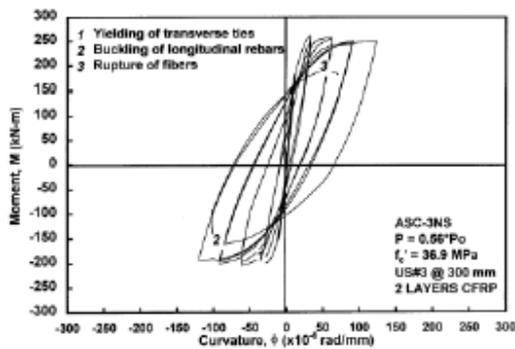
Cada columna se sometió a una carga axial que era 33% de la capacidad de la columna nominal. Este nivel de carga representado una fuerza ligeramente superior a la carga equilibrada en cada caso. Mientras que el espécimen AS-1NS sirvió como la columna de control, las muestras de ASC-2NS y ASC-6NS fueron adaptados con uno y dos capas de CFRP, respectivamente. En el Apéndice E Tabla 7, muestra los resultados de ello, mientras que en el Apéndice E Figura 7 se muestra la variación de momentos con la curvatura para cada uno de los especímenes.



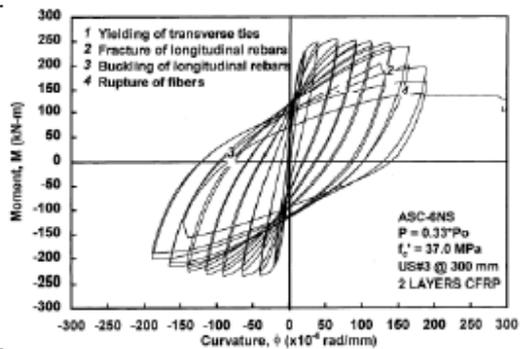
*Espécimen AS-1NS*



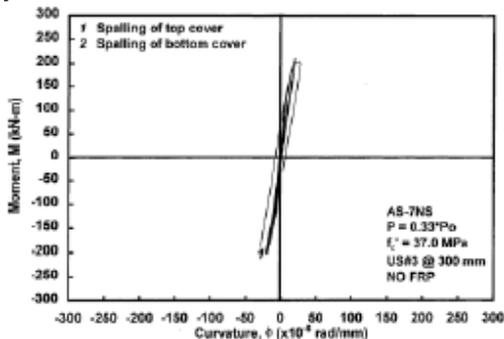
*Espécimen ASC-2NS*



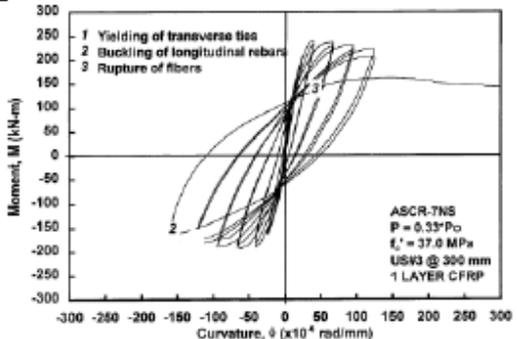
*Espécimen ASC-3NS*



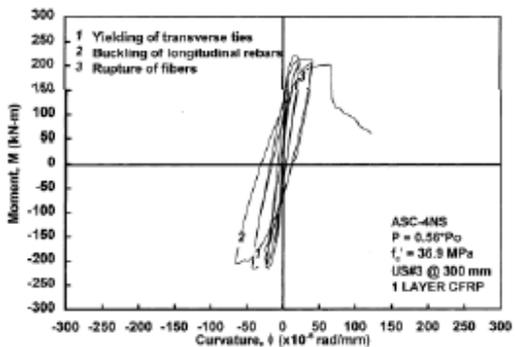
*Espécimen ASC-6NS*



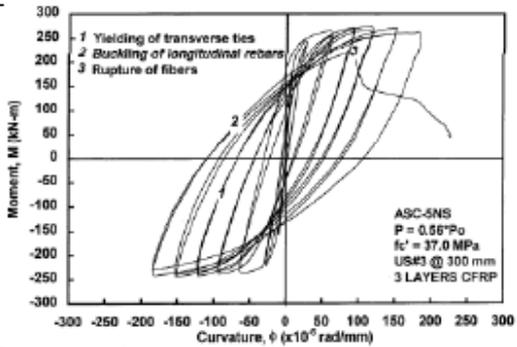
*Espécimen AS-7NS*



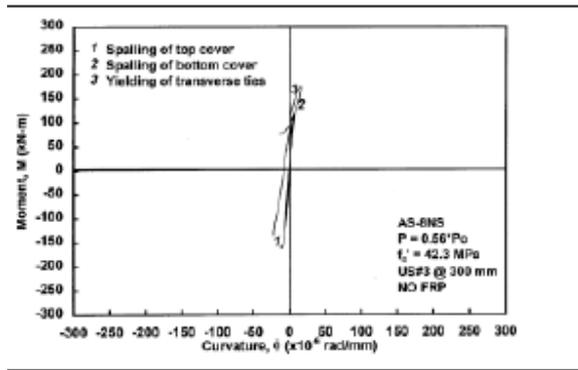
*Espécimen ASCR-7NS*



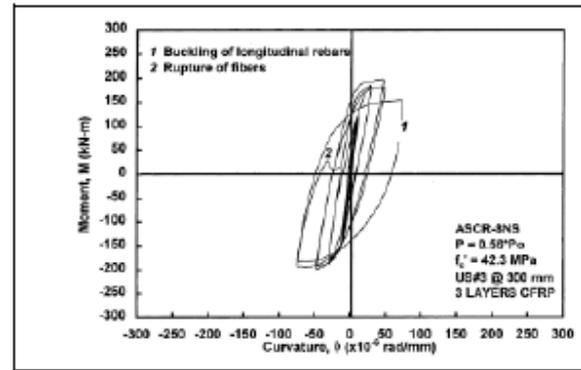
*Espécimen ASC-4NS*



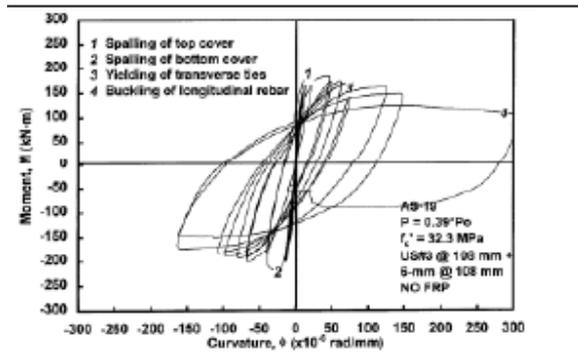
*Espécimen ASC-5NS*



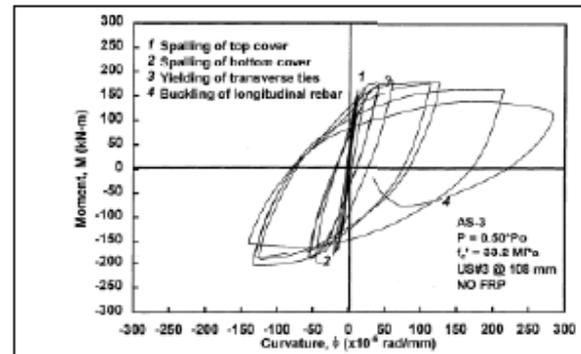
*Espécimen AS-8NS*



*Espécimen ASCR-8NS*



*Espécimen AS-19*



*Espécimen AS-3*

Apéndice E Figura 7. Gráficas curvatura vs momento. (Iacobucci et al., 2003)

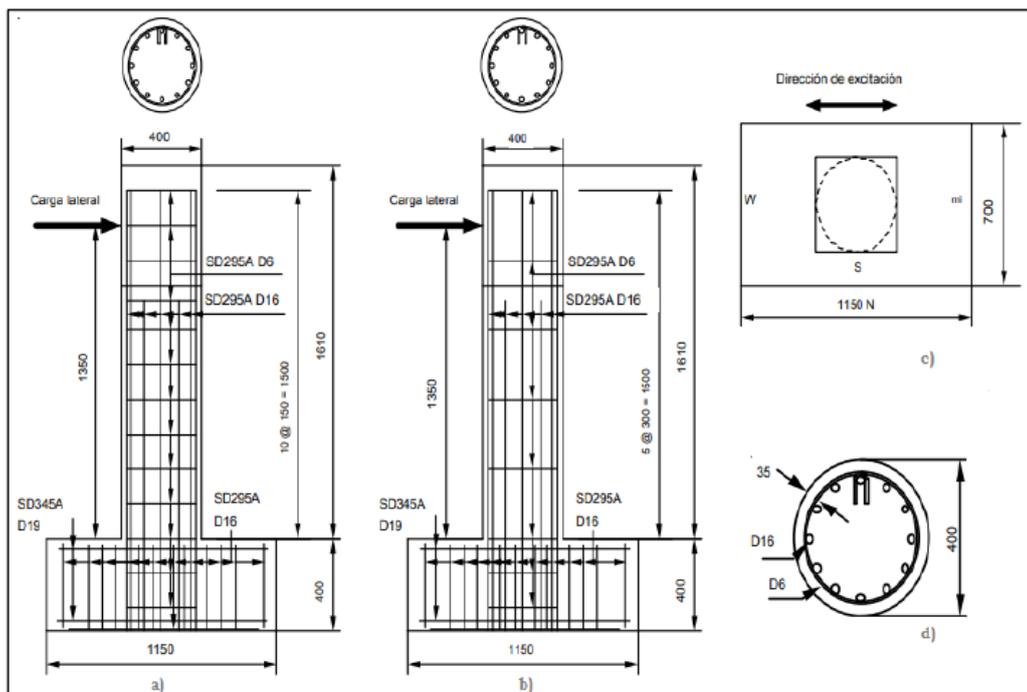
Espécimen	N° capas	$V_{m\acute{a}x}$ (kN)	$M_{m\acute{a}x}$ (Kn-m)	Factores de ductilidad		
				$\mu_{\Delta 80}$	$\mu_{\phi 80}$	$\mu_{\phi 90}$
AS-1NS	0	108.20	180.40	3.70	5.30	4.10
ASC-2NS	1	127.50	228.80	6.10	11.60	9.10
ASC-3NS	2	126.40	233.20	5.60	+	+
ASC-4NS	1	120.70	218.20	5.20	+	+
ASC-5NS	3	131.30	260.10	7.10	+	+
ASC-6NS	2	129.60	245.80	8.20	+	15.40
AS-7NS	0	117.20	208.40	+	+	+
ASCR-7NS	1	118.10	215.80	5.40	+	+
AS-8NS	0	105.70	167.60	+	+	+
ASCR-8NS	3	113.40	198.00	+	+	+
AS-3	0	97.00	192.90	4.70	+	+
AS-19	0	108.50	202.10	4.00	19.00	10.00

Apéndice E Tabla 7. Resultados experimentales (Iacobucci et al., 2003)

**4. Zafra, R. G., and Kawashima, K. (2008). Analysis of Carbon Fiber Sheet Retrofitted RC Bridge Columns. In 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China**

Este estudio experimental tuvo como objetivo investigar el comportamiento cíclico de las columnas rehabilitadas. Este estudio presento un análisis del comportamiento de histéresis de columnas circulares de concreto armado. El análisis se verificó basado en datos de pruebas cíclicas disponibles y análisis proporciona buena concordancia con los resultados experimentales. Utilizando el análisis de elementos de fibra, el efecto de rehabilitación CFS en la respuesta sísmica de un puente prototipo también se aclaró.

Se ensayaron seis columnas de concreto armado de 400 mm de diámetro y 1,350 mm de altura eficaz. En el Apéndice E Figura 8, muestra la geometría y el detalle de refuerzo. En el Apéndice E Tabla 8 enlista las propiedades de la sección de las columnas y en el Apéndice E Tabla 9, las propiedades del encamisado experimental.



Apéndice E Figura 8. Las muestras de columna para prueba de carga cíclica: (a) muestra A1-A3, (b) B1-B3 espécimen, (c) vista superior, y la sección (d) (Kawashima et al., 2000)

<b>Muestra</b>	<b>Serie A</b>			<b>Serie B</b>		
	<b>A1</b>	<b>A2</b>	<b>A3</b>	<b>B1</b>	<b>B2</b>	<b>B3</b>
Diámetro (mm)	400	400	400	400	400	400
Altura efectiva (mm)	1,350	1,350	1,350	1,350	1,350	1,350
Relación de cortante	3,375	3,375	3,375	3,375	3,375	3,375
Relación axial de refuerzo (%)	1.89	1.89	1.89	1.89	1.89	1.89
Espacio de ligadura (mm)	150	150	150	300	300	300
Cuantía de armadura, $\rho_s$ (%)	0.256	0.256	0.256	1.128	1.128	1.128
Cuantía CFS, $\rho_{CFS}$ (%)	0.00	0.111	0.222	0.00	0.111	0.222
Resistencia del concreto (MPa)	30.00	30.00	27.50	30.00	30.00	27.50

Apéndice E Tabla 8. Propiedades de la columna para prueba de carga cíclica. (Kawashima et al. 2000)

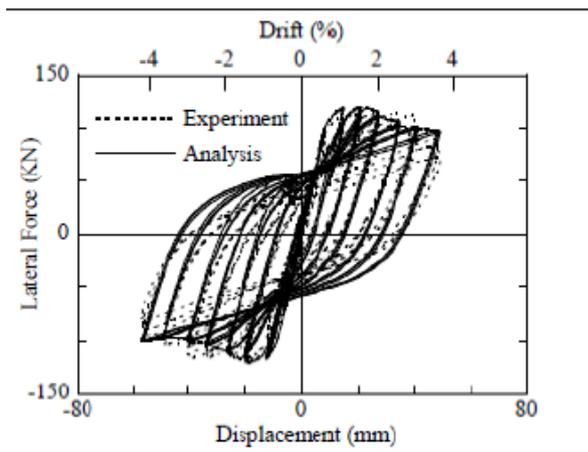
<b>Propiedades</b>	<b>Nominal</b>	<b>Medido</b>
Cantidad de CF (g/m <sup>2</sup> )	200.00	200.00
Espesor de lámina (mm)	0.11	0.11
Resistencia a la tensión (MPa)	3,400.00	4,476.00
Módulo elástico (GPa)	230.00	266.00
Ruptura a la tensión (%)	1.50	1.63

Apéndice E Tabla 9. Propiedades de CFS utilizados en el experimento (Kawashima et al. 2000)

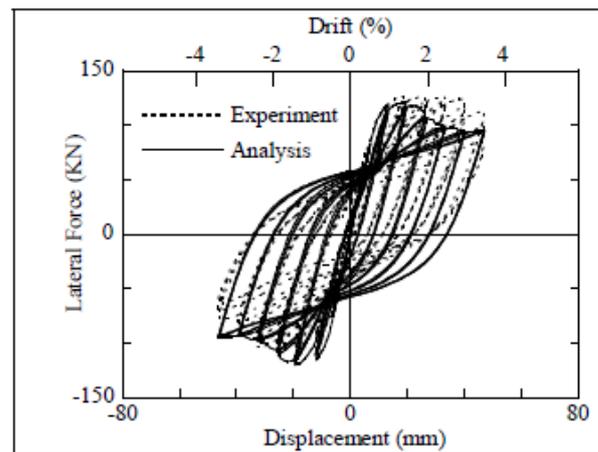
Se puede observar en el Apéndice E Figura 9, el aumento de resistencia a la flexión y la ductilidad se alcanza con un aumento de relación volumétrica de CFS 3. Sin embargo, la resistencia a la flexión y la ductilidad de la columna confinados por una capa de CFS ( $\rho_{CF}=0.111\%$ ) fue mayor en comparación con la columna confinada por dos capas de CFS ( $\rho_{CF}=0.222\%$ ). El efecto de aumentar la relación de refuerzo de amarre en la respuesta histerética de las columnas rehabilitadas con CFS se muestra en el Apéndice E Figura 9. En el Apéndice E Tabla 10 se muestran los resultados experimentales.

Especimen	$f_c$ (MPa)	Dimensiones		Características encamisado				$\mu$
		h (m)	D (mm)	Tipo	Capas	Módulo elástico (GPa)		
A2	30.00	1.35	400.00	CFS	1.00	230 / 266	8.22	
A3	27.50	1.35	400.00	CFS	2.00	231 / 266	8.25	
B2	30.00	1.35	400.00	CFS	1.00	232 / 266	9.13	
B3	27.50	1.35	400.00	CFS	2.00	233 / 266	6.40	

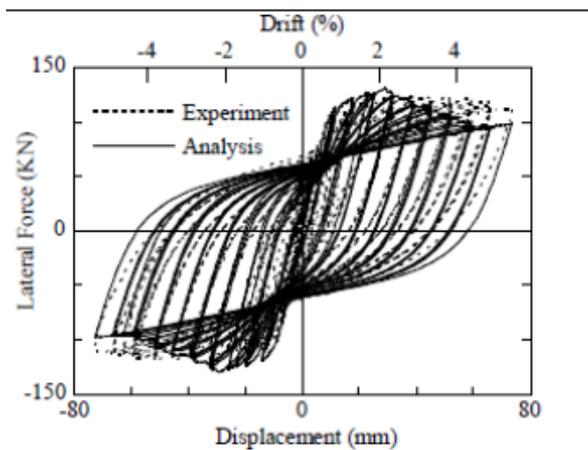
Apéndice E Tabla 10. Resultados experimentales



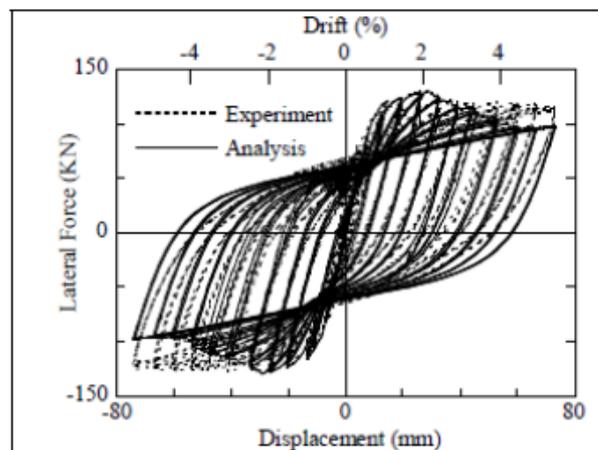
*Especimen A1*



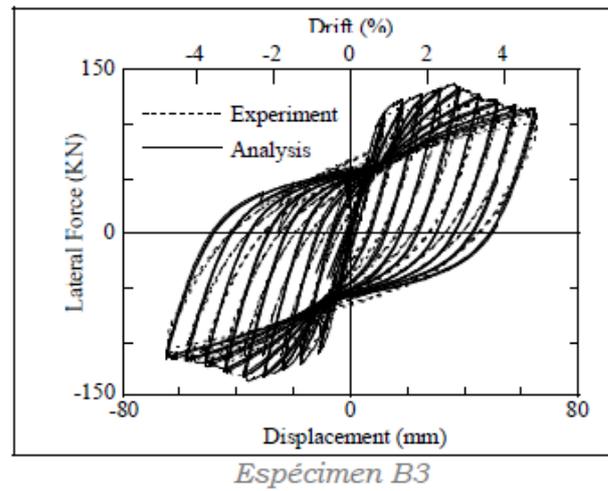
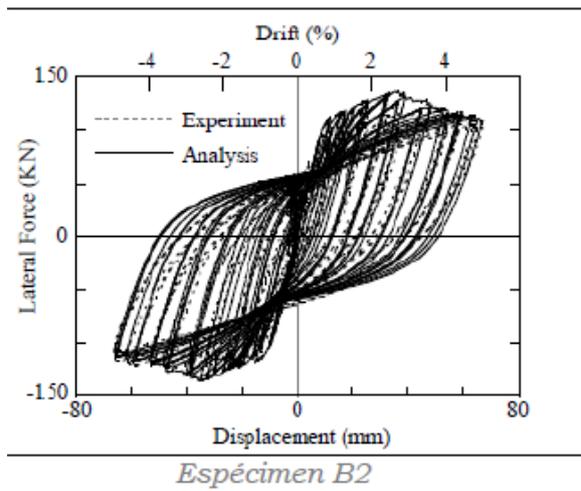
*Especimen A2*



*Especimen A3*



*Especimen B1*



Apéndice E Figura 9. Gráficas de desplazamiento vs carga lateral. (Kawashima et al. 2000)