



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

**“ESTRATEGIAS DE REHABILITACIÓN
SÍSMICA DE PUENTES DE CONCRETO”**

**TESIS
PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:
JESSICA ALVARADO ACEVEDO**

**ASESOR:
DR. DARÍO RIVERA VARGAS**



SANTA CRUZ ACATLÁN, EDO. DE MÉXICO

AGOSTO, 2019



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.

AGRADECIMIENTOS

"Si quieres encontrar los secretos del universo, piensa en
términos de energía, frecuencia y vibración"
Nikola Tesla

A Dios, por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.

A mis padres Modesta Acevedo Díaz y Manuel Alvarado Morales, quienes hicieron todo en la vida para que yo pudiera lograr esta meta tan importante, por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, por los ejemplos de perseverancia y constancia que los caracterizaban y que me han inculcado siempre, por el valor mostrado para salir adelante, pero más que nada por su amor y por todos los sacrificios que hicieron para que yo pudiera llegar hasta donde hoy en día estoy.

A mis hermanos Miriam Alvarado Acevedo y José Manuel Alvarado Acevedo, por ser las personas que junto a mis padres han confiado en todo lo que hago, y por estar conmigo en momentos como éste.

A mi mejor amigo Cesar Callejas, que aunque ya no está conmigo sus consejos y lecciones que aprendí a su lado aun llevo conmigo, a ti que nunca dudaste de mí y que siempre buscabas verme feliz. Así mismo, a mi mejor amigo Jonathan Vite Moreno, por ser la persona que junto a mi familia confiaron en mí y en todo lo que hago, a ti que estuviste siempre motivándome a ser mejor persona, por tus consejos y por la ayuda que siempre me brindaste.

A mi asesor el Dr. Darío Rivera Vargas, por su disposición y por compartir sus conocimientos en este campo de la ingeniería civil, por la paciencia y por los consejos, por el apoyo y motivación que me brinco y por sus acertadas observaciones con las cuales pude culminar este trabajo

A todos mis amigos de la facultad David González, Aldo González, Juan C. Ruiz, Ricardo Torres, Aldeir Trejo, que nos apoyamos mutuamente en nuestra formación profesional y que hasta ahora seguimos siendo amigos, gracias por la dicha y fortuna de poder recorrer este camino a su lado.

Jessica Alvarado Acevedo
Agosto, 2019

TABLA DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	i
TABLA DE CONTENIDO	ii
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
ÍNDICE DE TABLAS	xi
RESUMEN	xii
ABSTRACT	xii
INTRODUCCIÓN	1
Antecedentes	1
Objetivo y Alcance	1
Contenido de la Investigación	2
I. REHABILITACIÓN SÍSMICA EN PUENTES	3
1.1. Estructuración de Puentes Carreteros de Concreto	3
1.1.1. Componentes de la Superestructura.	4
1.1.2. Componentes de la Subestructura.	8
1.2. Criterios de Diseño para Puentes Carreteros	10
1.3. Tipos de Sismo que afectan a los puentes	11
1.4. Daños Observados por Sismo	12
1.4.1. Daños Sísmicos en Superestructura	12
1.4.2. Daños Sísmicos en Subestructura	18
1.5. Aspectos Básicos de Rehabilitación Sísmica de Puentes	28
1.5.1. Generalidades	28
1.5.2. Criterios de Rehabilitación Sísmica	28
1.5.3. Proceso de Rehabilitación	29
II. REPARACIÓN	33
2.1. Aspectos Básicos de la Reparación	33
2.2. Selección de Materiales	34
2.2.1. Resinas.	34
2.2.2. Mortero.	36
2.2.3. Concreto Lanzado	37
2.3. Sellado de Grietas	37
2.3.1. Técnicas de sellado.	37

2.4.	Inyección de Grietas	39
2.4.1.	Razones para la reparación.	40
2.4.2.	Condiciones para la Reparación.	40
2.4.1.	Métodos de inyección.	41
2.5.	Recuperación de la sección de concreto	45
2.6.	Tratamiento de armados expuestos	45
2.7.	Reparación de parapetos	46
2.7.1.	Parapetos de concreto.	46
2.7.2.	Parapetos de acero.	47
III.	REFORZAMIENTO	48
3.1.	Generalidades	48
3.2.	Cables de presfuerzo en la superestructura	48
3.2.1.	Tipos de presfuerzo.	50
3.2.2.	Consideraciones Constructivas del Presfuerzo.	51
3.3.	Encamisado	52
3.3.1.	Encamisado de Concreto Reforzado.	52
3.3.2.	Encamisado de Acero.	55
3.3.3.	Encamisado con Materiales Compuestos.	57
3.3.4.	Comparación de Alternativas.	61
3.4.	Incremento de Elementos Resistentes	62
3.5.	Incremento de secciones	62
3.6.	Refuerzo con soleras metálicas encoladas al concreto	63
3.7.	Cables de anclaje	65
3.8.	Reforzamiento de los Estribos	66
3.9.	Reforzamiento Sísmico de Cimentaciones	67
3.9.1.	Anclajes o conexiones en concreto de la columna y la zapata	67
3.9.2.	Incremento de dimensiones zapata y aumento de pilas.	68
3.9.3.	Presfuerzo en la cimentación.	69
3.10.	Dispositivos de Control de la Respuesta Sísmica	70
3.10.1.	Objetivos de un sistema de aislamiento.	71
3.10.2.	Condiciones que favorecen el uso de aisladores.	71
3.10.3.	Tipos de amortiguadores.	72
IV.	REEMPLAZO	73
4.1.	Cambio de la Cubierta	73
4.1.1.	Cubierta con Parilla de Acero Desnuda.	73
4.1.2.	Cubierta con Parilla de Acero Rellena de Concreto.	73
4.1.3.	Cubierta Exodérmica.	74

4.1.4.	Cubiertas con Placas de Aluminio Ortotrópicas.	74
4.1.5.	Cubiertas de Fibras de Refuerzo de Polímeros.	75
4.2.	Construcción de Topes Sísmicos	75
4.3.	Accesorios	75
4.3.1.	Cambio de Apoyos.	75
4.3.2.	Cambio de Juntas de Expansión.	76
4.4.	Incremento de Longitud de Apoyo	78
4.4.1.	Construcción de un muro con cimentación y un tope sísmico.	78
4.4.2.	Extensión del asiento.	79
4.5.	Restrictores de Movimiento	79
4.5.1.	Restrictores Longitudinales.	79
4.5.2.	Restrictores verticales.	80
4.6.	Muro de tierra mecánicamente estabilizada	81
4.6.1.	Organización y estimación del equipo necesario de montaje.	82
4.6.2.	Características y selección del material de relleno.	82
4.6.3.	Proceso Constructivo.	83
V.	EJEMPLOS DE APLICACIÓN	86
5.1.	Generalidades	86
5.2.	Rehabilitación de un terraplén de acceso	88
5.2.1.	Evaluación de daños.	89
5.2.2.	Propuesta de estabilización.	90
5.2.3.	Evaluación de la vulnerabilidad estructural	91
5.3.	Rehabilitación de una columna	96
5.3.1.	Propuesta de Rehabilitación.	96
5.3.2.	Evaluación de la vulnerabilidad estructural sin rehabilitación.	97
5.3.3.	Construcción de funciones de vulnerabilidad en columnas rehabilitadas.	101
5.3.4.	Evaluación de vulnerabilidad estructural rehabilitada.	109
5.3.5.	Comparación de resultados.	110
CONCLUSIONES		111
REFERENCIAS		113
ANEXO A “TABLA DE DAÑOS”		117
ANEXO B “CATALOGO DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD”		121
ANEXO C “DUCTILIDAD EXPERIMENTAL”		123
1.	Jaya K., Mathai J. (2012). Strengthening of RC Column using GFRP and CFRP. 15th World Conference on Earthquake Engineering 2012 (15WCEE)	123



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. _____ 125
3. 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. _____ 127
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 _____ 132

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1–1.	Componentes básicos de un puente tipo. (Edgar E, Muñoz D, 2012)	4
Figura 1.1–2.	a) Superficie de rodadura de mezcla asfáltica. (MWB, 2012). b) Superficie de rodadura de concreto hidráulico (SPD noticias, 2016)	5
Figura 1.1–3.	Tipos de cubierta o tableros (a. Losa, b. Losa y vigas, c. Vigas cajón)	5
Figura 1.1–4.	Tipos de disposición longitudinal. (Edgar E, Muñoz D, 2012)	6
Figura 1.1–5.	Tipos de juntas de dilatación. a) Junta dentada. b) Acero con sello de neopreno comprimido. c) Acero con sello fijo de neopreno. d) Bloque de neopreno. (Sánchez, 2014)	6
Figura 1.1–6.	Apoyos fijos de acero para puentes (Edgar E, Muñoz D, 2012)	7
Figura 1.1–7.	Apoyo de neopreno reforzado con láminas (Edgar E, Muñoz D, 2012)	7
Figura 1.1–8.	a) Parapeto de acero. b) Parapeto de concreto	8
Figura 1.1–9.	Tope antisísmico (Ingeniería LTDA, 2014)	8
Figura 1.1–10.	Estribo y partes básicas del mismo y cimentación superficial. (Muñoz, 2012)	9
Figura 1.1–11.	Columna sección circular con tablero de viga cajón. (Edgar, Muñoz, 2012)	9
Figura 1.3–1.	Espectros de respuesta de sismos que han llevado al colapso a puentes. (Rivera, 2017)	11
Figura 1.4–1.	Desplazamiento transversal en superestructura. (Hernández, Campos, 2008)	13
Figura 1.4–2.	a) Apoyo sin desplazamiento. b) Desplazamiento relativo en los apoyos	13
Figura 1.4–3.	Apoyo desplazado durante el sismo, Chile. (González, 2016)	14
Figura 1.4–4.	Esquema representativo del movimiento de rotación en juntas. (Muñoz, 2012)	14
Figura 1.4–5.	Junta de dilatación con daño tras terremoto. (PREANSA)	14
Figura 1.4–6.	Desplazamiento de junta debido al asentamiento y rotación de estribo, sismo México, 2017. (Rivera, 2017)	15
Figura 1.4–7.	Colapso de una sección de la superestructura del Puente de la Bahía Oakland-San Francisco, sismo de Loma Prieta en 1989. (Jara et al., 2006)	15
Figura 1.4–8.	Derrumbe del acceso al Puente Nishinomiya-ko sobre la vía rápida de Wangan (Jara et al., 2006)	16
Figura 1.4–9.	Pérdida de apoyo en puente peatonal, sismo de México, 2017. (Rivera, 2017)	16
Figura 1.4–10.	Daños en topes laterales ubicados en las esquinas que forman el ángulo agudo de un puente esviado. (Jara et al., 2006)	17
Figura 1.4–11.	Daño severo en topes laterales del puente Coahuayana, sismo de Manzanillo de 1995. (Jara et al., 2006)	17
Figura 1.4–12.	Falla de tope sísmico en puente de Morelos, sismo de México, 2017. (Rivera, 2017)	18

Figura 1.4–13.	a) Deslizamiento de un terraplén de acceso. b) Asentamiento de un terraplén de acceso. (Quiroz, Ayala)	18
Figura 1.4–14.	Asentamiento en terraplén de acceso. (Hernández, Campos, 2008)	19
Figura 1.4–15.	Falla de columnas por resistencia inadecuada a flexión (Caltrans, 2006)	19
Figura 1.4–16.	Falla por falta de refuerzo transversal de confinamiento en columnas. (Priestley et al., 1996)	20
Figura 1.4–17.	Falla de la soldadura a tope empleada para el empalme de varillas en la zona de articulación plástica. (Jara et al., 2006)	21
Figura 1.4–18.	Baja capacidad a cortante y falta de confinamiento en la zona potencial de formación de articulaciones plásticas. (Priestley, 1996)	21
Figura 1.4–19.	Colapso del viaducto Fukae, sismo de Kobe 1995. (Amini, Taghikhani y Yavari, 2010)	22
Figura 1.4–20.	Colapso del viaducto Takashio, sismo de Kobe 1995. (Amini et al., 2010)	23
Figura 1.4–21.	Falla de cabezal y unión pila-cabezal. (Caltrans, 2006)	23
Figura 1.4–22.	Hundimiento y falla de rotación del estribo, puente Rio Banano, sismo de Costa Rica, 1990. (Jara et al., 2006)	24
Figura 1.4–23.	Esquema de asentamiento y rotación de estribo. a) Antes de la falla. b) Después de la falla. (Priestley et al., 1996)	24
Figura 1.4–24.	Daño en puente carretero de Morelos, presentando falla por asentamiento de estribos. (Rivera, 2017)	25
Figura 1.4–25.	Fisuras presentadas por rotación y asentamiento de estribo en puente carretero de Morelos. (Rivera, 2017)	25
Figura 1.4–26.	Falla de cimentación. (Tomado de: Puente universitaria blogspot)	26
Figura 1.4–27.	Vista general del puente sobre el río Wu. La falla cruzó el puente y provocó el desplome dos tramos de superestructura. (Tomado de Berkeley.edu)	26
Figura 1.4–28.	Puentes dañados por sismos.	27
Figura 1.5–1.	Métodos de evaluación, demanda-capacidad. (Departamento de Transporte, 2006)	31
Figura 1.5–2.	Estrategias de Rehabilitación Sísmica	32
Figura 2.2–1.	Clasificación y aplicación de las resinas sintéticas.	35
Figura 2.3–1.	a) Limpieza y anchura de esta grieta (> 1.6 mm) la hacen idónea para relleno. b) El relleno epóxico se coloca con una espátula de metal flexible. (Trout, 2005)	38
Figura 2.3–2.	Profundidad del sellado. (Trout, 2005)	38
Figura 2.3–3.	Perfilado de grieta con disco diamante exponiendo superficie nueva. (Trout, 2005)	39
Figura 2.3–4.	Eliminación de protuberancias y aplicación de la capa de sellado. (Trout, 2005)	39
Figura 2.4–1.	Proceso de inyección de una resina de poliuretano expandible a través de unas boquillas ancladas a ambos lados de la fisura. (SIKA)	42

Figura 2.4–2.	A. Colocación de las boquillas, anclándolas al concreto. B. Inyección de la resina mediante una bomba a presión. (SIKA) _____	42
Figura 2.4–3.	Proceso de inyección de una resina epóxica a través de unas boquillas colocadas en la superficie de la fisura. (SIKA) _____	43
Figura 2.4–4.	A. Colocación de las boquillas en la superficie. B. Inyección de la resina de baja viscosidad usando un equipo a presión. (SIKA) _____	43
Figura 2.4–5.	A. Perforación de la superficie de un muro con problemas de filtración de agua, para la instalación de las boquillas de inyección. B. Procedimiento de inyección, formando una cortina en la parte de atrás del muro de contención. (SIKA) _____	44
Figura 2.7–1.	Reparación de parapetos. RPP Noticias web, Andina web. _____	46
Figura 2.7–2.	Reparación de parapetos metálicos. (J.V.S Web y Sellwoodbridge Web) _____	47
Figura 3.1–1.	Disipación de energía en un puente convencional y en un puente con aislamiento sísmico. (Jara et al., 2010) _____	48
Figura 3.2–1.	Refuerzo mediante el uso extremo de cables de presfuerzo (Jara et al., 2010) _____	49
Figura 3.2–2.	Uso de presfuerzo vertical para incrementar la capacidad a cortante de las nervaduras. (Jara et al., 2010) _____	49
Figura 3.2–3.	Presfuerzo longitudinal poligonal. (Flores, 2000) _____	50
Figura 3.2–4.	Presfuerzo vertical. (Flores, 2000) _____	51
Figura 3.3–1.	Tipos de encamisados en columnas de puentes _____	52
Figura 3.3–2.	Rehabilitación de una columna con encamisado de concreto. (Chhabra, 2004) _____	53
Figura 3.3–3.	Encamisado con concreto reforzado por flexión. (Armendáriz, 2015) _____	53
Figura 3.3–4.	Encamisado por flexión y cortante de vigas con concreto reforzado. (Armendáriz, 2015) _____	54
Figura 3.3–5.	Encamisado de acero con aumento de resistencia a flexión controlada. Seismic Assessment and Retrofit. _____	56
Figura 3.3–6.	Refuerzo de vigas con estribos pos tensados. (Armendáriz, 2015) _____	56
Figura 3.3–7.	Placas de acero para incrementar la resistencia por flexión y cortante. (Rivera, López y Estrada, 2012) _____	57
Figura 3.3–8.	Colocación de FRP de acuerdo al objetivo del encamisado (SIKA) _____	58
Figura 3.3–9.	Encamisado de columnas con FRP. (Jara, 2011) _____	58
Figura 3.4–1.	Colocación de dos nervaduras intermedias (Elementos sombreados) entre las dos nervaduras existentes. (Jara J. M, Jara M, 2010) _____	62
Figura 3.6–1.	Refuerzo de columna mediante perfiles angulares y soleras encoladas con resinas epóxicas. (Rodríguez, 1998) _____	63
Figura 3.8–1.	Rehabilitación de estribos. Ryall (2001) _____	67
Figura 3.9–1	Restricción al levantamiento (Muñoz et al., 2012) _____	67
Figura 3.9–2.	Aumento de capacidad. (Muñoz et al., 2012) _____	68

Figura 3.9–3.	Adecuación sísmica de una cimentación por un aumento del número de pilotes y extensión de la zapata. <i>Seismic Assessment and Retrofit</i> _____	68
Figura 3.9–4.	Vista en planta de la zapata. Superposición y extensión de la misma. (Muñoz et al., 2012) _____	69
Figura 3.9–5.	Superposición de la cimentación y alargamiento de flejes. (Muñoz et al., 2012) ____	69
Figura 3.9–6.	Mejoramiento del cortante mediante el presfuerzo de la cimentación. (Muñoz et al., 2012) _____	70
Figura 3.10–1.	Diferencias entre la deformación de un apoyo de caucho estándar y un apoyo de caucho laminado. (Muñoz, 2012) _____	71
Figura 4.1–1.	Esquema de una cubierta de parrilla de acero desnuda. (Chen y Duan, 2003) ____	73
Figura 4.1–2.	Esquema de una cubierta de parrilla de acero rellena con concreto. (Chen y Duan, 2003) _____	74
Figura 4.1–3.	Esquema de una cubierta. (Chen y Duan, 2003) _____	74
Figura 4.3–1.	Levantamiento de tableros a base de gatos hidráulicos. _____	76
Figura 4.4–1.	Procedimiento de ampliación de apoyo. (Muñoz, 2012) _____	78
Figura 4.4–2.	Muro realizado como incremento de longitud de apoyo. (Muñoz, 2012) _____	78
Figura 4.4–3.	Esquema de implementación de ménsulas para el incremento de longitud de apoyo. (Muñoz, 2012) _____	79
Figura 4.5–1.	Tipos de Restrictores longitudinales de superestructuras que llegan a columnas y vigas gerber. (Muñoz, 2012) _____	79
Figura 4.5–2.	a) Caltrans con tubería de pared gruesa. b) Caltrans de desplazamientos longitudinales. (Muñoz, 2012) _____	80
Figura 4.5–3.	Elementos verticales que restringen el movimiento vertical. (Muñoz, 2012) ____	81
Figura 4.6–1.	Elementos que compone una tierra armada. (Tierra Armada México, 2018) ____	81
Figura 4.6–2.	Forma en que se coloca la escama de arranque. (Ostos, 2004) _____	84
Figura 4.6–3.	Caso especial de colocación de escamas. (Ostos, 2004) _____	84
Figura 4.6–4.	Colocación de la primera fila de escamas. (Ostos, 2004) _____	85
Figura 5.1–1.	Puente en estudio ubicado en la carretera Durango – Mazatlán. (www.cfcsl.com) _____	88
Figura 5.1–2.	Alzado longitudinal del puente en estudio. (www.cfcsl.com) _____	89
Figura 5.1–3.	Desprendimiento de escamas. (Rivera, 2017) _____	89
Figura 5.1–4.	Deslizamiento del material generado por la mala calidad del material empleado en el terraplén de acceso. (Rivera, 2017) _____	90
Figura 5.1–5.	Movimiento de tierras para el acomodo del terraplén de acceso. (Rivera, 2017) _____	90
Figura 5.1–6.	Inyección de mortero fluido en el volumen del relleno. (Rivera, 2017) _____	91
Figura 5.2–1.	Alzado transversal de la columna en estudio. _____	96

Figura 5.2–2.	Columna de concreto rehabilitada por medio de un encamisado de fibra de carbono. (Fibraplus, 2018) _____	97
Figura 5.2–3.	Función de Vulnerabilidad de Puente en Estudio. _____	99
Figura 5.2–4.	Espectros de diseño adecuados a la zona sísmica D con tipo de suelo I (PRODISIS v.4.1, 2019) _____	100
Figura 5.2–5.	Curvas de vulnerabilidad para el puente en estudio _____	108
Figura 5.2–6.	Curvas de vulnerabilidad sísmica para una columna de puente de concreto reforzado con fibra de carbono y columna sin rehabilitar. _____	110
Figura 1–1.	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) _____	123
Figura 1–2.	Gráficas desplazamientos vs Carga. (Jaya y Mathai, 2012) _____	124
Figura 2–1.	Geometría de especímenes muestra de control y configuraciones confinadas (Zoppo, Ludovico, Balsamo y Prota, 2017) _____	125
Figura 2–2.	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) _____	127
Figura 3–1.	Geometría y configuración de acero. (Iacobucci et al., 2003) _____	128
Figura 3–2.	Reforzamiento de columna. (Iacobucci et al., 2003) _____	129
Figura 3–3.	Gráficas curvatura vs momento. (Iacobucci et al., 2003) _____	131
Figura 4–1.	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) _____	132
Figura 4–2.	Gráficas de desplazamiento vs carga lateral. (Kawashima et al. 2000) _____	134

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1–1.	Tipología de superestructura de los puentes. (Edgar E, Muñoz D, 2012)	3
Tabla 2.2–1.	Ejemplo de Resinas de acuerdo a su división	35
Tabla 2.4–1.	Anchuras de grietas para la inyección de epóxicos. (Ramírez, 1996)	41
Tabla 3.3–1.	Características de algunas fibras (Aboutaha, 1996)	59
Tabla 3.3–2.	Características constructivas de los tipos de encamisados	61
Tabla 3.6–1.	Ventajas y Desventajas de la estrategia de refuerzo con soleras metálicas encoladas al concreto. (Rodríguez, 1998)	64
Tabla 3.10–1.	Tipos de amortiguadores	72
Tabla 4.6–1.	Comparativa de corrosiones en materiales para armaduras	83
Tabla 5.1–1.	Interpretación del Índice de Vulnerabilidad por el Método Delphi. (Candebat, 2012)	87
Tabla 5.1–2.	Interpretación del IDF. (Rivera, 2007)	88
Tabla 5.2–1.	Evaluación de la superestructura	91
Tabla 5.2–2.	Evaluación de la subestructura	92
Tabla 5.2–3.	Evaluación del sitio	93
Tabla 5.3–1.	Datos generales del puente en estudio	97
Tabla 5.3–2.	Puente con columnas aisladas en voladizo cimentado en suelo firme (Rivera, 2007)	98
Tabla 5.3–4.	Ductilidad Experimental para diversos números de capas de fibra de carbono	102
Tabla 2–1.	Propiedades del material de las fibras de carbono seco. (Zoppo et al., 2017)	126
Tabla 2–2.	Propiedades mecánicas del material de los especímenes (Zoppo et al., 2017)	126
Tabla 2–3.	Resumen de resultados experimentales. (Zoppo et al., 2017)	127
Tabla 3–1.	Detalles de especímenes (Iacobucci et al., 2003)	128
Tabla 3–2.	Propiedades de los materiales FRP. (Iacobucci et al., 2003)	129
Tabla 3–3.	Resultados experimentales (Iacobucci et al., 2003)	131
Tabla 4–1.	Propiedades de la columna para prueba de carga cíclica. (Kawashima et al. 2000)	133
Tabla 4–2.	Propiedades de CFS utilizados en el experimento (Kawashima et al. 2000)	133
Tabla 4–3.	Resultados experimentales	133



RESUMEN

El presente trabajo de investigación fue realizado con carácter introductorio hacia el empleo de las diversas estrategias de rehabilitación sísmica que pueden ser utilizadas para reparar, reforzar y/o reemplazar aquellos elementos o estructuras de concreto que hayan sido dañados por un sismo. El objetivo de esta investigación es proponer estrategias y procedimientos constructivos de reparación, reforzamiento y reemplazo en base a la revisión de la literatura sobre esquemas de rehabilitación sísmica de puentes. Esto conlleva una importancia particular puesto que existe una diferencia sustancial entre la complejidad del diseño de la rehabilitación con respecto al diseño de una estructura nueva.

ABSTRACT

The present researching work was conducted with an introduced character towards the use of the many seismic rehabilitation strategies which can be use to repair, reinforce and / or replace elements or concrete structures damaged in an earthquake. The aim of this investigation is recommend strategies and constructive procedures for rehabilitation, reinforcement and replacement, all this based on the review of bridge seismic rehabilitation bibliography. This is especially important because there is a considerable difference between complexity in rehabilitation design and design a new structure.

INTRODUCCIÓN

Antecedentes

Los puentes son tan antiguos como la historia humana misma, y con el paso del tiempo han ido evolucionando en todos los aspectos, tanto en los materiales empleados como en los procesos constructivos utilizados. En un comienzo eran construidos con pedazos de madera, como troncos apilados, sirviendo para el cruce de ríos o barrancos, después se utilizó la roca debido a su resistencia. Por último, llegó el uso del concreto y acero y con ello la combinación de los mismos, cubriendo claros más largos y con una resistencia mayor con peso.

Los puentes no están exentos de sufrir daños y contratiempos que les impidan permanecer en servicio durante su vida útil, pues están expuestos a diversos factores: naturales y antropogénicos.

En el caso de los fenómenos naturales, los sismos han provocado daños significativos en puentes a lo largo del mundo. Los daños más frecuentes son fallas en los terraplenes de acceso, afectaciones en muros de contención, daños por flexo-compresión en columnas, pérdida de longitud de apoyo de tableros, entre otros. Por ello países como Estados Unidos, Japón y Nueva Zelanda han desarrollado programas para reforzar puentes construidos bajo normas obsoletas o aquellos que aun diseñados recientemente han presentado mal comportamiento ante acciones sísmicas.

En México, debido a la falta de un reglamento de diseño sísmico de puentes, que satisfaga las necesidades de sismicidad local, normalmente se recurre a normas de origen extranjero como son las Especificaciones AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), de los Estados Unidos de América, lo que representa un problema para estimar el nivel de seguridad sísmica que guardan los puentes, debido a que este tipo de reglamentos extranjeros están pensados para las condiciones de sismicidad de su país de origen. Es por ello, que es necesario realizar investigación en México sobre el diseño sísmico de los puentes, pero también sobre las estrategias de rehabilitación para puentes vulnerables ante acciones sísmicas debido a una mala concepción en su diseño estructural.

La importancia del desarrollo de estrategias adecuadas de rehabilitación sísmica radica en definir la acción adecuada, en función de la patología que presente el puente, y el cómo realizarla, además de demostrar la efectividad de la misma ante eventos sísmicos futuros.

Objetivo y Alcance

La presente investigación tiene por objetivo revisar la literatura sobre esquemas de rehabilitación sísmica de puentes, a fin de definir la estrategia a seguir con su respectivo procedimiento constructivo, dependiendo del tipo y grado de daño que pueda estar expuesta la estructura; la cual puede ser reparación, reforzamiento o

reemplazo. De igual forma se quiere mostrar la correlación entre los conceptos de vulnerabilidad sísmica con la efectividad de la estrategia de rehabilitación, con algunos ejemplos de aplicación.

El trabajo se limita al estudio de prototipos de puentes carreteros, caracterizados por contar, en su mayoría, con una superestructura a base de vigas preesforzadas y la subestructura resuelta con columnas de concreto reforzado, además de tener terraplenes de acceso con muros de contención o de tierra mecánicamente estabilizada.

Contenido de la Investigación

Este documento está constituido por una parte introductoria, seguida de cinco capítulos.

En el capítulo uno, REHABILITACIÓN SÍSMICA DE PUENTES, se describen los conceptos básicos de rehabilitación de puentes, así como las partes que conforman la estructuración de este tipo de obras, además de mencionar los distintos daños que se observan por sismo.

En lo que concierne al segundo capítulo, REPARACIÓN, se comentan los procedimientos constructivos, los materiales que pueden utilizar, así como las estrategias para cumplir los objetivos de una reparación.

Mientras que en el capítulo tres, REFORZAMIENTO, se discuten las diferentes técnicas para incrementar la capacidad de carga de los diferentes elementos resistentes de los puentes, junto con su respectivo procedimiento constructivo.

En el cuarto capítulo, REMPLAZO, se hace mención de las causas que pueden dar lugar a los cambios en los componentes del puente, tales como: cambios de cubierta, accesorios (apoyos y juntas de expansión), así como la construcción de topes sísmicos, incremento de longitudes, extensiones de asientos, restrictores de movimiento o bien la construcción de muro de tierra mecánicamente estabilizada, por citar algunos.

En el capítulo cinco, EJEMPLOS DE APLICACIÓN, se desarrollaron dos ejemplos, uno de ellos se refiere a la rehabilitación de un terraplén de acceso, evaluando su vulnerabilidad sísmica en base al método Delphi; el segundo ejemplo, versa sobre la rehabilitación de una columna, en el que se busca reducir su vulnerabilidad sísmica.

Finalmente, se comentan las principales conclusiones derivadas de la investigación, así como recomendaciones de estudios futuros.

I. REHABILITACIÓN SÍSMICA EN PUENTES

1.1. Estructuración de Puentes Carreteros de Concreto

Un puente se define como: “una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos de viajeros y propiciar transporte de animales y mercancías, entre otras” (Edgar E, Muñoz D, 2012). Las partes principales de los puentes se clasifican en superestructura e infraestructura. En la tabla 1.1-1 acompañada de la figura 1.1-1, se presenta un esquema en el que se identifican las partes básicas o componentes de un puente tipo.

Tabla 1.1-1. Tipología de superestructura de los puentes. (Edgar E, Muñoz D, 2012)

Clasificación de los Componentes de la Superestructura			Clasificación de los Componentes de la Superestructura		
Sección Longitudinal	Sección Transversal	Material	Parapetos	Apoyos	Juntas de Dilatación
Simplemente apoyada constante y variable. Simplemente apoyada (claros múltiples). Continua constante y variable	Losa Losa y Vigas Viga cajón	Concreto Concreto Reforzado Mixto (acero y concreto) Concreto ciclópeo	Mampostería sólida Concreto sólido Concreto con pasamanos metálicos Construcción metálica ligera	Juntas de construcción Placa de neopreno Apoyo fijo de acero Apoyo de desplazamiento	Placa de acero Junta dentada Acero con neopreno Bloque de neopreno Junta de goma asfáltica
					Superficie de Rodamiento Mezcla asfáltica Concreto Acero

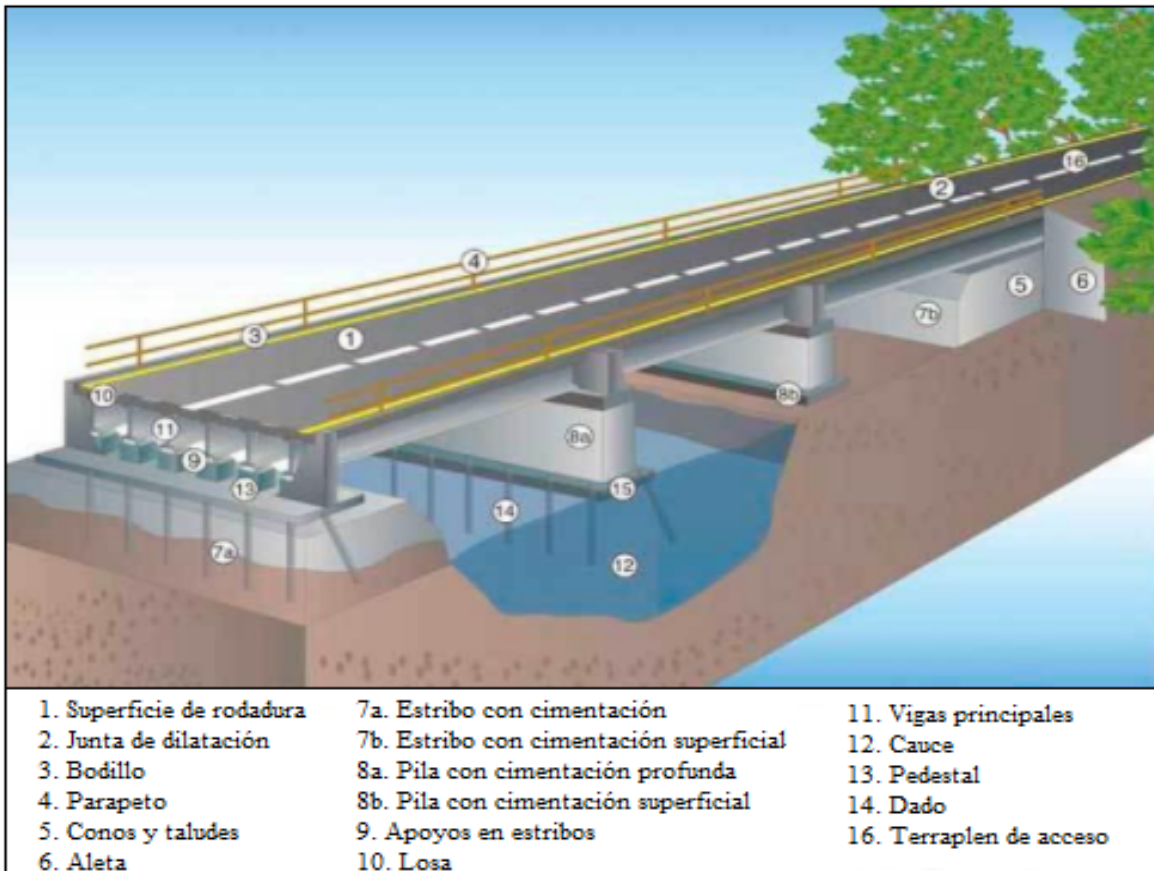


Figura 1.1-1. Componentes básicos de un puente tipo. (Edgar E, Muñoz D, 2012)

1.1.1. Componentes de la Superestructura.

Está conformado por los componentes estructurales del puente que constituyen el tramo horizontal, mismos que se encargan de transmitir las cargas del tablero a los apoyos, a continuación se explicará con más detalle los elementos que conforman la superestructura.

Superficie de Rodamiento.

La superficie de rodamiento con una rugosidad adecuada permite el paso de vehículos y camiones por esta zona del puente. Dicho componente debe estar siempre en buen estado para que no afecte componentes del puente. La superficie puede ser de mezcla asfáltica, concreto, u otro material. En la figura 1.1-2, se muestran ejemplos de los tipos de superficie de rodaduras.

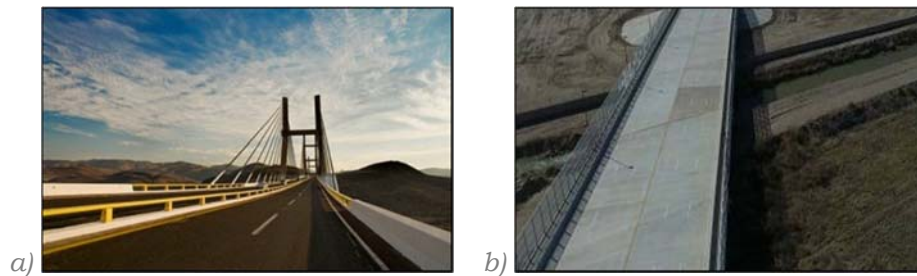


Figura 1.1-2. a) Superficie de rodadura de mezcla asfáltica. (MWB, 2012). b) Superficie de rodadura de concreto hidráulico (SPD noticias, 2016)

Tipos de Cubierta o Tableros.

Existen tres tipos de tableros,

- Losa, estas son tableros usados en claros menores o iguales a 15 m, cuando es de concreto reforzado la sección puede ser construida mediante una losa con sección maciza o aligerada (ver figura 1.1-3. a).
- Losas y vigas, normalmente estos tableros tienen vigas transversales o riostras distribuidas de forma simétrica en la longitud del puente, tiene como función ayudar a la distribución de cargas en el sentido transversal, así como de suministrar rigidez de torsión al tablero (ver figura 1.1-3. b).
- Vigas cajón, tableros compuestos por una losa de concreto reforzado apoyada sobre vigas con sección tipo cajón (ver figura 1.1-3. c).

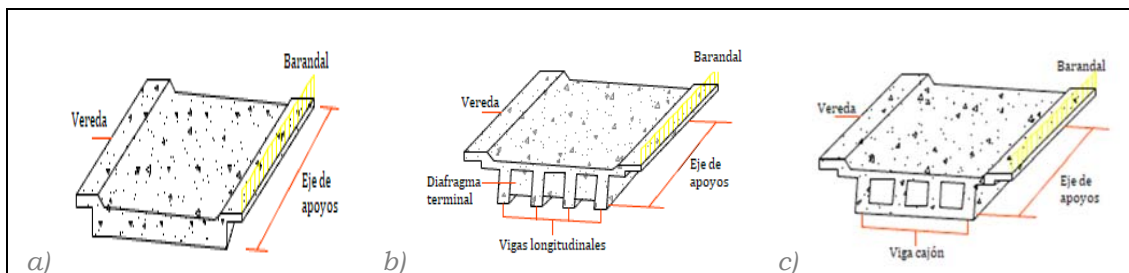


Figura 1.1-3. Tipos de cubierta o tableros (a. Losa, b. Losa y vigas, c. Vigas cajón)

Disposición Longitudinal de los Tableros.

De acuerdo a su distribución longitudinal, la superestructura de los puentes puede ser:

Simplemente apoyada, estas son superestructuras no continuas, estáticamente determinadas y con las siguientes posibilidades: de un solo claro con sección transversal constante, de un solo claro con sección transversal variable y de múltiples claros con sección transversal constante (ver figura 1.1-4. a)

Continuo, son superestructuras estáticamente indeterminadas que pueden tener una sección transversal constante variable. Su ventaja es que no requieren juntas

de dilatación intermedias y tienen la posibilidad de distribución de momentos negativos y positivos en un caso de sobrecarga. Su desventaja es que éstos no deben contar con ningún asentamiento diferencial en sus apoyos, ya que producen grietas e inestabilidad estructural debido al incremento de momentos (ver figura 1.1-4. b).

Gerber, son estructuras simplemente apoyadas sobre voladizos que sobresalen de las pilas, se pueden obtener luces mucho más amplias que las anteriores (ver figura 1.1-4. c).

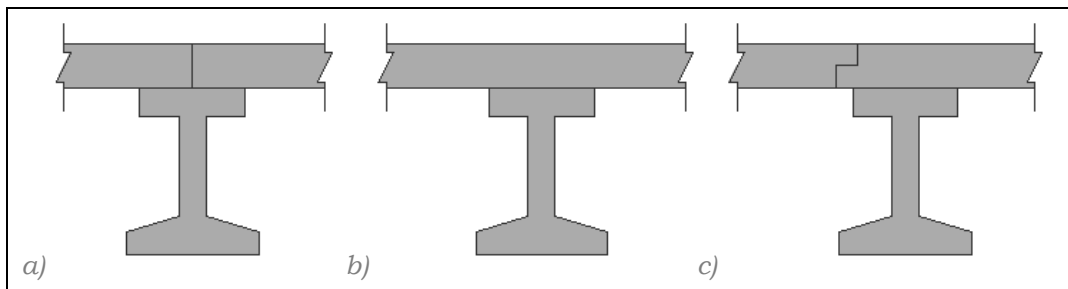


Figura 1.1-4. Tipos de disposición longitudinal. (Edgar E, Muñoz D, 2012)

Juntas de Dilatación.

Elementos responsables de permitir los movimientos relativos entre dos partes del puente asegurando que los movimientos horizontales que se generen no afecten a los elementos estructurales adyacentes, debe ser impermeable y no deberá ser fuente de ruidos y vibraciones al soportar las cargas del tráfico. En la figura 1.1-5, se presentan esquemas de diferentes tipos de juntas de dilatación.

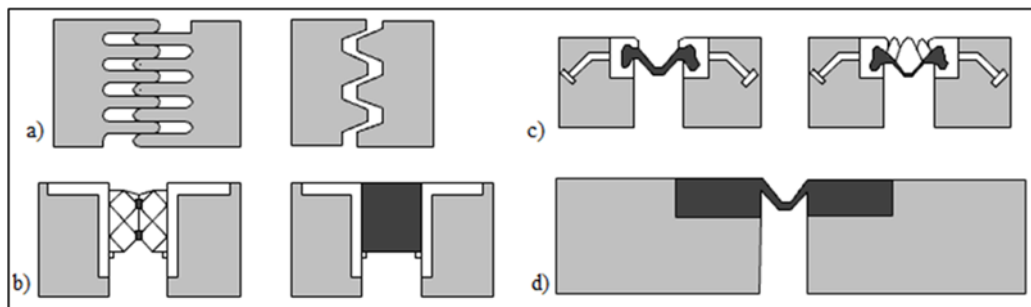


Figura 1.1-5. Tipos de juntas de dilatación. a) Junta dentada. b) Acero con sello de neopreno comprimido. c) Acero con sello fijo de neopreno. d) Bloque de neopreno. (Sánchez, 2014)

Apoyos.

Elementos encargados de transmitir en forma adecuada las cargas de la superestructura a los componentes de la infraestructura (estribos, pilas, aletas, muros, entre otros). Con la relación a la forma como se pueden presentar apoyos

en un puente se tiene, fijos (ver figura 1.1-6) y móviles en los estribos, en las pilas y en las vigas.

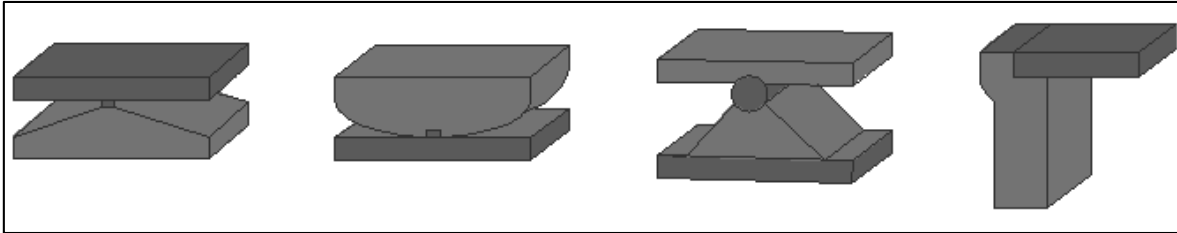


Figura 1.1-6. Apoyos fijos de acero para puentes (Edgar E, Muñoz D, 2012)

También se cuenta con los apoyos elastoméricos de neopreno encapsulando placas metálicas.

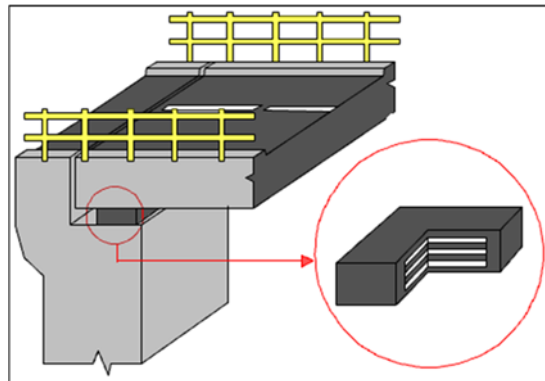


Figura 1.1-7. Apoyo de neopreno reforzado con láminas (Edgar E, Muñoz D, 2012)

Parapetos.

Un puente, lateralmente, va previsto con defensas que están destinadas a proteger a los peatones, evitándoles una eventual caída, además, que los vehículos ligeros abandonen la calzada invadiendo las aceras. Los barandales, según el material principal del que están hechos, pueden ser de los siguientes tipos:

Barandales metálicos (ver figura 1.1-8. a). Consisten en barreras de dos o tres rejas soportadas por postes de acero soldadas, las cuales van ancladas en el tablero. También se construyen de armaduras en forma de cerchas metálicas tipo pratt.

Barandales con postes de concreto reforzado y largueros metálicos. Generalmente los postes son forjados de concreto reforzado en forma cuadrada o cilíndrica y los pasamanos o rejas horizontales son de metal, hierro o aluminio. Cabe mencionar que estos pueden construirse de concreto (ver figura 1.1-8. b).



Figura 1.1-8. a) Parapeto de acero. b) Parapeto de concreto.

Topes Antisísmicos.

Son enlaces de concreto ubicados debajo de los separadores y entre una viga y otra, sirven para reducir el desplazamiento transversal que pudiera llegar a ocurrir en caso de un sismo fuerte; su construcción se hace integral con el concreto de la losa de apoyo de las vigas con refuerzo mínimo de temperatura y de dimensiones aproximadas 50cm x 40cm x ancho del apoyo de vigas, dejando una junta de 10cm con el resto de la viga para así poder moldear en esta zona la cara extrema de la viga.



Figura 1.1-9. Tope antisísmico (Ingeniería LTDA, 2014)

1.1.2. Componentes de la Subestructura.

Está conformada por los elementos de apoyo, así como los cimientos que son los encargados de transmitir al terreno los esfuerzos.

Estribos.

Los estribos son apoyos que soportan la carga vertical de la superestructura del puente en los extremos, además tienen la función de soportar, conjuntamente con las aletas y el terraplén de acceso, los empujes horizontales producidos por el suelo de relleno. Las aletas son elementos estructurales que soportan el terraplén de acceso lateralmente y pueden ser construidas en forma monolítica o separadas con los estribos. Existen otros tipos de estribos hechos de tierra armada, que son sistemas en los cuales se utilizan materiales térreos como elementos de construcción (ver figura 1.1-10).

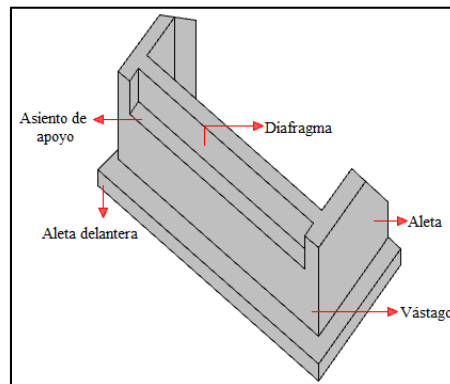


Figura 1.1-10. Estribo y partes básicas del mismo y cimentación superficial. (Muñoz, 2012)

Pilas.

La pila es un componente estructural que tiene la función de soportar las cargas verticales que le transmite la superestructura y las de origen sísmico sobre el puente.

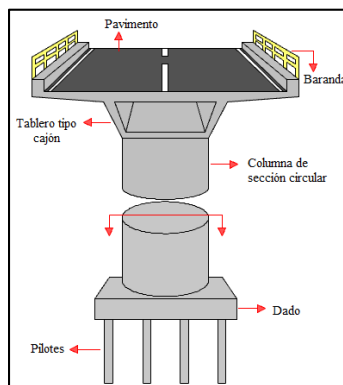


Figura 1.1-11. Columna sección circular con tablero de viga cajón. (Edgar, Muñoz, 2012)

Cimentación.

La cimentación constituye un elemento de transición entre la estructura propiamente dicha y el terreno en que se apoya, su función es lograr que las fuerzas que se presentan se transmitan adecuadamente al suelo en que está apoyado. Para que esto ocurra deberá haber una seguridad adecuada contra fallas en la estructura y el suelo y contra la presencia de hundimientos excesivos que ocasionan daños en la estructura.

Las cimentaciones se clasifican en función de la profundidad de los estratos a los que se transmite la mayor parte de las cargas que provienen de la estructura y de acuerdo con las características del subsuelo, la capacidad portante y las condiciones de socavación, clasificándose en:

- Superficiales
- Profundas
- Mixtas

1.2. Criterios de Diseño para Puentes Carreteros

Es importante señalar que en México nunca ha existido una normatividad o guías para el diseño sísmico de puentes y por ende, ha sido necesario recurrir al uso de reglamentos y manuales extranjeros que no están pensados para la sismicidad del país, como son las Especificaciones del Reglamento AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), de los Estados Unidos. Esto representa un problema debido a que estas normas están enfocadas a resolver los problemas que ocasionan los sismos que se generan en aquella región y suelen presentar características diferentes a los sismos que afectan a México, además de que los puentes en México presentan diferencias con relación a los diseñados y construidos en los Estados Unidos de América.

Para diseñar un puente carretero por lo regular se utiliza la Norma AASHTO LRFD 2012, también llamada “Método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia” tanto para el diseño como la evaluación y rehabilitación de puentes carreteros. De acuerdo a las especificaciones, los puentes deberán cumplir satisfactoriamente las condiciones para los Estados Límites de diseño, siguiendo los requerimientos enlistados a continuación:

- Factores de carga y combinaciones de carga.
- Estados límites de servicio, de fatiga y fractura, de resistencia y los correspondientes a eventos extremos.
- Limitaciones de las deflexiones.
- Largueros y vigas transversales.

En la sección 3 de las Normas AASHTO LRFD 2012 se especifica los requisitos mínimos para cargas y fuerzas, sus límites de aplicación, factores de cargas y combinaciones de cargas usadas para diseñar. Las cargas y fuerzas permanentes y transitorias que se deberán considerar.

Para las estructurales se considerarán las siguientes cargas y fuerzas cuando existan:

- Carga muerta
- Carga viva
- Impacto e efecto dinámico de la carga viva
- Cargas por viento

Otras fuerzas, cuando existan, tales como:

- Fuerzas longitudinales
- Fuerza centrífuga

- Fuerzas por cambios de temperatura
- Empujes de tierra
- Subpresión
- Esfuerzos por contracción del concreto
- Esfuerzos de erección
- Presión de la corriente de agua
- Esfuerzos por sismo

Los miembros del puente se construirán tomando en cuenta los esfuerzos permisibles y las limitaciones del material empleado de acuerdo con las especificaciones AASHTO como ya se había mencionado.

1.3. Tipos de Sismo que afectan a los puentes

La respuesta dinámica de los puentes carreteros se caracteriza por responder principalmente en periodo corto, su periodo fundamental de vibración es inferior a la unidad. La razón de que respondan en periodo corto, obedece a que son estructuras que no tienen mucho contenido de masa, en comparación con la que tienen los edificios, además de que la rigidez lateral de los puentes es considerablemente alta.

Lo anterior da lugar a los puentes carreteros se vean afectados por sismos cuyos máximas demandas de aceleración se presenten en periodos cortos ($T < 1s$). En la figura 1.2-1, se muestra algunos espectros de respuesta de sismos que han causado daños severos en los puentes en varios puntos del mundo. En tal figura 1.3-1, se observa que las aceleraciones máximas se presentan en la región de periodos cortos.

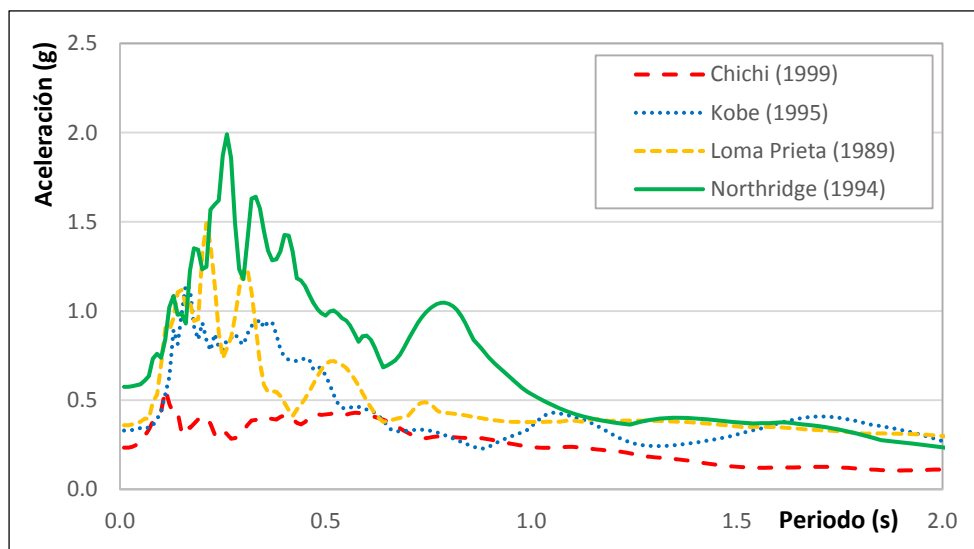


Figura 1.3-1. Espectros de respuesta de sismos que han llevado al colapso a puentes. (Rivera, 2017)

Los sismos que suelen generar este tipo de espectros y, por consiguiente, los más nocivos para los puentes carreteros, son los sismos corticales e intraplaca de fuente sísmica cercana, que al tomar una profundidad relativamente superficial (menores a 50 km), generan trenes de ondas de periodo corto, que en consecuencia dan lugar a espectros de respuesta como las mostradas en la figura 1.3-1.

1.4. Daños Observados por Sismo

Los puentes construidos antes de los años 70, poseen deficiencias básicas en su diseño que se manifiestan en diferentes formas, todas tienden a ser una consecuencia directa de la filosofía de diseño elástico adoptada, este diseño tiene las siguientes desventajas:

1. Subestima las deflexiones sísmicas, al no considerar en su cálculo las secciones agrietadas, lo que produjo desplazamientos no esperados producto de una rigidez mal evaluada.
2. Subestimación de las demandas sísmicas y esperar que la estructura responda bajo un comportamiento elástico.
3. No considerar un comportamiento dúctil al contemplar la capacidad de deformación inelástica de la estructura una vez que es superada su resistencia.

Debido a las deficiencias antes mencionadas, se han observado daños y pérdidas como consecuencia de los sismos, tales como: Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kobe (1995), Chi Chi (1999), Wenchuan (2008), Chile (2010), México (2017), entre otros.

Los puentes tienen poca o nula redundancia en los sistemas estructurales, y, por lo tanto, los puentes son más propensos a colapsar que los edificios, pues estos tienen más elementos y permiten una redistribución de las fuerzas internas. Además, los puentes a menudo se construyen en sitios con condiciones de suelo difíciles: cruces de ríos y desembocaduras de ríos o mares. No es raro que se encuentren sobre suelos arenosos o limosos con alto potencial de licuación; donde las carreteras o ferrocarriles cruzan fallas activas, dependiendo del tipo de falla el resultado será un movimiento distinto, es decir, si se encontraba una falla de cizallamiento el resultado será un hundimiento.

1.4.1. Daños Sísmicos en Superestructura

Como se hizo mención la superestructura está compuesta por los topes antisísmicos, parapetos, apoyos, juntas y la disposición longitudinal y la superficie de rodamiento. Es por ello que los daños que se muestran a continuación están relacionados directamente con estas partes del puente.

Desplazamiento Transversal de la Superestructura.

Después de un terremoto es frecuente observar desplazamientos transversales (ver figura 1.4-1) relativos entre tramos adyacentes, manifestados por desalineamientos de los parapetos y de las guarniciones. *Estos desplazamientos han sido generalmente pequeños (De 2 a 5 cm) y sólo en dos puentes durante el sismo de 1985 adquirieron valores importantes, del orden de 20 cm.* En algunos puentes los topes que se les colocan son deficientes y se fracturan bajo la acción de la fuerza lateral debido a que estaban separados de los elementos de soporte de la estructura, provocando un efecto de impacto además de encontrarse en posiciones inadecuadas (Hernández I, Campos L, 2008).



Figura 1.4-1. Desplazamiento transversal en superestructura. (Hernández, Campos, 2008).

Desplazamiento Relativo entre las Placas de los Apoyos

De acuerdo a los desplazamientos sísmicos han ocurrido fallas debido al movimiento longitudinal en las articulaciones excediendo los anchos de apoyo, lo que resulta en el desprendimiento de los miembros de la superestructura en las juntas de expansión no restringidas y, en ocasiones, hasta en las restringidas debido a la falla de los sujetadores. En los dispositivos de neopreno más antiguos, el apoyo móvil estaba formado por varias placas de neopreno sueltas, intercaladas entre placas de acero y sobre puestas formando una columna. Algunos de estos apoyos fallaron durante el sismo de 2010 por el excesivo desplazamiento relativo entre placas como se muestra en las figuras 1.4-2 y 1.4-3.

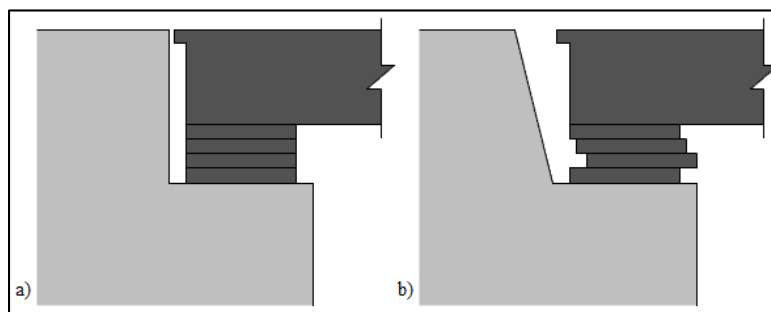


Figura 1.4-2. a) Apoyo sin desplazamiento. b) Desplazamiento relativo en los apoyos.



Figura 1.4-3. Apoyo desplazado durante el sismo de 2010, Chile. (González, 2016).

Desplazamiento de Juntas de Dilatación.

De acuerdo a Muñoz (2012), se han observado daños en las calzadas de los puentes debidos al golpeteo entre los extremos de los tableros de dos tramos adyacentes, los tableros esviados producen una rotación relativa con respecto a los accesos, esta situación da origen al golpeteo en una de las esquinas opuestas. En las juntas de dilatación entre tramos consecutivos de la superestructura se suelen encontrar daños, indicativos de la ocurrencia de fuertes desplazamientos longitudinales durante el sismo. El movimiento longitudinal ocasiona un golpeteo entre tramos adyacentes, por lo que, en algunos casos los tramos quedan desplazados de su posición original, por lo que las juntas se observan excesivamente abiertas o cerradas, tal como se muestra en las figuras 1.4-4 y 1.4-5.

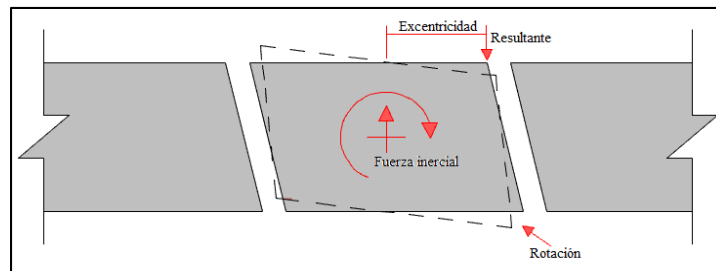


Figura 1.4-4. Esquema representativo del movimiento de rotación en juntas. (Muñoz, 2012)



Figura 1.4-5. Junta de dilatación con daño tras terremoto. (PREANSA, 2010)

En el sismo de México de 2017, debido al asentamiento y rotación del estribo las juntas fueron desplazadas como se puede observar en la figura 1.4-6.



Figura 1.4-6. Desplazamiento de junta debido al asentamiento y rotación de estribo, sismo México, 2017. (Rivera, 2017)

Longitud Insuficiente de Apoyo.

En repetidos casos este tipo de falla ha sido asociado a una configuración estructural diferente entre tramos contiguos de un puente. Los cambios bruscos de rigidez que suelen presentarse entre la estructura de los accesos y la del tramo principal del puente, dan origen a movimientos fuera de fase que han provocado desplazamientos relativos de consideración. Estos movimientos fuera de fase generan fuerzas cortantes en los pernos y tornillos de sujeción de los apoyos y, en muchos casos, a la pérdida de la longitud de asiento.

Un ejemplo de la pérdida de apoyo de la calzada de circulación se presentó en la parte este del puente de la bahía de San Francisco-Oakland, durante el sismo de Loma Prieta (1989), donde fallaron los tableros superior e inferior de un claro simplemente apoyado, que conectaba dos tramos del puente con dos configuraciones estructurales distintas (ver figura 1.4-7). Durante el sismo se presentaron oscilaciones longitudinales entre los dos tramos del puente que provocaron la falla de los pernos de la conexión y la pérdida de la longitud de asiento de las vigas, además de un desplazamiento permanente en la pila de 14 cm hacia el este (Jara et. al, 2006)



Figura 1.4-7. Colapso de una sección de la superestructura del Puente de la Bahía Oakland-San Francisco, sismo de Loma Prieta en 1989. (Jara et al., 2006)

Otro ejemplo de este tipo de falla ocurrió durante el sismo de Hyogo-Ken Nanbu, Japón (1995), el acceso al puente se derrumbó a causa de los excesivos desplazamientos longitudinales entre el acceso y el tramo principal del puente, ver figura 1.4-8 (Jara *et al.*, 2006).



Figura 1.4-8. Derrumbe del acceso al Puente Nishinomiya-ko sobre la vía rápida de Wangan. (Jara *et al.*, 2006).

Otro de los ejemplos de este tipo de falla ocurrió en el sismo de México, 2017, en este caso fue en un puente peatonal cerca de Periférico Sur, Ciudad de México, como se puede observar en la figura 1.4-9.



Figura 1.4-9. Pérdida de apoyo en puente peatonal, sismo de México, 2017. (Rivera, 2017)

Falla de Topes Sísmicos.

Los puentes esviados experimentan mayores desplazamientos que los que se presentan en puentes rectos, debido a que la superestructura tiende a rotar y a desplazarse transversalmente hacia afuera de las pilas en la zona de la losa donde se forman los ángulos agudos (Priestley, *et al.*, 1996). En la figura 1.4-10, se muestra el caso de un puente vehicular con esviajamiento, localizado en la carretera Puebla – Tehuacán, que sufrió desplazamientos importantes que provocaron daños en los topes laterales durante el sismo ocurrido el 15 de junio de 1999 en Tehuacán, Puebla.

En los puentes mexicanos construidos antes de 1980 no se tenía especial precaución por colocar elementos de restricción lateral sin embargo, en los nuevos puentes y en aquellos que se han rehabilitado en los últimos años, se han empleado

topes sísmicos con mayor frecuencia. Sin embargo, la ausencia de especificaciones particulares para el diseño de estos elementos en las normas de diseño de puentes, así como la falta de experiencias previas de los ingenieros encargados del proyecto de puentes, se han generado fallas en los topes laterales durante sismos de magnitud intermedia, como resultado de una distribución incorrecta del acero de refuerzo, de la falta de anclaje de las varillas destinadas a resistir cortante y flexión, y de una baja resistencia lateral del tope. A pesar de lo anterior, cabe destacar que la presencia de los topes sísmicos en los puentes afectados, contribuyó a la disipación de la energía sísmica de entrada y evitó la potencial caída de la superestructura (Jara *et al*, 2006).



Figura 1.4-10. Daños en topes laterales ubicados en las esquinas que forman el ángulo agudo de un puente esviado. (Jara *et al.*, 2006).

Otro ejemplo de puentes en los que se produjeron fallas de los topes laterales se muestran en las figura 1.4-11, el puente Coahuayana de la carretera Playa Azul, Manzanillo, la falla en los topes se atribuye a una mala distribución e insuficiencia del refuerzo para resistir la fuerza lateral de inercia de la superestructura. Después del evento sísmico algunos tramos de la superestructura quedaron desplazadas transversalmente 10 cm (Jara *et al*, 2006).



Figura 1.4-11. Daño severo en topes laterales del puente Coahuayana, sismo de Manzanillo de 1995. (Jara *et al.*, 2006).

Otras fallas en topes sísmicos se vieron recientemente cuando ocurrió el sismo el 19 de septiembre de 2017, como se puede observar en las figuras 1.4-12.



Figura 1.4-12. Falla de tope sísmico en puente de Morelos, sismo de México, 2017. (Rivera, 2017).

1.4.2. Daños Sísmicos en Subestructura

Como se hizo mención la superestructura está compuesta por los estribos, pilas o también llamadas columnas y la cimentación. Es por ello que los daños que se muestran a continuación están relacionados directamente con estas partes del puente, así como puentes colapsados cerca de fallas activas y el colapso.

Asentamiento en Terraplén de Acceso.

Este problema se presenta en sitios con suelos blandos o rellenos mal consolidados, por la aparición de presiones tanto activas como pasivas por el impacto del suelo con el estribo y del estribo con la superestructura provocando finalmente tanto desplazamientos como rotación, en los que frecuentemente el puente se desplanta sobre cimientos profundos (pilotes o cilindros) en tanto que el terraplén se apoya superficialmente. El asentamiento relativo del terraplén respecto al puente suele presentarse a mediano plazo por lo que el sismo actúa como un acelerante del fenómeno (ver figura 1.4-13 y 1.4-14).



Figura 1.4-13. a) Deslizamiento de un terraplén de acceso. b) Asentamiento de un terraplén de acceso. (Quiroz, Ayala).



Figura 1.4-14. Asentamiento en terraplén de acceso. (Hernández, Campos, 2008)

Golpeteo entre Estructuras del Puente.

Si se generan desplazamientos sísmicos no contemplados en el diseño, o las holguras son inadecuadas, puede producirse daño debido al golpeteo entre estos componentes. Este problema es de importancia cuando las estructuras adyacentes son de alturas diferentes

Resistencia a Flexocompresión Inadecuada en Columnas.

La reducida capacidad a flexión de las columnas es uno de los problemas que se han identificado con mayor frecuencia, en la figura 1.4-15, se muestra un ejemplo de ello. Esto se debe, en parte, al bajo nivel de fuerza lateral que se empleaba para su diseño. Se han observado en algunas pilas dañadas, porcentajes de acero longitudinal insuficiente, menores al uno por ciento. Inclusive, en puentes construidos recientemente, la intensidad sísmica ha superado las acciones de diseño que se recomendaban en códigos correspondientes al sitio donde se ubicaba el puente.



Figura 1.4-15. Falla de columnas por resistencia inadecuada a flexión (Caltrans, 2006).

Antes de los años 70, los diseñadores desconocían la necesidad de diseñar estructuras dúctiles con capacidad de disipación de energía. Algunas de las deficiencias para generar fallas de resistencia a flexión inadecuada son las siguientes:

- Inadecuada evaluación o valoración de la acción sísmica sobre los puentes.
- Falta de ductilidad a flexión, esta es necesaria ante eventos sísmicos debido a que facilita la capacidad de deformarse ante severos ciclos de desplazamientos más altos que los desplazamientos de fluencia por falta de refuerzo de confinamiento que produce articulaciones plásticas.

Falta de Refuerzo Transversal de Confinamiento en Columnas.

En muchos puentes, la falla de las pilas dejó en evidencia la escasa cuantía de estribos para soportar las fuerzas cortantes, como se muestra en la figura 1.4-16. En la mayor parte de estos casos, se trata de pilas con una baja relación de esbeltez, en las que la resistencia a flexión era claramente superior a la resistencia a cortante. La distribución del armado y las especificaciones que se empleaban para su diseño no favorecían la capacidad de rotación ni orientaban la falla hacia una condición dúctil, presentándose en muchos casos fallas por cortante. En los diseños previos a 1970 no se aprecia un cuidado por evitar que la falla por cortante se presentara después que una falla por flexión, lo que daba por resultado pilas con resistencias a flexión dos o tres veces superiores a la resistencia por cortante.



Figura 1.4-16. Falla por falta de refuerzo transversal de confinamiento en columnas (Priestley et al., 1996)

Longitudes de Traslape Insuficiente en Columnas.

En puentes diseñados antes de 1970, la longitud de traslape se efectuaba en la zona de la articulación plástica, a poca distancia de la conexión con la cimentación, además, era insuficiente para desarrollar la fluencia de las varillas, de manera que la ductilidad que podían desarrollar las columnas en su base, se reducía considerablemente. Los elementos que tienen una longitud de traslape conforme los reglamentos de diseño vigentes, la presencia de traslapes de varillas en la zona de articulación plástica, reduce en forma importante la ductilidad de la columna (Jara et al, 2006).

El uso de soldadura a tope para empalmar las varillas en la zona de la articulación plástica también limita la capacidad de rotación, ya que no se logra proporcionar resistencia y ductilidad adecuada a la soldadura. Un ejemplo de esto se puede notar en la vía Hanshin, que fueron afectadas por el sismo de Kobe de 1995, se

produjo la falla de las soldaduras que se utilizaron para empalmar las varillas en la zona de la articulación plástica (Ver figura 1.4-17). El problema fue acrecentado por el hecho de que todas las soldaduras se encontraban en la misma sección. La falla ocurrió después de un agrietamiento inicial por cortante (Jara *et al.*, 2006)

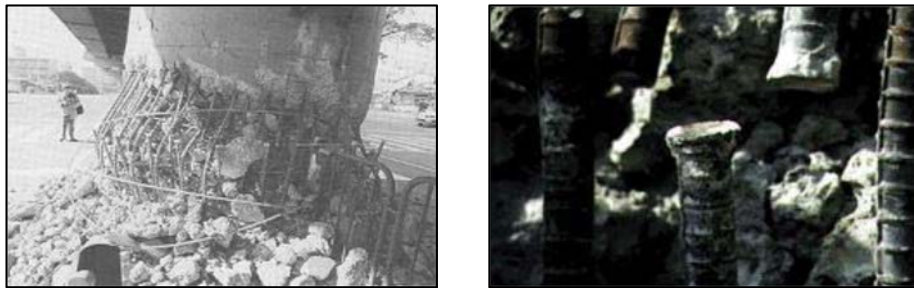


Figura 1.4-17. Falla de la soldadura a tope empleada para el empalme de varillas en la zona de articulación plástica. (Jara *et al.*, 2006).

Falta de Confinamiento en Articulaciones Plásticas.

La ductilidad de curvatura de la articulación plástica se ve afectada significativamente por la resistencia a cortante en la sección y por el nivel de confinamiento del refuerzo transversal. Para que un elemento pueda experimentar ciclos de carga y descarga con incursiones en el intervalo inelástico, sin sufrir un deterioro significativo de rigidez ni resistencia, el núcleo de concreto debe estar adecuadamente confinado.

Una vez que se pierde el recubrimiento, los estribos cumplen dos funciones básicas: restringen el pandeo de las varillas longitudinales, y proporcionan confinamiento al núcleo evitando su agrietamiento y el consecuente deterioro de rigidez y resistencia (Jara *et al.*, 2006). Desafortunadamente los detalles que se especifican en las normas actuales sobre la separación, distribución y anclaje de los estribos no se empleaban anteriormente. En la figura 1.4-18, se observan dos pilas con una baja cuantía de acero transversal en la zona de las articulaciones plásticas.

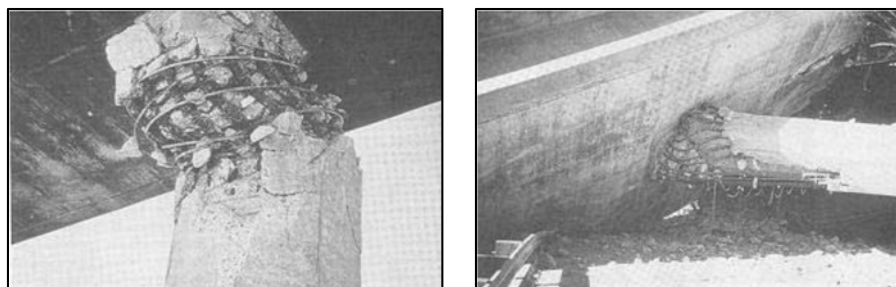


Figura 1.4-18. Baja capacidad a cortante y falta de confinamiento en la zona potencial de formación de articulaciones plásticas. (Priestley, 1996).

En algunas ocasiones la falla se produce fuera de las zonas potenciales de formación de articulaciones plásticas. Esta condición se produce como resultado de una combinación de flexión – cortante, debida fundamentalmente al debilitamiento de la sección que se origina en la terminación de las varillas de refuerzo longitudinal en determinada sección de la columna. Fuera de la zona de las potenciales articulaciones plásticas, el nivel de confinamiento del núcleo es reducido y los traslapes que se realizaban en la sección donde se interrumpía el refuerzo, además de ser excesivos, contaban con una longitud de traslape insuficiente en algunos casos (Jara *et al.*, 2006).

Fallas prematuras por cortante.

La falla se produce debido a la falta de capacidad de trabajo fuera del rango elástico, permitiendo disipar parte de la energía que le induce el sismo como trabajo en el rango inelástico. Esta disipación de energía se hace por flexión; pues las fallas por cortante son frágiles y carecen de ductilidad. Otro tipo de fallas de cortante resultan por el uso inadecuado de su refuerzo, lo cual puede generar fallas frágiles.

Como ejemplo se tiene el Viaducto Fukae autopista Hanshin (figura 1.4-19) que colapso, el cual fue diseñado con base en las especificaciones de 1964. Había tres problemas importantes en el diseño de este viaducto:

- El esfuerzo cortante permisible sobreestimado (El esfuerzo cortante permisible que se requiere en los códigos actuales es inferior al 60% del valor utilizado en el diseño de este viaducto).
- Longitud insuficiente de desarrollo en barras longitudinales terminados a media altura (su longitud de desarrollo fue 20 veces el diámetro de la barra).
- Cantidad insuficiente de barras de unión.



Figura 1.4-19. Colapso del viaducto Fukae, sismo de Kobe 1995. (Amini, Taghikhani y Yavari, 2010)

Otro ejemplo fueron dos puentes de vigas de acero simplemente apoyadas colapsaron en Takashio, Hanshin Expressway como se ve en la figura 1.4-20 como fue el caso de Fukae viaducto, la longitud insuficiente desarrollo de barras longitudinales terminados y la cantidad insuficiente de barras de unión como resultado la falla de corte prematuro de columnas.



Figura 1.4-20. Colapso del viaducto Takashio, sismo de Kobe 1995. (Amini et al., 2010)

Falla de cabezal y unión pila-cabezal.

Las grandes dimensiones relativas de los cabezales proporcionan una sobrerresistencia en estos elementos, lo que conduce, generalmente, a que el refuerzo y detallado de unas uniones pila-cabezal reciba poca atención durante el proceso de diseño. Es por ello que, a pesar de la sobrerresistencia esperada, se han observado algunos daños en esta zona durante temblores. Los daños se atribuyen básicamente a los siguientes factores (Jara et al., 2006):

- Baja capacidad a cortante en la unión pila-cabezal, particularmente donde los esfuerzos sísmicos y gravitacionales son incrementados.
- Escasa longitud de anclaje del refuerzo para momento negativo
- Anclaje insuficiente en el extremo del cabezal



Figura 1.4-21. Falla de cabezal y unión pila-cabezal. (Caltrans, 2006).

Asentamiento y rotación de estribos.

En sismos recientes se ha observado el asentamiento del relleno y la rotación del estribo en suelos blandos y rellenos mal compactados. Cuando se generan desplazamientos longitudinales de consideración, la presión del suelo sobre el estribo se incrementa debido a las aceleraciones sísmicas (Jara et al, 2006). El eventual impacto de la superestructura con el estribo puede generar altas presiones pasivas en el terreno por debajo del punto de contacto entre la superestructura y el estribo. Los rellenos mal compactados tienden a asentarse

hacia el interior del puente, empujando la parte inferior del estribo junto con el suelo en movimiento, mientras que en la parte superior del estribo el contacto con la superestructura limita el movimiento del estribo hacia el interior del puente, lo que trae como consecuencia la rotación del estribo como se muestra en la figura 1.4-23.

Las consecuencias típicas son año en el muro de respaldo del estribo debido al impacto de la superestructura, daño al sistema de pilas (si existen), y si las rotaciones del estribo son grandes el desplome en el propio estribo, que pueden llevar incluso al colapso del puente (figura 1.4-22).

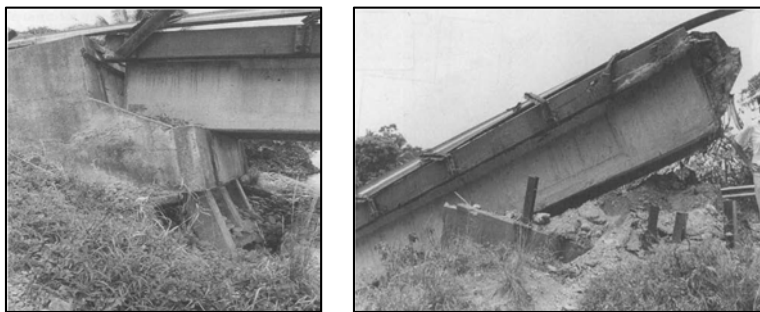


Figura 1.4-22. Hundimiento y falla de rotación del estribo, puente Rio Banano, sismo de Costa Rica, 1990. (Jara et al., 2006).

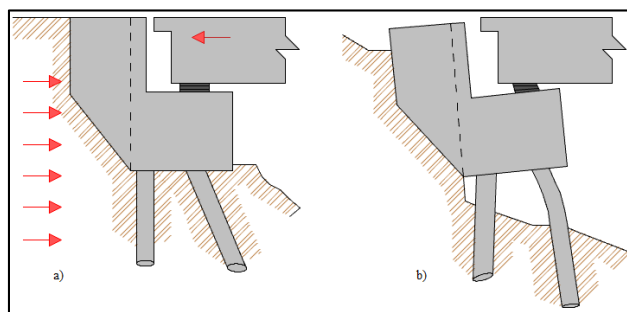


Figura 1.4-23. Esquema de asentamiento y rotación de estribo. a) Antes de la falla. b) Después de la falla. (Priestley et al., 1996)

En el pasado sismo en México (2017), se presentaron varios puentes con este tipo de falla, por mencionar algunos, los más dañados fueron los puentes carreteros de Morelos como se puede observar en la figura 1.4-24.



Figura 1.4-24. Daño en puente carretero de Morelos, presentando falla por asentamiento de estribos. (Rivera, 2017).



Figura 1.4-25. Fisuras presentadas por rotación y asentamiento de estribo en puente carretero de Morelos. (Rivera, 2017)

Deficiencia de la cimentación en la capacidad de resistir esfuerzos cortantes y flexionantes.

Los problemas con las cimentaciones se han producido por deslizamiento del terreno, licuación de arenas o por el paso de una falla cercana a la cimentación. En el momento en que se realizan los reforzamientos de columnas que hacen parte de las pilas de los puentes, se debe revisar y aumentar la capacidad de sus cimentaciones. En los sismos algunas cimentaciones han fallado por deficiencia en su capacidad de resistir esfuerzos cortantes y flectores (ver figura 1.4-26). Lo mismo sucede cuando hay formación de rótulas plásticas en las pilas. Otras fallas han sido relacionadas con suelos blandos, sin homogeneidad y con probabilidad de licuefacción.

El problema es crítico, cuando los puentes construidos sobre suelos blandos o licuables, debido a que ellos generan amplificaciones de las vibraciones estructurales incrementando la probabilidad de un movimiento y posterior pérdida de asiento en la superestructura de sus apoyos.



Figura 1.4-26. Falla de cimentación. (Tomado de: Puente universitaria blogspot)

Puentes colapsados cerca de fallas activas.

Se han observado experiencias desastrosas en puentes ubicados en las cercanías de una falla activa. Los grandes desplazamientos del terreno que se presentan directamente en la zona que cruza la falla, han llevado al colapso a varios puentes. Por otro lado, los registros sísmicos cercanos a las fallas muestran componentes verticales de consideración y pulsos de velocidad elevados que afectan especialmente a estructuras de periodos intermedios. Los pocos ciclos de oscilación que se producen cerca de la falla, impiden la disipación de energía en dispositivos aisladores y/o disipadores de energía histeréticos. Como muestra de este tipo de problemas, se presenta el caso de dos puentes paralelos de concreto reforzado sobre el río Wu, Taiwán (Jara *et al.*, 2006).

Los puentes resultaron severamente dañados en el extremo norte, zona por la que se detectó el paso de la falla, con una dirección inclinada con respecto al eje longitudinal del puente. El desplazamiento del terreno ocasionó un movimiento relativo entre los tramos, que originó el desplome de dos claros del puente. Las pilas, que contaban con escaso refuerzo longitudinal y transversal, fallaron por cortante, conforme la dirección del desplazamiento de la falla (ver figura 1.4-27).



Figura 1.4-27. Vista general del puente sobre el río Wu. La falla cruzó el puente y provocó el desplome dos tramos de superestructura. (Tomado de Berkeley.edu)

Colapso.

Haciendo un análisis sobre el colapso de puentes, se ha encontrado que la razón de sus fallas se atribuye, en términos generales, a los siguientes aspectos:

- Insuficiente longitud de apoyo
- Falla a cortante de columnas
- Falta de diafragmas, entre otros.

En la figura 1.4-28 se presentan las fotografías de algunos puentes colapsados por la acción del sismo.









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 1.4-28. Puentes dañados por sismos.

1.5. Aspectos Básicos de Rehabilitación Sísmica de Puentes

1.5.1. Generalidades

La rehabilitación sísmica según Sugano (1981), tiene por objetivo incrementar la resistencia, ductilidad o bien una combinación adecuada de las dos anteriores, por lo que las estrategias de rehabilitación que se describirán en este trabajo se dividirán en tres secciones, reparación, reforzamiento y reemplazo.

Para la reparación se utilizarán estrategias que regresen la apariencia de los elementos dañados, sin embargo, el reforzamiento se centra en dos estrategias convencionales, aquellas que incrementa la capacidad de la estructura para resistir la demanda probable y las estrategias basadas en la reducción de la demanda en la estructura. Por último se tiene el reemplazo, para estas estrategias se buscará reconstruir o bien reponer algún elemento que se haya dañado.

Existen ciertos factores que intervienen en la selección de las estrategias de rehabilitación adecuadas, estas que se mencionan a continuación son descritas por ACI 369:

- La función de los elementos que soportan y transfieren las cargas verticales o laterales.
- El tipo y edad de la estructura
- Uso, acceso y vida de servicio restante de la estructura
- Costo de la rehabilitación
- Objetivo de la rehabilitación
- Compatibilidad de los materiales y su impacto en el funcionamiento estructural del sistema

El proceso de diseño de la rehabilitación inicia con inspecciones visuales a los puentes en donde se identifica el estado general de las estructuras, con base a los resultados de las visitas de inspección, se determina si es necesario realizar algún estudio adicional. Por último la evaluación de la vulnerabilidad sísmica y la esperanza de los daños y costos esperados de la rehabilitación en la vida útil de la estructura, permite identificar los grupos de puentes que deben ser intervenidos.

1.5.2. Criterios de Rehabilitación Sísmica

La rehabilitación de puentes hace referencia a la reparación y/o refuerzo de sus elementos estructurales con el objetivo de restituir la capacidad de carga, esto implica reponer y mejorar las características originales, de los elementos resistentes del puente. Así mismo, busca minimizar el riesgo de una falla inaceptable durante un sismo. El daño inaceptable se refiere a las lesiones serias o pérdidas de vidas, colapso total o parcial del puente y pérdida del funcionamiento de una ruta vital de transporte.

Los términos de refuerzo, rehabilitación y rigidizar siempre estarán relacionados entre sí y podrán confundirse a menudo, para consolidar estos términos se tomará como referencia la definición que los autores *Chen y Duan (2003)* dan respecto a ellos, definiéndolos como sigue:

Rehabilitación: proceso que se lleva a cabo para restablecer al puente su condición original de servicio.

Refuerzo: incremento de la capacidad de carga de una estructura existente proveyéndola con un nivel de servicio mayor al que la estructura tenía originalmente.

Rigidizar: técnica que mejora el desempeño de servicio de una estructura existente, eliminando deficiencias en el servicio tales como: deflexiones excesivas, agrietamiento o vibraciones inaceptables.

Será importante señalar el factor económico dentro del proceso de la rehabilitación, debido a que, este se convierte en un aspecto muy importante sobre los alcances en el diseño de las medidas de rehabilitación del proyecto. Idealmente, la rehabilitación debe ser llevada a cabo para minimizar la probabilidad de un daño inaceptable durante un sismo. Por tanto, una ecuación para la relación relativa costo-beneficio pueden escribirse como sigue (Bucle y Friendland, 1995):

$$RCB = \frac{Pérdida_A - Pérdida_D}{Costo - rehabilitación} \quad Ec. 1$$

Donde:

RCB Relación de costo-beneficio, o la probable reducción en daños-pérdidas por cada peso invertido en rehabilitación.
Pérdida_A Pérdida probable antes de rehabilitar
Pérdida_D Pérdida probable después de rehabilitar

1.5.3. Proceso de Rehabilitación

El proceso de rehabilitación de puentes involucra la evaluación de una gran cantidad de variables, es por tanto útil dividir el proceso en tres etapas principales:

Revisión preliminar.

Se recomienda identificar aquellos que son sísmicamente deficientes y aquellos con la mayor necesidad de ser rehabilitados. Se realiza por medio de la reunión de información básica sobre un puente y visitas al sitio para conocer el estado real de la estructura. Un programa completo y eficiente de reforzamiento requiere que las estructuras sean valuadas de acuerdo a las necesidades para su rehabilitación sísmica.

El proceso de evaluación está compuesto de dos partes: la primera es cuantitativa que produce un valor sísmico basado en la vulnerabilidad estructural y la segunda es cualitativa que toma, factores como la importancia, redundancia en la red, índice de prioridad global y factores socio-económicos.

Aunque el desempeño del puente se basa en la interacción de todos sus componentes, se ha observado que tres tipos generales de componentes son más vulnerables al daño que otros. Estos son: a) Las conexiones, sistemas de apoyo y soportes, b) Columnas y cimentaciones, c) Estribos.

Evaluación detallada.

La evaluación del puente, es esencialmente un proceso de dos partes que requieren de un primer análisis de demanda para determinar las fuerzas y desplazamientos impuestos en un puente debido a un terremoto. Esto seguido por una evaluación de capacidad para soportar la demanda. Muchos métodos de evaluación expresan sus resultados como relaciones de capacidad/demanda; una proporción menor que uno indican una necesidad de rehabilitación.

Diseño de las medidas de rehabilitación.

La estrategia de rehabilitación que sea seleccionada deberá reducir la probabilidad de colapso total y/o daño estructural severo en el puente. Será importante señalar que, cuando se escoja la estrategia de rehabilitación, se deberá tener cuidado de no transferir fuerzas excesivas a otros componentes.

Existen dos estrategias que el diseñador podría adoptar cuando se enfrenta a la rehabilitación de un puente. Una se basa en las técnicas convencionales de reforzamiento que incrementa la capacidad de la estructura para resistir la demanda probable; la otra estrategia está basada en la reducción de la demanda estructural tal que su capacidad existente sea suficiente para resistir el sismo, está involucra el uso de un sistema de protección contra sismo, como asilamientos sísmico o la adición de un sistema mecánico de disipación de energía; la rehabilitación con sistemas de protección ha sido mostrada como una alternativa efectiva y de costo bajo en comparación con el refuerzo convencional.

Otra opción es utilizar ambas estrategias, buscando reducir las demandas sobre el puente, y por ende, lograr obtener una reducción significativa en los alcances y costos de una rehabilitación por medio del reforzamiento convencional. En la figura 1.5-1, se muestran las diferentes estrategias de la rehabilitación sísmica.

En la figura 1.5-2 se presentan algunas estrategias que se podrían usar para cada elemento del puente. Deben considerarse también los esquemas de rehabilitación que incrementan la capacidad de uno o más de sus componentes, o los que reducen la demanda en componentes deficientes. Más adelante se describirán las medidas de rehabilitación para los distintos componentes de los puentes.

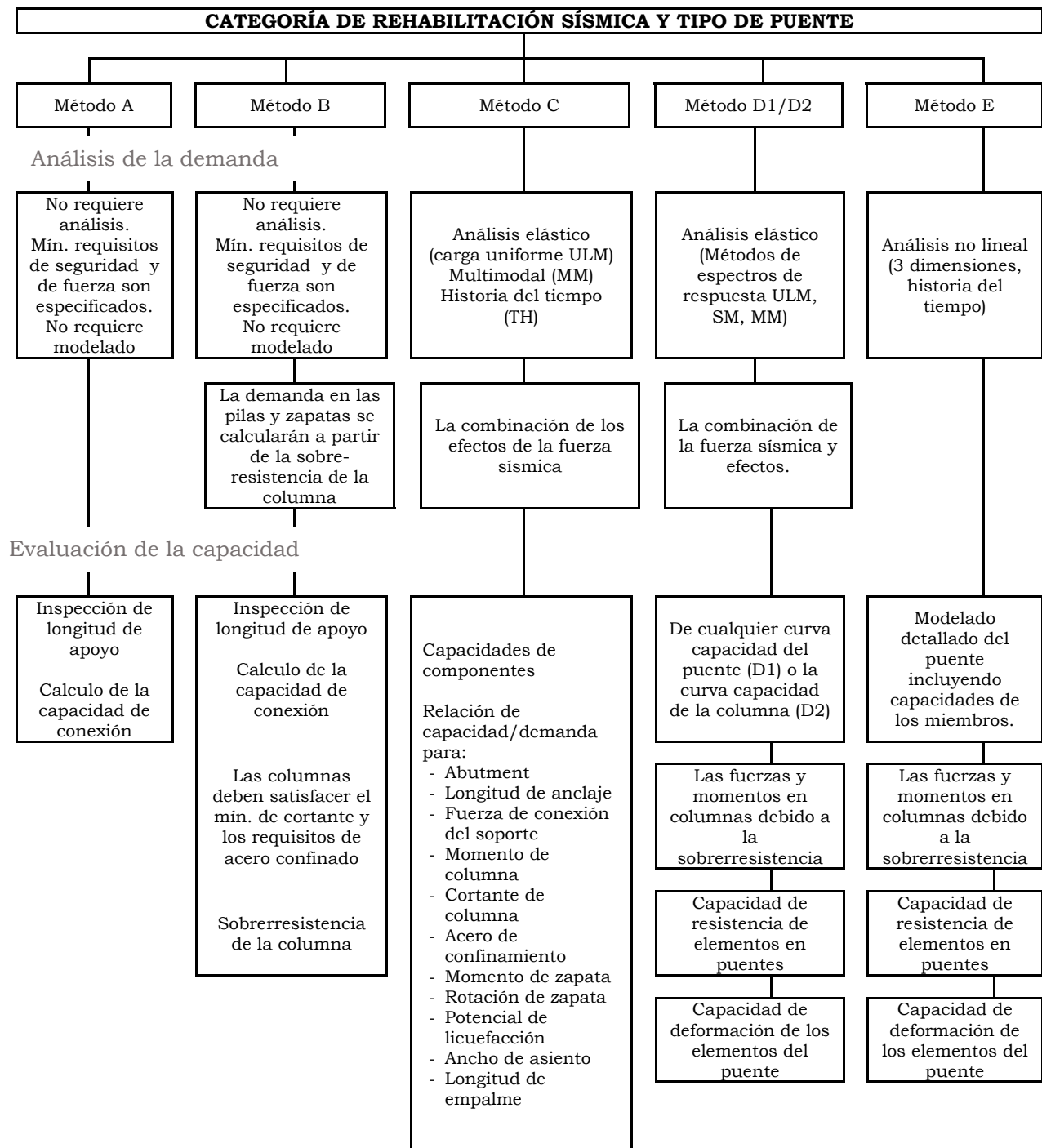


Figura 1.5-1. Métodos de evaluación, demanda-capacidad. (Departamento de Transporte, 2006)

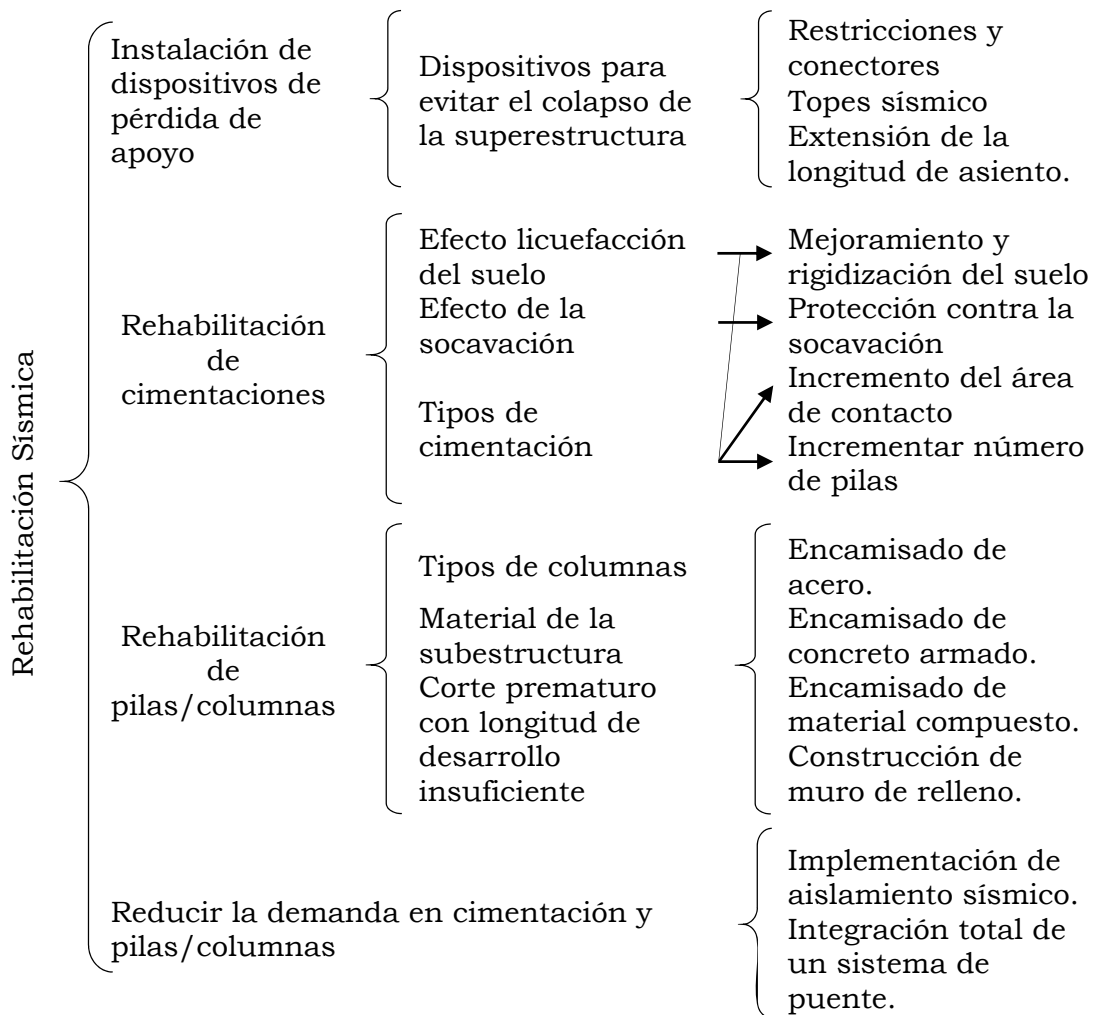


Figura 1.5-2. Estrategias de Rehabilitación Sísmica para Elementos de Puentes

II. REPARACIÓN

2.1. Aspectos Básicos de la Reparación

Para poder seleccionar un procedimiento de reparación será necesario conocer la causa de la reparación, aun que para esta investigación la causa se tiene claramente establecida, el sismo, por lo que el procedimiento que se elija deberá cumplir con los siguientes objetivos:

- Mejorar el desempeño funcional
- Proporcionar impermeabilidad
- Mejorar la apariencia y la durabilidad de la superficie del concreto
- Prevenir el desarrollo de ambientes corrosivos en el acero

Existe un programa de reparación de grietas propuesto por Kline (1991), el cual incluye cinco aspectos que se mencionarán a continuación:

1. *Condiciones generales del elementos*, se deberá determinar las condiciones y propiedades de los elementos de concreto afectados como lo son: resistencia a la compresión, propiedades físicas, propiedades químicas, actividad de corrosión, pruebas de ultrasonido, monitoreo del movimiento de las grietas , así como pruebas de emisión acústica y la extensión y/o profundidad de la grieta. Uno de los aspectos más importantes a identificar es el tipo de grieta.
2. *Formular un programa de reparación*, se deberá hacer una evaluación de la reparación considerando los aspectos de compatibilidad del sustrato con el material utilizado, historia del material del mercado e instalaciones exitosas y el nivel de experiencia del trabajador.
3. *Preparación del proyecto de reparación*, en este aspecto será necesario contar con un contratista de gran experiencia para una reparación exitosa además se deberán considerar los siguientes aspectos como lo son las condiciones del equipo de reparación y condiciones de trabajo.
4. *Programa de reparación / Control de calidad*, en este aspecto se contará con tres etapas que se muestran a continuación:
 - a) Preparación de la superficie cumpliendo los siguientes puntos: se realiza una limpieza con cepillo de alambre, chorro de agua y tratamiento químico.
 - b) Colocación del material y del equipo de acuerdo al método que se ocupe.
 - c) Monitoreo de la instalación, se deberán obtener muestreos del material de reparación para la realización de pruebas, así como mantener monitoreado la operación del equipo, presión si se requiere

y el material utilizado, y por último el monitoreo de las condiciones del sitio (temperatura, precipitaciones, etc.).

Evaluación de la reparación después de la instalación, en esta última etapa se requerirán las siguientes acciones: verificar la reparación con pruebas destructivas (perforación de núcleos de concreto, prueba de tensión indirecta de cilindros en grietas consolidadas, pruebas de permeabilidad del sellador, instalación del monitor de grietas), así como pruebas no destructivas (pruebas de vibración ambiental y monitoreo visual de los cambios de las grietas en la zona reparada).

2.2. Selección de Materiales

La selección del material más adecuado para el programa de reparación generalmente es el paso más importante. Los materiales más utilizados son las resinas, concreto, mortero y lechadas. Estos deberán tener las siguientes características:

- En el caso donde se utilice concreto nuevo para reparar al elemento, la resistencia de compresión del concreto debe ser al menos igual a la del concreto existente.
- La resistencia a compresión y a cortante, deben ser adecuadas para resistir los esfuerzos aplicados.
- El coeficiente de expansión térmica debe ser similar al concreto original para minimizarlos esfuerzos por temperatura.
- Se deberá promover compatibilidad entre los materiales utilizados en la reparación.

2.2.1. Resinas.

Las resinas generalmente son utilizadas en la reparación de grietas o para reemplazar pequeñas cantidades de concreto dañado, aunque también es útil para anclar o unir elementos nuevo de acero y concreto. Estas es un compuesto orgánico, formado por una sustancia líquida viscosa. En el estado plástico, las resinas pueden variar en color, viscosidad, tiempo de fraguado, temperatura mínima de curado, y en el grado de sensibilidad a la humedad.

Después de que la resina ha curado, las principales variaciones en su desempeño son resistencia y rigidez. Las resistencias a compresión, tensión y flexión son generalmente mayores que los valores alcanzados por el concreto. Cabe mencionar que, las propiedades de las resinas se deterioran a temperaturas mayores de 100°C y el proceso de endurecimiento se suspende a temperaturas debajo de 10°C (Soto E., 2008).

Tipos de resinas.

Las resinas se dividen en naturales y sintéticas, las primera de ellas es un producto de la secreción de las plantas formadas por sustancias orgánicas transparentes o traslúcidas, mientras que las sintéticas (también llamadas polímero sintéticos) son sustancias artificiales que sufren un proceso de polimerización o secado dando lugar a un producto sólido con algunas de las propiedades físicas de las resinas naturales, pero con diferentes propiedades químicas, en la tabla 2.2-1, se muestran algunas resinas naturales y sintéticas.

Tabla 2.2-1. Ejemplo de Resinas de acuerdo a su división.

Resinas Naturales	Resinas Sintéticas
Resina verdadera	Epóxica
Gomorresinas	Poliéster
Oleorresinas	Poliuretano
Bálsamos	Acrílicos
Lacto resinas	

Las que tienen aplicación en la construcción son las resinas sintéticas. A continuación se presentan algunas características generales de las resinas sintéticas de la figura 2.2-1.

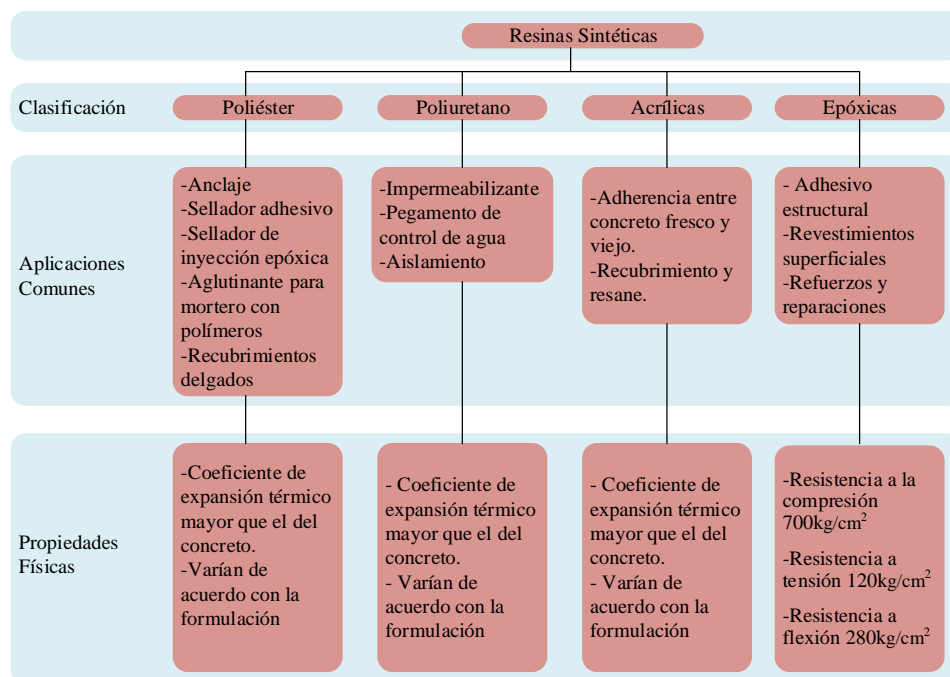


Figura 2.2-1. Clasificación y aplicación de las resinas sintéticas.

2.2.2. Mortero.

El mortero monocomponente es un material en polvo, de fraguado rápido, formulado a base de cementos portland resistentes a sulfatos y dotado de áridos silíceos de granulometría estudiada, polímeros, fibras y aditivos, de idoneidad probada para su utilización en la reparación estructural del concreto por su gran adherencia al acero y al concreto.

Algunas de sus propiedades más representativas son las siguientes:

- Densidad: 2 kg/cm³
- Tiempo de utilización a 20°C, 1 hora
- Tiempo de secado a 20°C, 12 horas
- Temperatura mínima de aplicación 5°C
- Adherencia al concreto a 28 días: >1.4 MPa
- Resistencia a compresión a 24h: >15 MPa
- Resistencia a compresión a 28 días: >5 MPa
- Espesor de aplicación del mortero: 4-40 mm

Tipos de morteros de reparación.

Los morteros de reparación pueden clasificarse, básicamente en los siguientes tipos:

- Morteros y concretos hidráulicos predosificados o no, según los casos.
- Mortero hidráulico poliméricos, consiste en morteros hidráulicos al que se le modifican sus propiedades mediante la adición de una cierta cantidad de polímeros, comprendida entre un 5 y 20%
- Morteros poliméricos termoestables, pueden estar basados en resinas epoxídicas o de poliéster

El concreto y mortero pueden emplearse siempre que las dimensiones de la zona a intervenir lo permitan, el límite adecuado para su empleo es aquel que tenga un espesor superior a tres veces el tamaño máximo del árido. Suele ser recomendable el uso de aditivos plastificantes que permitan una puesta en obra adecuada.

Los poliméricos pueden ser de dos tipos en función del tipo de polímero que se usa se tiene, mortero epoxi y mortero de resina de poliéster. Los morteros epoxi se caracterizan por sus propiedades mecánicas elevadas, se prepara en obra previamente a su empleo, siendo conveniente también un revestimiento. Por otro lado, los morteros con resinas de poliéster es el menos empleado y se diferencia por no requerir revestimiento y su rápido endurecimiento, lo que podría ser un inconveniente para su empleo.

2.2.3. Concreto Lanzado

En aquellas zonas donde se requiere una cantidad mayor de material a reponer, puede ser interesante recurrir al empleo de mortero o concreto lanzado.

El concreto lanzado consiste en el proceso continuo de colocación del concreto mediante el lanzamiento a presión sobre la superficie a colocar. Requiere de unas instalaciones específicas más sofisticadas que el concreto convencional, pero permite obtener rendimientos notables. La mayor ventaja que tiene este material es el alto rendimiento y como desventaja se destaca el rebote.

Existen dos procedimientos para llevar a cabo el lanzamiento del concreto:

- a) Lanzado por vía seca
Consiste en la mezcla de todos los componentes del concreto, excepto el agua, esta mezcla se transporta a presión por medio de mangueras hasta la boquilla de salida, en el extremo de dicha boquilla se incorpora el agua, antes del lanzamiento de la mezcla.
- b) Lanzado por vía húmeda
Este procedimiento conlleva a la dosificación previa de la mezcla, incluida el agua, para posteriormente ser transportada mediante mangueras hasta la boquilla del lanzamiento, en la que el operador no tiene necesidad de alterar la dosificación.

2.3. Sellado de Grietas

El proceso del sellado de grietas puede resumirse en las siguientes fases: limpieza general de la grieta y sellado con masilla elástica.

El sellado consiste en la aplicación de una banda elástica para puentear la grieta, o bien puede contemplar la penetración, en mayor o menor grado de una masilla elástica capaz de absorber los movimientos que sean previsibles en la grieta.

Previamente a las operaciones de sellado, debe garantizarse una buena calidad del concreto armado en las inmediaciones de la grieta a tratar, así como una buena adherencia del producto aplicado. Para ellos se procurará que esté sano, limpio y seco.

2.3.1. Técnicas de sellado.

Trout señala que generalmente se utilizan tres técnicas diferentes para el sellado de una grieta las cuales se describirán a continuación.

Rellenado de la grieta.

Esta técnica se puede utilizar cuando la grieta está limpia, libre de escombros, y con un ancho de al menos 1.6 mm. Si se cumplen dichas condiciones, éste podría ser

el mejor método debido a que no requiere ninguna preparación de la superficie, solamente el retiro de materiales contaminantes. Tampoco se requiere retirar el sello excedente después de la inyección, ni colocación tediosa para satisfacer un perfil mínimo, y no existe desperdicio de material.

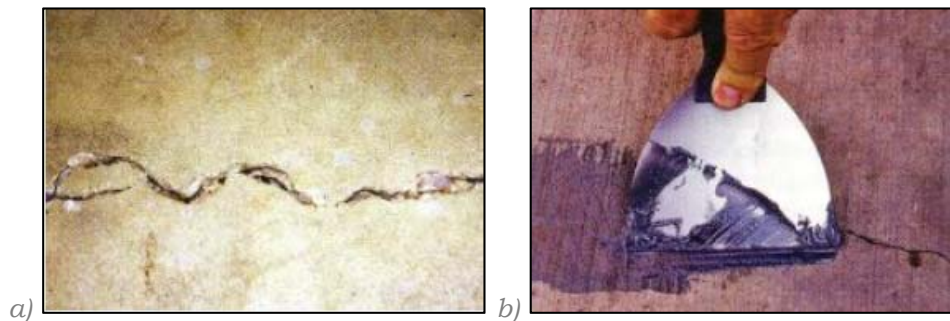


Figura 2.3-1. a) Limpieza y anchura de esta grieta (> 1.6 mm) la hacen idónea para relleno. b) El relleno epóxico se coloca con una espátula de metal flexible. (Trout, 2005)

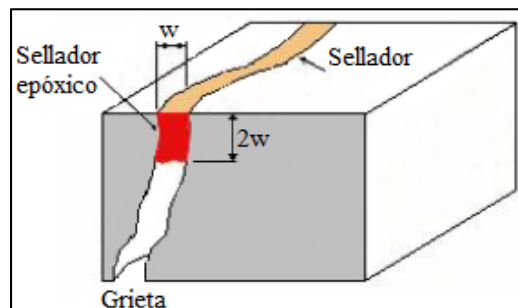


Figura 2.3-2. Profundidad del sellado. (Trout, 2005).

El concreto deberá estar completamente seco para la posterior colocación del sellador. El sellador debe colocarse a una profundidad mínima de dos veces el ancho de la grieta utilizando una espátula para colocarlo, se deberá repetir en ambas direcciones (ver figura 2.3-1 y 2.3-2).

Perfilado de Grietas.

Si la grieta es demasiado angosta o está contaminada para su sellado, se deberá considerar el perfilado. Esta técnica es popular debido al llamado “fileteo de la grieta”, con discos de diamante que siguen la grieta, dejando un surco o ranura. Esta técnica es más eficiente si el agregado es relativamente ligero y las grietas no están dentadas.

El perfilado es la preparación ideal para la inyección de grietas en superficies que están contaminadas y pintadas porque el proceso expone superficie nueva y limpia. Éste se hace con un disco de diamante de 4 pulg, dejando una ranura de 10 mm de profundidad mínima para exponer 12.7 mm de superficie para que el

sellador se adhiera a cada lado de la grieta (ver figura 2.3-3). Se aplica el adhesivo en la ranura con una espátula ancha y flexible, y se termina al mismo nivel de la superficie. Generalmente requiere menos trabajo y más material.



Figura 2.3-3. Perfilado de grieta con disco diamante exponiendo superficie nueva. (Trout, 2005)

Sellado de grieta.

Esta técnica se utiliza para la mayoría de las aplicaciones de inyección, requiere de más material y trabajo que los otros métodos y con frecuencia es necesario retirar protuberancias. Una instalación adecuada permitirá presiones de inyección arriba de 56 kg/cm².

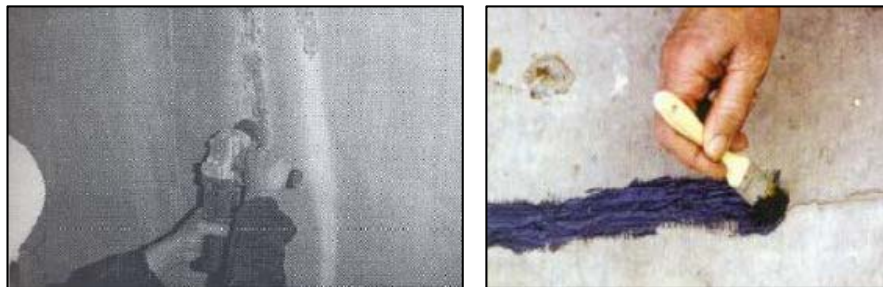


Figura 2.3-4. Eliminación de protuberancias y aplicación de la capa de sellado. (Trout, 2005).

El espesor de la capa es importante para distribuir los esfuerzos en toda el área adherida. Si la capa es demasiado delgada esta se romperá debido a la presión que ejercerá la inyección. El concreto deberá estar limpio y seco, generalmente con cepillado manual es suficiente para preparar la superficie o bien se puede utilizar un chorro de arena o algún otro método (figura 2.3-4).

2.4. Inyección de Grietas

La reparación de grietas depende sobre todo de conocer las causas y seleccionar el procedimiento de reparación que tome en consideración dichas causas; de lo contrario, la reparación podría ser temporal. Un procedimiento de reparación exitoso debe atacar y eliminar las causas del agrietamiento (ACI 224.1 R93).

Para seleccionar la técnica de reparación de grietas más exitosa se deben considerar los siguientes aspectos, según Newman (2001): Causa de agrietamiento, si la grieta es activa o inactiva y las necesidades de reparación

El comité ACI 224 señala que las grietas que se deben reparar son las que reducen significativamente la capacidad estructural del elemento (resistencia, rigidez o durabilidad), pero lo primero es identificar la causa y naturaleza de la grieta. Las grietas transversales reducen su rigidez y durabilidad, cabe mencionar que la rigidez de un elemento de concreto reforzado no sólo depende de la aparición de grietas, sino de la extensión de la misma.

2.4.1. Razones para la reparación.

En el Manual de SIKA México, se dice que la razón principal para sellar las fisuras en una estructura de concreto es la durabilidad, debido a que por las fisuras pueden ingresar los agresores del medio ambiente hacia los acero de refuerzo (humedad, dióxido de carbono, materiales disueltos contenidos en los suelos, sales disueltos en el agua de mar, entre otros). Cuando los agresores del medio ambiente alcanzan las barras de acero de refuerzo empiezan un proceso de corrosión, estos productos de corrosión ejercen una fuerza de tensión en el concreto circundante logrando fracturarlo al cabo de cierto tiempo.

Otra de las razones es la permeabilidad, hay que evitar que el agua entre al interior ya que el agua es uno de los agentes necesarios para que se presente el problema de corrosión. Por último se tiene la rigidez, cuando una fisura atraviesa un elemento estructural (viga columna, losa, muro, entre otros) se ve afectada su rigidez. Dependiendo del ancho de la fisura, el elemento vería comprometida su capacidad de soportar las cargas de servicio. Es por ello que es importante inyectar estas fisuras y restituir el monolitismo perdido.

2.4.2. Condiciones para la Reparación.

Existen tres factores que sirven para elegir el mejor procedimiento para la reparación de las fisuras: ancho, movimiento y condición de humedad de la fisura.

Ancho de la fisura.

Se pueden inyectar fisuras con un ancho mínimo de 0.15 mm (ancho de un cabello humano), y con un ancho máximo de 6 mm, aproximadamente (para el caso de resinas epóxicas, acrílicas inyectadas a presión). El ancho de la fisura determina la viscosidad del producto a utilizar, siendo menos viscoso para fisuras pequeñas y más viscosa para las fisuras más anchas.

También determina el producto a utilizar, fisuras con anchos de hasta 6 mm pueden inyectarse con resinas de tipo epóxica o acrílica. Para anchos superiores a 6 mm empiezan a ser importantes los materiales cementosos tipo grout. En la tabla 2.4-1, se muestran las anchuras de grietas recomendados para la inyección de epóxicos, en ella se describen los niveles de recuperación que alcanzan, así como las características del material.

Tabla 2.4-1. Anchuras de grietas para la inyección de epóxicos. (Ramírez, 1996)

Material	Ancho de la fisura (mm)	Niveles de recuperación			Características
		Resistencia (%)	Rigidez (%)	Ductilidad (%)	
Resina epóxica	0.05-0.30	70-90	30-80	75-90	Sensibilidad a altas temperaturas. Difícil de utilizar con materiales poroso.
Mortero epóxico	0.30-0.50	70-90	30-80	75-90	Sensible a altas temperaturas.
Mortero de cemento	>0.50	80-120	50-100	80-90	Para elementos con pocas grietas grandes.

Movimiento de la fisura.

Es necesario determinar si la fisura es activa (tiene movimiento) o si la fisura es activa (tiene movimiento) o es inactiva (sin movimiento). Para las fisuras activas escogemos materiales de inyección que sean flexibles con capacidad de elasticidad limitada y para las fisuras inactivas se pueden escoger resinas rígidas que restituyan la rigidez y el monolitismo de la sección (por ejemplo resinas epóxicas).

Condición de humedad en la fisura.

El tipo de producto a utilizar y la metodología de inyección se definen por medio de la condición de humedad de la fisura. Por ejemplo, para fisuras con humedad, se recomiendan resinas que reaccionan con el agua y se expanden sellando la fisura y la entrada de agua hacia del interior de la estructura.

Los productos para la inyección de las fisuras tienen características diferentes dependiendo del uso que se les quiera dar. Estos son los parámetros que hay que estudiar de los diferentes productos para la inyección de fisuras: viscosidad, expansión, tiempo de reacción, vida en el recipiente, flexibilidad, adherencia, durabilidad, sellado permanente, resistencia y toxicidad/medio ambiente.

2.4.1. Métodos de inyección.

De acuerdo a Sika México, generalmente se utilizan tres técnicas diferentes para la inyección de una grieta las cuales se describirán a continuación.

Inyección con boquillas ancladas.

Este método de inyección es normalmente utilizando para sellar fisuras en 2 casos:

- a. Con presencia de agua (a presión o sin presión). Este problema se presenta en estructuras enterradas que tienen un nivel freático alto y, en donde, no se tomaron precauciones para que el agua no ingresara al interior del puente.
- b. Sin presencia de agua. Este problema se presenta en elementos estructurales como los muros de concreto.

En ambos casos se utilizan unas boquillas que se anclan a los lados de la fisura a inyectar, previa perforación con un taladro hasta interceptar la fisura (ver figura 2.5).



Figura 2.4-1. Proceso de inyección de una resina de poliuretano expandible a través de unas boquillas ancladas a ambos lados de la fisura. (SIKA)

El objetivo en este tipo de inyecciones es que la resina reaccione con el agua que sale por la fisura y la selle. Los poliuretanos expandibles pueden aumentar su volumen entre 20 y 40 veces el volumen inicial. En algunos casos se utilizan resinas acrílicas (no expandibles) que forman un sello flexible más permanente.

El proceso de inyección se puede resumir así:

1. Perfore a ambos lados de la fisura con un ángulo de 45° hasta interceptar a la fisura. El diámetro de la perforación será el mismo de la boquilla más 2 mm. La longitud de la perforación puede ser del mismo espesor del elemento a inyectar.
2. Colocar las boquillas de inyección intercaladas a una distancia no mayor a $d/2$ (d =espesor del elemento). Ver figura 2.4-2 A.
3. Conectar el equipo de inyección y empezar a inyectar la resina, teniendo en cuenta de cambiar de boquilla cuando la resina empieza a salir por la boquilla cuando la resina empieza a salir por la boquilla adyacente. Ver figura 2.4-2 B.

En los casos en donde no es posible perforar la estructura para colocar las boquillas, debido a la cantidad de acero presente en la estructura a inyectar, se utilizan boquillas colocadas en la superficie como se explica en el siguiente método.

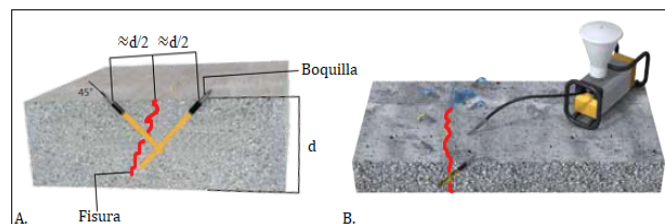


Figura 2.4-2. A. Colocación de las boquillas, anclándolas al concreto. B. Inyección de la resina mediante una bomba a presión. (SIKA).

Inyección con boquillas superficiales.

Este método de inyección es normalmente utilizado para inyectar una resina epóxica rígida en una fisura inactiva (sin movimiento) que no tienen presencia de agua. Es el caso de la inyección de fisuras en elementos estructurales como vigas, columnas, losas y muros, en donde, se necesita recuperar la rigidez y el monolitismo, además de evitar el ingreso de agresores hacia el acero de refuerzo. Es típico ver estos problemas cuando se sobrepasan las cargas de servicio (muerta y viva) en los elementos estructurales o cuando son sometidos a los movimientos producidos por un sismo.

Se utilizan unas boquillas que se colocan en la superficie mediante el uso de una resina de sello que las fija en el centro de la fisura a inyectar. Ver figura 2.4-3.

El procedimiento de inyección se puede resumir así:

1. Prepare el sustrato usando una pulidora. Luego limpie usando una brocha y una aspiradora.
2. Coloque las boquillas en la superficie, insertando una puntilla para centrar las boquillas en las fisuras. Coloque el adhesivo de sello en la fisura y alrededor de las boquillas. Las boquillas pueden separarse una distancia igual al espesor del elemento a inyectar. Ver la figura 2.4-4 A.
3. Cuando haya fraguado el adhesivo de sello, conecte el equipo de inyección y empiece a inyectar la resina de baja viscosidad. Pásese a la siguiente boquilla cuando la resina de inyección empiece a salir por la boquilla adyacente.
4. Al día siguiente, retire por medios mecánicos las boquillas y el adhesivo de sello.



Figura 2.4-3. Proceso de inyección de una resina epóxica a través de unas boquillas colocadas en la superficie de la fisura. (SIKA)

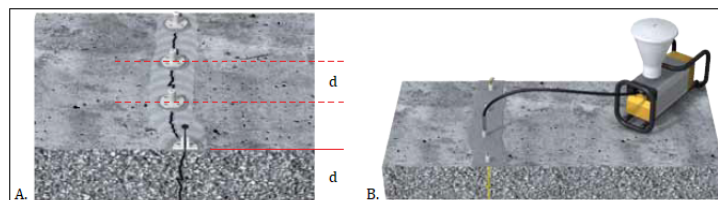


Figura 2.4-4. A. Colocación de las boquillas en la superficie. B. Inyección de la resina de baja viscosidad usando un equipo a presión. (SIKA)

Inyección tipo cortina.

Este método es normalmente utilizado para sellar fisuras con presencia de agua (a presión o sin presión) mediante el uso de un poliuretano expandible. En los sótanos pueden aparecer fisuras (filtraciones) en grandes áreas por varias razones como: inadecuado diseño de la mezcla de concreto, mala colocación y compactación del concreto, movimientos del suelo y niveles freáticos altos. Estas áreas grandes se pueden sellar con el método de inyección tipo cortina, inyectando detrás de la estructura de concreto.

Se utilizan unas boquillas que se anclan en toda la superficie del muro a inyectar. El objetivo es inyectar una resina que forme una cortina en la parte trasera del muro y evite la entrada del agua. Ver ilustración 2.9.

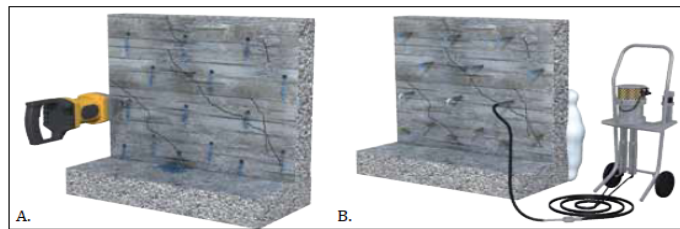


Figura 2.4-5. A. Perforación de la superficie de un muro con problemas de filtración de agua, para la instalación de las boquillas de inyección. B. Procedimiento de inyección, formando una cortina en la parte de atrás del muro de contención. (SIKA)

El procedimiento de inyección se puede resumir así:

1. Hacer las perforaciones para colocar las boquillas de inyección (mechanical packers) en toda el área del muro a inyectar. Estas perforaciones estarán separadas entre 30 cm y 50 cm.
2. Colocar boquillas de inyección en la superficie del muro (ver figura 2.4-5.A).
3. Conectar el equipo de inyección y empezar a inyectar la resina acrílica flexible, teniendo en cuenta de cambiar de boquilla cuando la resina empieza a salir por la boquilla adyacente. Empezar a inyectar desde las boquillas inferiores (ver figura 2.4-5.B).

Inyección por gravedad.

Este método de inyección es el más sencillo y normalmente utilizado para inyectar una resina epóxica rígida en una fisura inactiva (sin movimiento) que no tienen presencia de agua. El procedimiento se realiza por gravedad, sin utilizar un equipo de inyección a presión aprovechando que la fisura está en el piso.

Se debe hacer un dique o camino que contenga a la resina de baja viscosidad mientras esta penetra en la fisura. Si la fisura ha atravesado toda la losa, se debe

sellar por la parte inferior de la misma para evitar que se escape la resina de inyección.

También se puede inyectar por gravedad las fisuras en losas apoyadas en el suelo, en donde, inyectar una resina con equipo a presión es complicado porque la resina se puede escapar por el terreno. Dependiendo del ancho de la fisura se debe escoger la resina con la viscosidad apropiada. Fisuras pequeñas requerirán resinas con baja viscosidad.

2.5. Recuperación de la sección de concreto

La recuperación de la sección del concreto es para aquellos casos en los que se haya producido un desprendimiento del recubrimiento, pero sin que el acero de refuerzo haya sufrido algún daño, es entonces cuando se plantea la recuperación del mismo. Es importante que en el elemento a reparar no se haya detectado ningún tipo de daños por esfuerzos. Para poder llevar a cabo éste tipo de trabajo es indispensable liberar a los elementos que se deseen reparar, de la carga que sustenta, mediante la utilización de algún sistema de soporte auxiliar (Rodríguez, 1998).

En esta fase intervienen los morteros de reparación, si bien en ocasiones, cuando los volúmenes de concreto a reponer sean los adecuados, es posible recurrir a otras técnicas, como es el caso de concreto lanzado. En muchos casos, puede ser necesario disponer de una película de imprimación para facilitar una buena adherencia entre el concreto reparado y el concreto ya existente.

Dependiendo de cada caso, el método de ejecución puede ser muy diferente:

1. Encofrado convencional y hormigonado
2. Aplicación a mano en sucesivas capas, mediante llana.
3. Hormigón pre-pack (colocación previa del árido e inyección del mortero)
4. Colocación de morteros muy secos y retaca posterior.

Una vez ejecutada la reparación, se deberá proceder al revestimiento y protección de la superficie de la estructura mediante una pintura de protección. En ocasiones, es necesario enlucir con mortero previamente la superficie para conseguir un buen acabado superficial en cuyo caso se procura extremar las precauciones para evitar grietas nocivas.

2.6. Tratamiento de armados expuestos

El procedimiento más común para el tratamiento de armados expuestos es el siguiente según Flores (2000):

1. Se descubrirá picando todo el concreto con el que se cubra
2. Se eliminará el óxido por medio de un cepillado con alambre, después se aplicará una pintura anticorrosiva.

3. Si la sección presenta la pérdida de una sección se suplantarán, si es posible, con una nueva soldada a la antigua.

2.7. Reparación de parapetos

La reparación de parapetos es necesaria debido a que normalmente los sismo no solo afecta la seguridad estructural si no también la funcionalidad, por lo que es importante conservar la funcionalidad vial, ya sea con una reparación parcial o completa. Se deberán realizar alineamientos de los componentes donde esté apoyada la estructura. Las etapas de este procedimiento se presentan a continuación para cada tipo de material del que están elaborados.

2.7.1. Parapetos de concreto.

De acuerdo a Muñoz (2012), se presenta el siguiente proceso de reparación para los parapetos de concreto:

1. Ubicar la zona a intervenir para decidir si la reparación será parcial o total.
2. Se retirarán las partes que se encuentren descompuestas en los parapetos; los elementos nuevos deberán conservar las características iniciales tanto estructurales como arquitectónicas.
3. Se realizará una revisión y diseño de la reparación de los parapetos, analizando diferentes alternativas que incluyan: rehabilitación o demolición y construcción de una nueva.
4. Para los elementos nuevos, se seguirán apropiadamente las etapas de encofrado, armado de acero de refuerzo, aplicación de resinas, colocación y curado del concreto nuevo y posterior desencofrado. Cumpliendo estas actividades se procederá a la aplicación de la pintura.
5. Realizar el alineamiento de elementos que han sido afectados por las deformaciones horizontales y/o verticales de la estructura ocasionadas por asentamientos.

En las figuras 2.7-1, se ilustra el procedimiento a seguir para la reparación de los parapetos de concreto.



Figura 2.7-1. Reparación de parapetos. RPP Noticias web, Andina web.

2.7.2. Parapetos de acero.

En el caso de los parapetos de acero Muñoz (2012) propone el siguiente proceso de reparación:

1. Identificar la zona a intervenir para decidir si dicha reparación será parcial o total.
2. Se retirarán las partes que se encuentren descompuestas en los parapetos y se trasladarán a sitios autorizados; los elementos nuevos deberán conservar las características iniciales tanto estructurales como arquitectónicas.
3. Se realizará una revisión y diseño de la reparación de los parapetos, analizando diferentes alternativas que incluyan: rehabilitación o demolición y construcción de una nueva.
4. Para elementos nuevos se deberán adecuar las zonas de anclaje para la instalación de los elementos verticales de las barandas, para ello se deberá emplear anclajes epóxidos y otra especificación, de tal forma que se asegure su empotramiento en los bordillos de concreto reforzado del puente.
5. Se instalarán los elementos horizontales (pasamanos) debidamente conectados mediante soldadura a los elementos verticales. En barandas mixtas, donde los pasamanos son de acero y los pedestales de concreto, para las partes elaboradas en concreto que requieran reparación emplear la actividad anteriormente descrita.
6. Por último, se realizará el alineamiento de elementos que han sido afectados por las deformaciones horizontales y/o verticales de la estructura.

En las figuras 2.7-2, se ilustra el procedimiento a seguir para la reparación de los parapetos de concreto.



Figura 2.7-2. Reparación de parapetos metálicos. (J.V.S Web y Sellwoodbridge Web)

III. REFORZAMIENTO

3.1. Generalidades

Se le denomina “*reforzamiento*” al conjunto de técnicas y criterios destinados a incrementar la resistencia y mejorar el comportamiento de los elementos estructurales, ante las distintas sollicitaciones y combinaciones de éstas.

El reforzamiento se requiere cuando la capacidad de carga del puente es insuficiente, por lo que existen varias técnicas de refuerzo, que se engloban en dos:

- Estrategias que incrementan la resistencia. Tienen por objetivo soportar los elementos mecánicos producidos por el sismo, así como mejorar los detalles de diseño para lograr una mayor resistencia. Existen diversas estrategias para la rehabilitación de los elementos de puentes de concreto reforzado. Las principales técnicas son: encamisado con placas metálicas, concreto o bien materiales compuestos, el uso de presfuerzo y la construcción de elementos adicionales (Jara *et al*, 2010).
- Incremento de ductilidad. Este criterio se basa en el control o bien en la reducción de demandas sísmicas en la estructura, más que en tratar de incrementar su capacidad resistente o de deformación. La adecuada aplicación de este criterio conduce a sistemas que se comporten en forma elástica durante grandes sismos. En la figura 3.1, se ilustra el efecto de un sismo importante en una estructura típica de un puente, donde las grandes deformaciones generan agrietamientos importantes en las columnas, en la figura del lado derecho se presenta el ejemplo de un puente con sistema de control disipando la energía inelástica que se demanda en un sismo extremo (Jara *et al*, 2010).

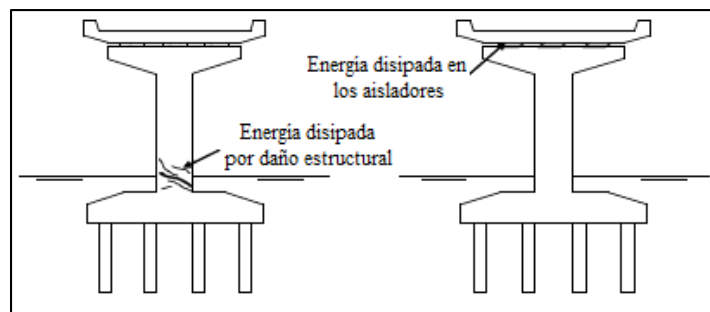


Figura 3.1-1. Disipación de energía en un puente convencional y en un puente con aislamiento sísmico. (Jara *et al.*, 2010)

3.2. Cables de presfuerzo en la superestructura

Jara (2010), puntualiza que esta técnica consiste en colocar cables de presfuerzo en el exterior de los elementos resistentes. Los cables se colocan longitudinalmente

para soportar el exceso de momento flexionante y fuerza cortante que transmiten las cargas nuevas con respecto a las cargas de diseño originales (figura 3.2-1). También se colocan cables transversales al puente para reforzar los diafragmas extremos e intermedios, en especial donde se colocan los dispositivos desviadores que se agregan para modificar la orientación de los cables de presfuerzo longitudinales. Un uso adicional del presfuerzo exterior se encuentra en los cables que se colocan en los extremos de las trabes, como refuerzo vertical local para incrementar la resistencia a tensión diagonal de las nervaduras (figura 3.2-2).



Figura 3.2-1. Refuerzo mediante el uso extremo de cables de presfuerzo (Jara et al., 2010).



Figura 3.2-2. Uso de presfuerzo vertical para incrementar la capacidad a cortante de las nervaduras. (Jara et al., 2010).

Este es uno de los sistemas más empleado en México y por ello se cuenta con una amplia experiencia e industrialización de la construcción que asegura una buena calidad del sistema en un amplio intervalo de valores, pues se puede modificar la fuerza de tensado variando el número y diámetro de cables de presfuerzo, así como su excentricidad, para lograr el incremento de momento flexionante necesario.

Aunque el sistema requiere poco mantenimiento es importante verificar su estado durante las inspecciones rutinarias pues se han llegado a romper cables después de sufrir agrietamientos en los ductos de conducción y corrosión en el presfuerzo. Por ello, es recomendable darles protección en ambientes agresivos. En el caso de trabes existentes con baja resistencia o daño previo, este sistema puede ser una

solución inadecuada por el incremento importante de la carga axial en los elementos durante la aplicación del presfuerzo (Jara *et al*, 2010).

3.2.1. Tipos de presfuerzo.

Existen dos tipos de presfuerzo externo: el presfuerzo horizontal y el presfuerzo vertical; en el primer caso se busca contrarrestar los efectos de flexión, mientras que en el segundo se busca contrarrestar los efectos del cortante.

Presfuerzo horizontal.

El presfuerzo longitudinal son cables colocados longitudinalmente anclado por bloques, también existe la posibilidad de hacer cambios de dirección si se desea colocar bloques desviadores intermedios, por lo que este presfuerzo a su vez se divide según su trazo, en recto y poligonal.

El trazo recto es simple y no existen pérdidas por curvatura, sin embargo presenta una desventaja debido a que la eficiencia es baja.

El trazo poligonal (figura 3.2-3), es más efectivo ya que su rendimiento es mayor, su característica es que aproveche la componente vertical que se le da al cable en zonas donde el cable es inclinado como refuerzo por cortante, su desventaja está en la fuerza que pierde por el rozamiento de los desviadores, aunque esta no sea muy grande.

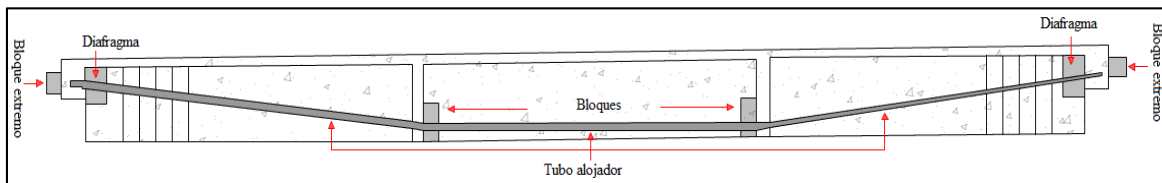


Figura 3.2-3. Presfuerzo longitudinal poligonal. (Flores, 2000)

La elección de uno u otro tipo de trazo depende totalmente de las características del puente, no hay ninguna regla establecida para el uso de cada uno.

Presfuerzo vertical.

El presfuerzo vertical (figura 3.2-4) ayuda a contrarrestar las deficiencias por cortante, es común que la deficiencia a flexión sea acompañada por efectos de cortante, el presfuerzo con trazo poligonal toma parte de esta cortante y mejora su rendimiento aunque no completamente.

En el caso del uso de presfuerzo vertical se llega a restringir el esfuerzo principal de tensión a un valor tal que, sea menor de la capacidad de tensión del concreto, en algunas ocasiones se recomienda comprimir uniformemente el alma de la trabe. En la instalación del presfuerzo el desviador del estribo vertical debe respetar

los radios mínimos, generalmente se usa un torón de 0.5” o 0.6”, en cuanto a la protección del cable se suele utilizar ducto de polietileno de alta densidad y se inyecta con lechada de cemento posterior al tensado.

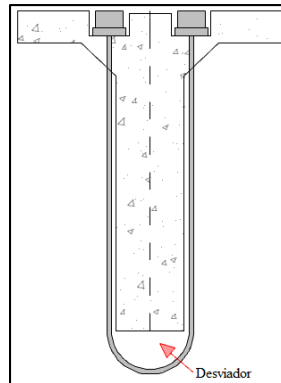


Figura 3.2-4. Presfuerzo vertical. (Flores, 2000).

3.2.2. Consideraciones Constructivas del Presfuerzo.

De acuerdo a Sánchez (2000), el procedimiento constructivo se puede resumir en los pasos siguientes:

1. Perforaciones en nervaduras para dar paso al presfuerzo transversal para colocar los bloques desviadores.
2. Escarificar nervaduras en la zona donde se colocarán los bloques desviadores.
3. Armar y colocar los bloques desviadores.
4. Alrededor de los tubos desviadores se sellarán con mortero Grout.
5. Fabricación de bloques metálicos de anclaje.
6. Colocación del señalamiento respectivo y se cerrará parcialmente la circulación para retirar la carpeta asfáltica existente y demoler la losa, una vez realizado, se procederá a colocar los bloques de anclaje.
7. Cuando los bloques hayan alcanzado su resistencia, se insertarán las barras de presfuerzo y se tensarán al 50% de su fuerza de servicio para estabilizar los asentamientos del bloque desviador.
8. Una vez asentados los bloques, se procederá a tensar las barras transversales de presfuerzo al 100% de su fuerza de tensado.
9. Se montarán los bloques de anclaje, colocando mortero Grout para asegurar un adecuado contacto entre las superficies.
10. Cuando se haya colocado todos los bloques desviadores y los bloques de anclaje, se procederá a introducir y posteriormente tensar el acero de presfuerzo longitudinal, el tensado de estos cables deberá ser por un extremo simultáneo.

11. Se colará la zona donde se colocó el dispositivo metálico de anclaje dejando la reservación para la colocación de la junta de dilatación.
12. Colocar la carpeta asfáltica en la calzada y en los accesos.
13. Realizar limpieza general y restituir la circulación normal del puente.

3.3. Encamisado

Esta estrategia se emplea cuando el elemento está dañado y requiere de una mayor capacidad resistente, aumentando para ello su sección transversal mediante elementos que rodean al anterior. Debido al aumento de la sección, la resistencia a flexión y cortante se incrementan. El encamisado no sólo permitirá reparar el elemento, sino que logra aumentar su resistencia y rigidez original, es por ello, que se considera una estrategia de refuerzo. En la figura 3.3-1 se muestran los encamisados con distintos materiales.

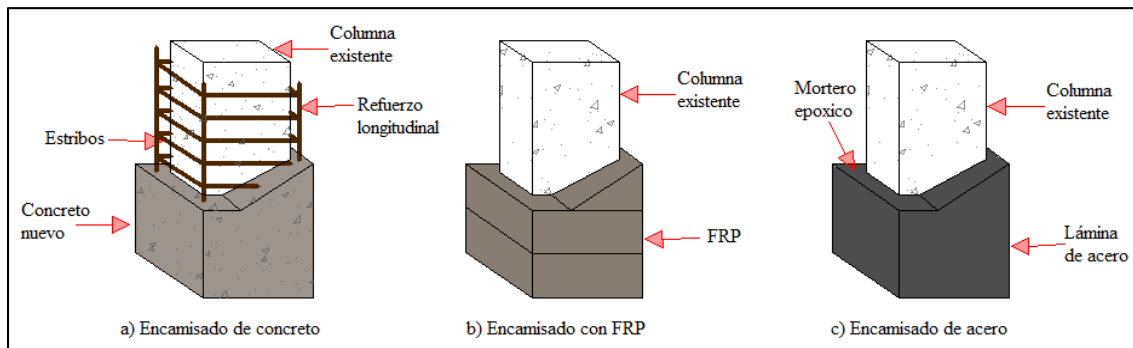


Figura 3.3-1. Tipos de encamisados en columnas de puentes.

El encamisado se puede colocar en toda la longitud del elemento o sólo en una sección; a estos últimos se les llama collares. Los collares son encamisados que cubren sólo una parte de la columna y son utilizados para proporcionar apoyo incrementando la losa o viga en la parte superior de la columna. Esta estrategia requiere que sea retirado en su totalidad el concreto dañado, además de reparar las grietas que se tengan en la superficie dañada, con el fin de que el material nuevo se adhiera a la estructura ya existente. En México, generalmente se utiliza concreto premezclado lo que implica a su vez el uso de cimbra.

3.3.1. Encamisado de Concreto Reforzado.

Esta estrategia consiste en envolver la columna en toda su longitud con un armado adicional longitudinal y transversal, como se muestra en la figura 3.3-1 a, 3.3-2, esto se recubre con concreto nuevo, colado in situ. Cuando se encamisa únicamente la columna se consigue incrementar su resistencia ante carga axial y fuerza cortante, así como un comportamiento más dúctil, pero su resistencia a flexión no se ve afectada, cuando se extiende el encamisado a la losa por medio de

orificios y colocación de acero longitudinal y estribos adicionales se logra aumentar la resistencia a flexión.

La forma más común del encamisado de columnas es repartir el refuerzo de manera uniforme, uniéndolo con el acero viejo por medio de conectores soldados. En el caso de contar con restricciones se realizan encamisados parciales, ya sea de uno, dos o tres lados, cuando la sección es rectangular.

En el caso de las traveses, se busca incrementar la resistencia a flexión, encamisando únicamente la cara inferior de la viga, así mismo para proporcionar un anclaje adecuado en los extremos, se puede colocar un collar a base de ángulos alrededor del extremo superior de la columna, dichos aspectos se ilustran en la figura 3.3-3.



Figura 3.3-2. Rehabilitación de una columna con encamisado de concreto. (Chhabra, 2004).

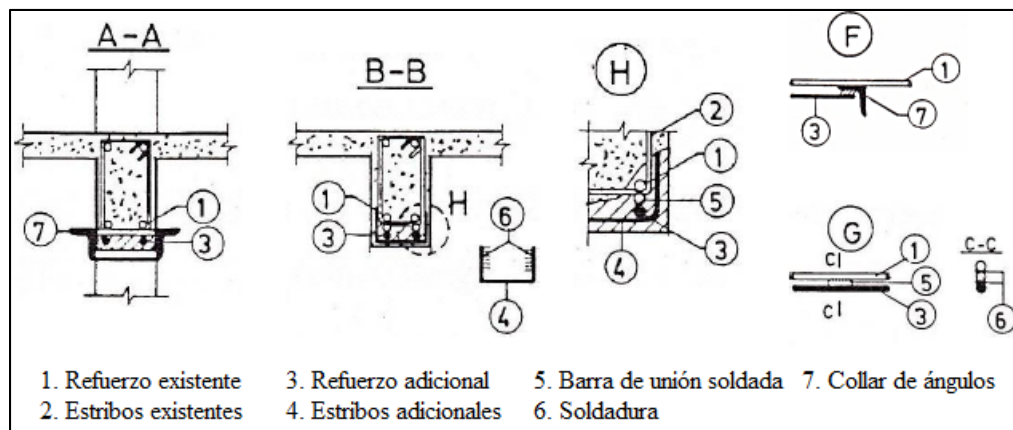


Figura 3.3-3. Encamisado con concreto reforzado por flexión. (Armendáriz, 2015)

Para que el reforzamiento cumpla tanto en flexión como en cortante, el encamisado se basará en tres caras, como se muestra en la figura 3.3-4 a, b, o completamente alrededor de la viga como se muestra en la figura 3.3-4 c. En todos los casos, la

losa debe ser perforada para el paso de los estribos y como consecuencia facilitar el colado.

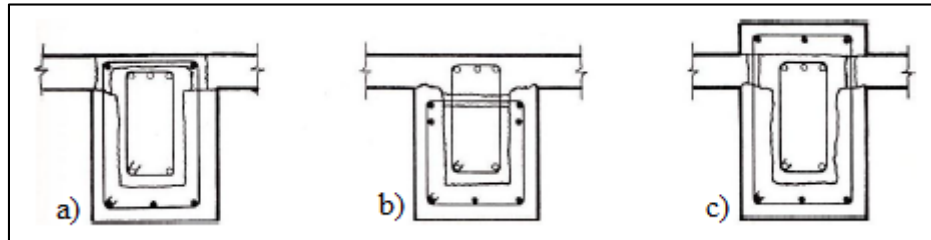


Figura 3.3-4. Encamisado por flexión y cortante de vigas con concreto reforzado.
(Armendáriz, 2015)

Consideraciones constructivas.

Cuando se utiliza esta técnica de rehabilitación se debe tomar en cuenta los siguientes aspectos constructivos (ACI 369-06):

- La superficie del elemento debe estar limpia y rugosa para garantizar una buena adherencia entre el concreto nuevo y el existente, promoviendo con ello, un comportamiento monolítico.
- El revenimiento y el tamaño máximo del agregado grueso serán de acuerdo con la separación mínima del refuerzo y la distancia mínima entre la cimbra y el concreto existente.
- El refuerzo longitudinal deberá extenderse a través de la losa, para proporcionar continuidad e incrementar la resistencia a flexión en los extremos del elemento.
- Cuando el encamisado no sea completo, deberá verificarse la necesidad de colocar elementos de conexión que garanticen la transmisión de los esfuerzos cortantes entre el encamisado y el elemento por reforzar.
- Para garantizar un comportamiento monolítico del elemento encamisado, es necesario tener un adecuado mecanismo de transferencia de cortante en la zona de contacto entre el encamisado y el elemento existente, tal que evite el movimiento relativo entre ambos concretos.
- El espesor mínimo del encamisado para columnas deberá ser de 10 cm para concreto premezclado y de 4 cm para concreto lanzado. Mientras que para trabes se debe utilizar un espesor mínimo de encamisado de 8 cm si es concreto premezclado y de 4 cm si es concreto lanzado.
- La cuantía de refuerzo del encamisado con respecto al área encamisada debe estar limitado entre 0.015 y 0.04, y por lo menos, se deben utilizar barras del #5 en cada esquina de los cuatro lados del encamisado.
- La resistencia a compresión (f'_c) del concreto nuevo debe ser mayor que la del concreto existente por 50 kg/cm².

Consideraciones de análisis y diseño del encamisado.

Al utilizar el encamisado de concreto como técnica de rehabilitación se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos en su análisis y diseño mencionadas por el Ingeniero Soto Barraza, 2008:

- Estos elementos se pueden analizar como elementos compuestos suponiendo una perfecta adherencia entre el concreto nuevo y el existente, siempre que se asegure un comportamiento monolítico.
- Para incrementar la resistencia a flexión es necesario extender el encamisado a través de la losa, prolongando el acero longitudinal y añadiendo algunos estribos que atraviesen el alma de las vigas. (siento que es más para casa)
- Si la columna es de sección rectangular el refuerzo se concentra cerca de las esquinas para permitir confinarlo con estribos, o bien se distribuye de manera uniforme uniendo el refuerzo nuevo al existente mediante conectores soldados.
- Como en todo proyecto de reforzamiento, en el diseño del encamisado, se debe considerar una probable redistribución de las cargas en la estructura, posibles cambios en los mecanismos de falla, y un cambio en las propiedades dinámicas de la estructura.

3.3.2. Encamisado de Acero.

Usualmente esta estrategia de rehabilitación es usada cuando las columnas presentaron fallas de flexión o resistencia al cortante así como su capacidad de ductilidad, también son útiles para evitar la falla de corte prematura resultado de la longitud de desarrollo insuficiente.

El encamisado de acero (figura 3.3-5) se usa como estrategia de rehabilitación estándar para columnas de concreto armado. Se colocan unos pernos de anclaje en la parte inferior del encamisado de manera que la resistencia a flexión, capacidad de resistencia y ductilidad al cortante se han mejorado para evitar una falla en la cimentación.

Generalmente el encamisado de acero es de 9 mm para una columna cuya sección de ancho a (dirección transversal) y altura de sección b (dirección longitudinal), $a/b \leq 2$ y de 12 mm para una columna con $a/b > 2$. Para una columna con mayor relación a/b , las barras transversales son colocadas a través de la sección de concreto proporcionando un confinamiento suficiente.

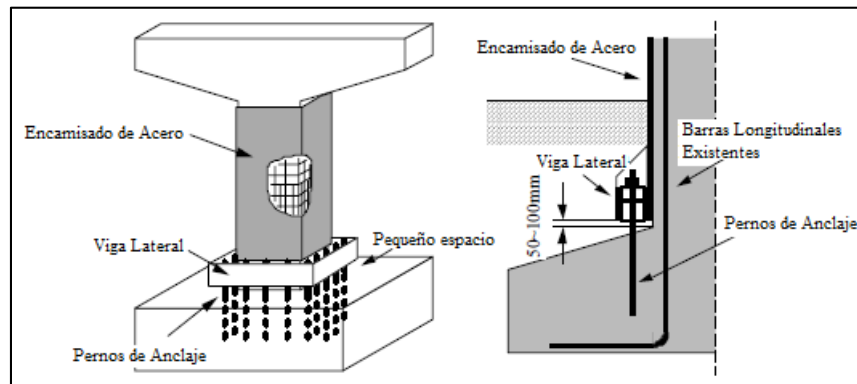


Figura 3.3-5. Encamisado de acero con aumento de resistencia a flexión controlada. *Seismic Assessment and Retrofit.*

El procedimiento del encamisado de acero en vigas consiste en colocar placas metálicas a las caras del elemento dañado, uniéndolas por medio de resina epóxica y conectores mecánicos. Una variante podría ser el empleo de estribos exteriores pos tensados, los cuales aumentan la capacidad a cortante en la viga, y su ductilidad. Ambas variantes pueden observarse en la figura 3.3-6.

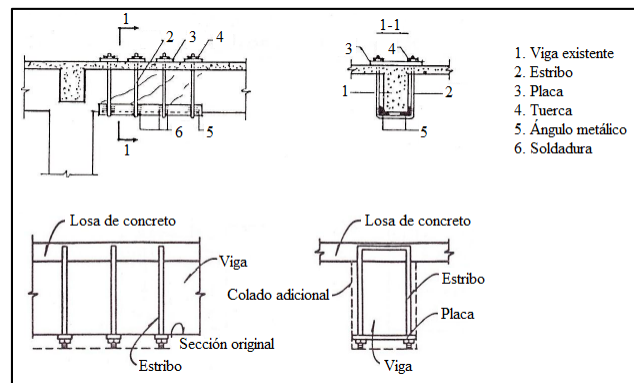


Figura 3.3-6. Refuerzo de vigas con estribos pos tensados. (Armendáriz, 2015)

El encamisado de acero se puede efectuar mediante perfiles unidos entre sí con soleras o varillas soldadas, o bien, a base de placas. Las placas de acero se pegan a la superficie de concreto logrando una sección compuesta. En ambos casos se requiere especial atención en el diseño de las uniones, que pueden resolverse mediante un collar de acero alrededor de la columna.

Esta estrategia ofrece rigidez y resistencia adicional a los elementos. Su procedimiento constructivo consiste en dos mitades de revestimiento de placas de acero que son soldadas verticalmente en el sitio, se deja un pequeño espacio entre el encamisado y la columna para depositar una lechada de cemento.

El refuerzo con placas de acero consiste en añadir placas a los elementos de concreto en la parte inferior o en algunos casos en las caras laterales (ver figura 3.3-7), para aumentar la resistencia a flexión y cortante, además de reducir las deflexiones.

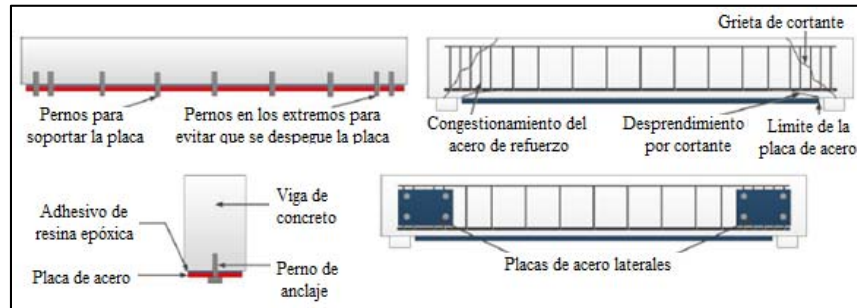


Figura 3.3-7. Placas de acero para incrementar la resistencia por flexión y cortante. (Rivera, López y Estrada, 2012).

Consideraciones constructivas.

Aboutaha (1996) señala algunos aspectos a considerar cuando se utiliza el encamisado de acero como estrategia de rehabilitación:

- El primer paso es preparar la superficie del elemento; esto implica remover el concreto dañado y limpiar la superficie expuesta de concreto y acero. El propósito de esto es que exista una adecuada adherencia entre el material nuevo y el existente.
- Después se coloca el encamisado de acero. El espacio entre la camisa y el elemento es llenado con material, que puede ser, concreto con cemento portland o modificado con polímeros, epóxicos o látex.
- Se ha encontrado que el uso de encamisados rectangulares es menos efectivo que el circular o elíptico debido a la carencia de presión de confinamiento.

3.3.3. Encamisado con Materiales Compuestos.

Los materiales compuestos son una combinación de fibras de carbono o vidrio y una resina epóxica, las fibras son las encargadas de aportar la capacidad de carga mientras que la resina epóxica sirve para unir las fibras entre sí, permitiendo la transferencia de cargas entre ellas y además las protege del medio ambiente. En años recientes se comenzó el empleo de fibras de refuerzo a base de polímeros (FRP, Fibred Reinforcement Polymers) en forma de láminas, las cuales ofrecen una resistencia muy alta a flexión en vigas y no tienen problema de corrosión por lo tanto los costos de mantenimiento son menores.

Las características de resistencia y rigidez de estos materiales normalmente son controladas por la orientación y el tipo de fibra utilizados en la mezcla. Por ello es

que la orientación es un parámetro de importancia debido a que se controla para prevenir esfuerzos indeseables en el elemento. Las fibras están colocadas en dirección longitudinal correspondiendo a la dirección de sollicitación, de esta forma la lámina tiene una estructura unidireccional como se muestra en la figura 3.3-8.

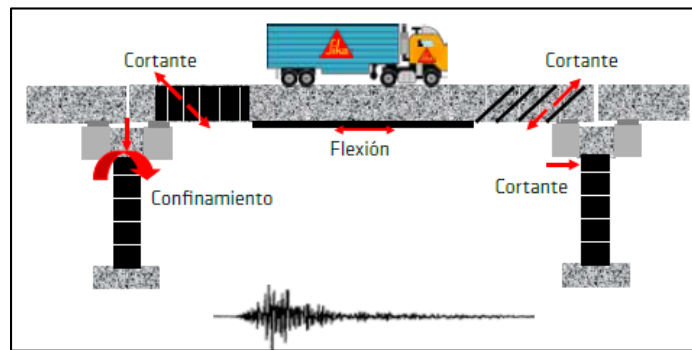


Figura 3.3-8. Colocación de FRP de acuerdo al objetivo del encamisado (SIKA).

Este tipo de encamisado es utilizado para aumentar la resistencia a cortante y para mejorar el confinamiento en la zona plástica de las columnas. Los objetivos son: reforzamiento a cortante, reforzamiento a flexión, reforzamiento a compresión (por ductilidad), y mejorar la durabilidad.

El costo de esta estrategia de rehabilitación puede ser mayor que el del presfuerzo longitudinal cuando la deficiencia en la carga que se pretende cubrir es significativa. Cuando se requiere más de una capa para reforzar el elemento la eficiencia disminuye y el costo encarece debido a que no resulta favorable para reforzar elementos que requieran un aumento importante de capacidad de carga. En México existen cada vez más puentes que son reforzados y rehabilitados utilizando láminas de fibra de carbono (Jara, 2011).



Figura 3.3-9. Encamisado de columnas con FRP. (Jara, 2011).

Las ventajas que tiene el uso de materiales compuestos con relación a estrategias tradicionales se destacan las siguientes:

- Alta resistencia a la tensión (alcanza esfuerzo de falla de hasta 50,000 kg/cm²)
- Bajo peso (de 75 a 130 kg/cm²)
- Facilidad y rapidez en la intervención de puentes sin detener el tránsito vehicular
- Módulo de elasticidad menor al del acero

La falla por adherencia de la fibra es la más común y la menos deseada, debido a que reduce la ductilidad del elemento. Esta se presenta por las concentraciones de esfuerzos cortantes y por la presencia de esfuerzos en los extremos de las láminas causados por el deshebrado de la misma, para prevenir dicha falla se sugiere reducir el ancho de las tiras en una región cercana al extremo (Jara, 2011).

Tipos de Fibras.

Existen diversos tipos de fibras que pueden ser utilizadas en FRC incluyendo la fibra de carbono, vidrio, boro, aramido, a continuación se presentan cada una de ellas y en la tabla 3.2-1 se presentan algunas características de ellas:

- Fibra de vidrio: es la más utilizada por su bajo costo y su alta resistencia. Las desventajas que presenta es el bajo módulo de elasticidad, tienen poca resistencia a la abrasión y poca adherencia en la mezcla especialmente cuando está expuesta a la humedad.
- Fibra de carbono: comúnmente utilizada en compuestos reforzados con fibras por su alta resistencia a la tensión y su módulo de elasticidad.
- Fibra de boro: fibras producidas por la deposición de vapor químico de un substrato tal como tungsteno o hidrógeno.
- Fibra de aramido conocida como fibra Kevlar, tiene mayor resistencia a la tensión que todas las fibras, sin embargo presenta poca resistencia a la compresión debido a su estructura molecular.

Tabla 3.3-1. Características de algunas fibras (Aboutaha, 1996)

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

Proceso constructivo general de las FRP.

Fukuyama (1995) escribió sobre el proceso constructivo que se debe realizar cuando se utilizan estos materiales, considerando que ellos pueden ser modificados de acuerdo a las necesidades del proyecto y su ejecución.

1. Retiro de las cubiertas existentes. Es la preparación preliminar de la superficie deteriorada del concreto sobre la que se pegarán las fibras debe estar nivelada y retirar las protuberancias, al igual que el polvo generado por la limpieza de la superficie.
2. Tratamiento de la superficie reparando los defectos del concreto, tales como: desprendimiento de material, oquedades, corrosión, entre otros, se deben reparar y/o retirar. También deberá corregirse los defectos que se tengan en la superficie del concreto, esto para la aplicación de las láminas, las rugosidades de la superficie del concreto, no deben excederse 1 mm, deberán nivelarse mediante esmerilado las pequeñas protuberancias. En caso de existir esquinas afiladas podrán ser redondeadas; el radio de redondeo no deberá ser menor que 10 mm.
3. Colocación de láminas. Se hará la aplicación de la cubierta inicial, mezclando perfectamente hasta llegar a un consistencia uniforme, la mezcla del primario se aplicará mediante un rodillo; si existe la necesidad de aplicar una segunda capa, se debe esperar a que la primera haya penetrado en el concreto. El curado de la cubierta inicial durará un mínimo de 3 h, y se deben retirar todas las irregularidades que se presenten y rellenar las pequeñas oquedades con una masilla epóxica. Las láminas se deben cortar utilizando tijeras y navajas ajustándose a las medidas especificadas. La longitud debe ser menor que 2 m de tal forma que el número de tramos cortados sea igual al número de láminas a colocar en una jornada de trabajo. Utilizando un rodillo y una espátula de goma se procede a pegar la lámina a la superficie de concreto; para realizar el junteo o traslape de las láminas en dirección longitudinal, es necesario realizar un traslape de al menos 10 cm; para la dirección lateral no es necesario efectuar ningún traslape.
4. Terminación. Se aplica una capa de pintura resistente al medio ambiente; en los casos en que la superficie de concreto se encuentre expuesta directamente a los rayos solares se recomienda aplicar una capa de pintura a base de uretano. La colocación de la pintura podrá hacerse después del tiempo de curado de la resina. La cubierta final deberá completarse de acuerdo con las especificaciones para cada tipo de pintura.
5. Control de calidad e inspección. Después de la colocación de las láminas, se procede a efectuar una inspección. Para evaluar la calidad de la aplicación se efectúan pruebas a tensión, así como una prueba de composición de la resina (pruebas de viscosidad).

3.3.4. Comparación de Alternativas.

De acuerdo a las características constructivas de los tipos de encamisados (concreto, acero y láminas sintéticas reforzadas con fibras) se hizo la comparación cada una de ellas de acuerdo al costo, el periodo constructivo, proceso, tamaño y peso de los elementos, así como la rigidez del elemento que alcanzaba después de la reparación, cada uno de estos aspectos es mostrado en la tabla 3.3-2, realizada por Fukuyama (1995).

Tabla 3.3-2. Características constructivas de los tipos de encamisados

Período constructivo	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
Costo total	Encamisado de concreto cuenta con un costo total menor o igual al encamisado con FRP, este a su vez tiene un costo menor o igual al encamisado de acero
Proceso constructivo	<p><u>Encamisado de concreto</u> Desconchamiento, arreglo de barras, colocación del concreto, entre otros.</p> <p><u>Encamisado de acero</u> Anclaje, mortero como pegamento, entre otros.</p> <p><u>Encamisado de FRP</u> Redondear esquinas, terminación, entre otros.</p>
Tamaño y peso del elemento en reparación	<p><u>Encamisado de acero y concreto</u> Incremento en el peso → Incremento en las cargas de diseño sísmico de la superestructura y de la cimentación.</p> <p><u>Encamisado de FRP</u> Sin cambios en el peso → Incremento en las cargas puede ignorarse.</p>
Rigidez del elemento en reparación	<p><u>Encamisado de acero y de concreto</u> Incremento en rigidez → Incremento en las fuerzas sísmicas</p> <p><u>Encamisado FRP</u> Sin cambios</p>

3.4. Incremento de Elementos Resistentes

Una alternativa utilizada consiste en la modificación de la estructura original para incrementar la capacidad, modificar la rigidez del sistema, o una combinación de ambas. La adición de elementos horizontales entre las columnas, son usados con frecuencia con el propósito de adicionar la resistencia y rigidez transversal del puente.

En ocasiones la distancia entre las traveses del puente original permite considerar la posibilidad de adicionar una o dos nervaduras entre las existentes (figura 3.4-1). Al adicionar traveses se logra disminuir el porcentaje de carga que deben soportar las traveses originales. Esto es de gran importancia en el caso de nervaduras existentes de baja capacidad y/o con daño previo, pues no es conveniente confiarles la resistencia total de las nuevas cargas. Esta estrategia es atractiva cuando las traveses existentes tienen baja capacidad de carga y el uso de presfuerzo exterior puede producir la falla de las nervaduras. Si la capacidad de carga es baja, el uso de materiales compuestos tampoco es recomendable. Las nuevas traveses permiten asegurar mayor vida útil y mejorar la calidad de la construcción (Jara *et al.*, 2010).

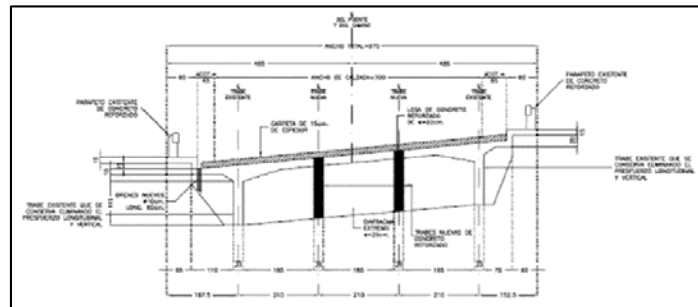


Figura 3.4-1. Colocación de dos nervaduras intermedias (Elementos sombreados) entre las dos nervaduras existentes. (Jara J. M, Jara M, 2010)

La desventaja de esta estrategia es el tiempo de ejecución y la dificultad a la hora de interrumpir el tráfico sobre el puente. Otra gran desventaja es el costo que surge al intentar emplearla, ya que se han observado incrementos del costo entre un 28% y un 64% con respecto al uso del presfuerzo externo (Jara *et al.*; 2012), debido a que el costo se ve severamente afectado por las demoliciones necesarias y el uso de estructuras provisionales para el soporte de los trabajos.

3.5. Incremento de secciones

Esta estrategia de reforzamiento es un procedimiento bastante usual, consiste en lograr el incremento de la capacidad mecánica del elemento aumentando las dimensiones con concreto de buena calidad.

Generalmente, este sistema conlleva también la colocación de una nueva armadura integrándola a la nueva sección. El método a seguir consiste siempre en las siguientes fases que pueden ser modificadas por el constructor adecuándolas al proyecto que se tenga.

1. Apeo del elemento liberarlo, al máximo posible, de las cargas que transmite.
2. Repicado superficial del concreto existente.
3. Disposición de las barras principales necesarias, principales necesarias, soldándolas o anclándolas de manera adecuada.
4. Disposición de estribos para la nueva sección que serán, al menos, ϕ 8 a 0.10
5. Aplicación de una capa de imprimación con resina epóxica, al objeto de mejorar las condiciones de la interface entre el concreto nuevo y el ya existente.
6. Hormigonado de la nueva sección, mediante procedimientos convencionales, o bien mediante concreto lanzado.
7. Aplicación de una capa de protección para la nueva superficie.

En ocasiones, puede ser conveniente generar superficie de irregularidad con el “picado” de concreto entre el antiguo y el nuevo, de manera que mejore la transmisión de esfuerzos. El espesor mínimo a recrecer mediante este procedimiento será de 5 cm para el concreto lanzado y de 10 cm en el caso del concreto con un encofrado convencional.

3.6. Refuerzo con soleras metálicas encoladas al concreto

Cuando el recrecido de secciones no es opción debido a las circunstancias del proyecto, o bien no conviene seguir procedimientos en ejecución en los que la armadura suplementaria se integre dentro del concreto. Para estos casos, la solución idónea sería la colocación de una armadura adicional en forma de soleras metálicas, adherencia sobre la superficie del concreto (figura 3.6-1).

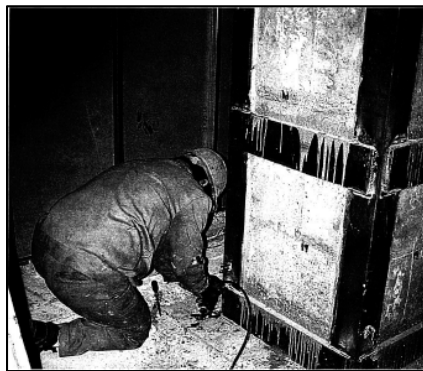


Figura 3.6-1. Refuerzo de columna mediante perfiles angulares y soleras encoladas con resinas epóxicas. (Rodríguez, 1998).

Esta estrategia de rehabilitación permite reforzar cualquier elemento, tanto en su capacidad a flexión como al esfuerzo cortante. En la tabla 3.5-1, se muestran una serie de ventajas y desventajas que la hacen una estrategia competitiva frente a otras. Para ello es básica la calidad que se logre en la unión entre las chapas y el concreto que se fundamenta en:

- Calidad del producto adhesivo: resina
- Estado de la superficie del concreto y del acero
- Proceso seguido para la ejecución

Tabla 3.6-1. Ventajas y Desventajas de la estrategia de refuerzo con soleras metálicas encoladas al concreto. (Rodríguez, 1998).

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

El procedimiento constructivo que se muestra a continuación fue presentado por Fernando Rodríguez García, 1998, para llevar a cabo este tipo de refuerzo se obedecen los siguientes pasos:

1. Preparación de la superficie

La superficie deberá prepararse y acondicionarse para su mejor comportamiento frente al adhesivo. Deberá tratarse de una superficie limpia, sin defectos superficiales y con características mecánicas adecuadas. Estas últimas, se podrán evaluar mediante un ensaye, siendo recomendable valores de resistencia a tracción superiores a 15 kg/cm².

2. Preparación de las soleras metálicas

Los elementos metálicos no deben ser más anchos de 3 mm, pues son de difícil manipulación. En el caso de refuerzos que se necesiten espesores superiores será preferible recurrir a disponer varias soleras superpuestas. Las soleras deberán ser tratadas adecuadamente contra la corrosión.

3. Aplicación del adhesivo

Una vez limpia la superficie, tanto del concreto como de la solera, se procederá a la aplicación del adhesivo, normalmente se trata de una resina epóxica bastante fluida.

4. Colocación de la solera

Aplicada la resina, se procederá a la colocación de las soleras y a la aplicación de presión sobre las mismas, mediante los medios auxiliares que sean precisos, tales como puntales, cuñas, gatos, etc.

3.7. Cables de anclaje

Los cables de anclaje son usados para proporcionar una precarga de los sistemas estructurales aplicando tensión por medio de sistemas hidráulicos al tendón de anclaje, que puede ser tanto barras como cables de acero de alta resistencia. El cable o barra será enlazado al suelo o roca por medio de una lechada de cemento y la precarga aplicada servirá entonces para limitar el desplazamiento de la estructura, esto con el fin de evitar asentamientos.

Los anclajes varían su longitud dependiendo tanto de la estratigrafía del sitio y sus condiciones geológicas, como la geometría y cargas a las que se someterá, por lo que los anclajes podrán ser típicamente de 30 a 60 toneladas y aquellos que sean permanentes deberán incorporar protección contra la corrosión que serán determinados por las condiciones específicas del sitio, trabajo, presupuesto y duración de la obra.

Geofortis describe un proceso constructivo que consta de 5 etapas con una duración aproximada de una semana y que dichas actividades se realizarán en manera secuencial y repetitiva hasta lograr los niveles deseados. Dichas etapas se presentan a continuación:

1. Movimiento de tierra

Esta actividad se realizará antes de comenzar con los trabajos de perforación y elaboración del muro, ya que se desarrolla esta actividad para proceder con la perforación de anclajes.

2. Perforación de anclajes

Se sugieren los siguientes métodos de perforación: La perforación a rotación, en la que la tubería es empujada hacia adentro del taladro para ejercer presión, está podrá ser hueca por dentro o sólida, como lo es en el caso de barrenas continuadas como "Auger". La tubería hueca se implementara para los casos en los que se implementen fluidos en la perforación, ya sea aire o agua, para lubricar y ayudar a la erosión. La perforación a rotopercusión, se utiliza para suelos duros y/o roca, se utilizará un martillo de fondo neumático. La tubería que se implementara será hueca en su interior para darle paso al aire que acciona el martillo de fondo. Estos martillos tienen en su punta una cabeza que golpea el suelo duro rompiéndolo y la rotación que se le genera a la tubería ayuda a fragmentar el material.

Una vez perforados los anclajes se procede a la inyección de los mismos hasta alcanzar la presión adecuada para los anclajes. Esta presión se aproxima a 130 psi.

3. Elaboración y lanzamiento de concreto

La elaboración del concreto deberá calcularse de modo que este se inicié 3 días después que se ha iniciado la perforación. Esto es debido a que una vez inyectados los anclajes necesitan de 7 días para que alcancen la resistencia necesaria para ser tensados. En cambio el concreto reforzado solo requiere de 3 días para poder ser sometido a carga sin riesgo a ser fracturado, debido a esto se requiere dejar un periodo de 3 a 4 días entre una operación y la otra.

4. Tensado de anclajes

Una vez cumplidos los 7 días de la inyección, se procederá con la tensión de los anclajes, la carga de tensión dependerá del diseño, aunque por lo general está entre 20 y 40 toneladas. Ya tensados los anclajes se procede a excavar para iniciar nuevamente para los siguientes niveles.

5. Construcción de anclajes

Primeramente se preparará los anclajes, en esta etapa intervienen las siguientes actividades: corte de los torones según la longitud de diseño +1.0 m para el tensado, protección contra la corrosión, tubería para la inyección, tubería de PVC y corrugada así como separadores y centralizadores. La siguiente actividad a realizar son aquellas que involucran los anclajes, como su perforación, equipamiento, inyección, preparación de mezcla con relación agua-cemento 1:1 y la inyección del obturador de la zona de bulbo hasta alcanzar los 12 Bar de presión. Por último se desarrollaran las actividades del tensado, sienta la colocación de la placa, la cabeza de anclaje y cuñas, así como el tensado de anclajes, esta será en escalas midiendo la deformación del anclaje y graficando la curva de tensado para cada anclaje.

3.8. Reforzamiento de los Estribos

Para el reforzamiento de este elemento existen cuatro métodos los cuales se describen a continuación:

- A. Uso de cables de anclaje, estos se fijaran al terreno de tierra que está ejerciendo presiones, esta solución depende en gran medida de las condiciones naturales del suelo.
- B. Realizar una excavación para examinar la parte posterior del muro y con ello determinar la condición en que se encuentra, reparando cualquier daño en capaz impermeabilizantes o elementos de drenaje de los estribos.
- C. Establecer el nivel de agua adecuado que ejerza menos presión haciendo excavaciones en forma de orificios de drenaje que resuelva el problema.

Estas técnicas de rehabilitación se ilustran en la siguiente figura:

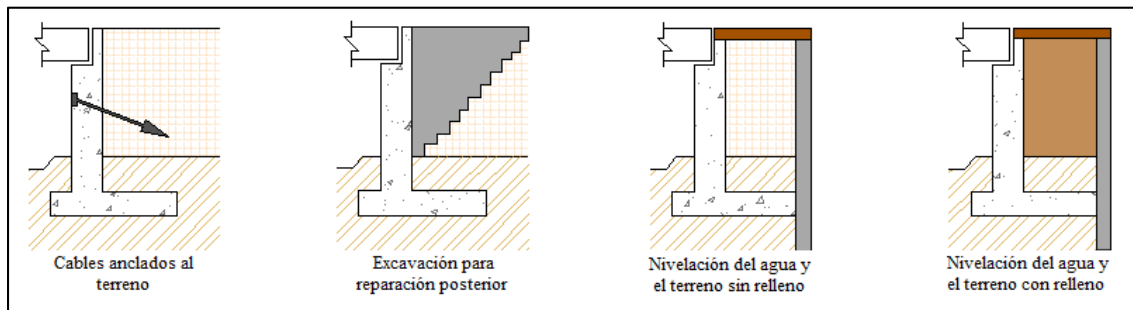


Figura 3.8-1. Rehabilitación de estribos. Ryall (2001)

3.9. Reforzamiento Sísmico de Cimentaciones

Los movimientos que se generan en las cimentaciones se pueden considerar como una forma de aislamiento sísmico, ya que reduce los esfuerzos en las columnas y la superestructura. Cuando la respuesta de los movimientos es inaceptable se requiere tomar medidas por lo que existen alternativas como son las siguientes:

3.9.1. Anclajes o conexiones en concreto de la columna y la zapata

Se colocaran tirantes perforados, como se muestra en la ilustración 3.18, se podrá adaptar siempre y cuando la columna no tenga refuerzos anclados a la cimentación, cabe mencionar que con esta estrategia la resistencia al volteo se verá forzada y como consecuencia se obtendrían momentos flectores negativos en la cimentación desarrollando grietas de momento en la superficie (Muñoz *et al*, 2012).

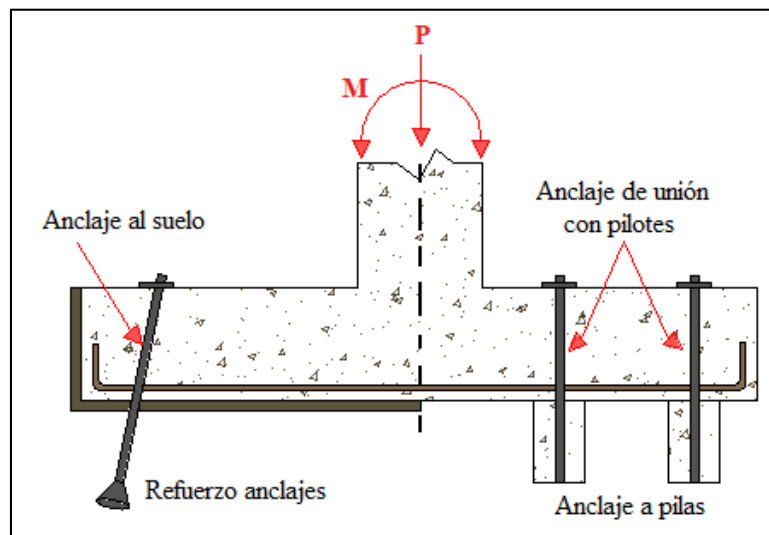


Figura 3.9-1. Restricción al levantamiento (Muñoz *et al.*, 2012)

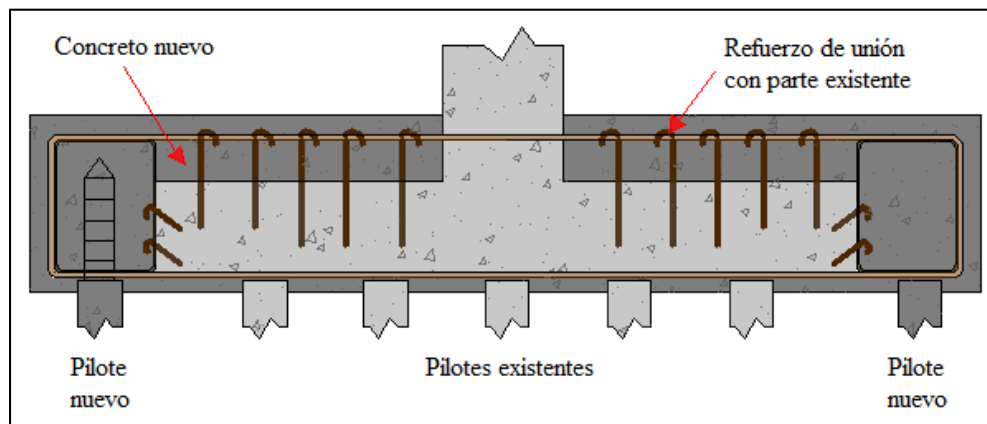


Figura 3.9-2. Aumento de capacidad. (Muñoz et al., 2012)

3.9.2. Incremento de dimensiones zapata y aumento de pilas.

Cuando la capacidad de los suelos y su resistencia a flexión es inadecuada se realiza esta estrategia de rehabilitación basada en adicionar refuerzo tanto a flexión como a cortante (figuras 3.9-3 y 3.9-4), que colocado de manera adecuada a la nueva cimentación proporcionará un reforzamiento de concreto superpuesto.

Al incrementar la profundidad de la cimentación se aumentará la capacidad de resistir momentos positivos, aparte del incremento que se logra poniendo refuerzo paralelo en la cimentación. Cuando se incrementa la profundidad de la cimentación los esfuerzos a cortante se acumularan por lo que es necesario el alargamiento de flejes provenientes de la base de la cimentación.

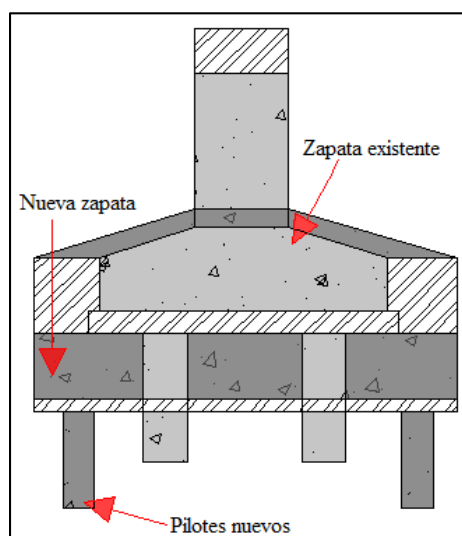


Figura 3.9-3. Adecuación sísmica de una cimentación por un aumento del número de pilotes y extensión de la zapata. Seismic Assessment and Retrofit.

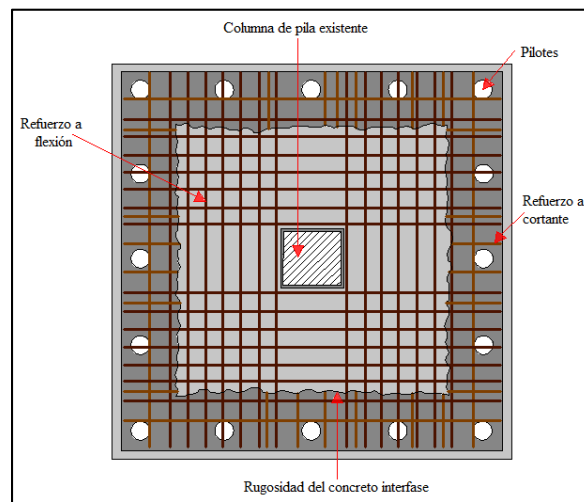


Figura 3.9-4. Vista en planta de la zapata. Superposición y extensión de la misma. (Muñoz et al., 2012)

3.9.3. Presfuerzo en la cimentación.

El presfuerzo en la cimentación es utilizado en dirección horizontal, actuando como un mecanismo para el mejoramiento de esfuerzos flectores: también los esfuerzos por cortante son mejorados mediante la incorporación de un componente de fuerza axial (figura 3.9-5 y 3.9-6). Con esta fuerza se logrará evitar el agrietamiento, reduciendo los principales esfuerzos de tensión en la zona de las uniones (Muñoz et al, 2012).

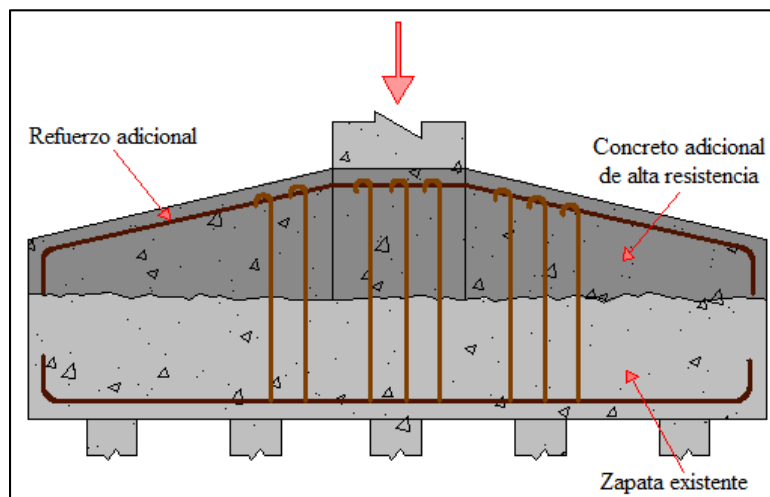


Figura 3.9-5. Superposición de la cimentación y alargamiento de flejes. (Muñoz et al., 2012)

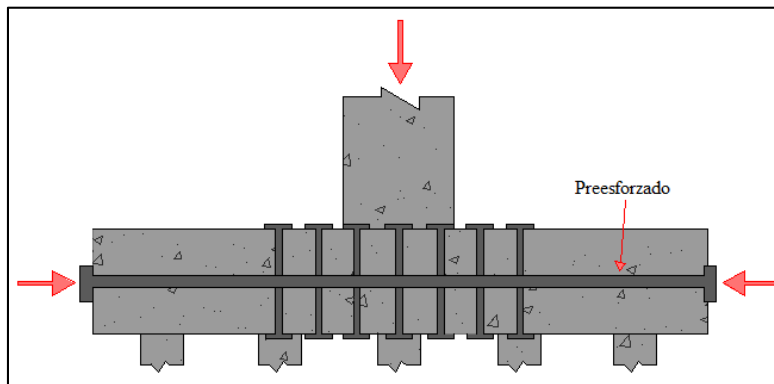


Figura 3.9-6. Mejoramiento del cortante mediante el presfuerzo de la cimentación. (Muñoz et al., 2012)

Existen otras posibilidades para superestructuras continuas, como colocar diversas columnas a lo largo de la longitud del puente, con esto se logra disminuir los desplazamientos y por último, las fuerzas sísmicas podrían reducirse con la incorporación de vigas de amarre entre las columnas adyacentes con las zapatas.

3.10. Dispositivos de Control de la Respuesta Sísmica

La mayor parte de los aisladores de base que se emplean en la actualidad incorporan los apoyos laminados elastoméricos, en los que se recomienda que el elastómero sea de hule natural; el diseño de los neoprenos como aisladores sísmicos está basado fundamentalmente en el aumento del periodo fundamental de vibración de la estructura, para disminuir la fuerza inercial debido a cargas sísmicas, esto va acompañado de un incremento de desplazamientos los cuales deberán controlarse y evaluarse (Muñoz et al, 2012).

Muñoz (2012), indica que la incorporación de disipadores de energía generará una significativa reducción en los desplazamientos; comparada con el diseño de apoyos sin la incorporación de los mismos se puede esperar una disminución entre 20% y 40%. En consecuencia, no deberían ocurrir daños, aunque las aceleraciones pueden ser incrementadas en suelos blandos independientemente de si se usan o no disipadores.

Un sistema de aislamiento debe proporcionar flexibilidad horizontal, una fuerza de recuperación, capacidad de carga vertical y disipación de energía. En el caso más sencillo, este sistema de aislamiento tiene una rigidez lineal y un amortiguamiento lineal; en otros casos la respuesta del dispositivo es no lineal, pero puede representarse razonablemente bien como un modelo bilineal con lo que se simplifica su tratamiento práctico. También existen dispositivos no lineales que requieren modelos más complejos para poderlos representar adecuadamente.

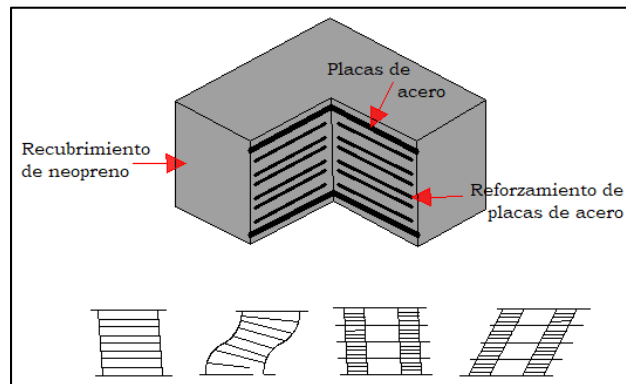


Figura 3.10-1. Diferencias entre la deformación de un apoyo de caucho estándar y un apoyo de caucho laminado. (Muñoz, 2012)

3.10.1. Objetivos de un sistema de aislamiento.

El objetivo de este tipo de rehabilitación es aislar la estructura del movimiento del suelo durante eventos sísmicos, un sistema de aislamiento se diseña para cumplir con uno o más de los siguientes objetivos:

- Proporcionar la suficiente flexibilidad horizontal para modificar los periodos de vibrar para alejar a la estructura de la zona que produce mayores demandas en el sistema
- Incrementar la capacidad de disipar energía para reducir los desplazamientos magnificados por el efecto de flexibilización del sistema.
- Distribuir mejor la fuerza entre los elementos verticales para evitar la concentración de demandas de ductilidad sobre algunos elementos particulares.
- Mejorar el comportamiento de puentes continuos y lograr una respuesta uniforme del tablero, o bien, igualar los momentos en las pilas.
- Concentrar el daño en los dispositivos de aislamiento para evitar el daño en los elementos de la estructura.
- El sistema debe proporcionar la rigidez inicial suficiente para cargas de servicio y tener la capacidad de auto centrado.
- Rigidez, para limita el movimiento bajo las cargas de servicio (cargas de viento y sismos menores).

3.10.2. Condiciones que favorecen el uso de aisladores.

Las condiciones que favorecen el uso de estos sistemas pueden resumirse en los siguientes tres casos:

- a. Regiones donde se esperan movimientos del terreno con frecuencia dominantes altas, por el contrario, debe tenerse en cuenta que el incremento

artificial del periodo de la estructura que se logra cuando se emplea aislamiento de base puede ser un inconveniente si la energía del sismo se concentra en la región de periodos altos.

- b. Puentes con distribución irregular de rigidez lateral de las pilas, tienden a concentrarse las demandas de ductilidad en las pilas de mayor rigidez.
- c. Los puentes que obtienen más beneficios son puentes con pilas bajas y periodos dominantes cortos. Un puente con pilas muy esbeltas está aislado de forma natural pues su periodo de vibrar es elevado y seguramente alejado de la zona del espectro que produce mayores demandas.

3.10.3. Tipos de amortiguadores.

En la siguiente tabla se muestran los tipos de amortiguadores que se tienen, en ella se explica el objetivo del amortiguador, así como los principios básicos que usan y la imagen de ellos para ilustrarlos.

Tabla 3.10-1. Tipos de amortiguadores

Amortiguador	Objetivo	Principios Básicos
Histeréticos de acero	Incrementa resistencia sísmica de una estructura adicionando elementos estructurales capaces de disipar una buena cantidad de energía	<ul style="list-style-type: none"> + Evitar posibles pandeos usando vigas plásticas de secciones compactas. + Limitar concentración de esfuerzos en las conexiones. + Evitar fracturas en soldaduras + Limitar el máximo rango de tensión durante el sismo.
Hidráulicos	Permitir el desarrollo de los desplazamientos con lentitud, tales como los debidos a efectos térmicos y de fluencia.	<ul style="list-style-type: none"> + Fuerza + Velocidades bajas + Respuesta rígida ante velocidades altas
De extracción de plomo	Disipación de energía por medio de procesos físicos que tienen lugar en un metal cuando este es forzado por un orificio.	<ul style="list-style-type: none"> + Proceso de extracción, reducción de sección transversal y forzamiento a pasar por el orificio, que implica la deformación plástica con una significativa superficie de fricción y producción de calor.

IV. REEMPLAZO

4.1. Cambio de la Cubierta

La cubierta de un puente es el elemento que más se desgasta por el incremento de tráfico, cuando la cubierta del puente ya se encuentra dañada por la razón que sea (aumento de tránsito, intemperismo o bien debido a un sismo) estas son cambiada por cubiertas ligeras, mismas que en un principio se pensaba que su uso de delimitada únicamente en puentes de acero, sin embargo su uso es aplicable en puentes de concreto con ciertas restricciones y desventajas.

4.1.1. Cubierta con Parrilla de Acero Desnuda.

Está cubierta reduce el peso propio oscilando entre los 720 Pa (73.419kg/m^2) y los 1200 Pa (122.366 kg/m^2) para claro de hasta 1.52 m, aunque también es usa en claro de 2.74 m. El uso de ella incrementa la capacidad de la carga viva, siendo una ventaja el tipo de montaje debido a que este es rápido pues los paneles de acero son prefabricados, otra de sus ventajas es su fácil limpieza y la colocación del drenaje puede ser sencillo. Cabe mencionar que la gran desventaja que está cubierta tiene es que se encuentra completamente a la intemperie y la corrosión puede atacarla severamente. Debido a que la cubierta está soldada tiende a fallar en los puntos de soldadura, también hay que hacer mención del ruido que se genera en la cubierta al paso de los vehículos

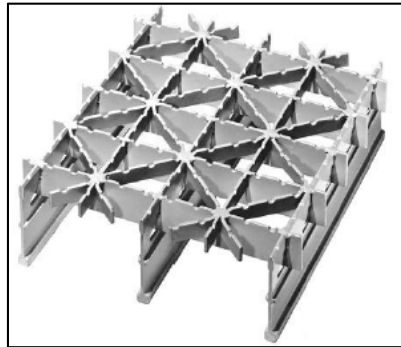


Figura 4.1-1. Esquema de una cubierta de parrilla de acero desnuda. (Chen y Duan, 2003).

4.1.2. Cubierta con Parrilla de Acero Rellena de Concreto.

El uso de este tipo de cubierta aumenta su resistencia a la carga, así como la resistencia al deslizamiento de vehículos. El concreto se podrá colocar en la mitad de la cubierta o cubrirla completamente. Lo más recomendable es que la cubierta sea prefabricada y los paneles sean rellenos de concreto antes de su colocación con el fin de minimizar al máximo el tiempo de montaje de la cubierta y que se realicen los trabajos de rehabilitación de manera más ágil.

La desventaja de esta cubierta es el crecimiento que ocurre cuando el acero de los perfiles “I” sufre de oxidación, esto tiene como consecuencia esfuerzos mayores en el relleno del concreto, si la compresión sigue en aumento se ocasionara la falla del concreto, provocando daños en la cubierta de acero y la superestructura en general.

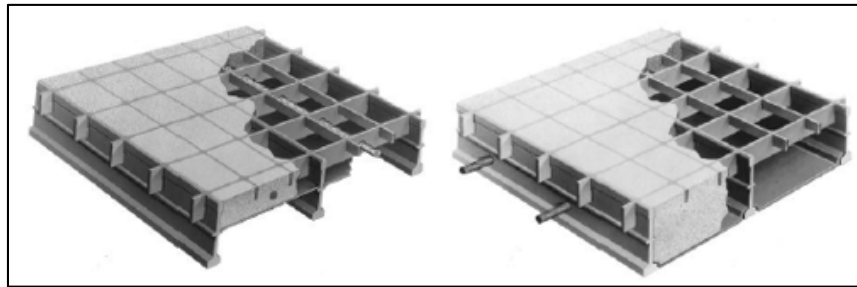


Figura 4.1-2. Esquema de una cubierta de parilla de acero rellena con concreto. (Chen y Duan, 2003).

4.1.3. Cubierta Exodérmica.

Cubierta formada por una capa superior de concreto prefabricado de 76 mm de espesor unida a un emparrillado de acero en la parte inferior (figura 4.1-3) y puede cubrir claros por arriba de los 4.88 m. Es una cubierta ligera que no suelen presentar problemas de fatiga pero suele presentar problemas de oxidación. Está cubierta incrementa la capacidad de carga viva y su instalación es sencilla y de forma rápida, por lo que su mantenimiento se vuelve fácil de realizar.

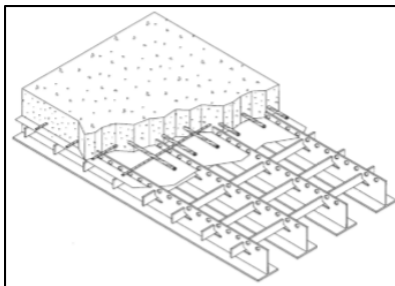


Figura 4.1-3. Esquema de una cubierta. (Chen y Duan, 2003).

4.1.4. Cubiertas con Placas de Aluminio Ortotrópicas.

Cubierta estructuralmente fuerte y con peso ligero, su ventaja es que esta no falla a causa de la soldadura o por un ataque de corrosión, debido a que el aluminio utilizado es altamente resistente a este efecto, se le coloca un recubrimiento contra el deslizamiento con una base de polímeros. Su desventaja es que no se cuenta con un factor de distribución de cargas por lo que se diseña y analiza en caso particular con un análisis de elementos finitos.

4.1.5. Cubiertas de Fibras de Refuerzo de Polímeros.

Estas cubiertas suelen ser bastante ligeras y no presentan problemas a la corrosión, además de que su implementación puede ser con la mínima interrupción de tránsito, su peso muerto suele ser 20% menor que las cubiertas tradicionales, su tiempo de vida es mayor y ayuda a disminuir la carga muerta, así como incremento de la capacidad de carga viva reduciendo trabajos de reparación y mantenimiento. Su uso se extiende hasta los 20 m de claro, aunque si comparamos la rigidez lateral con la del concreto es menor.

4.2. Construcción de Topes Sísmicos

Los topes sísmicos son muy útiles para evitar la pérdida de longitud de asiento en la superestructura, debido a que este evita desplazamientos laterales durante los sismos, ya que no permite movimientos fuera de fase y la estructura no se desalinea evitando que colapsen las vigas. Estos son colocados en los cabezales del puente a los costados de las traveses y funcionan generalmente como ménsulas o pueden colocarse en el interior de la columna teniendo un mejor desempeño.

Los problemas que estos pueden generar son, falla por tensión diagonal evitando que la estructura colapse, otra desventaja que presenta es la falla por cortante debido a que las traveses se mueven y desalinean durante un evento sísmico.

4.3. Accesorios

4.3.1. Cambio de Apoyos.

El remplazo de estos requiere de un cuidado especial en el procedimiento, para ello se requiere de una estructura que comunique la superestructura con la subestructura permitiendo la transferencia de cargas que permita los desplazamientos en lo que son colados o colocados los nuevos apoyos. Una vez que se tiene el sistema provisional se remplaza el dañado por uno nuevo.

El procedimiento general presentado por Adrián Estrada, 2013, se presenta a continuación:

1. Montar un sistema de gatos hidráulicos para la transferencia de cargas, usándolos como apoyo provisional.
2. Remover los apoyos originales de la estructura que se encuentran dañados.
3. Preparación de la zona para la colocación de los nuevos apoyos.
4. Ajustar la cubierta al nivel adecuado.
5. Instalación de nuevos apoyos.
6. Colocación del lechado para el encamado.
7. Transferencia de cargas a los nuevos apoyos, retiro de gatos hidráulicos cuando el encamado haya alcanzado la resistencia adecuada.

8. Chequeo del comportamiento que tengan los apoyos durante su vida útil.



Figura 4.3-1. Levantamiento de tableros a base de gatos hidráulicos.

4.3.2. Cambio de Juntas de Expansión.

Cuando se habla de la rehabilitación de las juntas de expansión se debe a que las acciones del tráfico inciden directamente sobre ellas, lo que produce el agotamiento por fatiga o desgaste de los componentes. Las acciones que se llevan a cabo son dos tipos:

Reparación de juntas.

Situación de módulos rectos, apretado de tuercas y tornillos, reparación del mortero lateral roto o cuarteado, sustitución de perfiles de goma envejecidos o despegados.

Cambio de juntas.

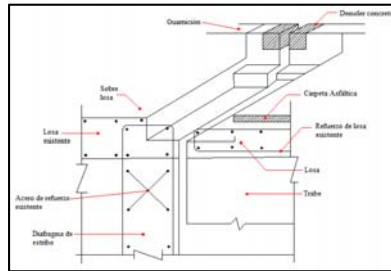
Este caso es posible en muchas ocasiones coloca una más sencilla que la original debido a que los movimientos iniciales de la estructura no han de tenerse en cuenta.

La rehabilitación de ellas amerita una interrupción del tránsito, por lo que se hace en horas de poco tránsito para no afectar demasiado el servicio del puente, esta deberá ser rápida y efectiva, además de que cada junta de expansión del puente debe ser rehabilitada siguiendo un orden.

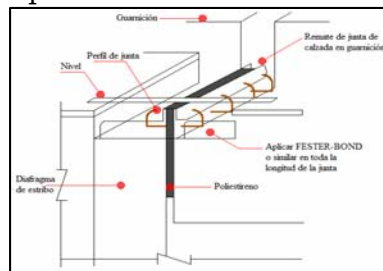
Procedimiento Constructivo.

El procedimiento que se presenta a continuación fue presentado por Jesús Flores, 2000:

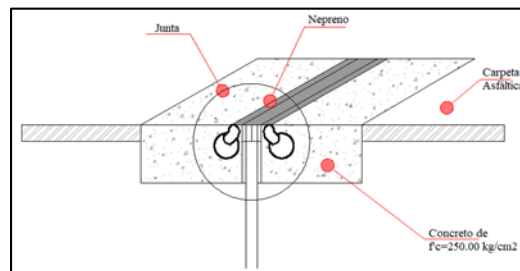
1. Corta y retirar la carpeta asfáltica en un ancho de 20 cm. En ambos lados de la junta de expansión.
2. Realizar la demolición de la losa y hasta 15 cm, dentro de la banqueta para fijar el emate de la junta de dilatación.



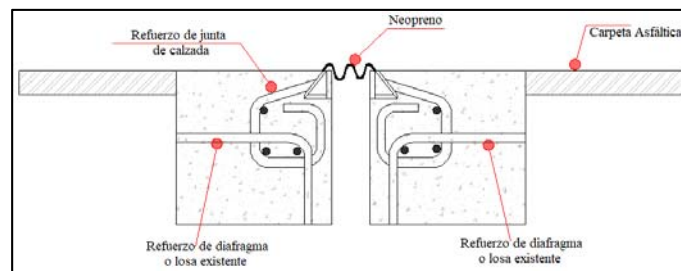
3. Retirar ángulos y placa de acero de la junta existente.
4. Colocar y habilitar perfil en la calzada en ambos lados de la junta.



5. Checar nivelación de la junta.



6. Colar y vibrar perfectamente zona de juntas.
7. Una vez fraguado el concreto se colocará el perfil de neopreno.



4.4. Incremento de Longitud de Apoyo

Para realizar esta ampliación existen diversas propuestas sugeridas por investigadores y aplicadas en algunos puentes del mundo. Las cuales se describirán a continuación:

4.4.1. Construcción de un muro con cimentación y un tope sísmico.

Este procedimiento se lleva a cabo con la perforación inicial del estribo y de la cimentación existente, con el fin de realizar anclajes de refuerzo, con ello se procede a la colocación de refuerzo longitudinal aplicando algún aditivo para adherencia con concreto que garantice el anclaje. Finalmente, se vierte el concreto asegurando una buena vibración, compactación y buen curado.

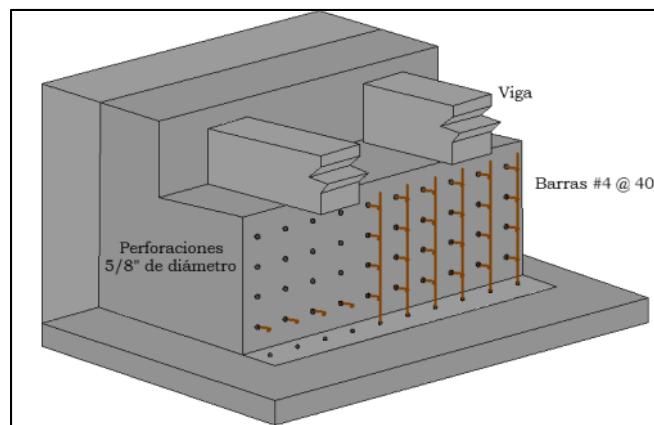


Figura 4.4-1. Procedimiento de ampliación de apoyo. (Muñoz, 2012)

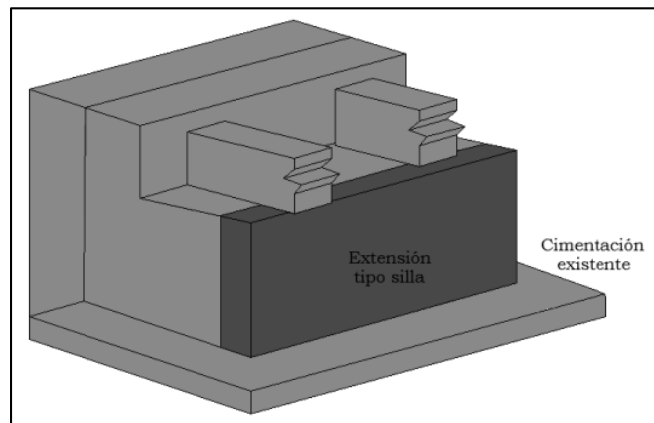


Figura 4.4-2. Muro realizado como incremento de longitud de apoyo. (Muñoz, 2012)

4.4.2. Extensión del asiento.

Con este procedimiento se logra la ampliación del apoyo, mediante la incorporación de dispositivos anclados directamente a la parte superior del vástago (figura 4.4-3) los cuales son relativamente simples y económicos de instalar.

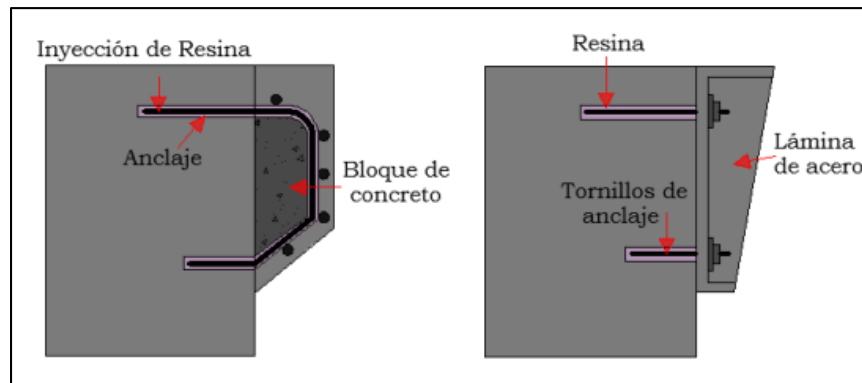


Figura 4.4-3. Esquema de implementación de ménsulas para el incremento de longitud de apoyo. (Muñoz, 2012).

4.5. Restrictores de Movimiento

4.5.1. Restrictores Longitudinales.

Estos son usados para evitar o controlar desplazamientos relativos en las juntas de expansión, de forma que la estructura no pierda longitud de asiento, también es empleado para que la fuerza sísmica pueda ser transmitida entre elementos adyacentes. En la figura 4.5-1 se pueden observar las diferentes alternativas y tipos de ellos. Esta es una estrategia de rehabilitación comúnmente usado, flexible, económico y fácil de instalar y su diseño es relativamente sencillo.

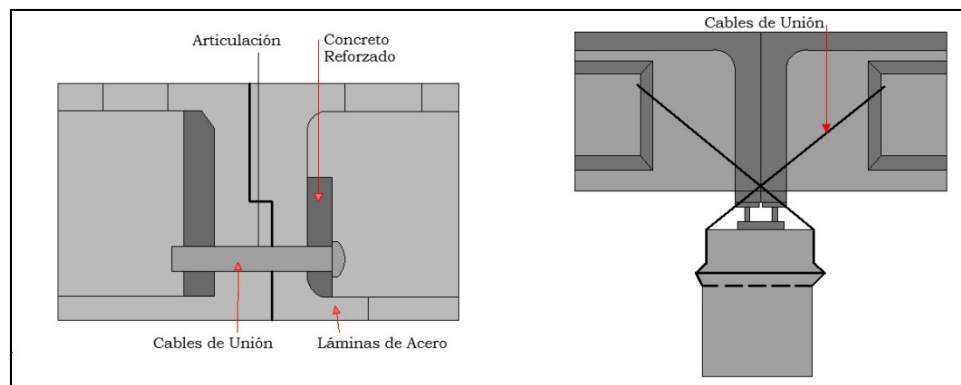


Figura 4.5-1. Tipos de Restrictores longitudinales de superestructuras que llegan a columnas y vigas gerber. (Muñoz, 2012)

Existen dos alternativas que han sido desarrolladas por Caltrans para su uso: la primera implica una tubería de pared gruesa (figura 4.5-2.a) conectada al diafragma de uno de los lados y se desliza libremente por el otro; las tuberías deberán soportar las fuerzas de la superestructura si llegase a ocurrir un desbancamiento. El segundo muestra una serie de vigas coladas que son atornilladas al diafragma para restringir los desplazamientos longitudinales (figura 4.5-2.b).

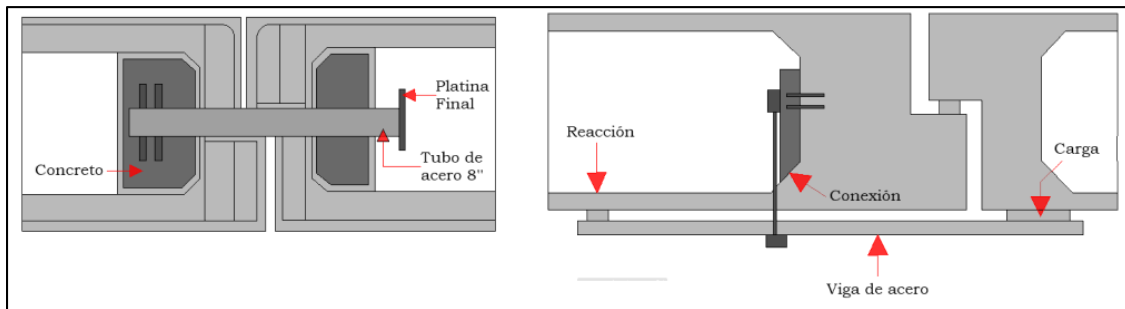


Figura 4.5-2. a) Caltrans con tubería de pared gruesa. b) Caltrans de desplazamientos longitudinales. (Muñoz, 2012)

Procedimiento General.

El método estático equivalente que se emplea es el desarrollado por el Departamento de Transportes de California (CALTRANS, 1990):

- Se calcula deformación máxima permisible del restrictor y se limita dicha deformación a la longitud de apoyo disponible en la junta.
- Se calcula el desplazamiento longitudinal máximo por sismo en ambos marcos adyacentes a la junta considerada. Para puentes curvos, se calcula adicionalmente la deformación producida por el sismo lateral.
- Se comparan las deformaciones obtenidas en los pasos anteriores y si el desplazamiento sísmico es mayor al permisible, determinando el número de restrictores requeridos; en caso contrario se coloca un mínimo de dos restrictores por junta.
- Se revisaran las deformaciones del sistema restringido considerando los restrictores, la deformación debe ser menor a la permisible. Si se requiere habrá que repetir este procedimiento general

4.5.2. Restrictores verticales.

Debido a que durante los sismos se presentan movimientos verticales, aunque estos no son tan comunes se desarrollaron restrictores verticales para evitar que se ocasionen daños y puedan afectar la estabilidad de los apoyos; esto se suele evitar mediante anclajes de cables exteriores como se muestra en la figura 4-25.

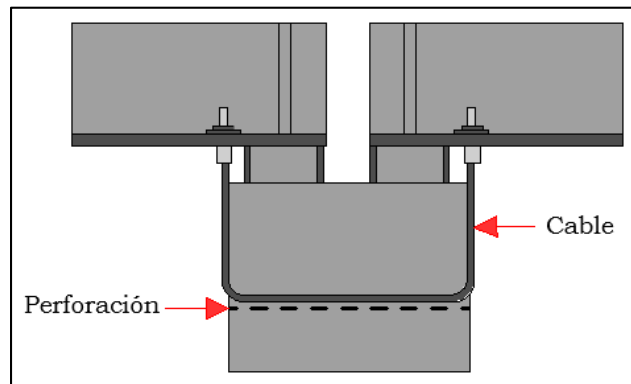


Figura 4.5-3. Elementos verticales que restringen el movimiento vertical. (Muñoz, 2012)

4.6. Muro de tierra mecánicamente estabilizada

La tierra armada está formada por la combinación de elementos lineales y un suelo granular que no presenta cohesión alguna (ver figura 4.6-1). El sistema deberá contar con tres elementos principales:

- Escamas o paramentos
- Tiras de refuerzo o armaduras
- Material granular ocupado como relleno

En algunos muros típicos, las tiras de refuerzo presentan una longitud de entre 0.7 y 0.8 veces la altura del muro. Así el espaciamiento de las tiras será en forma horizontal de 1 m y en forma vertical de 0.75 m. Como se muestra en el siguiente esquema.

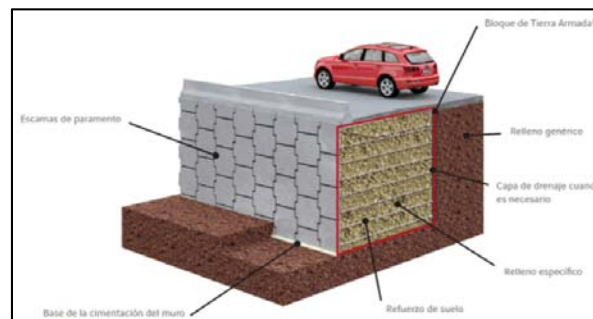


Figura 4.6-1. Elementos que componen una tierra armada. (Tierra Armada México, 2018)

El punto clave para la estabilidad de un muro de tierra armada es la fricción que se genera entre el material granular que se ocupa en el relleno y las tiras de refuerzo. Si el suelo granular se encuentra bien compactado podrá soportar resistencias a la compresión y al cortante, sin embargo, no soportará fuerzas de tensión y no será estable si no cuenta con un buen confinamiento.

El refuerzo, no presentara ni fuerza a compresión así como cortantes, debido a su flexibilidad, estos elementos tendrán una gran resistencia a la tensión y harán que la masa del suelo cuente con excelente confinación gracias a su fricción con el suelo y su rigidez tensional.

Las escamas deberán soportar los esfuerzos locales generados en el suelo, no solo los refuerzos y las escamas deberán soportar en sus uniones, los esfuerzos propios del suelo, sino también los esfuerzos generados por los equipos de construcción al realizarse la compactación cerca de las escamas.

4.6.1. Organización y estimación del equipo necesario de montaje.

La ejecución de la estructuras de tierra armada deberá ser organizada una obra de movimiento de tierras. En la obra para obtener un buen rendimiento en el montaje de las escamas y la colocación de las armaduras dependerá siempre de la buena organización que se tenga.

El técnico tendrá la responsabilidad de abastecer el material que se ocupará así como de la mano de obra que ejecutará el trabajo y la maquinaria que se ocupara.

El espesor de las capas de relleno debe ser de 37.5 cm. y el volumen de cada una de las capas debe de estar determinado por la longitud del muro en construcción y la longitud de las armaduras. En el caso de que existiera un talud de acceso a espaldas del muro de tierra armada, este deberá ser contado como parte de las estructura de tierra armada aunque este material no cuente con las especificaciones de tierra armada.

Para estimar el equipo que debemos ocupar en el montaje de las escamas, debemos de mencionar por primera parte al equipo humano que realizara el trabajo necesario es:

- 1 sobrestante, que será el jefe de la cuadrilla o algo similar.
- 1 oficial.
- 3 o 4 ayudantes.

Esta cuadrilla será la encargada de la fabricación de las escamas, montaje de las escamas, la nivelación de las escamas, la colocación de las armaduras y los demás aditamentos que intervienen en el proceso constructivo.

4.6.2. Características y selección del material de relleno.

Antes de comenzar con cualquier obra, será necesario realizar pruebas granulométricas y conocer su ángulo de fricción interna del material de relleno a ocupar. Se deberá cumplir con las dos condiciones que se muestran a continuación.

Condiciones mecánicas.

El material a ocupar como relleno deberá contar con las características que se mencionan a continuación:

- Ninguna de sus partículas deberá ser mayor a los 35 cm
- Menos del 25% de las partículas serán superiores en tamaño a los 15 cm
- Menos del 15% de las partículas deberán pasar la malla 200

Condiciones electroquímicas.

Estas características deberán de ser importantes debido a la corrosión de las armaduras y la fricción que ejerce el material de relleno, considerando lo siguiente:

- La resistividad eléctrica debe ser medida (sobre célula normalizada de T.A.) que sea superior a 1,000 ohm- cm para obras en seco y sea superior a 3,000 ohm- cm para obras inundables.
- Su valor de pH (potencial hidrógeno) este comprendido entre los valores 5 y 10.
- El contenido en sales solubles se determinara en los materiales con resistividad comprendida entre 1000 y 5000 cm.
- Para los materiales de origen industrial el relleno será válido:
 - o En obras en seco el contenido de (CL) sea menor de 2,00m g/kg y el contenido de (S04 soluble en agua) sea menor de 1000m g/kg.
 - o En obras inundables, el contenido de (CL) sea menor de 100m g/kg y el contenido de (S04 soluble en agua) sea menor de 500m g/kg.

En la siguiente tabla se muestra una comparativa de corrosión en materiales para armaduras.

Tabla 4.6-1. Comparativa de corrosiones en materiales para armaduras

Material	Tipo de obra	Corrosión
Aluminio	Inundable	Rápida
Níquel	Inundable	Ext. Rápida
Acero inoxidable	Inundable	Rápida
Acero galvanizado	Seco	Lenta
Sintético	Seco	No existe

4.6.3. Proceso Constructivo.

1. Excavación

Etapa realizada antes que cualquier otra cosa, según el proyecto y la longitud de las armaduras, esto se realiza con maquinaria pesada y a mano según sea el caso y la topografía del terreno, al igual que la franja donde se colocara el muro de tierra armada.

2. Solera de reglaje

Esta tiene como objetivo principal obtener una superficie nivelada y lisa para la fácil colocación y apoyo de las escamas que son las de arranque y que son mitades. Esta deberá medir de base 35x15 cm y es fabricada de concreto pobre.

La solera de reglaje no es una cimentación, puesto que esta no lleva armado de acero alguno y se encuentra prácticamente sobre la superficie de desplante del terreno.

Para construir la solera de reglaje, primero debe de prepararse la franja de terreno en donde se construirá colocando sobre el terreno un pequeño cimbrado y varillas para los reventones de hilo, al estar listo el cimbrado, se realizara el colado con pala.

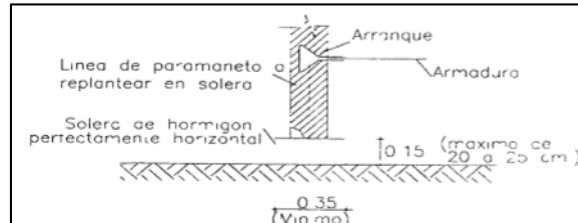


Figura 4.6-2. Forma en que se coloca la escama de arranque. (Ostos, 2004)

Es fundamental que su ejecución se realice con extremo cuidado y con una buena horizontalidad en sentido longitudinal y transversal, y a que es la base para un buen montaje de las escamas de arranque y las posteriores filas.

Una vez que la solera de reglaje esté terminada habrá que dar aviso a Tierra Armada para que esta envíe aun técnico para enseñar al personal como se montan las escamas.

En casos especiales la solera de reglaje puede colocarse en forma escalonada por cuestiones de la topografía del terreno. (Ver figura 4.6-3)

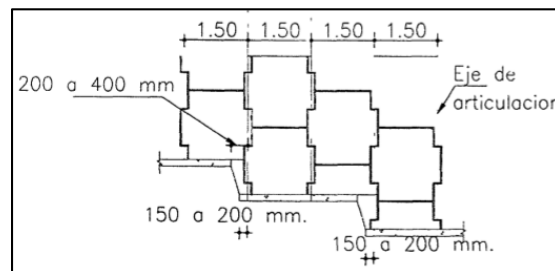


Figura 4.6-3. Caso especial de colocación de escamas. (Ostos, 2004)

3. Colocación y nivelación de la primera y segunda fila de escamas,

Cuando la solera de reglaje esté terminada, sobre ella se deberá de marcar con un color una línea de alineación y colocación de las escamas, esto ya viene marcado en el proyecto y ya se podrá dar inicio al montaje de las medias escamas, y el orden de operación es:

- Colocación de escama 1
- Colocación de escama 2 (ver figura 4.6-4)
- Se realiza la comprobación de la separación de las escamas con la regla de gálibo.
- Aplomado de las escamas y con nivel de burbuja.
- Apuntalamiento.

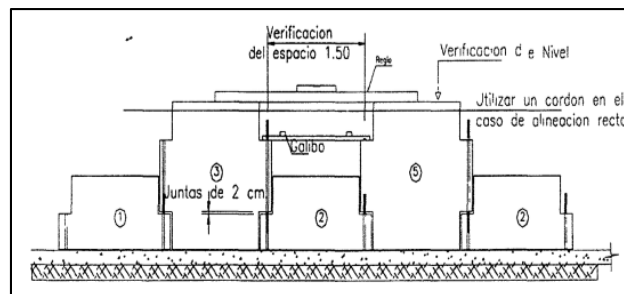


Figura 4.6-4. Colocación de la primera fila de escamas. (Ostos, 2004)

Las primeras escamas se nivelan con plomada y con el nivel de burbuja, para que las subsecuentes se monten completamente verticales. A estas primeras escamas se les deja un desnivel aprox. De 1 cm hacia afuera, esto es para que al momento que la maquina compactadora manual este trabajando en la orilla, el desnivel que se le dio se recupere por si solo al momento de la compactación.

4. Terraplenado y tendido de armaduras

La primera capa de relleno debe cubrir la regla de cimentación hasta el primer arranque, para que después entre la moto conformadora para esparcir bien el material en toda el área. Cuando el terreno queda completamente liso se da comienzo a la colocación de las tiras de esfuerzo sobre toda la superficie trabajada, colocando una por una y anclándola al arranque correspondiente.

V. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

5.1. Generalidades

Entre los tipos de daños más frecuentes que se generan en puentes, están los daños a sus columnas y terraplenes de acceso. Anteriormente se hizo mención de que estos daños pueden ser recuperados mediante alguna estrategia y evaluación, ya sea de reparación, reforzamiento, o bien, de reemplazo. Para poder desarrollar el reforzamiento del elemento, primeramente se tendrá que someter a una evaluación de la vulnerabilidad sísmica y con ello hacer una comparativa del elemento sin rehabilitar y el elemento ya rehabilitado, esta comparación se centrará en dos valores otorgando así la resolución, si la estrategia a usar es la adecuada se verá notablemente la disminución de dicha vulnerabilidad.

Ahora bien, la vulnerabilidad se define como la susceptibilidad o propensión de los sistemas expuestos a ser afectados o dañados por el efecto de un fenómeno perturbador, es decir, el grado de pérdidas esperadas. De aquí se derivan dos: la física y la social. Para la primera de ellas, su cuantificación es más factible, mientras que la segunda es un tanto relativa debido a los parámetros a usar (CENAPRED, 2004).

Para los propósitos de este trabajo se centrará la atención en la vulnerabilidad física, haciendo referencia a ella como *vulnerabilidad sísmica*. Al hablar de vulnerabilidad sísmica de puentes se está haciendo alusión a una probabilidad de daño de la construcción expuesta a un sismo (Rivera, 2007).

Dicho esto, se pueden describir las metodologías a usar para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en los ejemplos de aplicación que se desarrollaran a continuación.

Índice de Vulnerabilidad con Base al Método Delphi

Este método se desarrolló por *Candebat (2012)*, para la evaluación usa ponderaciones en los elementos del puente, divididos en tres grupos (superestructura, subestructura y aspectos referidos al sitio), a cada elemento se le otorgará un valor que por grupo sumara 10.00, dicho valor se presenta por grupo en tres tablas (Tablas 5.2-1, 5.2-2 y 5.2-3).

El valor resultante se normaliza entre 10 y se multiplica por un factor de ponderación que se encuentra al final de cada tabla, la fórmula que se aplicará es la siguiente:

$$Iv_{SE} = \frac{25\%(V_{SpE}) + 45\%(V_{SbE}) + 30\%(V_{St})}{100\%} \quad \text{Ec. 2}$$

Donde:

Iv_{SE} Índice de vulnerabilidad sísmica estructural

- V_{SpE} Vulnerabilidad sísmica estructural de la superestructura del puente
- V_{SbE} Vulnerabilidad sísmica estructural de la subestructura del puente
- V_{St} Vulnerabilidad asociada al sitio de emplazamiento

Para obtener la vulnerabilidad sísmica del puente se aplicará la tabla 5.1-1, dicha tabla fue deducida del estudio realizado por *Candebat (2012)*, teniendo así los rangos de la vulnerabilidad.

Tabla 5.1-1. Interpretación del Índice de Vulnerabilidad por el Método Delphi (*Candebat, 2012*)

EVALUACIÓN			VULNERABILIDAD
0.00	-	0.25	Baja
0.26	-	0.45	Moderada
0.46	-	1.00	Alta

Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica con Base al Método Desarrollado por Rivera (2007)

Las funciones de vulnerabilidad son un criterio para evaluar la vulnerabilidad sísmica principalmente en puentes urbanos, el análisis detallado fue realizado por *Rivera (2007)*. Su objetivo es proporcionar una metodología para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos de concreto reforzado.

Los puentes deben tener una geometría sencilla, rectos o ligeramente esviados ($<15^\circ$), sin variaciones bruscas de más y rigidez y longitud de tramos similar, la respuesta sísmica es en la dirección transversal por ser la más sensible ante los efectos sísmicos y no se toma en cuenta los efectos de los movimientos fuera de fase de los apoyos del puente ni la interacción suelo-estructura (*Rivera, 2007*).

En esta metodología el factor más importante son las columnas de los puentes, su geometría, su relación H/D o H/L y su aceleración demandada en el puente, debido que estos factores son aplicados a la siguiente ecuación

$$I_{DF} = 1 - e^{-au^m} \quad ; \quad u = \frac{Sa}{Sa_{max}} \quad \text{Ec. 3}$$

Donde

- I_{DF} Índice de daño físico.
- a, m Parámetros que dependen del tipo de arreglo estructural, de los materiales y de los detalles constructivos que determinan la capacidad de deformación.
- Sa Aceleración demandada en el puente para el cual se requiere saber su grado de vulnerabilidad.

Para simplificar este método, Rivera realizó un catálogo de funciones de vulnerabilidad con base a este procedimiento el cual contempla algunos tipos de puentes urbanos.

Para poder interpretar el grado de vulnerabilidad que tiene el puente se usará la tabla 5.1-2, esta maneja intervalos que van desde una vulnerabilidad baja hasta una vulnerabilidad muy alta, además de que proporciona el nivel de daño que tiene la estructura.

Tabla 5.1-2. Interpretación del IDF. (Rivera, 2007)

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

5.2. Rehabilitación de un terraplén de acceso

Se tomará como ejemplo práctico un puente situado en la carretera Durango - Mazatlán (figura 5.2-1), cruzando un valle en “V” con una curvatura de radio de 360 m, una longitud total de 240 m y una altura libre sobre el fondo de 80 m. El puente presenta una estructuración a base de viga sección cajón, usando como procedimiento constructivo vigas en volado, ocupando concreto pretensado para la cubierta. Para pilares y muelles fue requerido concreto reforzado para su realización. En la figura 5.2-2, se muestra un corte longitudinal del puente en estudio.

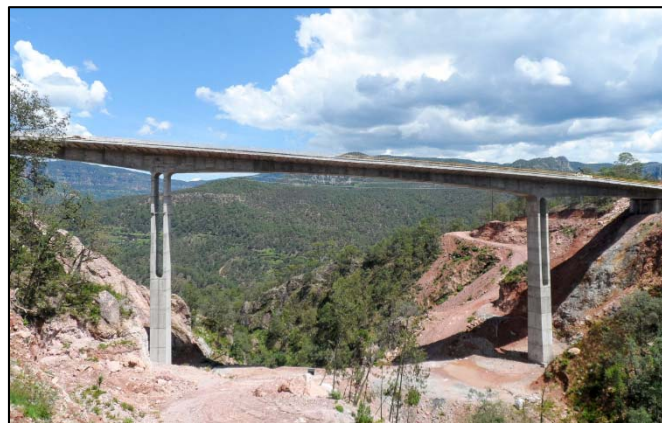


Figura 5.2-1. Puente en estudio ubicado en la carretera Durango – Mazatlán. (www.cfcsl.com)

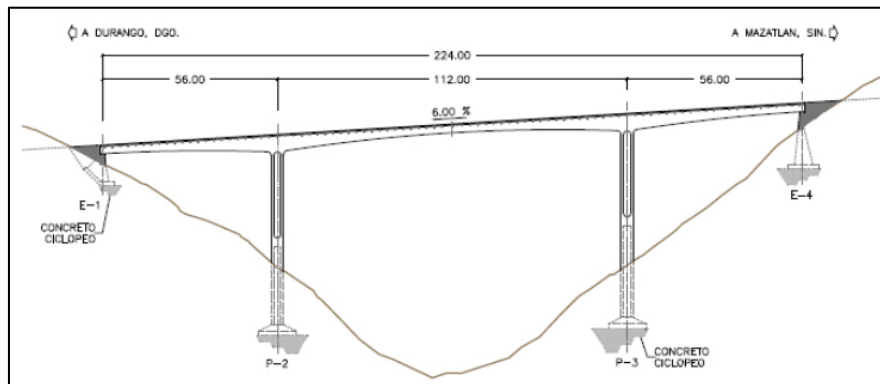


Figura 5.2-2. Alzado longitudinal del puente en estudio. (www.cfcsl.com)

5.2.1. Evaluación de daños.

El puente presentó un asentamiento de aproximadamente 25 cm, entre la estructura del puente y el terraplén de acceso poniendo en riesgo la seguridad de los usuarios. Este se encuentra confinado por una estructura tipo tierra mecánicamente estabilizada, presentando agrietamientos y dislocamientos entre las escamas de concreto hasta su desprendimiento por el lado izquierdo (figura 5.2-3); esto ocurrió debido a la mala calidad del relleno empleado ya que contenía una gran cantidad de finos, por otro lado también se le atribuye a los empujes de agua adicionales que se generan en el respaldo del muro vertical por carecer de un sistema de drenaje suficiente.



Figura 5.2-3. Desprendimiento de escamas. (Rivera, 2017)

Actualmente, dichas escamas fueron reparadas, sin embargo, la problemática persiste, primeramente, por la calidad del relleno empleado y a su vez por problemas de disolución manifestado por algunas oquedades de la roca que se conforma el sitio. Este puente particularmente presenta un reforzamiento con anterioridad por medio de una retícula de traveses de concreto con drenes cortos, sin

embargo, dicha estrategia de rehabilitación no fue suficiente para impedir el desprendimiento de escamas y la deformación en el acceso se incrementará.



Figura 5.2-4. Deslizamiento del material generado por la mala calidad del material empleado en el terraplén de acceso. (Rivera, 2017)

5.2.2. Propuesta de estabilización.

Se propone confinar el terraplén de acceso mediante pilas de 60 cm de diámetro empotradas al menos 2.0 m en la roca, se construirá una losa estructural de acceso, dicha losa se apoyará en pilas transversales a la autopista. El alineado continuo de pilas permitirá confinar el terraplén de acceso, mientras que la línea discontinua servirá de apoyo intermedio a la losa.



Figura 5.2-5. Movimiento de tierras para el acomodo del terraplén de acceso. (Rivera, 2017)

Como trabajo complementario se inyectará al terraplén de acceso un mortero fluido (figura 5.2-6) con una resistencia $f'_c = 80 \text{ kg/cm}^2$. El volumen del mortero que se inyectará será el equivalente al 6% del volumen del relleno por mejorar. Dichas inyecciones se realizarán mediante tuberías de manguitos colocadas en perforaciones verticales de profundidad variable de 4.5 a 23 m, colocadas en trespelillo equidistante a 3.0 m de distancia.

Así mismo, se propone la corrección y construcción de obras de drenaje superficial para evitar el deslizamiento del material, ya que como se había mencionado con anterioridad este problema surgió debido a la falta de obras de drenaje.



Figura 5.2-6. Inyección de mortero fluido en el volumen del relleno. (Rivera, 2017)

5.2.3. Evaluación de la vulnerabilidad estructural

Con el fin de conocer que tan vulnerable es el puente se hará un análisis para el puente sin y con la propuesta de rehabilitación, estos análisis se harán aplicando el método Delphi.

Índice de Vulnerabilidad con base al método Delphi

La evaluación asignada se mostrará para los daños que presento el puente y así mismo para la propuesta de rehabilitación, teniendo los siguientes datos:

Tabla 5.2-1. Evaluación de la Superestructura

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUPERESTRUCTURA	EVALUACIÓN	
	Con daños	Sin daños
Especificaciones de diseño	0.00	0.00
Después de 1999	0.00	0.00
Antes de 1999	2.00	2.00
Tipo de superestructura	1.50	1.50
Isostática con losa continua	0.75	0.75
Isostática	1.50	1.50
Longitud de apoyo	0.00	0.00
Cumple lo especificado en la norma vigente	0.00	0.00
No cumple	1.50	1.50
Existencia de trabes sísmicas	1.00	0.00
Existen y poseen diseño satisfactorio	0.00	0.00
Existen pero presentan diseño inadecuado	0.75	0.75
No existen	1.00	1.00

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUPERESTRUCTURA	EVALUACIÓN	
	Con daños	Sin daños
Existencia de diafragmas (vigas transversales)	0.00	0.00
Posee diafragmas	0.00	0.00
No posee diafragmas	1.00	1.00
Dispositivos de apoyo	0.75	0.75
Existen	0.00	0.00
Existen en mal estado y/o son inadecuados	0.75	0.75
No existen	1.00	1.00
Trazado de la superestructura	0.00	0.00
Recto	0.00	0.00
Curva horizontal menor de 90° y esviaje menor de 30°	0.25	0.25
Curva de 90° y esviaje entre 30° y 45°	0.75	0.75
Curva mayor de 90° y esviaje mayor de 45°	1.00	1.00
Curvas verticales	0.50	0.50
No tiene	0.25	0.25
< 6%	0.25	0.25
> 6%	0.50	0.50
Posibilidad de golpeteo	0.50	0.00
Separación adecuada entre estructuras adyacentes	0.00	0.00
Separación menor a la requerida a la misma altura	0.25	0.25
Separación menor a la requerida a diferentes alturas	0.50	0.50
Evaluación total	4.25	2.75
Factor de ponderación en el resultado	25%	25%

Tabla 5.2-2. Evaluación de la subestructura

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUBESTRUCTURA	EVALUACIÓN	
	Con daños	Sin daños
Degradación de rigidez	2.50	0.00
$T_p \leq T_c$	0.00	0.00
$T_p \geq T_c$	2.50	2.50
Estado técnico de la subestructura	2.00	0.00
Muy buena y buena (Sin daños en pilas y/o estribos)	0.00	0.00
Regular (Daños moderados en pilas y/o estribos)	1.00	1.00
Mala y muy mala (Daños extensivos en pilas y/o estribos)	2.00	2.00

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUBESTRUCTURA	EVALUACIÓN	
	Con daños	Sin daños
Tipo de Subestructura	1.00	1.00
Pilas		
Diafragmas	0.00	0.00
Pórticos	0.50	0.50
Mono columnas o pilas en V o inclinadas	1.00	1.00
Estribos		
Abiertos	0.00	0.00
Cerrados con drenaje adecuado	0.50	0.50
Cerrados sin drenaje adecuado	1.00	1.00
Altura de columnas	1.50	1.50
$H < 5$	0.00	0.00
$5 \leq H \leq 10$	0.50	0.50
$H > 10$	1.50	1.50
Esviaje	0.00	0.00
Sin esviaje o con ángulo menor de 15°	0.00	0.00
Esviaje entre 15° y 30°	0.25	0.25
Esviaje entre 30° y 45°	0.75	0.75
Esviaje mayor de 45°	1.00	1.00
Técnica de construcción de la subestructura	0.50	0.00
In situ	0.00	0.00
Mixto	0.50	0.50
Prefabricación (No existe monolitismo columna- cimiento)	1.00	1.00
Evaluación total	7.50	2.50
Factor de ponderación en el resultado	45%	45%

Tabla 5.2-3. Evaluación del sitio

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS AL SITIO	EVALUACIÓN	
	Con daños	Sin daños
Aceleración del sitio	0.00	0.00
$0.075 \leq a \leq 0.10$	0.00	0.00
$0.10 \leq a \leq 0.20$	0.50	0.50
$0.20 \leq a \leq 0.30$	1.75	1.75
$a \geq 0.30$	2.50	2.50

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS AL SITIO	EVALUACIÓN	
	Con daños	Sin daños
Erosión y/o socavación	2.00	1.00
Poco probable	1.00	1.00
Probable	1.00	1.00
Existe en estado incipiente	1.50	1.50
Existe y afecta la estabilidad del puente	2.00	2.00
Riesgos geológicos (Licuefacción)	0.00	0.00
Insignificante	0.00	0.00
Media	0.75	0.75
Alta	1.50	1.50
Muy alta	2.00	2.00
Dureza de los suelos	0.25	0.25
Duros (S ₁)	0.00	0.00
Menos duros (S ₂)	0.25	0.25
Blandos (S ₃)	0.75	0.75
Muy blandos (S ₄)	1.50	1.50
Irregularidad topográfica del suelo	1.00	1.00
No	0.00	0.00
Sí	1.00	1.00
Homogeneidad del suelo	0.50	0.00
Sin variación entre eje de pilas y estribos	0.00	0.00
Variable	0.50	0.50
Existencia de fallas geológicas	0.25	0.25
No existen en la zona	0.00	0.00
Existen fallas pasivas	0.25	0.25
Existen fallas activas	0.50	0.50
Evaluación total	4.00	2.50
Factor de ponderación en el resultado	30%	30%

Los valores de vulnerabilidad sísmica obtenidos se resumen en la siguiente tabla:

	Evaluación total		Factor de ponderación
	Con daños	Sin daños	
V_{SpE}	4.25	2.75	25%
V_{SbE}	7.50	2.50	45%
V_{St}	4.00	2.50	30%

Normalizando los resultados de evaluación entre diez como lo dicta el método y aplicando la siguiente fórmula:

$$Iv_{SE} = \frac{25\%(V_{SpE}) + 45\%(V_{SbE}) + 30\%(V_{St})}{100\%} \quad Ec. 4$$

Se obtiene el índice de vulnerabilidad para el puente con daños

$$Iv_{SE} = \frac{25\%(4.25) + 45\%(7.50) + 30\%(4.00)}{100\%} = \mathbf{0.56} \quad Ec. 5$$

Ahora bien, se procede a la obtención del índice de vulnerabilidad para el puente con la propuesta de rehabilitación

$$Iv_{SE} = \frac{25\%(2.75) + 45\%(2.50) + 30\%(2.50)}{100\%} = \mathbf{0.25} \quad Ec. 6$$

Una vez obtenidos los valores se buscarán dentro de la tabla 5.1-1, donde vienen definidos los rasgos en el índice de vulnerabilidad. Como se puede observar, el índice de vulnerabilidad sísmica refleja que el puente con daños presenta un grado de vulnerabilidad alto, esto es debido principalmente a la inestabilidad del terreno, por otro lado la condición de deterioro que presenta el terraplén de acceso influye en gran medida.

La vulnerabilidad estructural con la propuesta de rehabilitación arroja un valor de 0.25 cayendo en una vulnerabilidad baja. Esto se debe al sistema que se propuso y haciendo mejoras que puedan dar solución a los problemas presentados como lo fueron las grietas, el desprendimiento de escamas, que como ya se había hecho mención fueron el reflejo del material de baja calidad así como de la falta de un sistema de drenaje eficiente que cumpliera con lo requerido por el puente para poder ofrecer así una mayor seguridad y funcionalidad del mismo.

5.3. Rehabilitación de una columna

Dada la importancia de las columnas en la estabilidad de un sistema estructural, cuando presenta un daño grave como lo describen las Normas Técnicas Complementarias de Rehabilitación Sísmica, este deberá rehabilitarse por medio de una estrategia que le regrese su capacidad estructural, es por ello que se propuso un ejemplo de aplicación de esta índole, en la cual se usará como estrategia de rehabilitación el encamisado con fibras de carbono.

En este ejercicio hipotético, se demostró la eficacia del tipo de encamisado, así como la efectividad del número de capas usado en esta estrategia, lográndose mediante la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes propuesta por Rivera (2007).

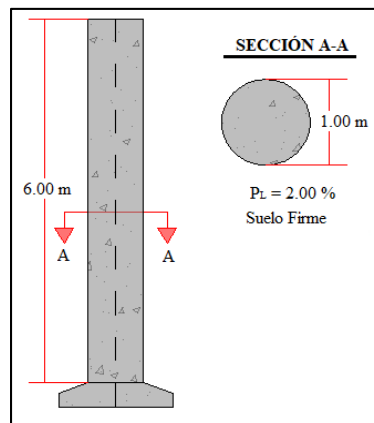


Figura 5.3-1. Alzado transversal de la columna en estudio.

Para este ejemplo de aplicación se propondrá una columna de 1.00 m de diámetro, con una altura de 6.00 m, este puente fue diseñado antes de los años 70's con el método de *puente en volado*, se considera que se encuentra ubicado en Colima. En la figura 5.3-1 se puede ver el alzado transversal de la columna en estudio.

5.3.1. Propuesta de Rehabilitación.

Como ya se hizo mención, la columna hipotética será rehabilitada mediante un encamisado con fibras de carbono (figura 5.3-2), para ello se supondrá que se aplicó un tejido de fibra de carbono de alta resistencia para reforzamiento estructural, tejido unidireccional, para un procedimiento de aplicación en seco. Cuenta con las siguientes propiedades

- Peso: $300.00 \text{ g/m}^2 + -15\text{g/ m}^2$
- Espesor de la fibra = 0.111 mm
- Resistencia a tensión = $4,900 \text{ MPa}$ ($49,900 \text{ kg/ cm}^2$)
- Módulo de elasticidad = 230 GPa



Figura 5.3-2. Columna de concreto rehabilitada por medio de un encamisado de fibra de carbono. (Fibraplus, 2018)

5.3.2. Evaluación de la vulnerabilidad estructural sin rehabilitación.

Para el caso particular de esta columna se realizará la evaluación de vulnerabilidad estructural mediante las funciones de vulnerabilidad.

Funciones de Vulnerabilidad.

Las funciones de vulnerabilidad son criterios utilizados para evaluar como bien ya se dijo, la vulnerabilidad sísmica principalmente de los puentes urbanos, el análisis detallado se realizó por *Rivera (2007)* y fue publicado por el CENAPRED bajo el nombre de “Evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos”.

Para que sea aplicable este método el puente debe contar con una geometría sencilla, recto o ligeramente esviado ($<15^\circ$), sin variaciones bruscas de rigidez y longitud, no se tomará en cuenta los efectos de movimiento fuera de fase de los apoyos del puente ni la interacción suelo-estructura (*Rivera, 2007*).

Para simplificar la aplicación del método, Rivera realizó un catálogo de funciones de vulnerabilidad con base en este procedimiento el cual contemplará algunos tipos de puentes urbanos (ANEXO B). Se seguirán los siguientes pasos para obtener con ello la función así como el índice de daño físico de dicha columna.

Recolección de datos.

Debido a que el ejercicio es hipotético, los valores propuestos para la realización de ejercicio se encuentran en la tabla 5.3-1.

Tabla 5.3-1. Datos generales del puente en estudio

Sección de la columna	Dimensiones de la sección (cm)	Altura de la columna, H (cm)	Año de construcción
Circular	D = 100.00	600.00	En los años 70's

Además, se hace mención de que dicho puente se encuentra cimentado sobre suelo macizo o firme.

Cálculo de la función de vulnerabilidad.

Posteriormente, se calcula la siguiente relación

$$\frac{H}{L} = \frac{600.00}{100} = 6.00 \quad \text{Ec. 7}$$

Una vez obtenida la relación anterior, se consultará el *anexo B “Catálogo de funciones de vulnerabilidad”*, de dicho catálogo se tomó el fragmento tomado de la tabla, con ello se obtiene lo necesario para la continuación del cálculo de las funciones de vulnerabilidad sísmica. En la tabla 5.3-2 se muestran los valores de los parámetros correspondientes a la geometría y características de puentes con columnas en voladizo.

Tabla 5.3-2. *Puente con columnas aisladas en voladizo cimentado en suelo firme (Rivera, 2007)*

Sección de la columna	Año de construcción del puente	H/D	m	a	Sa_{max}/g	T_{cr} (s)
Circular	Antes de 1972	3	554.516	669.91	0.31	0.38
		4	26.618	11.734	0.30	0.59
		5	10.105	5.03	0.30	0.83
		6	7.661	4.438	0.30	1.09

Como se hizo mención en el punto uno, es un puente construido durante los años 70's, con una sección circular y una relación H/D igual a 6, con ello se obtienen los siguientes parámetros:

$$m = 7.661 \quad a = 4.438 \quad Sa_{max}/g = 0.30 \quad T_{cr} = 1.09$$

Aplicación de las funciones de vulnerabilidad.

La función de vulnerabilidad general para cualquier tipo de puente es la siguiente:

$$I_{DF} = 1 - e^{-au^m} \quad \text{Ec. 8}$$

Donde

$$u = \frac{Sa}{Sa_{max}}; \quad Sa_{max} = Sa_u \quad \text{Ec. 9}$$

Multiplicando por la constante de la gravedad, se tiene;

$$Sa_{max} = Sa_u = (0.30)(981) = 294.30 \text{ cm/s}^2$$

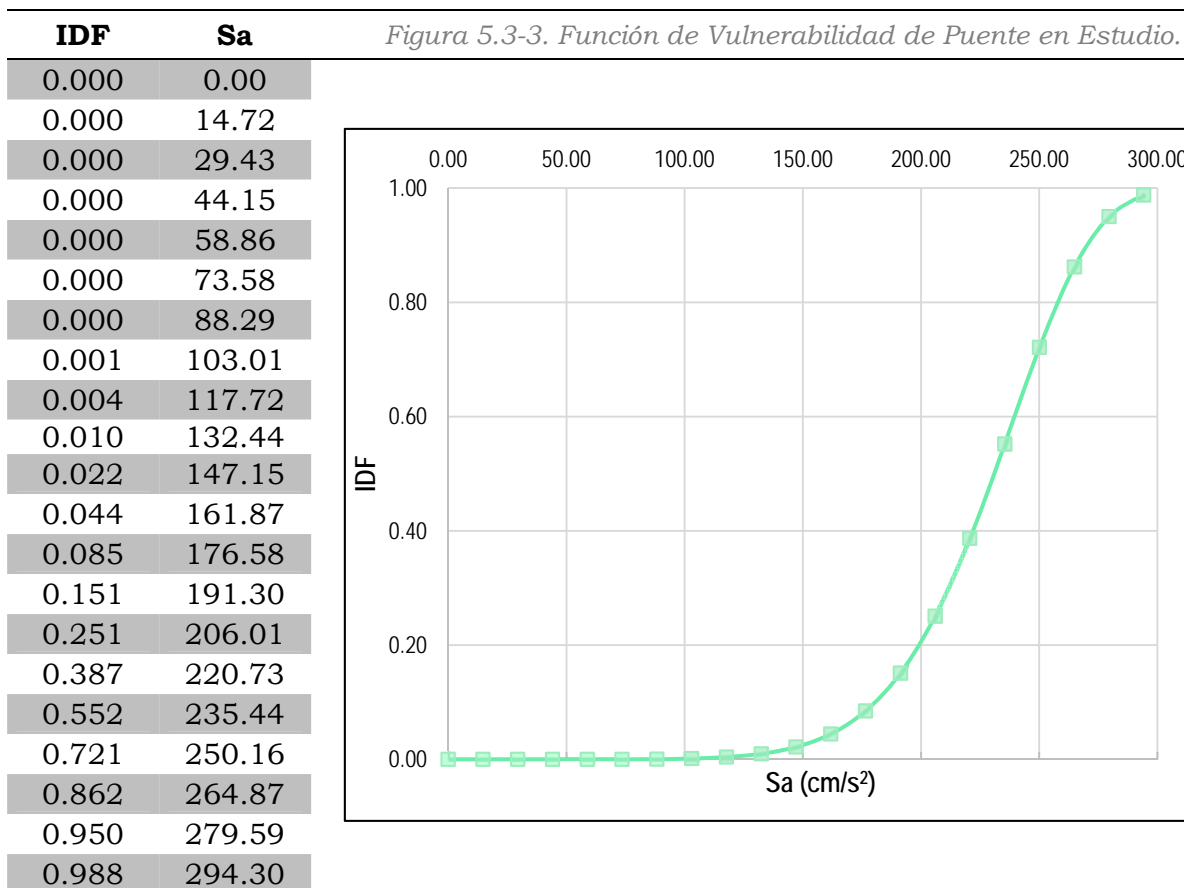
Ec. 10

Sustituyendo los valores obtenidos en ecuación 8

$$I_{DF} = 1 - e^{-4.438 \left(\frac{Sa}{294.30} \right)^{7.661}}$$

Ec. 11

En la figura 5.3-3 se muestra la curva correspondiente a la ecuación 8 de la función de vulnerabilidad sin rehabilitación de dicho puente.



Aceleración sísmica demandada en el puente (S_a).

La aceleración sísmica demandada del puente fue obtenida mediante el software *PRODISIS v.4.1*, creado por la CFE. Se definió la ubicación del puente al centro de Colima, contemplando un tipo de suelo rocoso.

Así mismo, se consideró como tipo de importancia A, ya que los puentes requieren de un nivel de seguridad mayor. El espectro de diseño (figura 5.3-4) arrojado por el software *PRODISIS v.4.1*, de acuerdo a los valores contemplados es el siguiente.

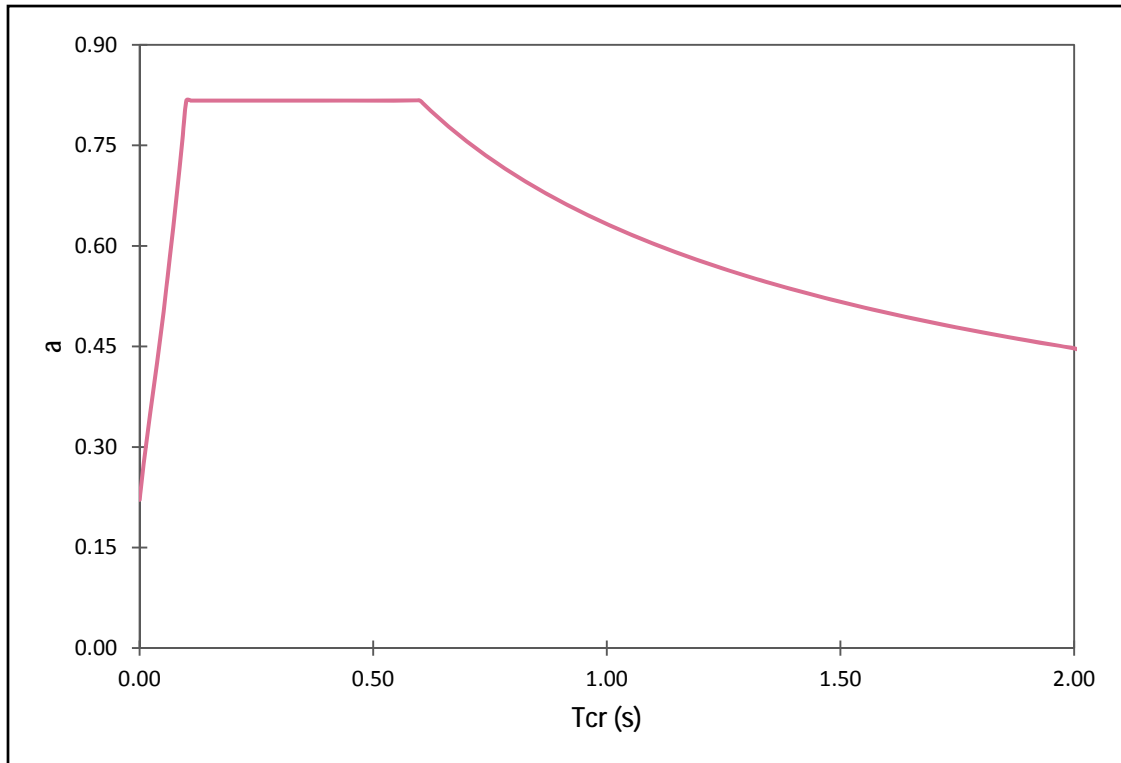


Figura 5.3-4. Espectros de diseño adecuado a la zona sísmica D con tipo de suelo I (*PRODISIS v.4.1*, 2019)

Con base en el espectro de diseño correspondiente a estructura del grupo A, se obtiene el valor de a al entrar al espectro con el correspondiente valor del periodo natural del puente (T_{cr}), para posteriormente calcular S_a de la siguiente forma:

$$T_{cr} = 1.09 \text{ s} \rightarrow a = 0.606 \quad \text{Ec. 12}$$

Por lo que

$$S_a = (a)(g) = (0.606) \left(981 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2} \right) = 594.49 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2} \quad \text{Ec. 13}$$

Evaluación de la vulnerabilidad.

Para evaluar la vulnerabilidad del puente se calculó el *Índice de Daño Físico* (I_{DF}), conseguido este valor se procedió a la interpretación del mismo. Esto fue logrado con base a la tabla 5.1-2, propuesta por Rivera (2007), Karim y Yamazaki (2001) con base en trabajos que han estudiado la relación entre la respuesta de la estructura y el nivel de daño de la misma, presentando un rango de valores de I_{DF}

asociado a un nivel de daño y un grado de vulnerabilidad, teniendo una interpretación aproximada con las curvas de vulnerabilidad de puentes urbanos.

El cálculo del índice de daño físico del puente en estudios se calculó con la ecuación 8, teniendo

$$I_{DF} = 1 - e^{-4.438 \left(\frac{594.49}{294.30} \right)^{7.661}} = 1.00 \quad \text{Ec. 14}$$

Como se puede observar, el índice de daño físico que presenta el puente sin contar con algún tipo de rehabilitación es igual a uno, tomando en cuenta la tabla 5.1-2 se puede decir que el nivel de daño es completo y cuenta con una vulnerabilidad muy alta.

Cabe aclarar que esta evaluación se realizó utilizando el espectro del Manual CFE, correspondiendo a aquellos sismos de intensidad extraordinaria, que tienen poca probabilidad de ocurrencia.

5.3.3. Construcción de funciones de vulnerabilidad en columnas rehabilitadas.

Se elaboraron las funciones de vulnerabilidad para realizar una comparativa del índice de daño físico que se obtuvo de acuerdo al número de capas de fibra de carbono con que se rehabilitó dicha columna y la misma sin rehabilitar. Para conformar dichas funciones se siguió el siguiente procedimiento:

Cálculo de la distorsión de fluencia (γ_y).

Para el cálculo de la distorsión de fluencia existen dos fórmulas para columna aislada o en voladizo y para columnas que forman marcos, esto se calculó mediante la ecuación 15.

$$\gamma_y = \frac{1}{3} \varphi_y H \quad \text{Ec. 15}$$

Donde:

φ_y Curvatura de fluencia de la sección
 H Altura

Para la obtención de la curvatura de fluencia (φ_y) se hace mediante la ecuación 16

$$\varphi_y = 3.75 \frac{\varepsilon_y}{D} (0.30 + 11.20 \rho_l - 146 \rho_l^2) \quad \text{Ec. 16}$$

Donde:

ρ_l Cuantía de refuerzo longitudinal
 D Diámetro de la sección
 ε_y Deformación de fluencia

Debido a que la columna es en voladizo y de sección circular, se ocuparon las ecuaciones 15 y 16,

$$\rho_l = 2\% \quad \varepsilon_y = 0.0021 \quad H = 600 \text{ cm} \quad D = 100 \text{ cm}$$

Obteniendo los resultados siguientes:

$$\varphi_y = 3.75 \frac{0.0021}{100} (0.30 + (11.20)(0.02) - (146)(0.02^2)) = \mathbf{0.0000366} \quad \text{Ec. 17}$$

$$\gamma_y = \frac{1}{3} (0.0000366)(600) = \mathbf{0.0073332} \quad \text{Ec. 18}$$

Obtención de la ductilidad de desplazamiento lateral (μ).

Para la obtención de este parámetro fue necesario comenzar una búsqueda enfocada a experimentos que obtuvieron el valor de la ductilidad con base al número de capas de fibra de carbono al rehabilitar columnas, se tomaron 4 experimentos que cumplieron con las características, en el Anexo C “Ductilidad Experimental” se muestran las características de cada uno de ellos.

En la tabla 5.3-4, se presenta el investigador de cada experimento, la nomenclatura que fue usada por el mismo para llamar a sus especímenes, la resistencia a compresión del concreto en MPa con la que fueron elaborados, así como sus dimensiones (altura y diámetro), y por último se colocaron las características del encamisado como fueron el tipo, la cantidad de capas y el módulo elástico en GPa y finalmente la ductilidad obtenida durante el experimento.

Tabla 5.3-3. Ductilidad Experimental para diversos números de capas de fibra de carbono.

Investigador	Especímen	f_c (MPa)	Dimensiones		Características encamisado			μ
			h (m)	D (mm)	Tipo	Capas	Módulo elástico (GPa)	
Richelle Gallardo y Kazuhiko Kawashima	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
Iacobucci, Sheikh y Batrak	ASC-2NS	36.50	1.47	305.00	CFRP	1.00	76.35	11.60
	ASC-3NS	36.90	1.47	305.00	CFRP	2.00	76.35	10.90
	ASC-4NS	36.90	1.47	305.00	CFRP	1.00	76.35	7.40
	ASC-5NS	37.00	1.47	305.00	CFRP	3.00	76.35	15.60
	ASC-6NS	37.00	1.47	305.00	CFRP	2.00	76.35	16.70
	ASCR-7NS	37.00	1.47	305.00	CFRP	1.00	76.35	5.57
	ASCR-8NS	42.30	1.47	305.00	CFRP	3.00	76.35	6.82

Investigador	Espécimen	f _c (MPa)	Dimensiones		Características encamisado			μ
			h (m)	D (mm)	Tipo	Capas	Módulo elástico (GPa)	
Zoppo, Ludovico, Balsamo y Prota	F1	14.90	1.50	300.00	CFRP A	1.00	230.00	7.20
	F2	16.00	1.50	300.00	CFRP B	1.00	252.00	6.60
	F3	29.10	1.50	300.00	CFRP A	2.00	230.00	7.50
	F4	33.30	1.50	300.00	CFRP B	2.00	252.00	7.40
K. P. Jaya y Jessy Mathai	GFC 1	20.00	1.00	100.00	GFRP	2.00	-	5.60
	CFC 1	20.00	1.00	100.00	CFRP	1.00	-	4.85
	CFC 2	20.00	1.00	100.00	CFRP	1.00	-	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

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

Para el cálculo del periodo de vibración de la estructura se tiene la siguiente ecuación:

$$T_{cr} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{cr}}} \quad \text{Ec. 19}$$

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

Involucrando las siguientes variables:

$$m = \frac{1}{g} \left(0.15 A_g \cdot f'_c + \frac{1}{3} W_{columna} \right) \quad \text{Ec. 20}$$

Donde

- g Aceleración de la gravedad
- A_g Área gruesa
- f'_c Resistencia a la compresión del Concreto
- W_c Peso de la columna

$$K_{cr} = \frac{3EI_{cr}}{H^3} \quad \text{Ec. 21}$$

Donde

- I_{cr} Momento de inercia agrietado de la sección
- E Módulo de elasticidad

$$I_{cr} = I_g = \frac{1}{4}\pi r^4 \quad \text{Ec. 22}$$

Donde

r Radio de la sección
 I_g Momento de inercia de la sección bruta no transformada

$$E = 0.1357W^{1.5}\sqrt{f'c} \quad \text{Ec. 23}$$

Donde

E Módulo de elasticidad
 $f'c$ Resistencia a la compresión del Concreto

Se tienen los siguientes datos:

$$\begin{aligned} f'c &= 200 \text{ kg/cm}^2 & D &= 100 \text{ cm} & \frac{P}{Ag f'c} &= 15\% \\ g &= 981 \text{ cm/s}^2 & \rho_l &= 2\% & W &= 2,200 \text{ kg/m}^3 \\ H &= 600 \text{ cm} \end{aligned}$$

Por lo que sustituyendo se tiene

$$E = 0.1357(2,200)^{1.5}\sqrt{200} = \mathbf{198,029.03} \quad \text{Ec. 24}$$

$$I_{cr} = \left[\left(\frac{1}{4}\pi \right) (50^4) \right] = \mathbf{4,908,738.52} \quad \text{Ec. 25}$$

$$K_{cr} = \frac{3(198,029.03)(4,908,738.52)}{(600^3)} = \mathbf{13,501.01} \quad \text{Ec. 26}$$

$$A_g = \frac{\pi(100^2)}{4} = \mathbf{7,853.98} \quad \text{Ec. 27}$$

$$W_{columna} = (0.15)(200)(7,853.98) = \mathbf{235,619.45} \quad \text{Ec. 28}$$

$$m = \frac{1}{981} \left(0.15(7,853.98)(200) + \frac{1}{3}(235,619.45) \right) = \mathbf{320.24} \quad \text{Ec. 29}$$

Ahora bien, se procede a la sustitución de los valores en la ecuación 19, teniendo

$$T_{cr} = 2\pi \sqrt{\frac{320.24}{7,853.98}} = \mathbf{0.97} \quad \text{Ec. 30}$$

Estimación de la fuerza lateral de fluencia (V_y).

Para obtención de esta fuerza se tiene la siguiente ecuación

$$V_y = K_{cr} \gamma_y H \quad \text{Ec. 31}$$

Donde, $K_{cr} = 13,501.01$; $\gamma_y = 0.0073332$; $H = 600$ y sustituyendo se tiene

$$V_y = (13,501.01)(0.0073332)(600) = \mathbf{59,403.36} \quad \text{Ec. 32}$$

Evaluación del Factor de Resistencia de Ductilidad R_μ .

Considerando un amortiguamiento de 0.05 del crítico, por ser el valor que normalmente es empleado en las construcciones y suponiendo que dicha columna se encuentra en suelo firme, se tiene la siguiente ecuación:

$$R_\mu = (1.11\mu - 1.0119) \left(\frac{T^{1.2}}{0.002 + T^{1.2}} \right) + 1.00 \quad \text{Ec. 33}$$

Donde:

- R_μ Factor de resistencia de la ductilidad
- T Periodo de vibración natural de la estructura
- μ Ductilidad

Como se puede observar, en esta ecuación se solicita el parámetro de ductilidad, mismo que fue obtenido mediante la búsqueda de experimentos, se logró conseguir la ductilidad para tres números de capas diferentes, por lo que este valor fue analizado para una, dos y tres capas de fibra de carbono obteniendo

- a. R_μ para una capa de fibra de carbono

$$R_\mu = (1.11(7.28) - 1.0119) \left(\frac{(0.97)^{1.2}}{0.002 + (0.97)^{1.2}} \right) + 1.00 = \mathbf{8.05} \quad \text{Ec. 34}$$

- b. R_μ para dos capa de fibra de carbono

$$R_\mu = (1.11(8.96) - 1.0119) \left(\frac{(0.97)^{1.2}}{0.002 + (0.97)^{1.2}} \right) + 1.00 = \mathbf{9.92} \quad \text{Ec. 35}$$

- c. R_μ para tres capa de fibra de carbono

$$R_\mu = (1.11(11.21) - 1.0119) \left(\frac{(0.97)^{1.2}}{0.002 + (0.97)^2} \right) + 1.00 = \mathbf{12.41} \quad \text{Ec. 36}$$

Cálculo de las aceleraciones espectrales (S_a).

Se calcularán dos tipos de aceleraciones espectrales, la que indica el inicio del daño (ligero agrietamiento cuando comienza a fluir el refuerzo longitudinal) y cuando falla la columna, esto se puede calcular mediante las ecuaciones 37.

$$S_{a_y} = \frac{V_y}{W_T} g \quad S_{a_u} = \frac{V_y}{W_T} R_\mu g \quad \text{Ec. 37}$$

Donde

Sa_y	Aceleración espectral
V_y	Fuerza lateral de fluencia
W_T	Peso total del sistema
R_μ	Factor de resistencia de la ductilidad

Para la obtención de W_T , para un sistema con columnas aisladas se tiene

$$W_T = 0.15 A_g f'c + W_{columna} \quad \text{Ec. 38}$$

Primeramente se obtendrá el peso total del sistema para el posterior cálculo de las aceleraciones

$$W_T = 0.15 (7,853.98)(200) + (235,619.45) = \mathbf{471,238.90} \quad \text{Ec. 39}$$

Ahora bien, continuaremos con la obtención de la aceleración espectral al inicio del daño

$$Sa_y = \left(\frac{59,403.36}{471,238.90} \right) (981) = \mathbf{123.66} \quad \text{Ec. 40}$$

Una vez obtenidos estos parámetros se procede a la obtención de las distintas aceleraciones espectrales a la falla de la columna para una, dos y tres capas de fibras de carbono:

a. Sa_u para una capa de fibra de carbono

$$Sa_u = \left(\frac{59,403.36}{471,238.90} \right) (8.05)(981) = \mathbf{996.01} \quad \text{Ec. 41}$$

b. Sa_u para dos capa de fibra de carbono

$$Sa_u = \left(\frac{59,403.36}{471,238.90} \right) (9.92)(981) = \mathbf{1,226.14} \quad \text{Ec. 42}$$

c. Sa_u para tres capa de fibra de carbono

$$Sa_u = \left(\frac{59,403.36}{471,238.90} \right) (12.41)(981) = \mathbf{1,534.34} \quad \text{Ec. 43}$$

Una vez obtenida la aceleración espectral para la falla de la columna con una, dos y tres capas de encamisado, se procede a la obtención de la aceleración contemplando un 99% del daño total del elemento, esto se consigue mediante la siguiente ecuación

$$S a_{pu} = 0.95 S a_u$$

Ec. 44

Teniendo como resultado para cada capa de fibra de carbono lo siguiente:

- a. $S a_{pu}$ para una capa de fibra de carbono

$$S a_{pu} = (0.95)(996.01) = \mathbf{946.21}$$

Ec. 45

- b. $S a_{pu}$ para dos capa de fibra de carbono

$$S a_{pu} = (0.95)(1,226.14) = \mathbf{1,164.83}$$

Ec. 46

- c. $S a_{pu}$ para tres capa de fibra de carbono

$$S a_{pu} = (0.95)(1,534.34) = \mathbf{1,457.62}$$

Ec. 47

Deducción de función de vulnerabilidad para columnas rehabilitadas.

Para la deducción de las funciones de índice de daño físico (I_{DF}), denominadas como funciones de vulnerabilidad, se parte de dos puntos básicos, que corresponden al inicio de daño ($S a_y$) y un punto previo a la falla ($S a_{pu}$) adquiridos en el paso 6.

Una vez que se cuenta con dichos puntos se deberá hacer un ajuste para obtener así los parámetros a y m , correspondientes a la función de vulnerabilidad (ecuación 7), en términos de aceleraciones, se emplean las siguientes expresiones

$$m = \frac{-5.69734}{\ln\left(\frac{S a_y}{S a_{pu}}\right)} \quad a = \frac{\ln(0.99)}{\left(\frac{S a_y}{S a_u}\right)^m}$$

Ec. 48

Logrando conseguir los siguientes valores;

- a. Para una capa de fibra de carbono

$$m = \frac{-5.69734}{\ln\left(\frac{123.66}{946.21}\right)} = \mathbf{2.800} \quad a = \frac{\ln(0.99)}{\left(\frac{123.66}{996.01}\right)^{2.800}} = \mathbf{3.458}$$

Ec. 49

- b. Para dos capa de fibra de carbono

$$m = \frac{-5.69734}{\ln\left(\frac{123.66}{1,164.83}\right)} = \mathbf{2.540} \quad a = \frac{\ln(0.99)}{\left(\frac{123.66}{1,226.14}\right)^{2.540}} = \mathbf{3.413}$$

Ec. 50

- c. Para tres capa de fibra de carbono

$$m = \frac{-5.69734}{\ln\left(\frac{123.66}{1,457.62}\right)} = 2.309 \quad ; \quad a = \frac{\ln(0.99)}{\left(\frac{123.66}{1,534.34}\right)^{2.309}} = 3.372 \quad \text{Ec. 51}$$

Finalmente, las funciones de vulnerabilidad toman la forma siguiente

a. Para una capa de fibra de carbono

$$I_{DF}(Sa_i) = 1 - e^{-3.458u^{2.800}} \quad ; \quad u = \frac{Sa_i}{996.01} \quad \text{Ec. 52}$$

b. Para dos capa de fibra de carbono

$$I_{DF}(Sa_i) = 1 - e^{-3.413u^{2.540}} \quad ; \quad u = \frac{Sa_i}{1,226.14} \quad \text{Ec. 53}$$

c. Para tres capa de fibra de carbono

$$I_{DF}(Sa_i) = 1 - e^{-3.372u^{2.309}} \quad ; \quad u = \frac{Sa_i}{1,534.34} \quad \text{Ec. 54}$$

Obteniendo finalmente las curvas de vulnerabilidad (figura 5.3-5) de acuerdo a las funciones conseguidas con anterioridad.

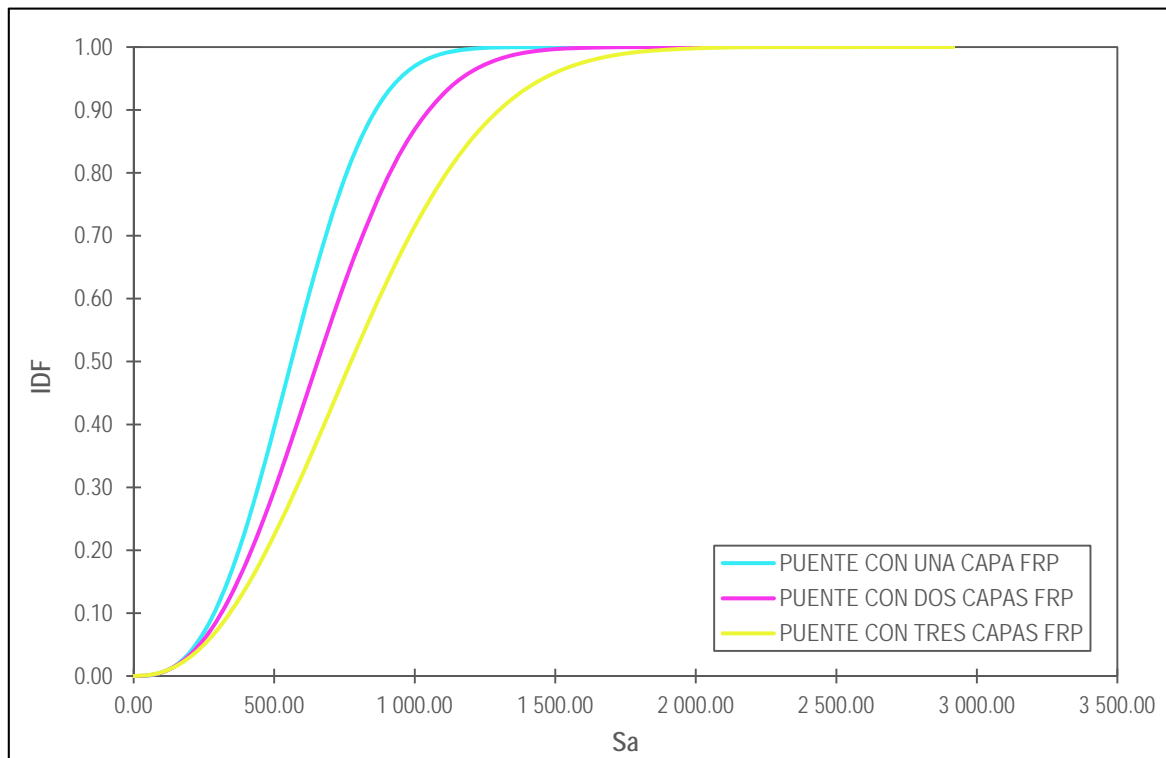


Figura 5.3-5. Curvas de vulnerabilidad para el puente en estudio.

5.3.4. Evaluación de vulnerabilidad estructural rehabilitada.

En la sección 5.3.3, se obtuvieron las funciones de vulnerabilidad para una, dos y tres capas representadas en las ecuaciones 52, 53 y 54, una vez obtenidas dichas funciones se procede al cálculo de los índices de daños para cada una de las suposiciones, para ello es necesaria la aceleración sísmica demandada por el puente que se supuso desde un comienzo. Esta será obtenida de acuerdo al espectro de diseño (figura 5.3-4).

Se tomará en cuenta que para el puente rehabilitado tiene un periodo natural (T_{cr}) de 1.09 segundos, tomando el valor inicial, suponiendo que la fibra no altera el periodo de vibración correspondiéndole la siguiente aceleración de acuerdo al espectro de diseño.

$$T_{cr} = 1.09 \text{ s} \rightarrow a = 0.606 \quad \text{Ec. 55}$$

Por lo que

$$S_a = (a)(g) = (0.606) \left(981 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2} \right) = 594.486 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2} \quad \text{Ec. 56}$$

Teniendo la aceleración se procede a la sustitución en las respectivas funciones de vulnerabilidad, arrojando los resultados siguientes:

a) Para una capa de fibra de carbono

$$I_{DF}(Sa_i) = 1 - e^{-3.458 \left(\frac{594.486}{996.01} \right)^{2.800}} = 0.558 \quad \text{Ec. 57}$$

b) Para dos capas de fibra de carbono

$$I_{DF}(Sa_i) = 1 - e^{-3.413 \left(\frac{594.486}{1,226.14} \right)^{2.54}} = 0.419 \quad \text{Ec. 58}$$

c) Para tres capas de fibra de carbono

$$I_{DF}(Sa_i) = 1 - e^{-3.372 \left(\frac{594.486}{1,534.34} \right)^{2.309}} = 0.314 \quad \text{Ec. 59}$$

De acuerdo a la tabla 5.3-3, el índice de daño físico para una columna con una y dos capas de fibra de carbono se encuentran en un nivel de daño severo teniendo una vulnerabilidad alta ya que estas se encontraban en el rango $0.40 \leq I_{DF} \leq 0.95$.

Mientras que en el caso de la columna rehabilitada con tres capas de fibra de carbono se obtiene un nivel de daño moderado encontrándose está en el rango $0.15 \leq I_{DF} \leq 0.40$ otorgando una vulnerabilidad moderada.

5.3.5. Comparación de resultados.

Debido a que se crearon las funciones de vulnerabilidad para el elemento sin rehabilitar y rehabilitado, se procedió a la obtención de curvas de vulnerabilidad, en la figura 5.3-6, se pueden observar las curvas para el puente sin rehabilitación, con una capa de FRP, dos capas de FRP y tres capas de FRP, en él se muestra que el puente sin rehabilitación contará con un índice de daño físico mucho mayor al que se conseguiría si nuestro elemento estuviera rehabilitado.

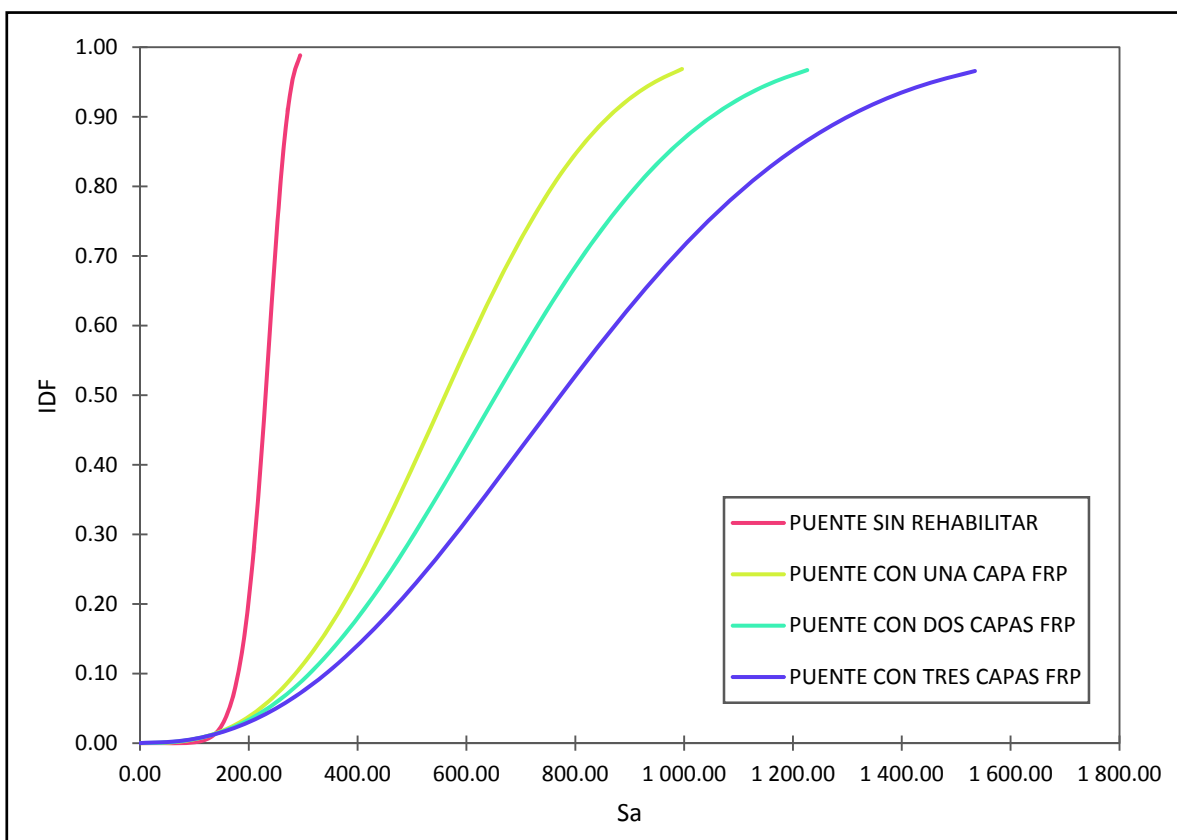


Figura 5.3-6. Curvas de vulnerabilidad sísmica para una columna de puente de concreto reforzado con fibra de carbono y columna sin rehabilitar

CONCLUSIONES

Los puentes son una parte importante de la infraestructura del país, ya que son puntos medulares en una red vial para la transportación en general y en consecuencia para el desarrollo de los habitantes. Preservar estas estructuras es una tarea significativa para cualquier administración de carreteras sean públicas o privadas. Es por ello que la rehabilitación de puentes es de inquietud, permitiendo así el desarrollo de un conocimiento completo acerca de su conservación y rehabilitación en caso de requerirlo.

Debido a ello, el objetivo principal de este trabajo de investigación fue revisar la literatura sobre esquemas de rehabilitación sísmica de puentes, a fin de definir la estrategia para casos específicos y su respectivo procedimiento constructivo, con base a este parámetro fue cumplido el objetivo, condicionalmente se encontraron las estrategias de rehabilitación para los daños sísmicos mostrados. Cabe mencionar que los materiales y procedimientos empleados para la rehabilitación de estas estructuras han evolucionado a lo largo del tiempo, de forma que las estructuras mejoran su capacidad de resistencia, mucho más que en su estado original.

Es importante desarrollar la evaluación de manera correcta, detectando todo tipo de fallas que se tengan, por ejemplo desde desconchamiento, agrietamientos hasta fallas de los elementos primordiales del puente, así como sus elementos secundarios, esto se debe a que de acuerdo a la falla que se tenga se podrá dar solución, como se observó en el capitulado las estrategias de rehabilitación sísmica se dividen en reparación, reforzamiento y remplazo.

La aportación principal radica en las estrategias de rehabilitación sísmicas descritas en este trabajo dando una solución integral, o bien desarrollarse solas o en combinación de varias de ellas, cada una fue tomada gracias a que se cuentan con su mayor aceptación debido a su facilidad constructiva y la eficacia que se logra al desarrollarlas.

Como bien es sabido, México sufre en demasía de un problema con los reglamentos debido a que no se cuenta con programas de mantenimiento que permita desarrollar de manera efectiva los diseños y rehabilitaciones de puentes, es por ello que muchos de ellos presentan errores.

En cuanto a las estrategias de rehabilitación se rescata lo siguiente:

1. Las necesidades actuales obligan a que se cree un programa completo de mantenimiento y rehabilitación de puentes en México, debido a que la normativa que se usa no cumple con los requisitos del país.
2. Existen una gran variedad de estrategias que pueden brindar soluciones adecuadas después de un sismo, regresando su resistencia o inclusive incrementándola. Esto se puede demostrar mediante la aplicación de los dos

ejemplos establecidos, como se vio, se propusieron distintas estrategias de rehabilitación para cada uno de los ejemplos.

El primero de ellos tomado fue un puente ubicado en la carretera Durango Mazatlán, presentando un asentamiento de 25 cm aproximadamente y por ende poniendo en riesgo la seguridad de los usuarios, la propuesta de rehabilitación que se le dio a dicho terraplén de acceso fue su confinación mediante pilas de 60 cm de diámetro empotradas al menos 2.0 m en la roca. Una vez propuesta la solución se procedió a su evaluación estructural con base al método Delphi, arrojando un resultado favorable debido a que la vulnerabilidad sísmica ya rehabilitado fue muy baja.

Para el segundo ejemplo de aplicación, se propuso una columna aislada de sección circular, se realizó la evaluación de su vulnerabilidad afectada por un sismo, arrojando un índice de daño físico de 1.00, con un nivel de daño completo y una vulnerabilidad muy alta. Continuo esto se propuso un encamisado de fibra de carbono y trabajando las funciones de vulnerabilidad y evaluándolas, se redujo notablemente la vulnerabilidad sísmica, encontrando un índice de daño de 0.314.

De acuerdo a los resultados de ambas propuestas se concluyendo que las estrategias de rehabilitación sísmica satisfacen el objetivo de manera primordial, dando un incremento favorable en su vulnerabilidad sísmica

3. El reforzamiento de puentes es útil para incrementar la capacidad de carga de la estructura y para subsanar problemas rezagados de la estructuración.
4. El reemplazamiento de elementos es el último escenario deseable debido a que implica que el puente ha fallado en casi su totalidad y no es apto para su servicio.

En este trabajo se revisó información existente en diversas partes del mundo complementándolo para la formación de un mejor panorama en la aplicación de estrategias de rehabilitación sísmica, profundizando primeramente en la descripción e identificación de los principales daños que sufren los puentes a causa de los terremotos, y con ello se averiguaron las formas de evaluación y sus metodologías de rehabilitación.

REFERENCIAS

- [01] AASHTO, L. R. F. D. (2005). Bridge Design Specifications, SI units.
- [02] Aboutaha, Riyad S. (1996) "Rehabilitation of existing structures", October 7-10, a short course, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia.
- [03] ACI 224.1 R-84 (1984), "Causes, evaluation, and repair of cracks in concrete structures", ACI Journal, May-June 1984, pp. 211-230.
- [04] Applied Technology Council. (1984). Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges. National Technical Information Service.
- [05] Armendáriz M. A. (2015). Evaluaciones Estructurales y Reparación de Superestructuras, tesis de licenciatura. Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, México.
- [06] Buckle, I. G., Friedland, I. M., Mander, J. B., Martin, G. R., Nutt, R., and Power, M. (2006). Seismic retrofitting manual for highway structures: Part 1-bridges.
- [07] CALTRANS (2006). Visual Catalog of Reinforced Concrete Bridge Damage. California Department of Transportation.
- [08] Candebat D., Godínez G. (2018). Metodología para la evaluación preliminar de la vulnerabilidad sísmica estructural de puentes de hormigón armado. Recuperado de <http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es>
- [09] ChenWai-Fah y Duan L (2003), "Bridge Engineering Handbook: Construction and Maintenance", Editorial CRC Press, EUA
- [10] Chhabra Y (2004), "Bridge Rehabilitation Techniques", The DS Brown Company, Singapur.
- [11] Department of Transportation (junio de 2006). Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges. Publicación No. FHWA-HRT-06-032.
- [12] Estrada A. (2013). Esquemas de mantenimiento y rehabilitación de puentes carreteros y urbanos de concreto, tesis de licenciatura. Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Estudios Superiores Acatlán.
- [13] Fardis, M. N. (2009). Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings: Based on EN-EUROCODE 8 (Vol. 8). Springer Science & Business Media.
- [14] Flores J. (2000). Conservación de Puentes Carreteros, tesis de licenciatura. Universidad Nacional Autónoma de México, FES Acatlán.

- [15] Fukuyama, H. (1995), "Seismic retrofit of existing RC building by continuous fiber sheets" Building Research Institute, Japan.
- [16] 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.
- [17] GEOFORTIS. Procedimiento constructivo: Muro Anclado. Alajuela, Costa Rica. Recuperado de: www.geofortis.co.cr
- [18] Ghannoum, W., Sivaramakrishnan, B., Pujol, S., Catlin, A. C., Wang, Y., Yoosuf, N., & Fernando, S. (2012). ACI 369 circular column database. NEEShub Database.
- [19] González L. (2016). Estudio del Comportamiento de los puentes Prefabricados Chilenos Durante el Sismo de 27 de febrero de 2010 (Tesina de Especialidad). Escola Tècnica Superior d'Enginyeria De Camins, Canals i Ports. UPC BARCELONATECH.
- [20] Hernández L. M. (2005). Efectos de los sismos en puentes. Aspectos básicos, tesis de licenciatura. Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Estudios Superiores Acatlán.
- [21] Hernández Quinto I. Campos de la Fuente 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
- [22] 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.
- [23] Iglesias J. (1997). Reparación de estructuras de concreto dañadas por sismo. Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Veracruz, 1997.
- [24] Jara Díaz M., Álvarez Sereno J. J., Jara Guerrero J. M. (2006). Algunas Deficiencias de Puentes Sísmicamente Vulnerables. Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Puerto Vallarta, Jalisco, 2006.
- [25] Jara Guerrero J. M., Jara Díaz M. (2010). Análisis de las Técnicas de Rehabilitación de Puentes de Claros Cortos. Memorias del XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. León, Guanajuato, 2010.
- [26] Jara J. (2015). Vulnerabilidad y refuerzo de puentes en zonas sísmicas. Academia de Ingeniería, México.
- [27] Jara, J. (1994). Estado del arte sobre dispositivos para reducir daños provocados por temblores. Revista de Ingeniería Sísmica, (47), 35-79.



- [28] Jara, J. M., Jara, M., Álvarez J. (2010). Procedimientos de evaluación y rehabilitación de pilas de puentes dañadas por sismo. Memorias del VI Congreso internacional sobre patología y recuperación de estructuras, Cordoba, Argentina.
- [29] Jara, J. M., Jara, M., Olmos, B., & López, J. (2010). Criterio de selección de estructuras tipo de puentes para su evaluación sísmica. Memorias del VI Congreso internacional sobre patología y recuperación de estructuras, Cordoba, Argentina. (pp. 1-21).
- [30] Jaya K., Mathai J. (2012). Strengthening of RC Column using GFRP and CFRP. 15th World Conference on Earthquake Engineering 2012 (15WCEE)
- [31] JLS Ingeniería Estructural (2014). Reparación Estructuras Vespucio Norte. Recuperado de <http://www.jlsingenieria.cl/>
- [32] 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.
- [33] Kawashima, K. (2000). Seismic design and retrofit of bridges. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 33(3), 265-285.
- [34] Kline, Thomas, (1991), "Crack repair an engineer's perspective", Concrete International Journal, Vol. 13, No. 6, June 1991, pp. 47-49.
- [35] Muñoz D., Edgar E., (2012) Ingeniería de puentes /Bogotá. Editorial Pontificia Universidad Javariana.
- [36] NOTIMEX (2012). Quintana Roo modernizará y concluirá obras carreteras. Recuperado de <https://www.mexicanbusinessweb.mx>
- [37] Ostos R. (2004). Construcción de un muro mecánicamente estabilizado con el proceso de tierra armada, tesis de licenciatura. Instituto Tecnológico de la Construcción.
- [38] Priestley, Seible y Calvi. (1996), "Seismic design and retrofit of bridges". Editorial John Wiley and Sons, Inc. México.
- [39] Ramírez, A. Q., Milián, G. A. Rehabilitación sísmica de puentes carreteros. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- [40] 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, pp.
- [41] Rivera 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 2012




- [42] Rivera, D. (2007). Evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos. Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- [43] Rodríguez García, Fernando. "Rehabilitación de estructuras de hormigón: técnicas y sistemas". Revista de Edificación, 28 (1998): 39-47
- [44] Ryall M. J (2001), "Bridge Management", 1° edición, Editorial Butterworth-Heinemann, Oxford, Gran Bretaña.
- [45] Sánchez J. (2014). Sistema de Gestión de Puentes Carreteros (tesis de licenciatura). Instituto Politécnico Nacional, México.
- [46] SIKA MX. Manual de Fisuras en el Concreto Reforzado. Recuperado de www.sika.com.mx
- [47] Soto E. (2008). Rehabilitación de estructuras de concreto, tesis de maestría. Universidad Nacional Autónoma de México, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería.
- [48] SPDNOTICIAS (2016). Inauguran el Puente Internacional Guadalupe-Tornillo. Recuperado de <https://www.sdpnoticias.com>
- [49] Sugano, S. (1981), "Guidelines for seismic retrofitting (strengthening, toughening, and/or stiffening) design of existing reinforced concrete buildings", Proceedings of the 2nd Seminar on Repair and Retrofit of Structures, Ann Arbor, MI, pp. 189-237.
- [50] Trout, John, (2005), "Tips for epoxy resins injection", Concrete International Journal, Farmington Hills, Vol. 27, No. 11, November 2005, pp. 44-48
- [51] Weyers, R. E., Prowell, B. D., Sprinkel, M. M., y Vorster, M. (1993). Concrete bridge protection, repair, and rehabilitation relative to reinforcement corrosion: A methods application manual.
- [52] 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.
- [53] 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.

ANEXO A “TABLA DE DAÑOS”

Elemento	Descripción del daño		Tipo de Rehabilitación
Super estructura	Desplazamiento transversal		<ul style="list-style-type: none"> - Colocación de topes sísmicos - Cambio de sistema de apoyos, gerber
Apoyos	Desplazamiento relativo entre placas debido al sismo		<ul style="list-style-type: none"> - Restrictores transversales, longitudinales - Reductores de desplazamiento
Topes sísmicos	Fractura		Encamisado con placas metálicas, concreto, materiales compuestos
Terraplén de acceso	Asentamiento y rotación		Trabajo de reforzamiento, reforzar con un muro de contención de concreto reforzado
	Golpeteo entre estructuras del puente		Restrictores transversales

Elemento	Descripción del daño		Tipo de Rehabilitación
Juntas de dilatación	Desplazamiento de juntas de dilatación		Cambios de juntas de dilatación Restrictores longitudinales
Apoyos	Longitud insuficiente de apoyo		Incremento de longitud de apoyo
Topes Sísmicos	Falla total		Reconstrucción
Columnas	Resistencia a flexocompresión inadecuada		Encamisado con placas metálicas, concreto, materiales compuestos

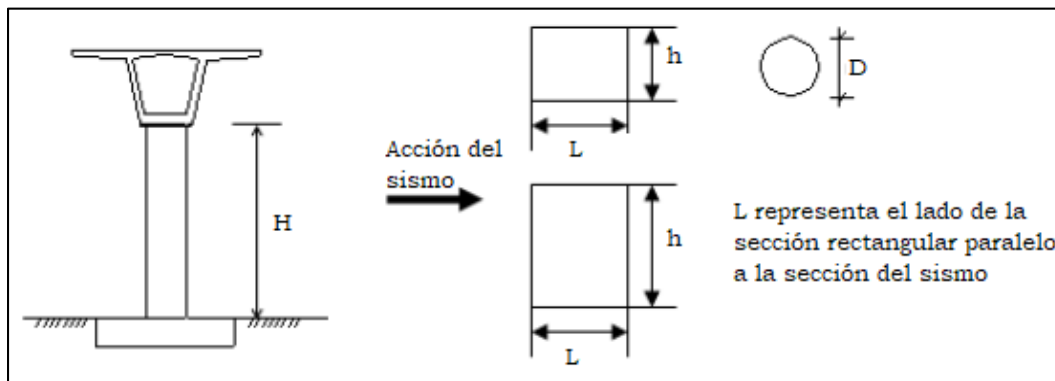
Elemento	Descripción del daño		Tipo de Rehabilitación
Columnas	Falta de refuerzo transversal de confinamiento		Presfuerzo perimetral
Columnas	Longitudes de traslape insuficientes		Tratado de armados expuestos
Columnas	Falta de confinamiento en articulaciones plásticas		Uso del presfuerzo externo Encamisado con placas metálicas, concreto, materiales compuestos
Columnas	Fallas prematuras por cortante		Encamisado de solera metálica Concreto
Viga cabezal	Falla por cortante		Reemplazo

Elemento	Descripción del daño	Tipo de Rehabilitación
Viga cabezal	Insuficiente capacidad para absorber momento negativo a flexión 	Presfuerzo
Cimentación	Deficiencia en capacidad de resistir esfuerzos cortantes y flexionantes 	Ampliación y refuerzo de la cimentación
	Puentes emplazados cerca de fallas activas 	Aislamiento sísmico

ANEXO B “CATALOGO DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD”

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	554.516	669.91	0.31	0.38
		4	26.618	11.734	0.3	0.59
		5	10.105	5.03	0.3	0.83
		6	7.661	4.438	0.3	1.09
	Entre 1972 y 1992	3	3.031	3.499	2.13	0.38
		4	3.027	3.498	1.59	0.59
		5	3.025	3.498	1.26	0.83
		6	3.024	3.498	1.04	1.09
	Después de 1992	3	2.465	3.399	3.28	0.38
		4	2.517	3.408	2.33	0.59
		5	2.551	3.414	1.79	0.83
		6	2.575	3.418	1.45	1.09
Rectangular ($1 < L/b \leq 1.25$)	Antes de 1972	3	12.994	5.834	0.35	0.49
		4	13.422	5.963	0.26	0.75
		5	13.699	6.049	0.2	1.05
		6	13.893	6.109	0.17	1.38
	Entre 1972 y 1992	3	3.277	3.544	1.3	0.49
		4	3.736	3.628	0.78	0.75
		5	4.158	3.707	0.53	1.05
		6	4.552	3.783	0.39	1.38
	Después de 1992	3	2.556	3.415	2.12	0.49
		4	2.873	3.471	1.23	0.75
		5	3.167	3.524	0.81	1.05
		6	3.445	3.574	0.58	1.38

Sección de la columna	Año de construcción del puente	H/D (o H/L)	m	a	Samax/g	Tcr (s)
Cuadrado	Antes de 1972	3	13.022	5.842	0.555	0.35
		4	13.439	5.969	0.408	0.54
		5	13.711	6.052	0.321	0.75
		6	13.902	6.112	0.264	0.99
	Entre 1972 y 1992	3	3.281	3.545	2.036	0.35
		4	3.739	3.629	1.225	0.54
		5	4.16	3.708	0.833	0.75
		6	4.554	3.784	0.612	0.99
	Después de 1992	3	2.559	3.416	3.323	0.35
		4	2.876	3.472	1.935	0.54
		5	3.169	3.525	1.278	0.75
		6	3.447	3.575	0.915	0.99



ANEXO C “DUCTILIDAD EXPERIMENTAL”

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 la figura 1-1, 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.

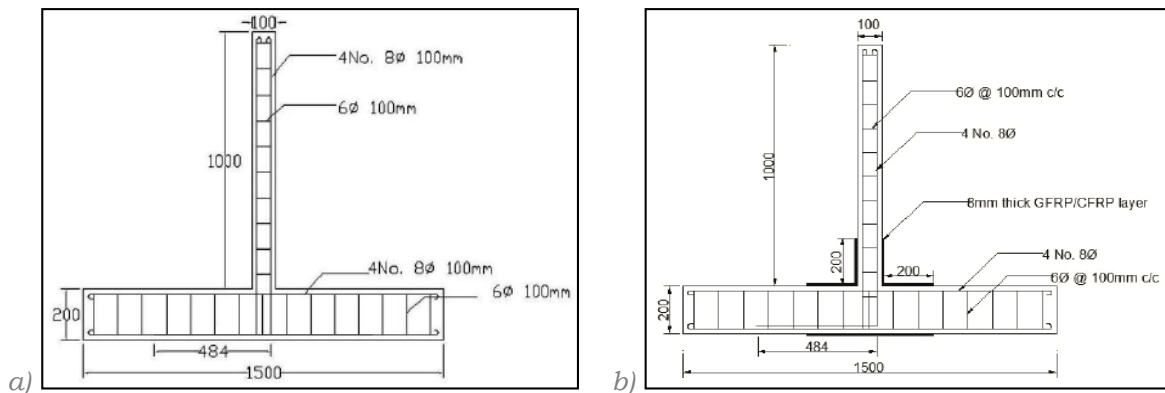


Figura 1-1. a) Detalles de refuerzo para la columna sin refuerzo. b) Detalles de refuerzo para columnas reforzadas. Todas las dimensiones están en mm. (Jaya y Mathai, 2012)

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 refuerza 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 6.1kN 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 el 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

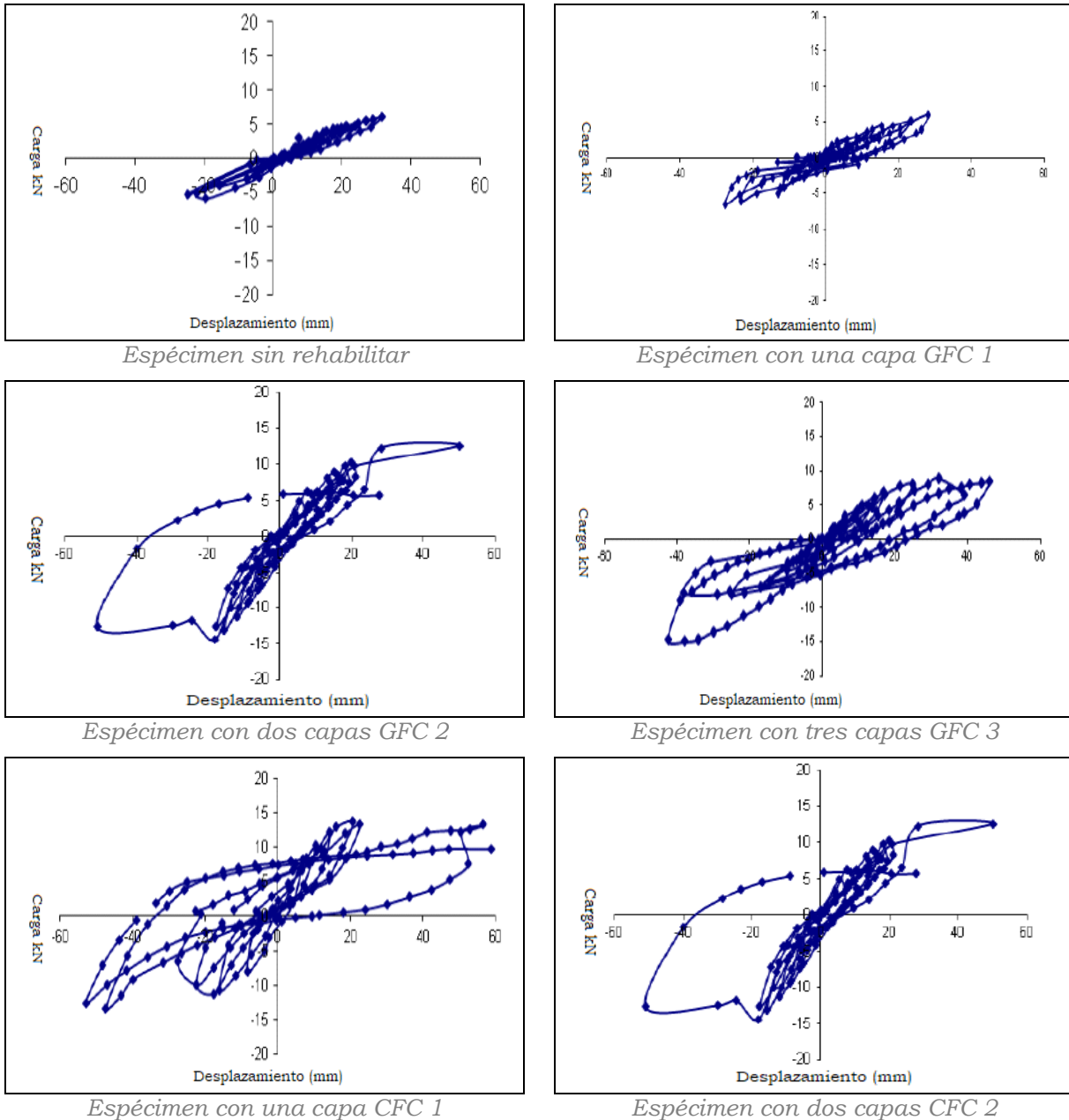


Figura 1-2. Gráficas desplazamientos vs Carga. (Jaya y Mathai, 2012)

Estás 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.

Espécimen	Número de capas	Factor de ductilidad
GFC 1	2	5.60
CFC 1	1	4.85
CFC 2	1	4.95

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 la figura 2-1. 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.

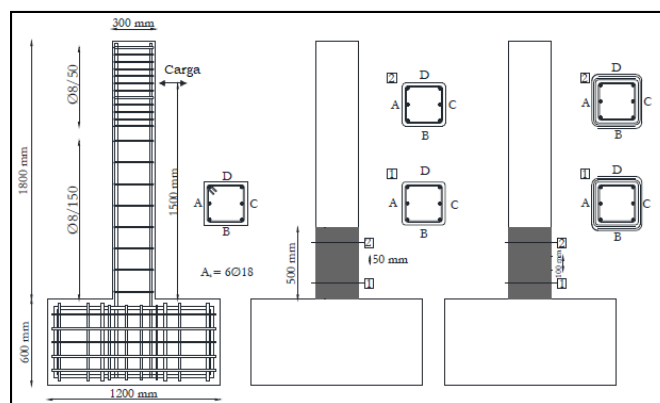


Figura 2-1. Geometría de especímenes muestra de control y configuraciones confinadas (Zoppo, Ludovico, Balsamo y Prota, 2017)

La carga lateral se aplicó a una distancia de 1.5 mm 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 de la tabla 2-1 y las propiedades mecánicas de los materiales de los especímenes se muestran en la tabla 2-2.

Tabla 2-1. Propiedades del material de las fibras de carbono seco. (Zoppo et al., 2017)

Tipo de CFRP	Peso (g/m²)	E_f (GPa)	E_{fu} (%)	t_f (mm)
A	600	230	1.30	0.33
B	600	252	1.90	0.33

Tabla 2-2. Propiedades mecánicas del material de los especímenes (Zoppo et al., 2017)

Especímen	f_{cm} (MPa)	ρ_f (%)	N° de capas	Tipo de CFRP
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

Los especímenes son reportados y comparados en la Figura 2-2. 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 Tabla 2-3. 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.

Tabla 2-3. Resumen de resultados experimentales. (Zoppo et al., 2017)

		F0	F1		F2		F3		F4	
$\Delta\mu$ (%)	(+)	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%
μ	(+)	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%

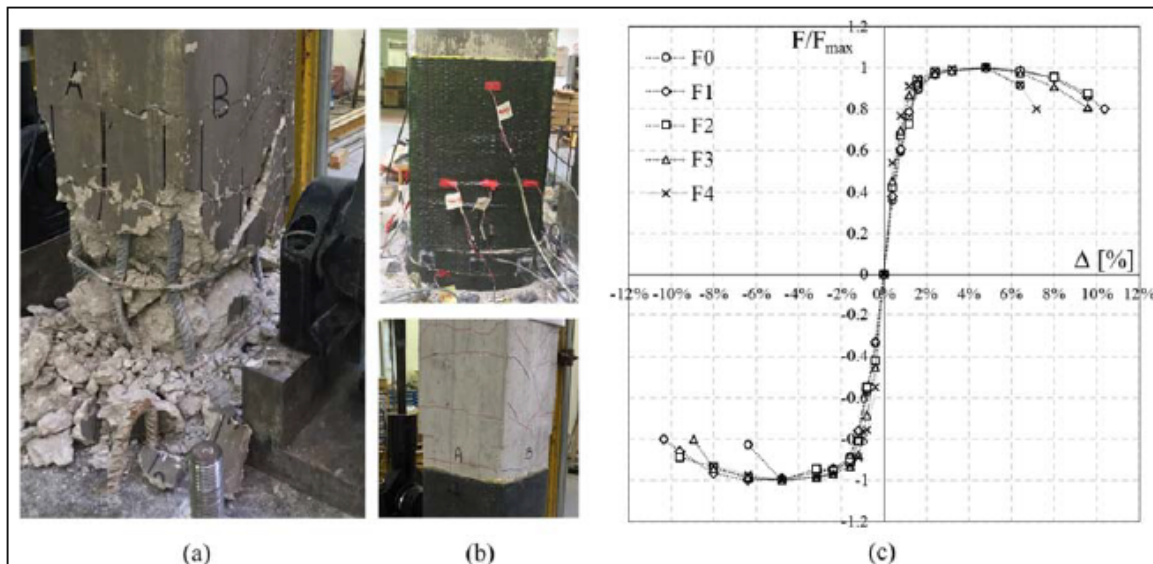


Figura 2-2. Patrón de daño en la muestra de control (a), en muestras confinadas (b) y normalizada Curvas experimentales de envolvente de deriva de fuerza para los cinco especímenes (c). (Zoppo et al., 2017)

3. Iacobucci, R. D., Sheikh, S. A., and Bayrak, O. (2003). Retrofit of square concrete columns with carbon fiber-reinforced 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 la tabla 3-1 y en la figura 3-1.

Tabla 3-1. Detalles de especímenes (Iacobucci et al., 2003)

Especímen	f_c (MPa)	Núm. de capas de CFRP	Carga axial	
			$P/f_c A_g$	P/P_o
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

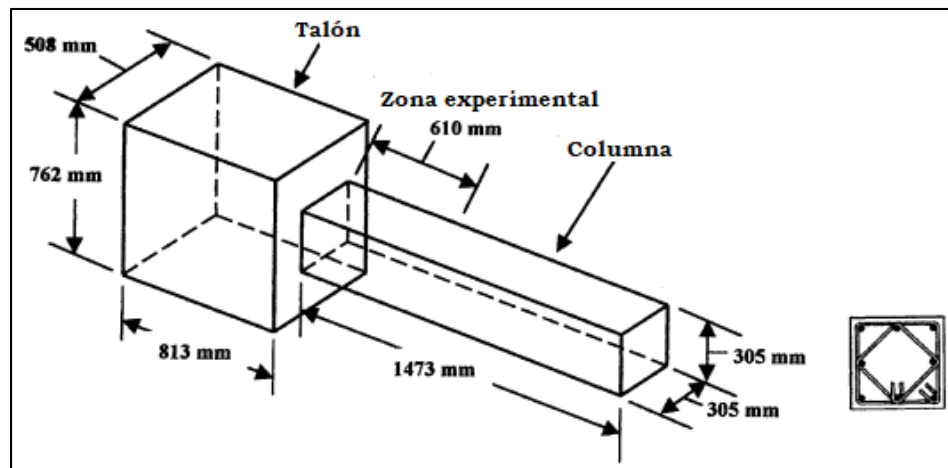


Figura 3-1. Geometría y configuración de acero. (Iacobucci et al., 2003)

La primer 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 la figura 3-2. Las propiedades mecánicas de los materiales compuestos, se enlistan en la tabla 3-2, determinados a partir de ensayos.

Tabla 3-2. Propiedades de los materiales FRP. (Iacobucci et al., 2003)

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

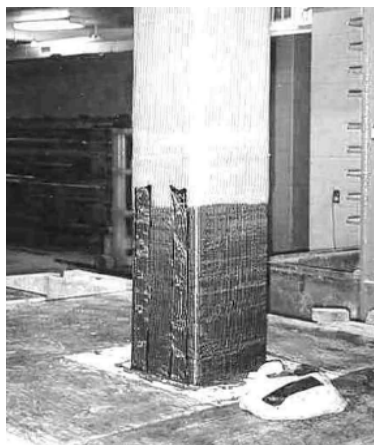
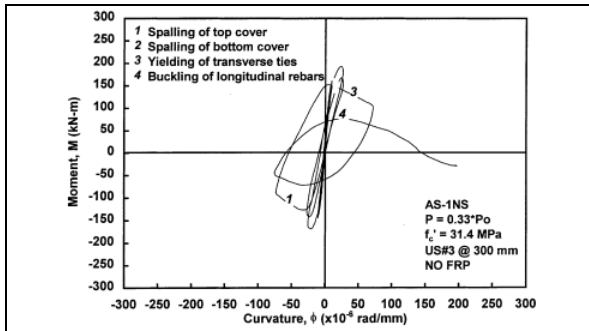


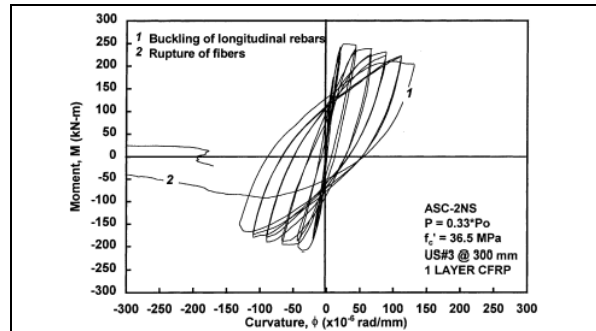
Figura 3-2. Reforzamiento de columna. (Iacobucci et al., 2003)

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).

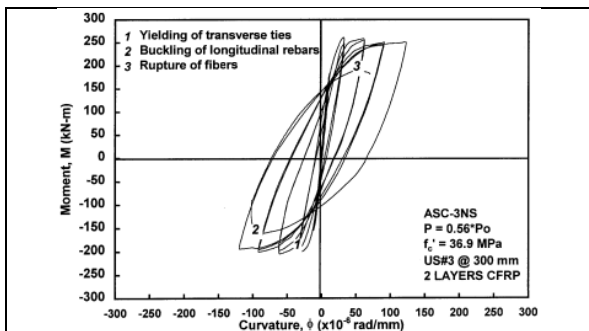
Cada columna se sometió a una carga axial que era 33% de la capacidad de la columna nominal. Este nivel de carga representado una fuerza ligeramente superior a la carga equilibrada en cada caso. Mientras que el espécimen AS-1NS sirvió como la columna de control, las muestras de ASC-2NS y ASC-6NS fueron adaptados con uno y dos capas de CFRP, respectivamente. La tabla 3-3, muestra los resultados de ello, mientras que en la figura 3-3 se muestra la variación de momentos con la curvatura para cada uno de los especímenes.



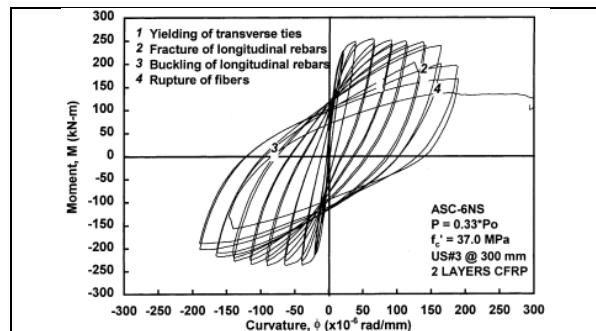
Espécimen AS-1NS



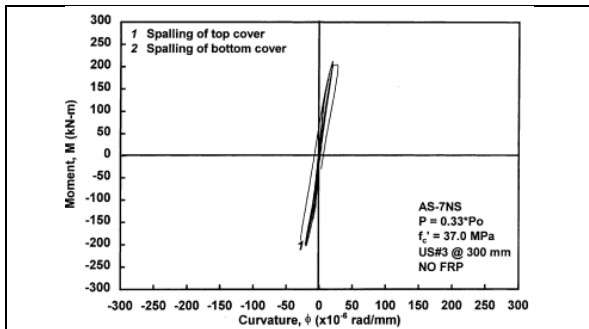
Espécimen ASC-2NS



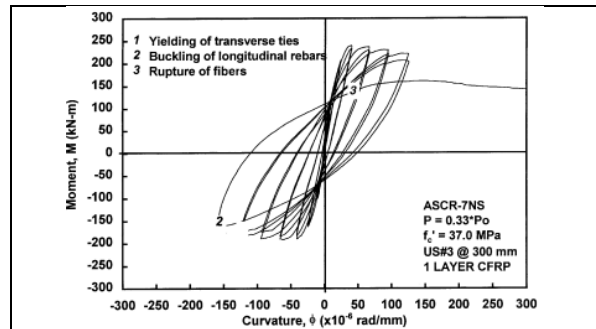
Espécimen ASC-3NS



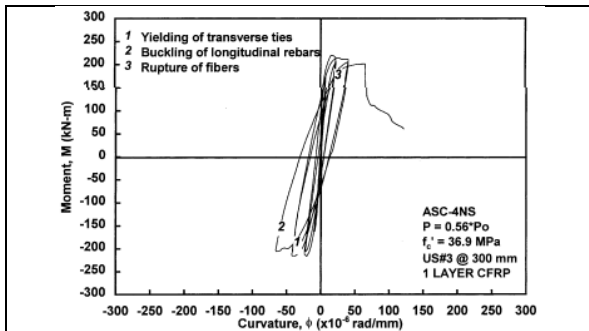
Espécimen ASC-6NS



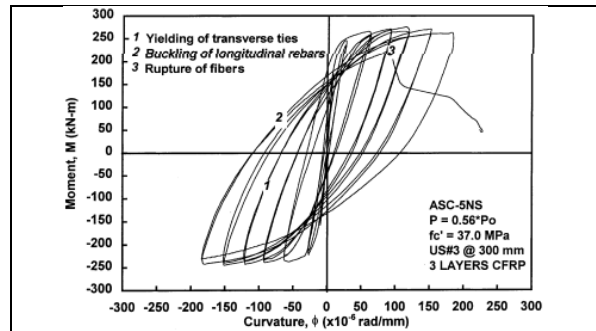
Espécimen AS-7NS



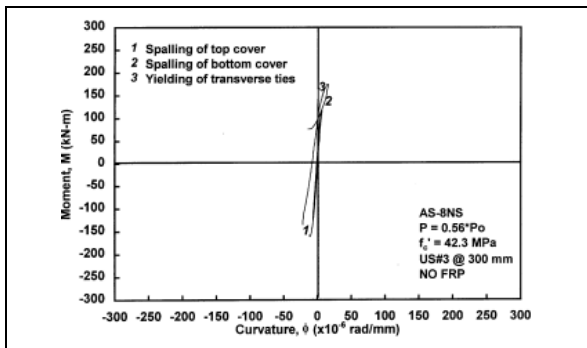
Espécimen ASCR-7NS



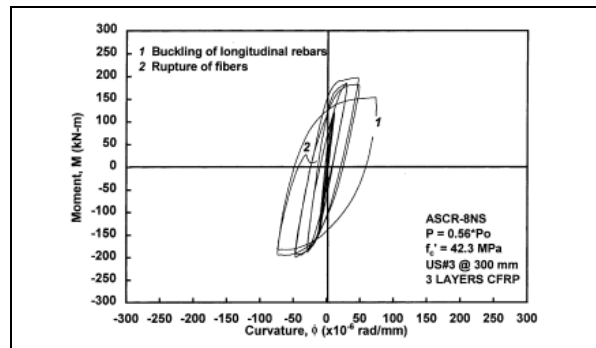
Espécimen ASC-4NS



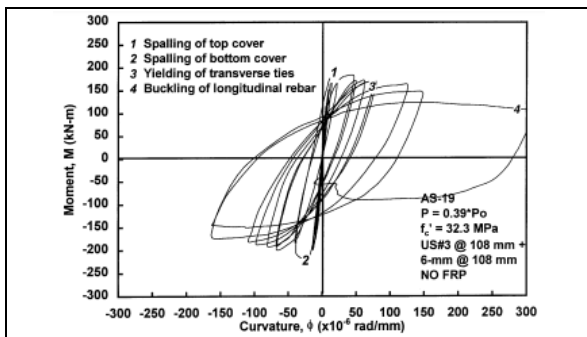
Espécimen ASC-5NS



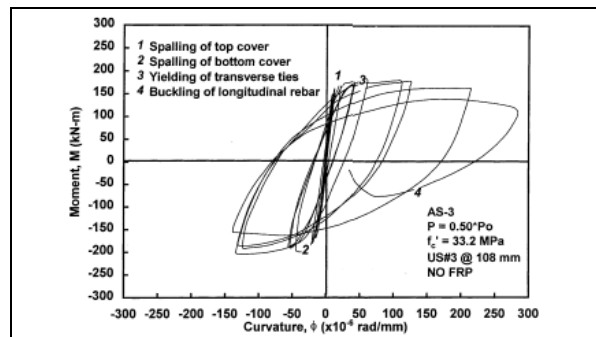
Espécimen AS-8NS



Espécimen ASCR-8NS



Espécimen AS-19



Espécimen AS-3

Figura 3-3. Gráficas curvatura vs momento. (Iacobucci et al., 2003)

Tabla 3-3. Resultados experimentales (Iacobucci et al., 2003)

Espécimen	Nº 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

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. La figura 4-1, muestra la geometría y el detalle de refuerzo. La tabla 4-1 enlista las propiedades de la sección de las columnas y la 4-2, las propiedades del encamisado experimental.

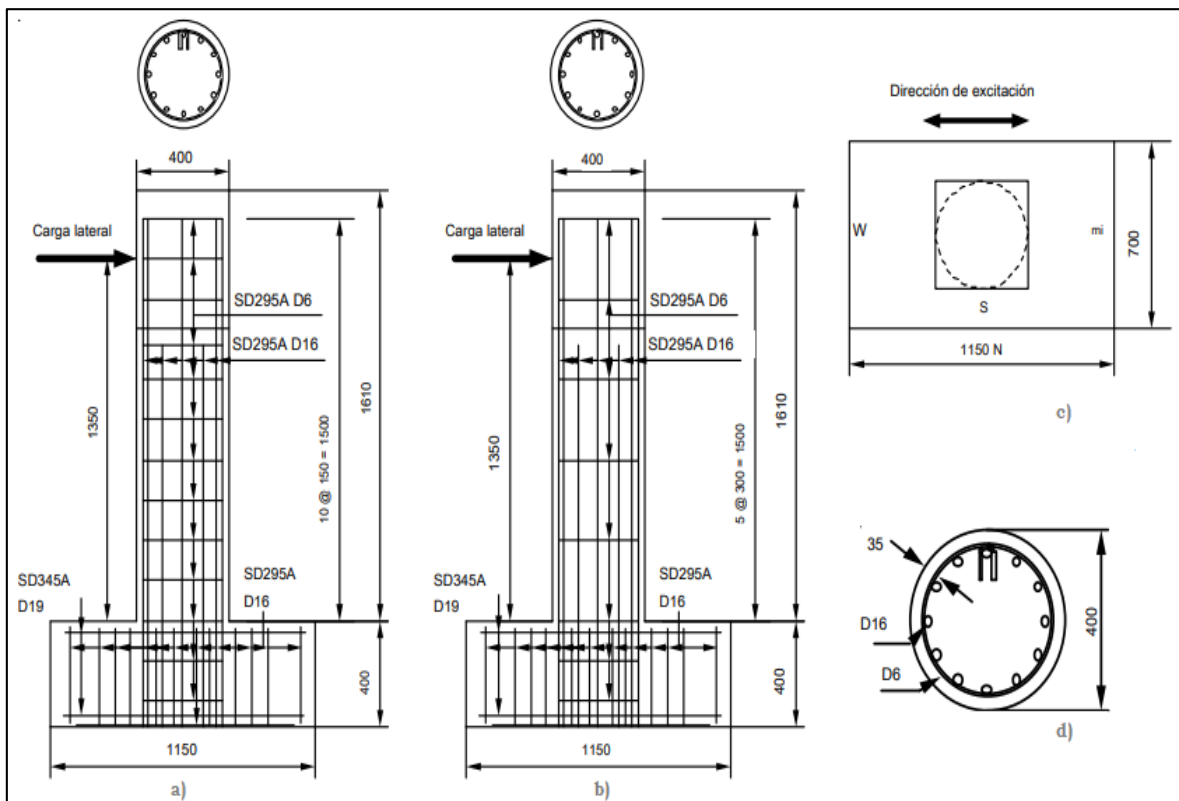


Figura 4-1. Las muestras de columna para prueba de carga cíclica: (a) muestra A1-A3, (b) B1-B3 espécimen, (c) vista superior, y la sección (d) (Kawashima et al., 2000)

Tabla 4-1. Propiedades de la columna para prueba de carga cíclica. (Kawashima et al. 2000)

Muestra	Serie A			Serie B		
	A1	A2	A3	B1	B2	B3
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, ρ_s (%)	0.256	0.256	0.256	1.128	1.128	1.128
Cuantía CFS, ρ_{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

Tabla 4-2. Propiedades de CFS utilizados en el experimento (Kawashima et al. 2000)

Propiedades	Nominal	Medido
Cantidad de CF (g/m^2)	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

Se puede observar en las figuras 3 (a) y (b) 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 la figura 4-2. En la tabla 4-3 se muestran los resultados experimentales.

Tabla 4-3. Resultados experimentales

Especimen	f_c (MPa)	Dimensiones		Características encamisado			μ
		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

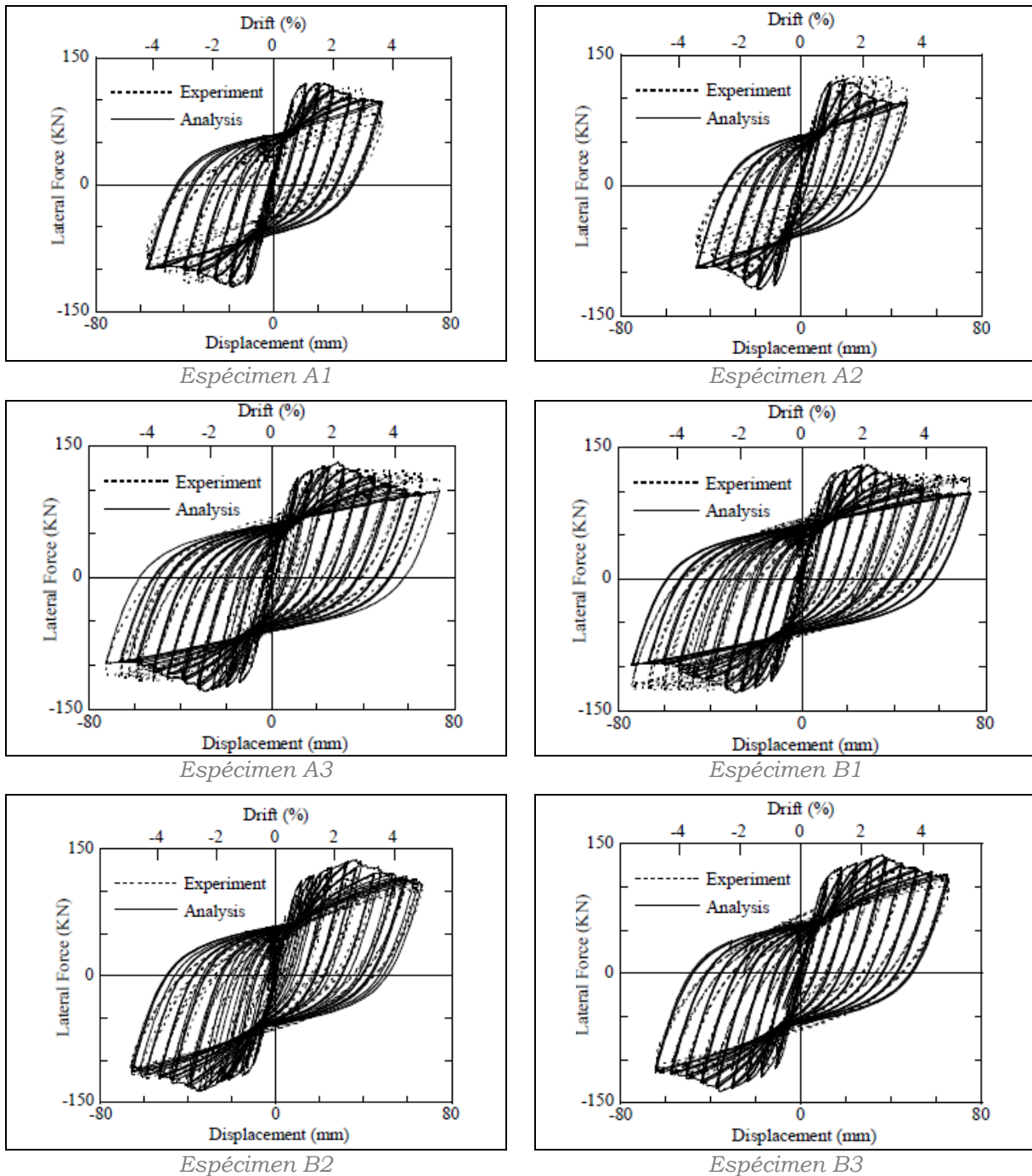


Figura 4-2. Gráficas de desplazamiento vs carga lateral. (Kawashima et al. 2000)