



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

**ESQUEMAS DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN
DE PUENTES CARRETEROS Y URBANOS DE CONCRETO**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

ADRIÁN ESTRADA MOLINA

ASESOR:

DR. DARÍO RIVERA VARGAS

ABRIL, 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México



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

A mi padre Jesús Estrada por su apoyo incondicional, cariño y por haberme mostrado a luchar con determinación y fortaleza, siempre es una gran inspiración que me impulsa a seguir adelante.

A mi madre Rosalina Molina por su amor, motivación y por nunca dejarme caer en los momentos más difíciles, gracias a su guía y ayuda he logrado forjar lo que soy.

A mi tía Teresa Molina, por su invaluable apoyo que me ha dado a mí y a mis padres durante todos estos años.

A mi abue Concepción Acuña por haberme cuidado y procurado, su recuerdo siempre lo llevare en el corazón.

Al Dr. Darío Rivera por sus enseñanzas y consejos para la formación y culminación de mis estudios, merece todo mi respeto y admiración.

Ad Salomon in bonis malisque temporibus semper mecum.

NO HAY ODIO, HAY EUFORIA,

NO HAY MIEDO, HAY PODER,

NO HAY MUERTE, HAY INMORTALIDAD,

NO HAY DEBILIDAD, HAY FIRMEZA,

NO EXISTE LA DUDA, SOLO LA DETERMINACIÓN,

EL CONQUISTADOR DE MUNDOS,

EL ARDIENTE CORAZÓN DEL FUEGO,

EL UNIVERSO SE INCLINA ANTE MI,

LA IRA NO EXISTE, SOLO HAY PASIÓN,

A TRAVÉS DE LA PASIÓN OBTENGO FORTALEZA,

A TRAVÉS DE LA FORTALEZA OBTENGO PODER,

A TRAVÉS DEL PODER OBTENGO LA VICTORIA,

A TRAVÉS DE LA VICTORIA MIS CADENAS SON ROTAS...

“CODEX NIGRUM DRACO”

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1 HISTORIA Y PROBLEMÁTICA DE LOS PUENTES EN MÉXICO..	5
1.1 HISTORIA DE LOS PUENTES	7
1.2 DEFINICIÓN DE PUENTE.....	11
1.2.1 SUPERESTRUCTURA.....	11
1.2.2 SUBESTRUCTURA	13
1.2.3 ACCESORIOS ADICIONALES ACORDES CON EL SITIO	15
1.3 TIPOS DE PUENTES	16
1.4 DAÑOS OBSERVADOS.....	16
1.4.1 CARGAS EXCESIVAS	18
1.4.2 DAÑOS EN EL CONCRETO Y CORROSIÓN.....	18
1.4.3 TRÁNSITO DE AVENIDAS Y SOCAVACIÓN.....	20
1.4.4 DEFICIENCIA EN EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	22
1.4.5 SISMO	23
1.5 PROBLEMÁTICA DEL MANTENIMIENTO Y LA REHABILITACIÓN	24
CAPÍTULO 2 CRITERIOS DE MANTENIMIENTO	29
2.1 REGLAMENTOS	31
2.2 SISTEMAS DE GESTIÓN DE PUENTES (BMS)	32
2.2.1 DANBRO.....	33
2.2.2 FINNISH RWA BMS.....	34
2.2.3 HiSMIS	35
2.2.4 PONTIS	36
2.2.5 PENNSYLVANIA BMS	37
2.2.6 SIPUMEX	38
2.3 INVENTARIOS	40
2.4 INSPECCIONES	41
2.4.1 SUPERESTRUCTURA.....	44
2.4.2 SUBESTRUCTURA	47
2.4.3 CIMENTACIÓN	49
2.4.4 ACCESORIOS.....	49

2.5 EVALUACIÓN	52
2.6 ESQUEMAS DE MANTENIMIENTO EN PUENTES CARRETEROS Y URBANOS DE CONCRETO	53
2.6.1 MANTENIMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA	54
2.6.2 MANTENIMIENTO DE LOS ACCESORIOS.....	62
CAPÍTULO 3 CRITERIOS DE REHABILITACIÓN	65
3.1 REGLAMENTOS	67
3.2 REFUERZO	69
3.2.1 REFUERZO CON PLACAS DE ACERO	70
3.2.2 REFUERZO CON FIBRAS DE REFUERZO DE POLIMEROS (FRP).....	74
3.2.3 REFUERZO A BASE DE PRESFUERZO EXTERNO.....	78
3.3 REHABILITACIÓN	83
3.3.1 REHABILITACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA	84
3.3.2 REHABILITACIÓN DE LA SUBESTRUCTURA	91
3.3.3 REHABILITACIÓN DE LOS ACCESORIOS.....	97
3.4 REMPLAZAMIENTO.....	99
CAPÍTULO 4 PROPUESTA DE UN PROGRAMA DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN	101
4.1 PROGRAMA DE MANTENIMIENTO PARA PUENTES	103
4.1.1 CICLOS DE MANTENIMIENTO	104
4.1.2 CRITERIO DE EVALUACIÓN	106
4.1.3 PROPUESTA DEL PROGRAMA DE MANTENIMIENTO.....	111
4.2 PROGRAMA DE REHABILITACIÓN PARA PUENTES	116
4.2.1 EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL	116
4.2.2 PROPUESTA DE UN PROGRAMA DE REHABILITACIÓN.....	127
CAPÍTULO 5 EJEMPLO DE APLICACIÓN	133
5.1 CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE.....	135
5.2 INSPECCIÓN.....	137
5.3 REPORTE FOTOGRÁFICO	139
5.4 EVALUACIÓN DEL PUENTE CON BASE EN EL CRITERIO AASHTO	145
5.5 EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL	154
5.6 MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN DEL PUENTE	160
CONCLUSIONES	163

REFERENCIAS 169

ANEXOS 175

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

Los puentes son tan antiguos como la historia humana misma. Se han construido desde tiempos remotos y con el paso del tiempo han ido evolucionando en todos los aspectos. Al principio solo los constituían pedazos de madera como troncos apilados que servían para el cruce de ríos o barrancos. Después el uso de la roca con formas más estilizadas tuvo auge, ya que eran de longitud mayor y más resistentes. Finalmente llegó el uso del concreto y el acero y con ello se descubrieron nuevas formas de poder construir un puente, de cubrir claros más largos y hacerlos todavía más resistentes con un peso menor.

Los puentes no están exentos de sufrir daños y contratiempos que les impidan poder permanecer en servicio durante su vida útil. Se puede decir que son construcciones que están expuestas a múltiples factores, tales como: ambientales, naturales y antropogénicos. Por lo que se recomienda tomar medidas preventivas de conservación para incrementar su vida útil.

Para lograr el cometido anterior, se ha visto la necesidad de crear programas de mantenimiento y rehabilitación. Los primeros con la finalidad de atender aquellos puentes con daños ligeros que todavía no representan un riesgo para su seguridad estructural. Mientras que los segundos son requeridos cuando la estructura del puente tiene problemas de capacidad de carga, y por lo mismo, necesita una intervención que puede implicar desde un refuerzo de los elementos estructurales hasta el remplazamiento de los mismos.

En este sentido, el mantenimiento en puentes cobra importancia a través de acciones tendientes a prolongar la vida útil de los mismos. Es por ello que en países como Estados Unidos de América, Dinamarca, Reino Unido, entre otros, han desarrollado herramientas para la administración de puentes con el propósito de diagnosticar su nivel de daño y en función de ello decidir si se opta por el mantenimiento o rehabilitación del inmueble.

En México se ha hecho grandes esfuerzos por conformar sistemas de administración de puentes similares como los países anteriormente mencionados. En 1952 con la fundación de la Comisión Nacional de Caminos se tiene esta intención de administrar los puentes. Aunque solo se emprendieron acciones a casos puntuales, que en su mayor parte se aplicaban a la reconstrucción de puentes colapsados por socavación durante los temporales. Hasta 1982 se inician acciones administrativas que consideran el problema global de la conservación de puentes, en la cual se levanta un inventario de los puentes de la red federal que incluye una evaluación de sus condiciones (*Flores, 2006*).

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) desarrolló en 1992 el Sistema de Puentes de México (SIPUMEX) con la finalidad de darle mantenimiento a los puentes de la red carretera federal. No obstante, en el país se requieren investigaciones que apoyen a este tipo de proyectos con la incorporación de criterios más sólidos sobre el mantenimiento y rehabilitación de puentes que permitan mejorar su desempeño estructural.

Esta investigación tiene por objetivo revisar el estado del arte sobre los criterios de mantenimiento y rehabilitación de puentes, a fin de proponer un procedimiento convencional de valoración e intervención de puentes típicos del país, tomando en cuenta las investigaciones recientes, así como los diversos reglamentos y manuales internacionales sobre el tema. Se pone énfasis en puentes de concreto reforzado y presforzado porque son los materiales que más prevalecen en este tipo de obras con respecto al acero estructural y la mampostería.

El contenido de este trabajo se describe a continuación. Primeramente se abordará la historia de los puentes, así como el avance que se ha tenido en el mantenimiento y la rehabilitación de los mismos, de igual forma se comentará sobre los daños comúnmente observados y por último se discutirá entorno a la problemática del mantenimiento y la rehabilitación de puentes en la República Mexicana.

CAPÍTULO 1

HISTORIA Y PROBLEMÁTICA DE LOS **PUENTES EN MÉXICO**

1 HISTORIA Y PROBLEMÁTICA DE LOS PUENTES EN MÉXICO

1.1 HISTORIA DE LOS PUENTES

Los puentes desde siempre han sido estructuras complejas e imponentes. Son la expresión de la voluntad de superar los obstáculos que se encuentran en el camino hacia un objetivo. Son testimonio de progreso, poder y decadencia. Así mismo los puentes nos hablan de la cultura de los pueblos y de su mentalidad, van desde las formas más simples con los materiales más básicos y económicos hasta grandiosas estructuras llenas de perfeccionismo y belleza sin igual.

Desde la antigüedad, este tipo de estructuras han sido una base fundamental para toda civilización. Se tiene registro que los puentes han existido desde hace más de 4000 años. Sin embargo la verdadera ingeniería de éstos empezó con las culturas Griega y Romana. Ambas sentaron las bases de la estática que ejemplificaron con trabajos de aplicación a la ingeniería, como fue el caso de los puentes.

Los primeros puentes fueron hechos con piedra y madera. Europa se destacó por alcanzar el perfeccionamiento de los mismos con estos materiales, prueba de ello es el puente Sant'Angelo (figura 1.1). Durante el imperio romano y la edad media se construyeron innumerables estructuras que fueron muy efectivos como vías de comunicación y para el impulso económico de los imperios que existían entonces, el tallado de la piedra resultó ser una técnica muy efectiva para poder realizar estos puentes y la forma en arco fue común, no fue sino hasta alrededor de 1840 que se hizo la transición de empezar a usar el acero como un material para la construcción de puentes, posteriormente el concreto reforzado entró en escena dándole una versatilidad a los materiales y haciendo más fácil la construcción y manejabilidad de los elementos constituyentes del puente.

Un aspecto muy importante a destacar era que durante la edad media la construcción de puentes estaba a cargo de la iglesia, específicamente del Papa, y se basaba siempre en la misma orden “CONSTRUIR Y MANTENER” de aquí nace el concepto del mantenimiento de los puentes para tener una vida útil más larga (*Ryall, 2001*).



Fig. 1.1 Puente Sant'Angelo, Roma Italia

En Europa, a finales de la segunda guerra mundial, se innovaron las técnicas constructivas y por ende se dio pie a la aplicación del concreto presforzado, con la necesidad de reconstruir las ciudades devastadas por la guerra, así como los numerosos puentes que fueron destruidos en la misma. El concreto presforzado es hasta el día de hoy el material más efectivo para la construcción de este tipo de estructuras debido a su utilidad y economía, y muchos de ellos de distintos tipos y formas en el mundo como el Verrazano Narrows, ilustrado en la figura 1.2, son construidos empleando este tipo de concreto.



Fig. 1.2 Puente Verrazano Narrows, Nueva York Estados Unidos

En México los puentes han sido un factor fundamental para el desarrollo económico, social y cultural durante los últimos 50 años, al permitir la comunicación de varias ciudades para la articulación del país.

Al desarrollarse la tecnología del concreto reforzado en México y al ser un material económico, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes inicio la puesta en marcha de laboratorios con los cuales logró obtener concretos de mayor resistencia con parámetros estrictos de calidad y mayor confiabilidad, lo que favoreció la construcción de varios puentes en la República Mexicana.

México ha logrado grandes avances en estructuras de concreto presforzado, los ingenieros mexicanos idearon sistemas originales para el anclaje de los cables de presfuerzo, así como el sistema de dovelas en doble voladizo y con ello se realizaron grandes e importantes puentes como el puente Ing. Antonio Dovalí Jaime (Coatzacoalcos II), que se observa en la figura 1.3.



Fig. 1.3 Puente Ing Antonio Dovalí Jaime, Minatitlán Veracruz

El acero estructural sin lugar a dudas es el material más resistente y ligero en ingeniería para las construcciones de todo tipo, en los puentes igualmente resulta efectivo, en especial para salvar claros muy largos, en los cuales el concreto resulta ineficiente, su inconveniente es que tiene un costo elevado.

Esta clase de estructuras en México, al principio fueron usadas principalmente para los ferrocarriles, así se construyó el puente “Metlac” (figura 1.4), del ferrocarril México-Veracruz construido de concreto presforzado con un claro principal de 90 m, el cual es el

mayor de su tipo en el mundo, construido con el sistema de dovelas en doble voladizo empleando carros móviles de colado. Otros puentes construidos para ferrocarril fueron el “Tula” y el “Atoyac-Chiquihuite” de concreto presforzado y construidos con el sistema de empuje.

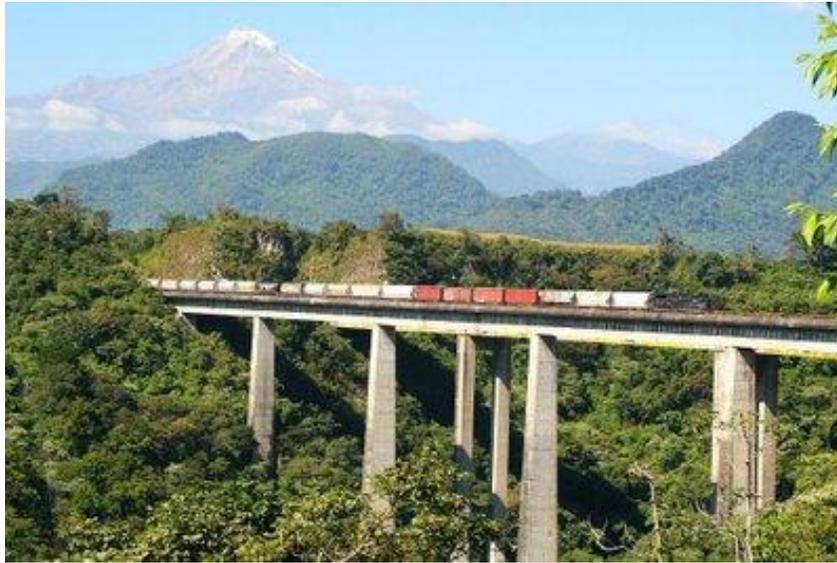


Fig. 1.4 Puente Ferrocarrilero “Metlac” México-Veracruz

Las estructuras metálicas ortotrópicas han sido parte de puentes mexicanos sobresalientes destacando el Ing. Fernando Espinosa Gutierrez e Ing. Mariano García Sela, con claros notables de 110 m y 140 m, respectivamente.

Los puentes de concreto también han sido parte de las aportaciones de la ingeniería mexicana, así se puede mencionar el puente de Barranca Honda constituido por un arco de concreto de 91 m de claro, de igual forma son dignos de mencionarse los puentes Belisario Domínguez y El Aguacatillo, este último presenta una peculiar geometría localizado en una curva horizontal que cruza el cauce con esviajamiento, además de tener pendiente y sobre elevación, con 60 m de claro y un espesor del barril del arco de 60 cm.

De igual forma se puede mencionar el puente Jaltepec, cuya superestructura es de peralte variable y continua con nervaduras ligadas por medio de una losa inferior, teniendo un claro central de 58 m. El Tolosita construido con concreto reforzado y continuo con un peralte uniforme y sección de doble cajón con claros centrales de 50 m y 40 m en los extremos.

Los puentes de concreto presforzado han sido desarrollados en el país al aprovechar las ventajas que implica la prefabricación, las trabes por lo regular se construyen en los accesos

y se transportan a su sitio sobre armaduras. Las traveses prefabricadas de concreto pretensado en plantas industriales son ligeras y las hace muy competitivas con las de concreto reforzado coladas en el lugar ya que ponen en servicio la obra a corto plazo.

El sistema anterior ha sido muy empleado en los últimos años en el país para construir puentes urbanos en las principales ciudades, tales como: Ciudad de México, Monterrey y Guadalajara.

1.2 DEFINICIÓN DE PUENTE

Un puente se define como una estructura para salvar un claro la cual debe satisfacer las necesidades de funcionalidad, seguridad y economía, además de ser considerada una línea vital para la comunicación.

La estructura de un puente está constituida por dos partes: subestructura y superestructura, la primera de ellas contribuye a recibir y transmitir las cargas a la cimentación, en tanto que la segunda favorece el tránsito de las cargas móviles y su descarga sobre la subestructura.

En lo que sigue se hará una descripción de los principales componentes que conforman la subestructura y superestructura de los puentes (figura 1.13).

1.2.1 SUPERESTRUCTURA

La superestructura comprende los elementos a continuación se describen:

Superficie de Rodamiento: Es la parte de la cubierta del puente en la que transita el tráfico, se desgasta con mayor frecuencia debido al paso de los vehículos o a las condiciones climáticas (figura 1.5).



Fig. 1.5 Superficie de rodamiento

Cubierta: Lo constituyen un sistema de elementos estructurales para recibir la carga móvil y distribuirla sobre sus apoyos, de igual forma contribuye para repartir la carga lateral debida a sismo o viento, entre dichos elementos de apoyo (figura 1.6).



Fig. 1.6 Cubierta de un puente

Miembros Primarios: Son los elementos resistentes primarios para recibir y distribuir la carga muerta y móvil sobre los elementos de apoyo (figura 1.7).

Miembros Secundarios: Tienen la función de reforzar a los miembros primarios y están diseñados para ayudar a distribuir parte de las cargas verticales entre los miembros primarios, también son usados para la estabilidad de la estructura durante la construcción (figura 1.7).



Fig. 1.7 Miembros primarios y secundarios

1.2.2 SUBESTRUCTURA

La subestructura está constituida por los elementos siguientes:

Estribos: Son un tipo de estructura de retención que reciben la superestructura, se ubican al principio y al final del puente, también absorben las fuerzas longitudinales que induce la cubierta del puente (figura 1.8).



Fig. 1.8 Estribos

Pilas o Columnas: Elementos que soportan la superestructura en los puntos intermedios, los cuales representan una parte fundamental de todo el conjunto del puente, además contribuyen a separarlo en segmentos (figura 1.9).



Fig. 1.9 Pilas en un puente

Apoyos: Son sistemas mecánicos que transmiten las cargas verticales y horizontales de la superestructura a la subestructura además de estabilizarlas. La funcionalidad de estos elementos dependerá del tamaño y la configuración estructural del puente; los más comunes son las almohadillas de neopreno (figura 1.10).



Fig. 1.10 Apoyos

Muro Posterior: Es la componente principal de un muro de contención y que actúa como una estructura de retención (figura 1.11).

Muro Ala: Es un muro lateral y largo, para contribuir al confinamiento de la tierra debajo del muro de contención (figura 1.11).



Fig. 1.11 Muro posterior integrado con un muro ala en un estribo de concreto (Tonias, 2003)

Cimentación: Contribuye a transferir la carga de la subestructura al suelo.

Pilas de Cimentación: Las pilas se usan cuando la cimentación no es suficiente para transmitir las cargas al suelo; las pilas transmiten dichas cargas a un estrato resistente. Se pueden construir de distintos materiales: concreto, ya sea coladas en sitio o prefabricadas, también pueden ser de acero en secciones H para transmitir mejor las cargas al estrato resistente.

1.2.3 ACCESORIOS ADICIONALES ACORDES CON EL SITIO

Se le llama accesorio a cualquier obra adicional al puente, que se requiere por las características del sitio, para con ello garantizar la funcionalidad en conjunto de la estructura.

Terraplenes de Acceso: Son masas de tierra que sirven para dar acceso al puente y pueden ser contruidos de tierra armada o de concreto reforzado.

Protección de Taludes: El terraplén de acceso ofrece cierta pendiente a sus costados, lo cual amerita que se protejan sus taludes laterales, para ello se busca que estéticamente sean agradables y que prevean el control de erosión, este puede ser de roca (figura 1.12). Para los cruces de agua, el llamado rip-rap o piedras largas es usado para la protección de la cimentación contra el fenómeno de socavación.



Fig. 1.12 Estribo protegido con fragmentos de roca

Parapetos: Son usados para proteger a los vehículos de salir del puente, estos pueden estar hechos de acero o de concreto reforzado (Tonias, 2003).

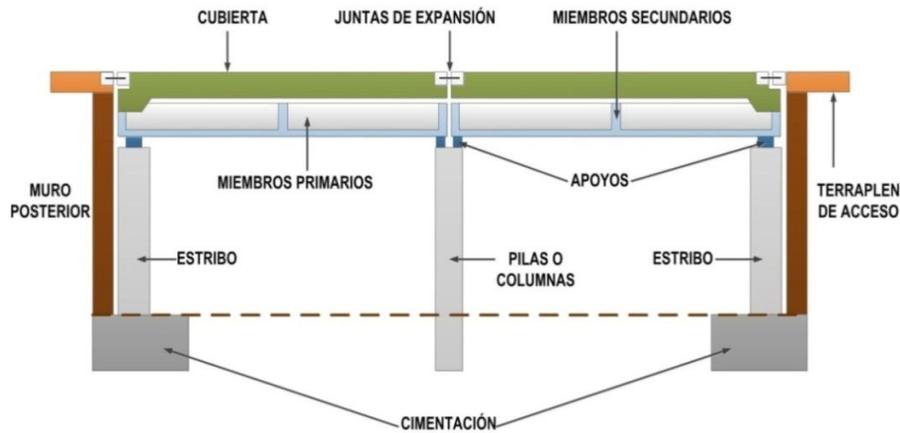


Fig. 1.13 Componentes principales de un puente

1.3 TIPOS DE PUENTES

Por su estructuración los puentes pueden ser clasificados como: colgante, atirantado, en forma de arco a base de armadura, en cantiléver y a base de marcos.

Los puentes también pueden ser clasificados de acuerdo al tipo de material con el que están construidos: concreto reforzado, concreto presforzado, acero, madera, mampostería y compuestos (concreto y acero).

El concreto reforzado es el más empleado en la construcción de puentes, sin embargo se ha combinado con otros materiales, principalmente, con el concreto presforzado, de tal forma que ésta combinación de materiales se ha implantado en puentes atirantados, colgantes y puentes urbanos.

De acuerdo a su uso los puentes se pueden clasificar en: puentes carreteros, urbanos, ferroviarios, acueductos y peatonales.

1.4 DAÑOS OBSERVADOS

Los puentes pueden sufrir distintos tipos de daño que impactan directamente en la funcionalidad y seguridad de los mismos, además de tener una repercusión en la economía ya sea por la interrupción del servicio o el colapso de la estructura. A continuación se revisan los tipos de fallas más comunes en este tipo de edificaciones como preámbulo a la discusión de los criterios de mantenimiento y rehabilitación.

De acuerdo a un estudio estadístico de *Smith (1976)* sobre las principales fallas de 143 puentes en todo el mundo se encontró que principalmente se atribuye al tránsito de avenidas

la que a su vez provoca su colapso por socavación; después le siguen las producidas por materiales o ejecución defectuosa de la construcción; mientras que en tercer término se encuentran las debidas a sobrecargas e impacto de embarcaciones y las producidas por la acción del sismo; las de menor ocurrencia son las relacionadas con la fatiga, corrosión, diseño inadecuado y viento (figura 1.14).

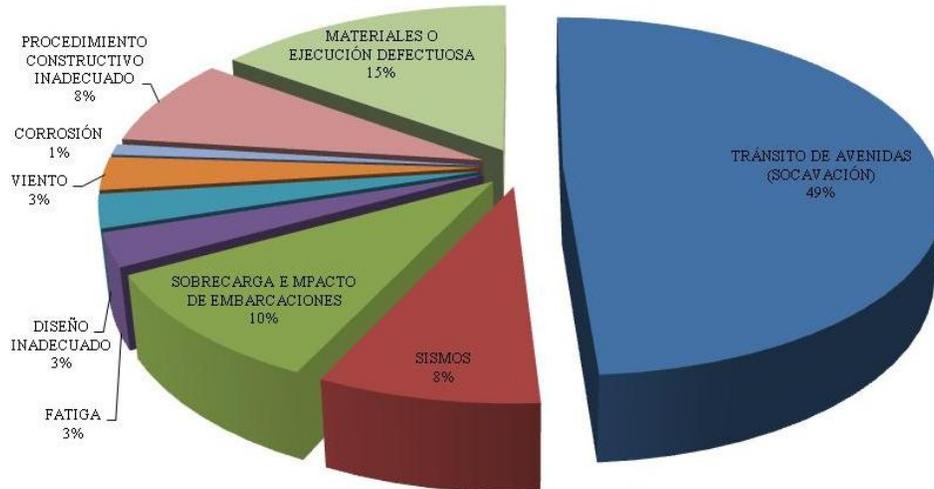


Fig. 1.14 Estadística de fallas de puentes (Smith, 1976)

Otra estadística importante y más reciente a nivel mundial sobre las causas que llevan al colapso de los puentes es la desarrollada por Imhof (2004). En este trabajo se analizaron 348 eventos a nivel internacional, lo que permitió establecer que los riesgos naturales son la principal causa de falla en los puentes, seguidos por errores de diseño e impactos; mientras que las causas con menor incidencia son las debidas a la sobrecarga, errores humanos y al deterioro (figura 1.15).

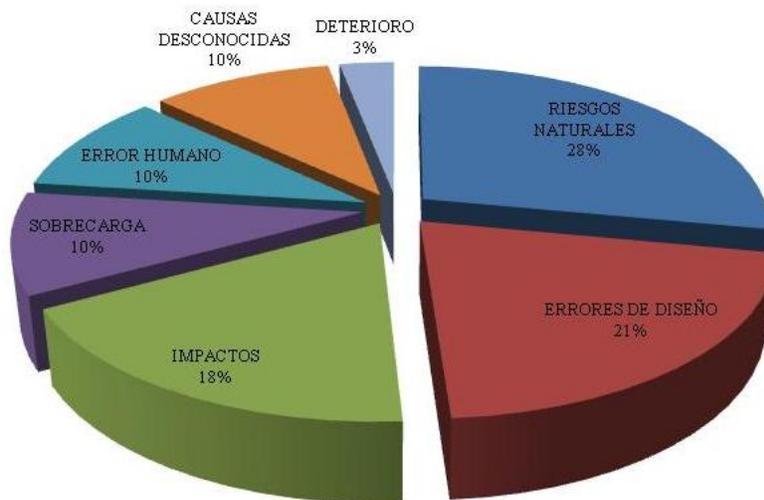


Fig. 1.15 Causas más comunes de fallas en puentes (Imhof, 2004)

Al comparar los trabajos anteriores se puede observar que ambos coinciden en que los fenómenos naturales, como el tránsito de avenidas, son la principal causa de falla en estas estructuras; también concuerdan en que en segundo término está la relacionada con los impactos que pueda sufrir el puente; en donde no coinciden es el relacionado con errores del diseño, mientras que Smith lo minimiza, Imhof lo considera como una de las principales causas de la falla de los puentes en años recientes. A continuación se describen algunos de estos daños observados en puentes de México.

1.4.1 CARGAS EXCESIVAS

En la República Mexicana no es común que los puentes colapsen por la falta de capacidad de carga, sin embargo muchas veces son expuestos a cargas extraordinarias que no son autorizadas para el puente y han provocado cierto nivel de daño, tales como: ocasionar que las juntas de dilatación se vayan deteriorando más rápidamente; las losas presentan agrietamiento, fatiga y deflexiones excesivas que reducen la capacidad de carga (figura 1.16); los terraplenes de acceso se deterioran gradualmente; los estribos experimentan hundimientos; las columnas presentan inclinaciones y agrietamientos.



Fig. 1.16 Puente con agrietamiento por flexión y cortante (Jara y Olmos, 2011)

1.4.2 DAÑOS EN EL CONCRETO Y CORROSIÓN

Los daños en el concreto hacen referencia a todos aquellos asociados al agrietamiento, cavidades o desconchamiento, lo que se le atribuye a la corrosión del acero de refuerzo, exceso de humedad, carga excesiva en alguno de sus elementos y factores ambientales por mencionar los principales, la mayoría del daño en el concreto es de fácil reparación. El agrietamiento es muy común y es signo de un deterioro en el puente, es importante identificar si se trata de grietas superficiales o grietas estructurales, así como el grosor que éstas tienen, de ello dependerá qué medidas se tomarán para el mantenimiento del puente.

Los daños en el concreto son también causados por cualquiera de los otros daños mencionados, parecería que es lo normal que un puente tenga estos daños, sin embargo hay que mantenerlos controlados ya que pueden conducir a problemas mayores. En la figura 1.17 se muestra el desconchamiento del concreto de la losa del puente carretero “Chilchota” ubicado en el tramo Carapan Zamora de la carretera Morelia-Guadalajara, mostrando la exposición del acero de refuerzo corroído.



Fig. 1.17 Daño en la losa del puente “Chilchota” (Hernández et al., 2009)

El intemperismo al que están expuestos los puentes como: lluvia, acción de sales y temperaturas extremas, impacta en la corrosión de diversos elementos, tales como: anclajes, acero de refuerzo, presfuerzo, vigas metálicas y armaduras, si llegara a tener el puente. Si se someten a ambientes agresivos tienen un alto riesgo de sufrir corrosión internamente lo que provoca debilitamiento de la estructura. Los apoyos metálicos tienden a reducir su forma de manera importante debido a la corrosión (figura 1.18). Estos efectos se incrementan por deficiencias en el drenaje pluvial que aunados a la exposición a la intemperie de los elementos, ocasiona una seria afectación como lo puede ser la pérdida del área de refuerzo o del recubrimiento del concreto (figura 1.19).



Fig. 1.18 Problemas de corrosión en apoyos



Fig. 1.19 Problemas de corrosión en la superestructura por drenaje pluvial deficiente

1.4.3 TRÁNSITO DE AVENIDAS Y SOCAVACIÓN

El tránsito de avenidas es un fenómeno que afecta a los puentes de manera importante, en especial en lugares donde se registran huracanes y avenidas extraordinarias que superan las sollicitaciones para las cuales fue diseñado el puente. En la mayoría de los casos los daños que sufre la estructura de un puente ante el tránsito de avenidas son de socavación ya que se supera la profundidad de la cimentación y esto ocasiona el volteo de la estructura. También se pueden dañar los terraplenes de acceso, esto repercute en la interrupción del servicio del puente quedando incomunicadas las poblaciones. Este tipo de daño se atribuye, principalmente, a que no están correctamente protegidos los terraplenes ante la erosión y la socavación, a todos estos parámetros hay que sumarle que el nivel del agua de los ríos aumenta, así como su velocidad, lo que hace que se desborden a falta de mayor área hidráulica. Los puentes que no fallan por estas circunstancias o que los daños son mínimos, se debe a que la cuenca del río es pequeña y su área hidráulica es amplia. Evidencias de puentes que han fallado debido a estas causas se mencionan en la tabla 1.1

Tabla 1.1 Evidencias de Puentes que han fallado por tránsito de avenidas (Rivera et al., 2006)

AÑO	PUENTE	ESTADO
1981	Badiraguato	Tabasco
1987	Teapa	Sinaloa
1987	Los Achotes	Sinaloa
1987	Juluchuca	Guerrero
1993	Piactla	Guerrero
1996	Juquiaqui	Guerrero

Un ejemplo claro de daños causados debido al tránsito de avenidas son los que sufrieron algunos puentes del sur de la República mexicana debido al paso del huracán Stan. En el estudio de *Rivera et al., (2006)* se hace el análisis de daños, de tal forma que reporta cuatro tipos de daño: daño nulo, daño ligero, daño severo y colapso, en las figuras 1.20, 1.21, 1.22 y 1.23 se muestran los respectivos daños.



Fig. 1.20 Daño nulo en el puente San Benito (Rivera et al., 2006)



Fig. 1.21 Daño ligero en los puentes Texcuyuapan y Huixtla (Rivera et al., 2006)



Fig. 1.22 Daño severo en los puentes de Ciudad Hidalgo y Huehuetán (Rivera et al., 2006)



Fig. 1.23 Puentes colapsados Coatán y Colonia Obrera (Rivera et al., 2006)

La socavación es una de las principales fallas de puentes, el mecanismo de daño se presenta en las pilas de cimentación y ocasiona que estas queden sin apoyo y se genere un hundimiento excesivo al asentarse sobre el suelo, esto hace que la superestructura termine por colapsar como se puede observar en la figura 1.24.



Fig. 1.24 Falla en puentes por socavación de pilas (Jara et al., 2011)

1.4.4 DEFICIENCIA EN EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

En esta revisión de los daños también se han encontrado puentes que presentan deficiencias constructivas en alguna de sus partes que pueden poner en riesgo la estabilidad de la estructura, siendo común esta situación en taludes donde se apoyan los puentes, tal como se muestra en la figura 1.25, en donde, entre otros factores, la masa de suelo sufre erosión provocada por las lluvias que al final producen oquedades que pueden poner en riesgo la estabilidad de la estructura.



Fig. 1.25 Procedimiento constructivo inadecuado

1.4.5 SISMO

En México los puentes han presentado un buen desempeño sísmico hasta el momento. De los daños más importantes que se han presentado son aquellos reportados en el trabajo de *Hernández y Campos (2008)*, en el cual se hizo una revisión de los daños en puentes carreteros provocados por el sismo del 19 de septiembre de 1985, dentro de los que destacan el daño en la subestructura de un puente ubicado en el Estado de Michoacán, en donde, el daño se identificó en la unión del cabezal con la columna, el cual consistió en fractura del concreto y pandeo del refuerzo longitudinal, tal como se aprecia en la figura 1.26. Adicionalmente se ha observado fallas en los topes, los cuales se colocan para restringir el movimiento transversal de la superestructura apoyada simplemente, al verse superada su capacidad a cortante por el impacto que ejerce la superestructura sobre éste durante un evento sísmico.



Fig. 1.26 Daños por sismo en puentes de México (Domínguez, 2009)

1.5 PROBLEMÁTICA DEL MANTENIMIENTO Y LA REHABILITACIÓN

De acuerdo con el estudio de *Carrión et al. (2006)*, ocho por ciento de los puentes en México fueron construidos antes de 1940. Mientras que la mayor cantidad se concentra en aquellos que fueron construidos entre 1951 y 1970. De tal forma que el 57 % de los puentes existentes tienen más de 40 años de edad (figura 1.27). Este mismo trabajo hace notar que alrededor del 40 % de los puentes ofrece una condición estructural excelente, mientras que el resto puede estar entre condiciones buenas y críticas, según se muestra en la figura 1.28.

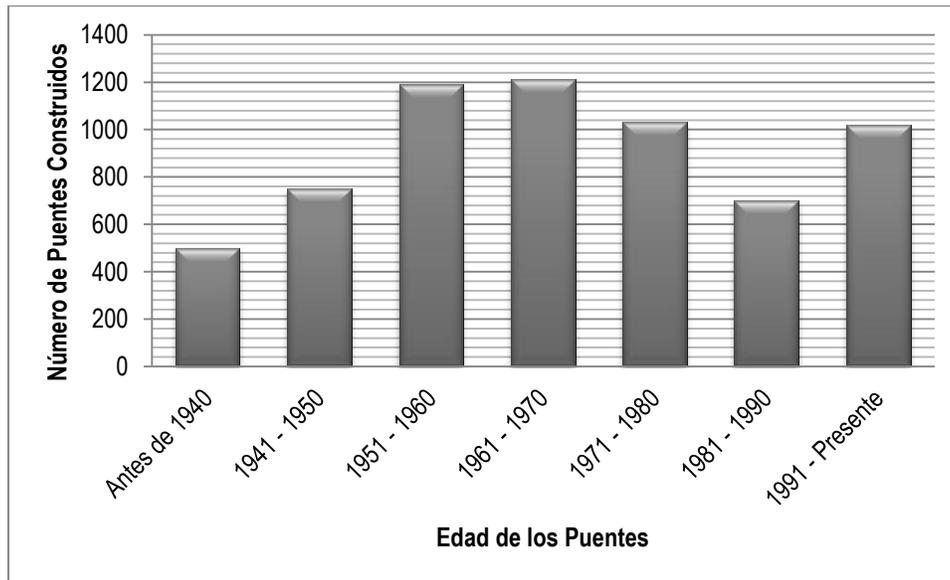


Fig. 1.27 Edad de los puentes en México (*Carrión et al., 2006*)

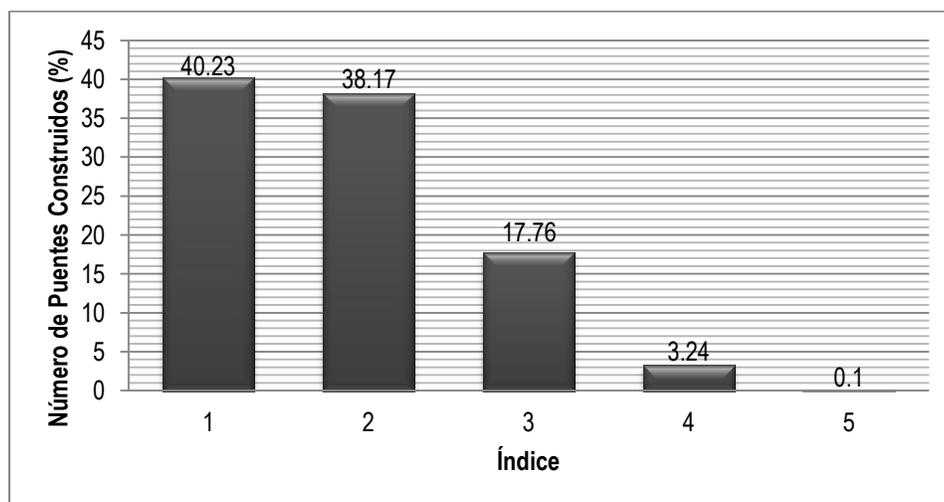


Fig. 1.28 Índice de la condición estructural de los puentes en México. El índice menor indica condición excelente; y el superior, la condición crítica (*Carrión et al., 2006*).

Lo anterior hace notar que debido a la edad y a las condiciones de seguridad estructural, los puentes del país no están exentos de sufrir daños que puedan limitar su servicio, incluso hasta sufrir el colapso. Esto también se puede agravar por el desgaste al que pueden estar sujetos por efecto del intemperismo, la falta de mantenimiento, así como el estar expuesto a solicitaciones naturales severas como el sismo y los huracanes, además de las cargas comunes como su peso propio y la carga debida al paso de los vehículos.

Conforme al análisis de la información concerniente a la edad y condición estructural de los puentes se puede establecer que aproximadamente el 60 % de los puentes en México requieren acciones de mantenimiento o rehabilitación, según el grado de daño, lo cual representa un número importante de estos inmuebles que se encuentran desprotegidos ante la falta de acciones sustantivas para su conservación, lo que puede llegar a representar un grave peligro para la seguridad pública.

En otros países emprenden acciones tendientes a conservar sus puentes con programas más estructurados de tal forma, que comparado con México tienen un menor porcentaje de puentes que requieren ser atendidos, así por ejemplo, datos del 2006 revelan que en Estados Unidos de América el 35 % de sus puentes fueron sujetos de rehabilitación por obsolescencia funcional o insuficiencia estructural. En Francia, el 25 % de sus puentes fueron objeto de acciones preventivas de mantenimiento o de rehabilitación (*Martínez, 2009*).

Lo anterior hace notar que en el país es importante consolidar un programa de mantenimiento y rehabilitación para puentes, no obstante, el problema empieza por la falta de un reglamento especializado que sienta las bases para diseño, construcción, y desde luego, mantenimiento y rehabilitación de estas estructuras. La investigación sobre el tema en México es prácticamente nula, por lo que de momento se puede optar por revisar las aportaciones que han desarrollado en otras partes del mundo sobre mantenimiento y rehabilitación de puentes, las cuales pueden ser adoptadas con ciertas adecuaciones a la problemática de los puentes nacionales.

Sin duda que la capacidad para establecer objetivamente las prioridades y de formular estrategias adecuadas para atenderlas, depende de que se logren programas más eficaces que permitan, en primer término, preservar la inversión en las estructuras existentes y proporcionar niveles continuos y adecuados de seguridad y comodidad a los usuarios.

En nuestro país hay pocos programas establecidos para la conservación de puentes; por ejemplo, Caminos y Puentes Federales (CAPUFE), Comisión Federal de Electricidad (CFE) y la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT); tienen sus propios programas de conservación de puentes, aunque son muy parecidos por ser "copiados" de programas de otros países. El último y más ambicioso de estos programas fue implantado

por SCT, firmado en 1992 con el Directorio Danés de Carreteras, al cual se le denominó SIPUMEX (Flores, 2006).

En varios países se han hecho grandes esfuerzos por desarrollar técnicas para la conservación de los puentes, así como los procedimientos que señalan, de manera integral, desde la conformación de una base de datos de los puentes hasta el diagnóstico y la técnica que se deberá emplear para mantener en óptimas condiciones de operación el puente. Sin embargo, esta información no se encuentra de manera explícita en los reglamentos sobre la materia, por lo que en este sentido han cobrado importancia los programas de Sistemas de Gestión de Puentes que por sus siglas en inglés se conocen como BMS (Bridge Management System). Es así, que en México se ha venido trabajando bajo este enfoque, de tal forma que se cuenta con el sistema denominado SIPUMEX.

De acuerdo con Frías (2010), con el SIPUMEX se ha estado trabajando en labores de mantenimiento y rehabilitación de puentes desde hace más de una década. En las tablas 1.2 y 1.3 se muestran algunas cifras sobre el número de puentes y presupuesto asignado para el tratamiento de puentes tomando como referencia desde el año 2001 hasta el año 2009; en ellas se puede apreciar que conforme se incrementa el número de puentes bajo conservación rutinaria, se va disminuyendo el número de puentes reconstruidos lo cual refleja la importancia de tener una atención periódica de este tipo de inmuebles.

Tabla 1.2 Reconstrucción de puentes en el periodo 1994-2009 (Frías, 2010)

AÑO	NÚMERO DE PUENTES	ASIGNACIÓN \$
2001	176	322,638,704
2002	116	337,599,396
2003	93	213,772,777
2004	48	188,484,393
2005	62	212,961,166
2006	74	229,660,955
2007	77	285,142,036
2008	95	418,745,165
2009	75	484,713,415

Tabla 1.2 Conservación rutinaria de puentes en el periodo 2001-2009 (Frías, 2010)

AÑO	NÚMERO DE PUENTES	ASIGNACIÓN \$
2001	6,312	65,220,912
2002	6,474	70,809,269
2003	6,655	88,533,158
2004	6,769	85,332,247
2005	6,938	94,109,818
2006	7,031	102,898,985
2007	7,224	97,790,132
2008	7,231	114,397,574
2009	7,231	119,867,685

CAPÍTULO 2

CRITERIOS DE MANTENIMIENTO

2 CRITERIOS DE MANTENIMIENTO

2.1 REGLAMENTOS

Se consultaron cuatro reglamentos destinados al diseño y construcción de puentes: AASHTO LRFD, CALTRANS, Eurocódigo y Código de diseño de puentes de Japón, para revisar sus criterios con respecto al mantenimiento. El resultado de dicho trabajo fue que los citados reglamentos no presentan especificaciones detalladas sobre los trabajos de mantenimiento y solo se enfocan a describir algunas recomendaciones de observancia general las cuales se comentan a continuación.

El reglamento AASHTO (2002) hace mención que el problema de mantenimiento más frecuente, además del deterioro de las cubiertas de concreto presforzado, es la desintegración de los extremos de las trabes, pilas, estribos y apoyos, provocada por la filtración de las sales que transporta el agua a través de las conexiones de los elementos estructurales con el sistema de tablero; adicionalmente, recomienda que se deben evitar los sistemas estructurales de difícil mantenimiento. De igual forma este reglamento ha promovido un Sistema de Gestión de Puentes llamado PONTIS, además de manuales para evaluar la condición de los puentes y para la inspección de mantenimiento de los mismos; probablemente esta es la razón por la cual no profundiza en el cuerpo principal del reglamento.

El CALTRANS maneja un manual de mantenimiento que contempla varias construcciones, entre ellas los puentes. Dicho manual es aplicable a puentes cuya longitud es mayor a 6 m, por lo que considera trabajos de conservación en terraplenes de acceso, así como trabajos de reparación para distintos daños en componentes que conforman el puente, tales como: la remoción de escombros de las pilas, asentamientos y daños en los estribos. También incluye limpieza del drenaje, reparación y expansión de las juntas, limpieza y protección del acero estructural y protección del concreto. En el caso de puentes móviles se considera el mantenimiento que se les debe dar a sus equipos mecánico y eléctrico. Esta norma no tiene un apartado sobre este tema, pero si está vinculado con programas de Sistemas de Gestión de Puentes.

El Eurocódigo no presenta un desarrollo amplio sobre el mantenimiento en puentes, lo cual se puede atribuir a que en Europa se dispone de varios Sistemas de Gestión de Puentes que son muy usados. De manera análoga el reglamento de Japón carece de una revisión detallada sobre el tema, por lo que solo se remite a cubrir un pequeño umbral de las técnicas de mantenimiento; Japón también cuenta con un sistema para cubrir el mantenimiento de puentes.

2.2 SISTEMAS DE GESTIÓN DE PUENTES (BMS)

Las acciones de mantenimiento y rehabilitación merecen ser tratados a fondo, por ello se ha considerado que una herramienta efectiva son los Sistemas de Gestión de Puentes (BMS, Bridge Management System). Un sistema de estas características se define como todas aquellas acciones necesarias para asegurar que el puente cumpla con el propósito para el cual fue construido, sin la necesidad de un mantenimiento excesivo que implique un alto costo (*Harding et al., 1990*). Por lo anterior sería deseable que desde la concepción del proyecto se consideren accesos especiales para la inspección y mantenimiento del puente.

Los BMS se enfocan básicamente a seleccionar métodos de ingeniería para valorar las necesidades presentes y futuras de los puentes existentes (inventarios, inspecciones, capacidad, mantenimiento); establecer alternativas de costo efectivo e identificar el tratamiento prioritario desde el mantenimiento preventivo hasta el remplazamiento; asegurar la flexibilidad para manejar una amplia gama de enfoques y permitir su expansión a futuro; seleccionar métodos para determinar los estándares de fiabilidad de los datos.

Por consiguiente, un BMS tiene los siguientes componentes básicos:

- Inventario de Puentes. Base de datos de los puentes existentes.
- Técnicas de Inspección. Se deben contemplar los tiempos en los que se deberá realizar la inspección.
- Evaluación de los puentes. Se evalúa si el puente amerita mantenimiento o rehabilitación.
- Técnicas de Mantenimiento. Acciones tendientes a mantener el puente en buenas condiciones.
- Técnicas de Rehabilitación. Acciones encaminadas a reforzar o remplazar algún componente del puente.

Todo surge a partir de una base de datos, es el primer paso que se sigue para la creación de un BMS, ésta debe recopilar información acerca de las características detalladas de los puentes existentes y del estado en que se encuentran con el fin de evaluar la condición de cada una de las estructuras, así como el grado de deterioro. Estos datos serán de vital utilidad para ayudar a priorizar los recursos económicos para el mantenimiento y rehabilitación, dependiendo de qué puente lo necesite más y en qué tiempo se deban de tomar acciones concretas. Es importante que se evalúen las necesidades prioritarias y se distingan las deficiencias que existen en los puentes, con base a ello se expresa lo que se le llama el criterio de elegibilidad, es decir, se escoja el orden en que se mantendrán o rehabilitarán los puentes dependiendo de los daños que presenten, así como su diseño estructural, forma geométrica, importancia y ubicación.

La gestión constituye el cerebro del sistema y se refiere a las decisiones que se tomarán de acuerdo al análisis que se hizo con la información obtenida del puente. En esta etapa se consideran los daños observados, costos e importancia del puente, y se ven las ventajas y desventajas de tomar una u otra decisión, una vez que se hace se procede ya sea al mantenimiento del puente, a su rehabilitación o en dado caso a su remplazamiento.

En un BMS más avanzado y sofisticado se puede crear escenarios de predicción, es decir, ver los efectos que se tendrían si se cambian algunos parámetros en el sistema; también se pueden considerar modelos relacionados con la deterioración del puente; diferentes opciones de gestión para cargas excepcionales; así como planes, programas de reparación y fortalecimiento del puente para varios años a futuro.

A continuación se presentan algunos de los BMS disponibles en otros países.

2.2.1 DANBRO

El DANBRO (Danish Bridges and Roads) es el BMS de Dinamarca, fue creado en cooperación con la Dirección de caminos de Dinamarca y Ferrocarriles del estado Danés, es considerado de los mejores BMS en el mundo, muchos países que no tienen un sistema propio han tomado este sistema para el mantenimiento y rehabilitación de sus puentes.

En la figura 2.1 se muestra la forma de operar del sistema, en el que se aprecia que su parte fundamental es la base de datos, en donde, por una parte le permite aglutinar la información relacionada con el registro de inventarios, las inspecciones y evaluaciones practicadas a los puentes, y por el otro, le es de utilidad para llevar a cabo las gestiones necesarias para implantar los trabajos de mantenimiento con base en la clasificación de los daños y el presupuesto disponible.

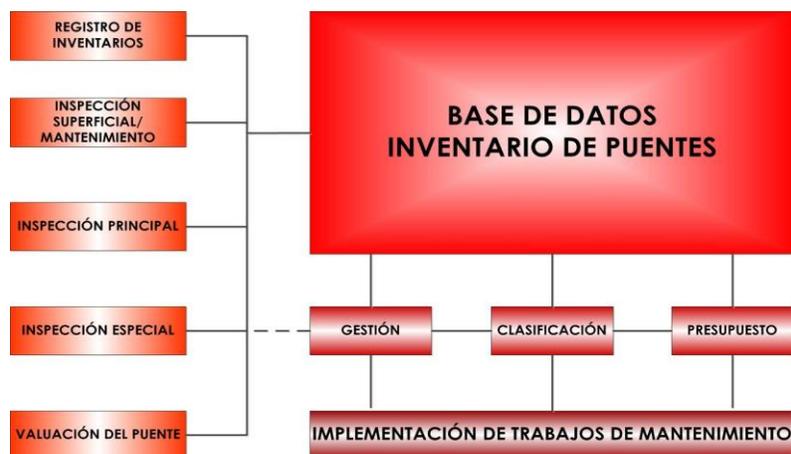


Fig. 2.1 Sistema de gestión de puentes DANBRO (Harding et al., 1990)

Este sistema le da mantenimiento aproximadamente a 2500 puentes en la red carretera de Dinamarca, fue de los primeros en ser creados y de los mejores que han existido, con base a este sistema se derivaron muchos más, algunos países que han creado su propio sistema ocupan varios elementos del DANBRO ya que resulta de mucha utilidad aplicativa y de un fácil manejo.

2.2.2 FINNISH RWA BMS

El sistema de gestión de puentes de Finlandia fue creado por la Roads and Waterways Administration (RWA), este sistema analiza información registrada de un directorio de puentes y de las inspecciones realizadas en los mismos (figura 2.2), de esta manera logra proveer información en dos niveles:

Nivel de Red se refiere a un nivel de condición óptimo de servicio, es decir, que el puente se encuentra en condición segura por lo que no representa un riesgo para los usuarios, además de que no requieren una fuerte asignación económica para su mantenimiento; a efecto de racionalizar los recursos el sistema identifica las zonas geográficas que pueden tener mayores beneficios.

El nivel de Proyecto está ligado a los planes de mantenimiento a corto o largo plazo, además de que permite interactuar con el sistema con base a la experiencia profesional para determinar las prioridades.

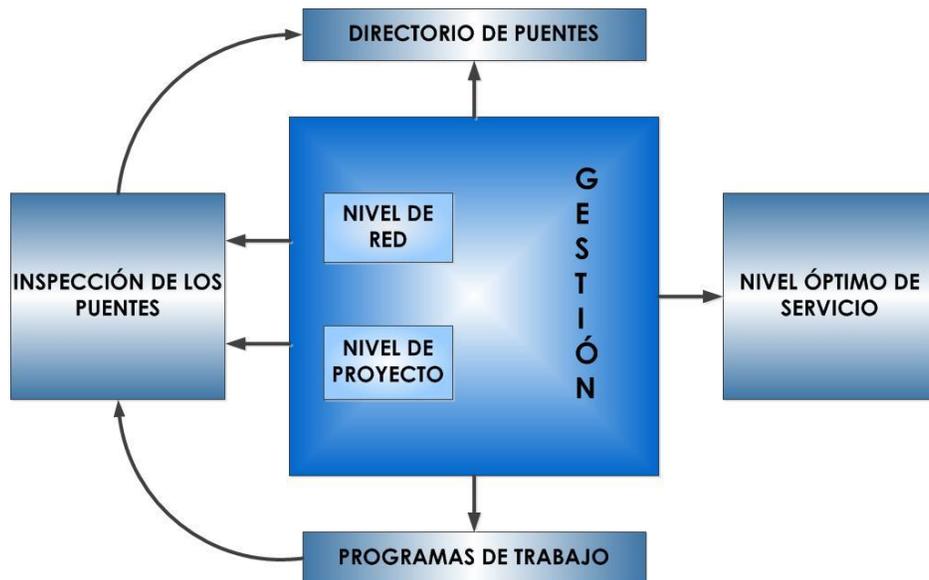


Fig. 2.2 Sistema de gestión de puentes de Finlandia RWA BMS (Ryall, 2001)

2.2.3 HiSMIS

El Reino Unido tiene más de un sistema de gestión para puentes, entre ellos, uno de los principales es el HiSMIS (Highways Structures Management Information System) desarrollado por la High-Point Rendel (HPR) en la década de los noventa y es uno de los más usados en la Gran Bretaña, el sistema se muestra en la figura 2.3.

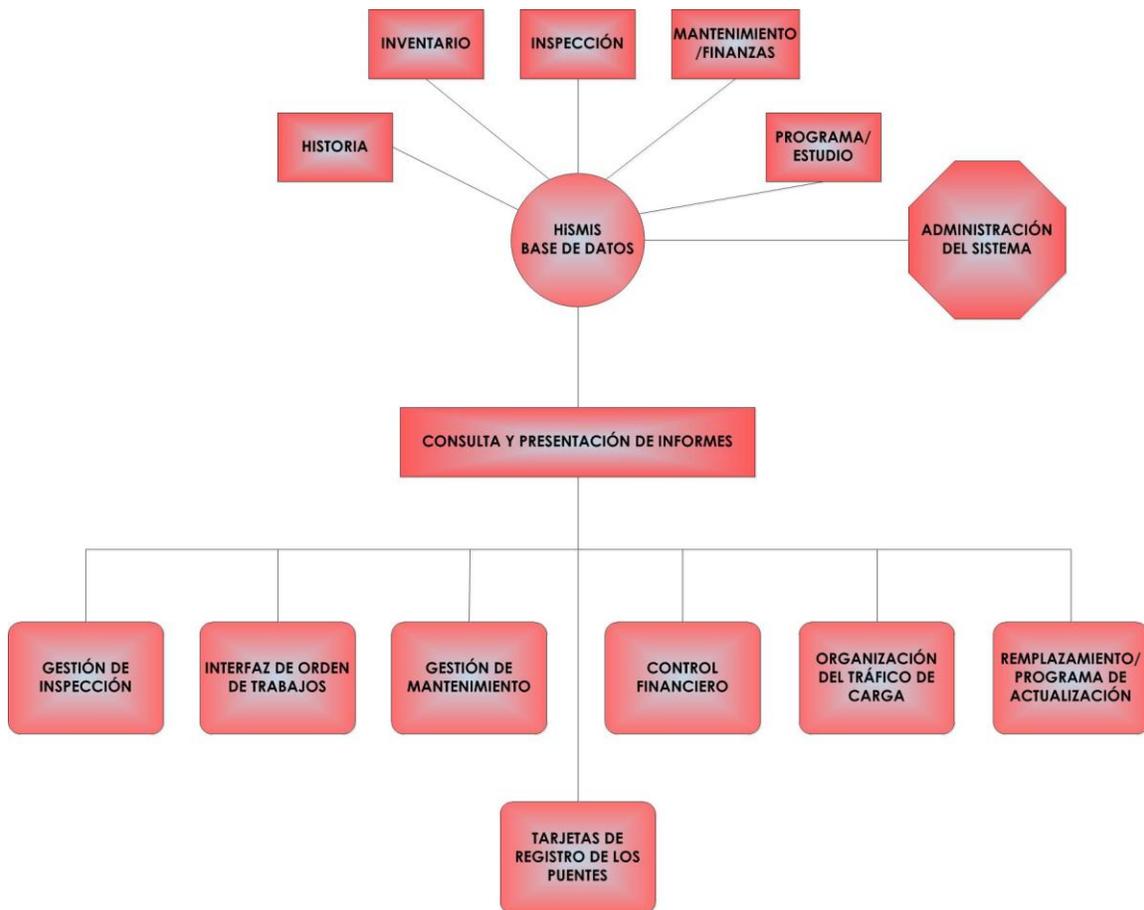


Fig. 2.3 Sistema de gestión de puentes del Reino Unido HiSMIS (Ryall, 2001)

El módulo de administración tiene la particularidad de ajustar y mantener el sistema para un uso en específico, así mismo los primeros cinco módulos son de recopilación o entrada de datos que proveen la información, mientras que los últimos seis son la salida de los datos.

Tiene la habilidad de procesar la información y producir resultados rápidos, eventualmente la HPR le proporciona mejoras y de acuerdo a la experiencia se le hacen ajustes, estos dos aspectos son muy importantes en un BMS ya que mantienen actualizado el sistema y listo para adaptarse a diferentes escenarios.

2.2.4 PONTIS

El PONTIS cuyo nombre es puente en latín, es el primer BMS que se desarrolló en Estados Unidos de América, fue creado por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) en la década de los noventa y actualmente es usado en la mayoría de los estados del mismo país. Una sofisticada computadora sirve de plataforma para que el PONTIS funcione, de esta manera se puede adaptar el sistema para cada usuario; su mayor ventaja es la facilidad con la que transforma las decisiones ingenieriles en beneficios tangibles y costos de mantenimiento relativamente bajos. El sistema general se ilustra en la figura 2.4.

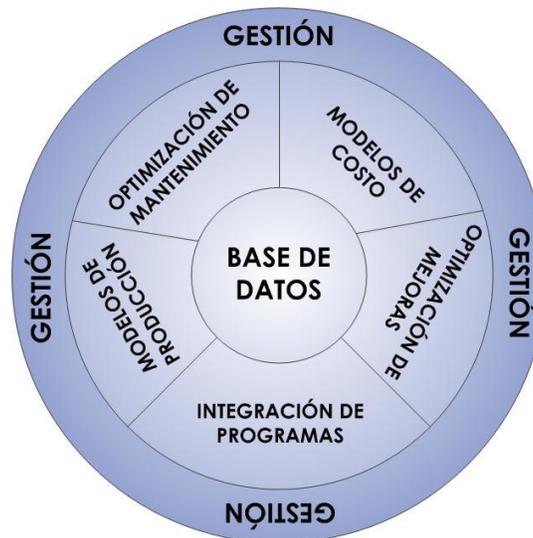


Fig. 2.4 Sistema de gestión de puentes PONTIS (Ryall, 2001)

Las inspecciones del puente se llevan a cabo elemento por elemento, existen 120 elementos básicos que se revisan y para cada elemento se le asigna una calificación de estado o condición en que se encuentra. El sistema usa un modelo de deterioración para determinar la condición o estado de degradación y con ello es valorado el puente, una vez que se le ha valorado se procede a ejecutar las acciones correspondientes de mantenimiento y se asigna un presupuesto para cada una de estas acciones.

Para un mejor manejo de la información, el sistema minimiza los costos del ciclo de vida del puente manteniéndolo fuera de riesgos que lo puedan afectar o de la falla total encontrando la preservación óptima. El modelo se actualiza constantemente y cuantifica los beneficios que resultan de los diversos trabajos; esta información llega a la base de datos del sistema y en determinado momento, el mismo sistema recomienda la opción de mantenimiento que da los mayores beneficios y menores costos con base a los trabajos realizados anteriormente. Este proceso es repetido para cada uno de los elementos del

puente que quiera evaluarse. La decisión final depende también del presupuesto que se requiere, esto implica tomar diferentes decisiones o darle mayor prioridad a ciertos objetivos en los trabajos; es aquí donde se requiere de la experiencia y criterio del ingeniero para decidir qué se necesita más en el mantenimiento del puente dependiendo del estado en que se encuentre la estructura.

2.2.5 PENNSYLVANIA BMS

En Estados Unidos se dispone de un BMS del estado de Pennsylvania cuyo objetivo general es el siguiente:

Desarrollar una herramienta de administración que determinará sistemáticamente las necesidades presentes de mantenimiento, rehabilitación y remplazamiento de puentes en Pennsylvania y para predecir las necesidades futuras usando varios escenarios, siempre dándole prioridad al mantenimiento, rehabilitación y remplazamiento y que proveerán de métodos para lograr un nivel óptimo de servicio (Ryall, 2001).

El sistema fue desarrollado con base a un sistema de registro de inventarios creado por el Departamento de Transportación de Pennsylvania (PenDOT), fue modificado para ser compatible con otros sistemas del departamento y fusionado con un inventario de costos que contiene información acerca de materiales y equipo que produce costos unitarios para actividades de mantenimiento, así como rehabilitación y remplazamiento, el sistema se muestra en la figura 2.5.

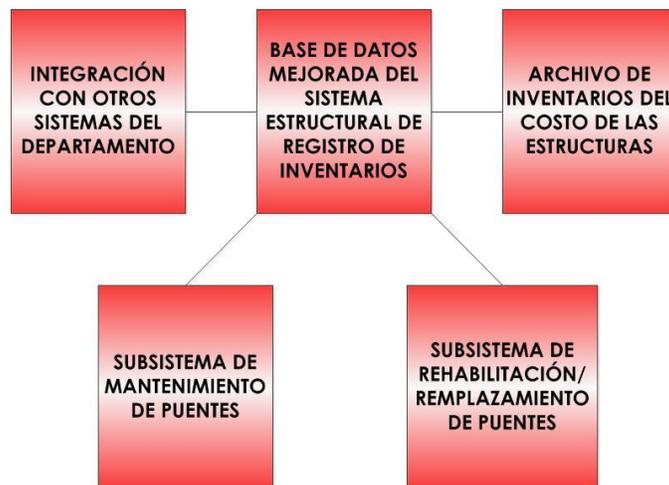


Fig. 2.5 Sistema de gestión de puentes de Pennsylvania (Ryall, 2001)

Este sistema posee una gama de 76 actividades de mantenimiento que con base a la inspección para identificar los trabajos potenciales necesarios, se estiman las prioridades y

cantidades de requerimientos para cada mantenimiento, y el costo total es el producto de las cantidades estimadas y de los costos unitarios.

El subsistema de mantenimiento de puentes asigna las prioridades a los trabajos, para ello se considera lo siguiente:

- Importancia de las actividades de mantenimiento en la seguridad del puente.
- Urgencia de las reparaciones.
- Importancia del puente en la red vial.
- Capacidad de carga actual que transita sobre el puente.

2.2.6 SIPUMEX

El SIPUMEX (Sistema de Puentes de México) es de los pocos BMS de México, fue creado en 1992 por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) con la finalidad de darle mantenimiento a los puentes de la red carretera federal, que hasta entonces no contaban con un programa de mantenimiento y muchos de ellos se encontraban en muy malas condiciones debido a que el aspecto del mantenimiento y la rehabilitación de puentes nunca había sido considerado.

Este sistema está basado en el sistema danés DANBRO, por lo que su funcionamiento es muy similar. El sistema jerarquiza las necesidades de los puentes, así como la ejecución de las obras y optimiza los recursos económicos, también ocupa un inventario de los puentes existentes o base de datos que los clasifica de acuerdo a su diseño, geometría, material, historia y estado en el que se encuentran. El sistema básico se ilustra en la figura 2.6.



Fig. 2.6 Sistema de gestión de puentes SIPUMEX

El SIPUMEX al igual que los demás BMS tiene una escala de calificaciones para determinar el estado en el que se encuentran los puentes y con ella se toman las acciones necesarias para su mantenimiento o rehabilitación. Esta escala va del número 0 para estructuras en perfectas condiciones hasta el número 5 para estructuras que tienen un daño severo y en las cuales se requiere acción inmediata, dicha escala se ilustra en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Escala de calificaciones del SIPUMEX

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

El SIPUMEX es usado para el mantenimiento y rehabilitación de los 7,231 puentes existentes de la red federal de carreteras libres de peaje en toda la República Mexicana, se programa su atención de acuerdo a los recursos disponibles. Cuenta con su respectiva base de datos que es actualizada en promedio cada dos años y que permite monitorear el deterioro y deficiencias en los puentes, en el caso de algún fenómeno natural los puentes son inspeccionados nuevamente.

Los criterios que se toman en cuenta son la calificación que se le asigna y el tránsito promedio anual de vehículos, con ello se enlistan los puentes, las prioridades de cada uno y se estima el costo de los trabajos a realizar, estos registros dan lugar a un programa de estudios y proyectos de puentes del año en que se realiza la jerarquización y un programa de obras de reconstrucción de puentes del año siguiente.

El inventario del SIPUMEX cubre a las 31 entidades federativas de México entre las que destacan por el número de puentes Michoacán con 463 como el que más tiene y Quintana Roo con 19 que es el estado que menos tiene. En la tabla 2.2 se recopila la información del número de puentes y longitud por entidad federativa que tiene la base de datos del SIPUMEX.

Tabla 2.2 Número y longitud de los puentes de la red federal carretera por estado según SIPUMEX

ESTADO	NO. DE Puentes	LONGITUD (KM)	ESTADO	NO. DE Puentes	LONGITUD (KM)
Aguascalientes	70	2.5	Nayarit	124	4.8
Baja California	122	4.8	Nuevo León	241	8.4
Baja California Sur	96	2.9	Oaxaca	382	17.2
Campeche	74	2	Puebla	140	4
Coahuila	305	9	Querétaro	63	2.2
Colima	58	3.1	Quintana Roo	19	0.8
Chiapas	266	11.3	San Luis Potosí	251	8.6
Chihuahua	352	9.9	Sinaloa	230	10.4
Durango	237	7	Sonora	457	9
Guanajuato	162	3.9	Tabasco	84	5.6
Guerrero	390	18.5	Tamaulipas	349	10.9
Hidalgo	197	7	Tlaxcala	152	3.9
Jalisco	298	11.1	Veracruz	415	18.7
Estado de México	208	8.2	Yucatán	23	1.1
Michoacán	463	15.8	Zacatecas	195	4.8
Morelos	77	1.9	Total Nacional	6500	229.3

El SIPUMEX es un sistema de reciente creación por lo que aún no tiene mucha difusión, es por ello que la problemática sigue existiendo. Otro factor que obstaculiza seriamente el sistema es la gran cantidad de puentes de edad avanzada, estos puentes han estado en servicio por varios años y antes no existían los BMS por lo que no se tenía la preocupación de conservarlos; en la actualidad dichos puentes tienen severos daños que necesitan un derramamiento de recursos alto, lo que quizá resulte antieconómico por lo que en casos como esos se procede a la opción del remplazamiento. El éxito del sistema se podrá tener con los puentes que son relativamente nuevos, de esta manera se lograrán conservar mejor con las técnicas de mantenimiento y rehabilitación.

Este trabajo retomará los aspectos básicos de un sistema de gestión de puentes para poder realizar los trabajos de mantenimiento y rehabilitación, la idea fundamental es que con base a ellos se faciliten dichos trabajos y se implanten las acciones y técnicas necesarias para la conservación de los puentes en México. En lo que sigue se hará una descripción de las partes fundamentales de un BMS.

2.3 INVENTARIOS

Para la realización de todo mantenimiento o rehabilitación de puentes es importante conocer varias características de los mismos, tales como: su diseño, geometría, materiales,

elementos que lo constituyen, proceso constructivo, entre otros. Para ello existen los inventarios o llamadas bases de datos, en ellos se detalla las características de cada uno de los puentes existentes en un país o región con el fin de darles un mejor mantenimiento y ver el estado actual de la estructura, así como sus deficiencias. El objetivo de un inventario debe ser el organizar la información que será requerida para su uso y cuál debe ser almacenada (*Harding et al., 1990*).

Los inventarios son muy importantes para un sistema de gestión de puentes ya que constituyen la base fundamental para ejecutar los trabajos de mantenimiento o rehabilitación, los inventarios deben contener la información siguiente:

- Plano de localización
- Número de puente
- Nombre del puente
- Materiales que lo conforman
- Imagen de la estructura
- Plano general de construcción
- Obstáculos que se presentan en el camino
- Tipo de puente
- Número y dimensiones de los claros
- Número y ancho de carriles
- Capacidad de carga viva y carga muerta
- Capacidad vehicular extraordinaria

Los datos son obtenidos mediante una visita de campo y la información contenida en memorias de cálculo del puente.

En los inventarios también se registran las inspecciones que se la han hecho al puente y cada cuanto tiempo se han realizado, esto sirve para ver el deterioro que ha tenido el puente en el tiempo y los trabajos de mantenimiento o rehabilitación que se han realizado anteriormente.

Un factor importante es la comparación entre los puentes, se comparan los daños que tienen entre ellos, principalmente, entre puentes que conservan una geometría similar, también se toma en cuenta la importancia con el fin de asignar prioridades en su atención.

2.4 INSPECCIONES

Las inspecciones son el paso posterior a un inventario. Identifican todos los daños que el puente ha sufrido, tales como: intemperismo, impactos accidentales, así como deficiencias

en su construcción o diseño. Para poder determinar la causa de esos daños y su posible solución es necesario disponer de la información siguiente: dibujos, memorias de cálculo, planos, historia, procedimientos constructivos, características geográficas y climáticas del sitio, entre otros.

Es importante resaltar que las inspecciones ayudan a formular estrategias de mantenimiento, además de que permiten entender el comportamiento estructural y de los materiales del puente, también ayudan a que se realicen cambios en las prácticas de diseño al observar las partes vulnerables del mismo. Una inspección regular en un puente provee:

- Registro del estado de la estructura, así como de los cambios que ha sufrido para ser analizados y tomar acciones.
- Datos para evaluar la seguridad y servicio del puente.
- Información sobre puntos potenciales de peligro.
- Información sobre estrategias de mantenimiento que pueden ser establecidas consistentemente.
- El efecto de cualquier cambio en las cargas de tráfico.
- Datos para analizar nuevas formas estructurales, así como de nuevos materiales para la rehabilitación del puente.
- Datos para proponer nuevas técnicas de refuerzo.
- Datos para fines de investigación.

Existen varios tipos de inspección y en función de cada tipo se definen los tiempos en que se realizan. De esta manera las inspecciones se dividen en cuatro categorías: superficial, general, principal y especial.

INSPECCIÓN SUPERFICIAL

Se revisan daños y deficiencias obvias que a largo plazo pueden afectar la integridad estructural del puente, así como provocar accidentes a los usuarios o resultar en costos altos de mantenimiento.

INSPECCIÓN GENERAL

Consiste en una evaluación visual hecha en campo, no es necesario un equipo especial, se examinan partes representativas del puente y se determina su estado y algunos requerimientos de atención, este tipo de inspección se realiza cada dos años y la información es registrada en campo y guardada en la base de datos para inspecciones futuras.

INSPECCIÓN PRINCIPAL

La inspección principal es una examinación de todas las partes del puente de manera puntual, esta inspección se realiza cada seis años. Para las estructuras nuevas es necesario realizar primero una inspección principal y detallada. Para la realización de la inspección se necesita de equipos especiales de apoyo y desviación del tráfico para que se pueda evaluar mejor todas las partes del puente. En un principio las inspecciones principales se realizaban sin pruebas de algún tipo, solo se hacía examinación visual, pero en los últimos años se han implementado algunas como concentración de cloruro y carbonatación. En esta inspección también se realizan dibujos y se toman fotografías para el reporte.

INSPECCIÓN ESPECIAL

En esta inspección se realiza una evaluación minuciosa de alguna de las partes del puente que presenta un problema de consideración o que puede repercutir en uno de gran magnitud, para que se realice una inspección de este tipo existen varias razones, entre ellas están:

- Seguimiento de algún daño o problema identificado en una inspección anterior
- Investigación de un problema específico descubierto en estructuras similares
- Comprobación después de inundaciones
- Hundimientos en la cimentación
- Eventos extraordinarios como incendios o avenidas
- Actividad sísmica
- Asentamientos inesperados
- Puentes sujetos a esfuerzos críticos, como por ejemplo antes, durante y después del paso de una carga excepcional
- Un puente en condiciones malas pero que fue considerado seguro en el tiempo que estuvo en uso

En cada una de las inspecciones es necesario separar los elementos del puente para llevar un mejor registro y poder diseñar estrategias de mantenimiento con mayor exactitud y en un tiempo óptimo; para ello los puentes se separan en cuatro grupos principales para su inspección los cuales son: superestructura, subestructura, cimentación y accesorios.

A continuación se habla acerca de los elementos más representativos de los grupos anteriores así como de los daños que sufren debido a diversos factores.

2.4.1 SUPERESTRUCTURA

La cubierta es el elemento que más sufre degradación debido a que está expuesta al tránsito de vehículos a la intemperie. A continuación se describen algunos de los daños que suelen observarse en una inspección:

AGRIETAMIENTO

El agrietamiento del concreto es muy común debido a fuerzas de tensión por contracción del mismo y cambios de temperatura como se observa en la figura 2.7, por lo regular se manifiestan como grietas finas y no necesariamente indican un problema o comprometen la seguridad de la estructura. El tamaño y la ubicación de las grietas son importantes ya que dependiendo de estos dos factores se puede predecir cuál fue la causa de las mismas.

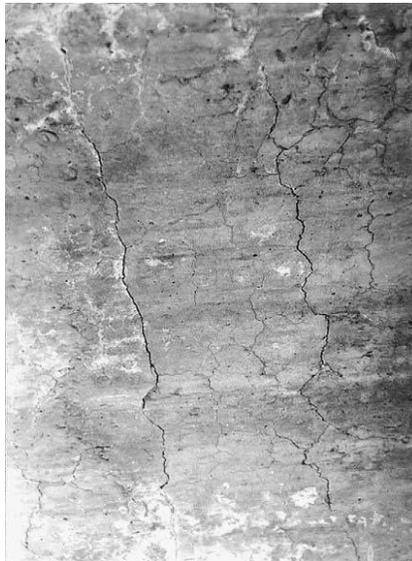


Fig. 2.7 Agrietamiento superficial en el concreto (Ryall, 2001)

Un patrón de grieta horizontal y vertical con ramificaciones por lo general indica un ataque químico de sulfo-aluminato de calcio que en presencia de sulfatos del suelo rompen la estructura de la matriz del cemento provocando que el concreto se desmorone, pruebas petrográficas ayudan a descubrir si está ocurriendo esto en el concreto. Por otro lado las reacciones alcali-sílice y alcali-agregados son causas de que el concreto se agriete, sin embargo a simple vista no se diferencian de las grietas provocadas por ataque químico. Es necesario hacer pruebas que definan cuál es la causa del agrietamiento antes de que éstas se agranden y provoquen una afectación estructural en el puente. Los anchos de grieta que no se encuentran relacionados con el funcionamiento normal de la cubierta se miden con una regla especial como se muestra en la figura 2.8, que tiene anchos predeterminados que van desde los 0.1 mm hasta los 7 mm para diagnosticar cual puede ser la posible causa de estas.



Fig. 2.8 Regla para medir anchos de grieta

CORROSIÓN DEL ACERO DE REFUERZO

En etapas tempranas la corrosión puede ser identificada por descoloramiento en la superficie afectada por manchas de óxido como se observa en la figura 2.9, una vez que ya se encuentra en estado avanzado ocurre el desconchamiento del concreto que deja a la intemperie el acero mostrando la corrosión que ha ocurrido.



*Fig. 2.9 Manchas de óxido en el sistema de piso, señal de corrosión en el refuerzo
(Hernández et al., 2009)*

LIXIVIACIÓN

Otro aspecto que se debe identificar en una inspección es la lixiviación que ocurre por el paso del agua a través del concreto disolviendo material constitutivo como hidróxido de calcio en las grietas, el resultado de esto puede ser manchas en el concreto, así como eflorescencia que se muestra en la figura 2.10 o incrustaciones de estalactitas que se forman, esto ocasiona la pérdida de alcalinidad que termina por convertirse en corrosión.



Fig. 2.10 Eflorescencia del concreto debido a lixiviación en la parte baja de la superestructura (Ryall, 2001)

DEFLEXIONES Y VIBRACIONES

De igual forma es importante identificar deflexiones a través de una prueba de talón de caída, así se puede examinar si la cubierta tiene una deflexión tolerable; también se puede medir con el paso de un vehículo pesado, de tal forma que si la deflexión de la carga muerta es vista sin necesidad de una medición especial quiere decir que excede lo tolerable y debe ser inspeccionada más a fondo para descubrir la causa de ello. En la figura 2.11 se muestran los efectos que han causado las deflexiones excesivas en un puente.



Fig. 2.11 Daño por vibración en la calzada del puente Palo Alto IV, Carretera Morelia-Guadalajara (Hernández et al., 2009)

DAÑO ACCIDENTAL

Por otro lado cuando los puentes se encuentran por arriba de un paso como lo es una carretera o algún otro camino por donde transitan vehículos, existe la posibilidad que un vehículo de gran altura se impacte con el puente y genere daños como la remoción de concreto y un astillamiento en el borde de la cubierta. Por lo tanto, es conveniente verificar este tipo de daños por accidente, porque pueden influir en la estabilidad de la estructura del puente.

DAÑO EN LA SUPERFICIE DE LA CUBIERTA

El daño en la superficie de la cubierta no debe pasar desapercibido en una inspección ya que el asfalto sufre desgaste debido al constante tránsito de los vehículos, pero también por el intemperismo que a su vez genera baches o grietas como se muestra en la figura 2.12; en otros casos el recubrimiento es removido por los vehículos.



Fig. 2.12 Agrietamiento en la superficie de rodamiento (Harding et al.,1990)

2.4.2 SUBESTRUCTURA

La subestructura por lo regular es de concreto o mampostería y la degradación que sufren es por causas similares a la de la superestructura.

CORROSIÓN

La corrosión suele estar presente en las pilas y se aprecia por el desconchamiento que se genera en su base (figura 2.13).

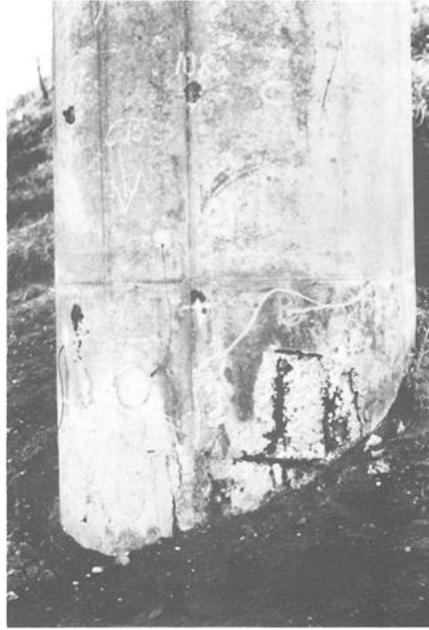


Fig. 2.13 Corrosión del acero en la base de la columna (Harding et al., 1990)

AGRIETAMIENTO

También el agrietamiento es digno de revisar en la inspección de subestructura (figura 2.14). Una grieta vertical que va desde la base hacia arriba hasta llegar a la parte superior es debido a contracción del concreto; si se presenta una grieta de forma horizontal puede ser a causa de una flexión; una grieta vertical en la parte superior de los estribos también puede ser a causa de falta de refuerzo para contener el esfuerzo local de ruptura en donde se encuentran los apoyos.



Fig. 2.14 Agrietamiento en la subestructura (Departments of the Army and Air Force of United States, 1994)

EROSIÓN DEL CONCRETO

Dentro de los trabajos de inspección también se debe revisar la posible erosión del concreto en la subestructura. La erosión ocurre en lugares fríos con suelos que tienen un alto contenido de humedad y sulfatos, por lo que también afecta a la cimentación. Cuando ocurre este fenómeno es muy destructivo, ya que propicia un ataque de sulfatos, las fases de cementación del silicato de calcio son destruidas y el concreto es desintegrado por completo, los agregados de caliza del concreto también tienen un daño elevado. Para este caso en particular siempre se realiza una inspección especial y se hacen pruebas de tipo petrográfico, análisis químicos y mineralógicos, se toman muestras de la parte afectada y son llevadas a un laboratorio para estudiarlas mejor.

ALINEAMIENTO Y NIVELACIÓN

Por otro lado, se debe inspeccionar que los estribos se encuentren alineados y nivelados perfectamente con el puente; se debe identificar cualquier anomalía, tales como, desplomo de estribos o columnas por hundimiento del terreno, así como pérdida de verticalidad de muros por empujes de suelo.

2.4.3 CIMENTACIÓN

La inspección de la cimentación de un puente ofrece dificultades ya que varias partes no son visibles. En la mayoría de los daños en la cimentación son observados hasta que ya ha fallado o colapsado el puente, lo útil de estos casos es que se puede evitar que ocurra lo mismo en otros puentes.

En el caso de un puente que cruce un cauce, los cambios de velocidad y temperatura que puede tener el río generan el movimiento de los apoyos y de las juntas de dilatación.

2.4.4 ACCESORIOS

Los accesorios de un puente que se deben inspeccionar son juntas de expansión, apoyos y el drenaje.

JUNTAS DE EXPANSIÓN

Las juntas de expansión son elementos que están más expuestos a sufrir daños, debido a que reciben directamente el impacto de las cargas de tráfico, así como los efectos del ambiente tales como: cambios de temperatura y rayos ultravioleta, las juntas se deben inspeccionar por los problemas que se describen a continuación.

Las juntas al recibir la carga del tráfico que transita por el puente tienden a sufrir una distorsión y en algunos casos a ser arrancadas, principalmente, en los carriles laterales por

donde circula el mayor número de vehículos pesados, el efecto del carrilamiento se muestra en la figura 2.15.



Fig. 2.15 Efecto del carrilamiento en una junta de expansión (Ryall, 2001)

El movimiento excesivo o limitado de las juntas es debido a que en la fase de construcción las juntas fueron mal colocadas o debido a que las especificaciones de diseño fueron incorrectas. Si el movimiento es excesivo puede causar que la superficie de la cubierta se aplaste y se destruya, si el movimiento es limitado causa agrietamiento o desprendimiento de la cubierta, una inspección ayuda a ver los cambios de temperatura a los que está expuesto el puente y ver si las juntas son las ideales para ello.

Las juntas tienden a desalinearse debido al paso de los vehículos, la superficie de ambos lados de las juntas puede verse comprimida quedando a desnivel, también las mismas juntas pueden ser colocadas incorrectamente quedando verticalmente más arriba del nivel de la superficie. En las inspecciones se hace una nivelación de las juntas de las distintas áreas que pueden estar fuera de posición.

APOYOS

En el caso de los apoyos se deben de inspeccionar por lo siguiente:

- Los espacios que quedan cuando se colocan los apoyos son muy pequeños y algunas veces están arrinconados, en estos espacios suele tenerse vegetación, así como

pájaros que hacen sus nidos, esto daña los apoyos, igualmente bloquean el drenaje causando una acumulación de agua y propiciando la corrosión en el apoyo.

- Debido a que los apoyos tienen placas de acero son susceptibles a tener corrosión y en consecuencia se puede tener mayor deslizamiento que repercute en un movimiento mayor y fuerzas excesivas en la subestructura, así como en el replazamiento completo del apoyo como se puede observar en la figura 2.16.
- Los apoyos de neopreno sufren de agrietamiento y mutilación, más en climas calurosos ya que afectan las propiedades del neopreno, en situaciones extremas incluso pueden fallar completamente los apoyos.
- En la inspección debe verificarse que los apoyos no estén sueltos, si lo están esto puede ser por varias causas entre las probables son el asentamiento de la subestructura, vibraciones excesivas debido a las cargas o corrosión severa que está haciendo que se pierda el apoyo.



Fig. 2.16 Apoyos con corrosión que deben remplazarse (Khan, 2010)

DRENAJE

En lo que se refiere a la inspección del drenaje se debe verificar lo siguiente:

- Las áreas húmedas son debido a que la tubería de drenaje del puente sufrieron una fractura o esté goteando por alguna causa generando humedad en la parte donde se encuentra este problema. En la inspección se debe detectar si existe alguna fractura en la tubería o alguna mala colocación que esté favoreciendo la humedad.
- La capacidad de la tubería de drenaje puede que esté mal diseñada o no logre llevar un gasto alto debido a que su tamaño no es el correcto para dichas necesidades, en tal caso se debe inspeccionar dicha capacidad y determinar si ante condiciones extremas funcionaría bien.

2.5 EVALUACIÓN

La evaluación consiste en asignarle una especie de calificación y una prioridad en su mantenimiento, con base a los daños observados y la importancia de la estructura, esta evaluación depende en gran medida del criterio del ingeniero, además de lo observado en campo. En consecuencia la evaluación implica un trabajo de ingenio en la estimación de las cargas y resistencia de los materiales para poder encontrar un modelo que se ajuste a su diseño y análisis; a diferencia de la etapa de diseño, en la evaluación se tiene que lidiar con un puente que prácticamente es imperfecto en todos los aspectos (*Harding et al., 1990*).

Para realizar una evaluación de un puente se requieren tres aspectos fundamentales: cargas, resistencia de los materiales y forma estructural; al combinarlos se obtiene un balance entre seguridad y economía, así la evaluación no será conservadora con la adopción de acciones innecesarias, ni demasiado flexible que redunde en un riesgo para el puente.

Para llevar a cabo tal evaluación se pueden usar los criterios del “Manual para la evaluación de condición de puentes”, AASHTO (1994), a partir de la estimación de un factor de evaluación (RF) que está definido por:

$$RF = \frac{\text{Capacidad disponible para el efecto de las cargas vivas}}{\text{Evaluación de la demanda de carga de los vehículos}}$$

$$RF = \frac{R - (Q_d + \sum_i Q_i)}{Q_l} \quad (2.1)$$

donde, R se refiere a la resistencia estructural del elemento analizado, Q_d es el efecto de la carga muerta, Q_l es el efecto de la carga viva y Q_i se refiere a cargas adicionales i . La interpretación que se da al factor RF es la siguiente: si $RF \geq 1$ el puente es apto para satisfacer la demanda de vehículos por lo que no requiere acciones de intervención, si $RF < 1$ el puente está sobre esforzado con tal demanda de vehículos y en consecuencia requiere medidas de intervención.

La ecuación 2.1 se modifica de acuerdo a la filosofía de evaluación que se aplique: diseño por esfuerzos permisibles (ASD), diseño por factores de carga (LFD) y diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). De esta manera el AASHTO deduce tres ecuaciones para la evaluación de puentes basado en cada una de las filosofías anteriores como sigue:

Diseño por Esfuerzos Permisibles (ASD):

$$RF = \frac{R - D}{L(1 + I)} \quad (2.2)$$

Diseño por Factores de Carga (LFD) y diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD):

$$RF = \frac{C - A_1 D}{A_2 L(1 + I)} \quad (2.3)$$

donde, R es el esfuerzo permisible en el miembro, C es la resistencia nominal, D representa el momento con carga muerta, L representa el momento con carga viva, I es el factor de impacto debido a la carga viva, A_1 y A_2 son los factores de carga muerta y carga viva, respectivamente; $A_1 = 1.0$ y $A_2 = 1.0$ para el método de esfuerzos permisibles; $A_1 = 1.3$ para el nivel operacional y nivel de inventario, $A_2 = 1.3$ para el nivel operacional, $A_2 = 2.17$ para el nivel de inventario tanto para los métodos LFD como para los métodos LRFD.

2.6 ESQUEMAS DE MANTENIMIENTO EN PUENTES CARRETEROS Y URBANOS DE CONCRETO

El mantenimiento en puentes consiste en llevar a cabo acciones que permitan combatir el deterioro estructural sin realizar trabajos de refuerzo o sustitución total de alguna de las partes que componen el puente. El objetivo del mantenimiento en un puente es asegurar que continuará funcionando adecuadamente hasta el final de su vida de diseño, apegándose a los principios de funcionalidad y estética.

Diseñar una estrategia de mantenimiento en los puentes es importante para tener mejores resultados en la seguridad del puente, se debe procurar que los niveles de aceptabilidad y servicio estén en el intervalo de seguridad, de lo contrario pueden poner en peligro a los usuarios. Se ha comprobado que si no se toman acciones de mantenimiento en los puentes, las estructuras se deterioran más rápido y se vuelven inseguras además de que se reduce su periodo de vida útil. Para agilizar este proceso y tener un mejor panorama de estrategias de mantenimiento se suelen aplicar los BMS que reúnen las características de organizar la información y actuar de manera óptima, buscando la mejor opción para darle mantenimiento a un puente; que combinado con la experiencia, conocimiento y criterio del ingeniero civil resultan en un programa de mantenimiento de alto nivel capaz de cubrir las necesidades de mantenimiento de los puentes que conforman el programa.

De acuerdo con el autor *Ryall (2001)* el mantenimiento se puede dividir en cuatro grupos:

Mantenimiento Cíclico: Este tipo de mantenimiento es el que se considera preventivo, los puentes requieren de reparaciones menores y ayuda a prevenir que ocurran algunos daños, por lo general abarca pintura, sellado de apoyos, limpieza del drenaje, limpieza del concreto, aplicación de sellador, etc.

Remplazamiento de Accesorios: Consiste en el remplazamiento o trabajo de restablecimiento de algún accesorio como apoyos, juntas de expansión, parapetos, drenaje, etc.

Mantenimiento Estructural Menor: En el caso del mantenimiento considerado menor se encuentra la reparación de grietas de poco ancho y desconchamiento del concreto de magnitud pequeña, así como manchas y pequeñas filtraciones de agua.

Mantenimiento Estructural Mayor: Requiere de acciones mayores en cuanto al mantenimiento, es decir, se necesita reparar alguna parte que ha sido afectada estructuralmente y de no actuar a tiempo se pone en riesgo la integridad del puente.

2.6.1 MANTENIMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA

A continuación se describirán algunos esquemas de mantenimiento preventivo y periódico en puentes de concreto (tanto reforzado como presforzado).

APLICACIONES MANUALES

Este tipo de reparaciones son principalmente para áreas pequeñas de 0.1 m³ y son relativamente fáciles, para ello se aplican diferentes materiales para subsanar el daño del concreto, como son: resinas epóxicas y de poliéster, cementantes modificados con polímeros y cementantes modificados con puzolanas. Es recomendable que la superficie a reparar sea humedecida previamente antes de colocar el nuevo concreto, esto con el propósito de prevenir la absorción excesiva de agua del nuevo concreto y que falle la reparación. En la tabla 2.3 se enlistan las reparaciones manuales que se hacen a los puentes y las propiedades que tienen.

APLICACIONES EN FLUIDO

Las aplicaciones en fluido son un mortero o concreto vertible en forma de fluido para realizar las reparaciones que se encuentran en lugares de difícil acceso, cuando las técnicas manuales no se pueden aplicar debido a la forma de la sección o cuando existe un congestionamiento de acero de refuerzo. En estos casos aplicar los materiales de manera fluida proporciona mayor resistencia al desgaste y al ataque de cloro y dióxido de carbono, así como minimiza el riesgo de que ocurra la reacción alcali-sílice. El nuevo concreto puede ser vertido en el vacío (por gravedad) o bombeado bajo presión desde un punto bajo.

Un ejemplo de este tipo de reparaciones se puede observar en la figura 2.17 donde se muestra la sección de una viga de un puente y como se puede aplicar el procedimiento.

Tabla. 2.3 Tipos de reparación de aplicación manual (Ryall, 2001)

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

En el caso de la cubierta las aplicaciones fluidas sirven para reparar superficies en donde las sales han penetrado en las capas de concreto de la misma, en estos casos el concreto dañado se remueve mediante hidrodemolición y se coloca concreto nuevo aplicando las técnicas de la tabla 2.3 o mediante una aplicación pulverizada.

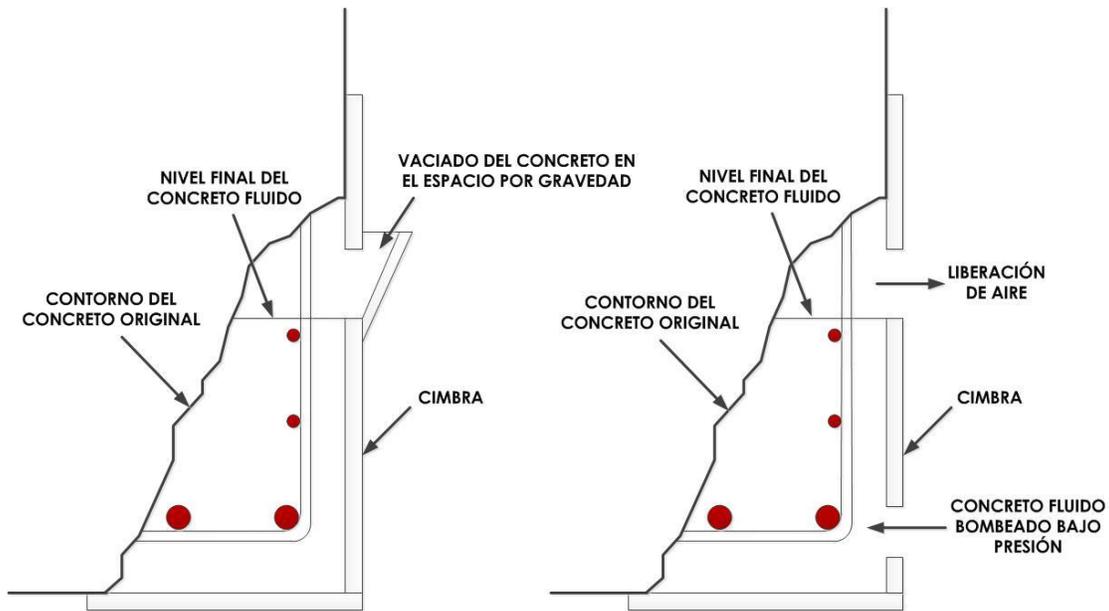


Fig. 2.17 Ejemplo de aplicaciones en fluido en una viga de concreto (Ryall, 2001)

Para el caso de la subestructura es recomendable acudir a esta técnica cuando el concreto de las pilas esté dañado por la corrosión generada por el agua que contenga cloruros y que se filtra desde la superestructura. La reparación consiste en remover el concreto afectado con cualquiera de las técnicas ya antes mencionadas, aplicar un recubrimiento inhibitor al acero de refuerzo que se encuentre con corrosión y finalmente colocar el nuevo concreto. En la figura 2.18 se muestra la sección de una columna que va a ser reparada.

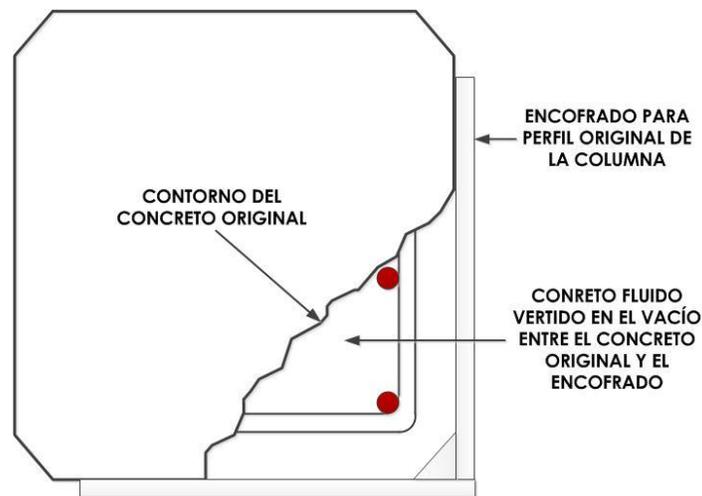


Fig. 2.18 Ejemplo de aplicaciones en fluido en una columna de concreto (Ryall, 2001)

APLICACIONES PULVERIZADAS

Este tipo de reparaciones consiste en atomizar una mezcla cementante en el área afectada, previamente dicha área debe ser limpiada y el concreto dañado debe ser removido. Suele usarse en áreas relativamente grandes y sin congestamiento de acero de refuerzo.

Existen dos maneras de aplicarse, la primera en seco y consiste en un mortero en polvo presurizado con aire comprimido hacia una boquilla donde se mezcla con agua y posteriormente es aplicado, la segunda manera es en húmedo y consiste en el uso de un mortero premezclado que es bombeado hacia una boquilla de aplicación y expulsado con aire comprimido.

En la tabla 2.4 se muestra los tipos de reparación recomendada con diferentes tipos de materiales, mientras que en la tabla 2.5 se describe las propiedades de los materiales más usados para la reparación de puentes de concreto.

Tabla 2.4 Aplicación de los materiales para reparación (Parke y Hewson, 2008)

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

Tabla 2.5 Propiedades de los materiales de reparación usados en puentes de concreto (Parke y Hewson, 2008)

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

Para el mantenimiento de puentes de concreto en México actualmente se usa la normativa de la SCT, entre estas normas se pueden destacar las que hacen referencia a la conservación periódica de puentes que se citan a continuación:

N-CSV-CAR-3-03-001/02 – Calefateo de Fisuras.

N-CSV-CAR-3-03-002/02 – Reparación de Grietas

N-CSV-CAR-3-03-003/02 – Reparaciones y Resanes en Elementos de Concreto

En estas normas se menciona como se deben hacer las reparaciones y con qué materiales. Por ejemplo, en la norma N-CSV-CAR-3-03-001/02 se define que dicha norma sirve para sellar fisuras hasta de 0.3 mm de ancho en elementos de concreto con mortero a base de cemento Portland o algún otro producto especial para sellado, con el fin de prevenir el contacto del agua con el refuerzo. Al igual que en los métodos mencionados anteriormente se debe de limpiar la superficie, la norma señala que debe delimitarse la fisura 5 cm de cada lado de la misma.

La norma N-CSV-CAR-3-03-002/02 sirve para la reparación de grietas mayores a 0.3 mm de ancho en elementos de concreto con el fin de evitar la entrada de cuerpos extraños y del agua a los elementos del puente. En este caso, aparte de mortero a base de cemento Portland, se usan los productos epóxicos, poliuretanos o acrílicos para las reparaciones, además de que para limpieza se usa hidrodemolición con unidades de agua a presión, así como compresores de aire y equipo de inyección para la aplicación de los materiales.

Finalmente la norma N-CSV-CAR-3-03-003/02 hace referencia a reparaciones y resanes en elementos de concreto, las cuales se centran en trabajos de restitución o resanes de secciones de elementos de concreto que se han deteriorado por impactos, corrosión, colocación deficiente del concreto, o degradación por carbonatación, reacción alcali-sílice, etc. Estas se hacen mediante resanes superficiales o reparaciones de la sección completa. En el caso del uso de concreto hidráulico se requerirá para espesores de reparación mayores a 150 mm y con una resistencia mínima a la compresión de 300 Kg/cm². Para el caso de los morteros se pueden usar morteros de cemento, arena y aditivos para espesores de 5 a 50 mm y morteros cemento, arena, aditivos y grava para espesores de 51 a 150 mm.

La normativa de la SCT tiene sus particularidades, pero en general tiene los mismos métodos y materiales que los mencionados al principio.

ACERO DE REFUERZO

La corrosión es el principal problema que se presenta en los puentes, por ello es importante mantener el acero de refuerzo en buenas condiciones y de preferencia brindarle una protección contra este tipo de problemas, existen algunas maneras de lograr esto con métodos que tienen tanto ventajas como desventajas, estos métodos son enfocados principalmente en mitigar la corrosión, los métodos se describen en la tabla 2.6.

Tabla 2.6 Métodos para combatir la corrosión (Parke y Hewson, 2008)

MÉTODO	CARÁCTERÍSTICAS	VENTAJAS Y DESVENTAJAS
Protección catódica	Los cloruros fomentan la corrosión registrando una pérdida de sección en el acero en las áreas anódicas del mismo, la protección catódica se coloca entre los nuevos ánodos y el refuerzo oponiéndose y deteniendo la corrosión natural.	Es efectivo previniendo la corrosión por cloruros y carbonatación, pero es caro de aplicar además de un constante mantenimiento y al final se tiene que remplazar. Los sistemas y materiales modernos pueden extender la expectativa de vida hasta 30 años.
Desalinización	La superficie de la estructura es cubierta con ánodos externos y un recubrimiento electrolítico. La carga negativa de los iones de cloruro viaja al medio electrolítico externo lejos de la carga negativa del refuerzo.	Es una buena solución duradera a largo plazo solo si se evita la contaminación futura, es indispensable que el concreto se encuentre entre los cátodos y el ánodo. El proceso de desalinización del concreto se completa entre 8 y 13 semanas además de que es aún más caro que la protección catódica.
Re- alcalinización	El comportamiento es parecido al de la desalinización. Se usan electrolitos alcalinos que hacen que los iones alcalinos viajen al refuerzo lo que restablece la capa pasiva alrededor del refuerzo e incrementa el ph.	Es una buena solución duradera a largo plazo solo si se evita la carbonatación futura. El proceso es completado en 7 días.
Tratamientos superficiales anti-carbonatación	La carbonatación es debida al dióxido de carbono que daña el concreto que reacciona con hidróxido de calcio y reduce la alcalinidad. Los tratamientos superficiales expulsan las moléculas de dióxido de carbón al igual que permiten el paso de vapor de agua que inhibe el ingreso al concreto del dióxido de carbono.	Extiende la vida de las estructuras a bajo costo y que si no se atienden a tiempo pueden sufrir de corrosión debido a carbonatación, su desventaja es que no puede evitar la corrosión si el concreto ya ha presentado carbonatación en el refuerzo.
Inhibidores de corrosión	Es un recubrimiento aplicado en la superficie del concreto, los inhibidores penetran por difusión líquida o gaseosa para formar una delgada capa en la superficie del refuerzo.	Son tecnologías nuevas y su efectividad a largo plazo aún no está sustentada. Es más cara que la aplicación de silano pero resulta más económico que la remoción del concreto o la re-alcalinización.
Tratamientos superficiales de impregnación	Algunos materiales como el silano (tetrahidruro de silicio) son impregnados en el concreto para prevenir el ingreso de agua pero permiten la expulsión de vapor, de esta manera los cloruros no pueden entrar y el concreto se seca lentamente inhibiendo la corrosión.	De muy bajo costo pero solamente efectivos inhibiendo la corrosión si se ha evitado que el agua penetre en el concreto por otras caras.

MANTENIMIENTO DE LOSAS

La losa de un puente es común que se le proteja contra los efectos de la humedad, para ello se usan mezclas 50-50 de aceite de linaza hervido y keroseno, alcoholes minerales o algún compuesto semejante; para que se tenga una adecuada protección se deben aplicar periódicamente dichas sustancias.

En losas que han sufrido agrietamiento o han sido parchadas se utiliza un tratamiento superficial de asfalto de penetración o algún sellador que repare dicho agrietamiento. En el caso de colocar una sobrecarpeta se debe revisar el estado en que se encuentra el concreto, si está suelto, debe ser removido y remplazado antes de colocar la sobrecarpeta, igualmente si existen grietas o cavidades en el concreto deben ser reparadas con alguno de los métodos y materiales mencionados anteriormente para que el agua no se filtre.

Otro método de protección que se usa en las losas son las sobrecarpetas de concreto asfáltico, con el fin de que la superficie de rodamiento quede lisa y reducir las cargas de impacto sobre el puente, también se usan como capas protectoras de desgaste para asfaltos de penetración o sistemas de membranas impermeabilizantes. El inconveniente que tiene es que son porosas y por sí solas no proporcionan un sellado y protección de la losa debido a que la misma porosidad atrapa humedad cargada de sal que tarde o temprano deteriorara la losa. Lo que se recomienda es que antes de colocar la sobrecarpeta se aplique algún tratamiento superficial de asfalto de penetración en varias capas o alguna membrana acrílica o algún otro sellador que sea efectivo.

Al igual que con la aplicación de selladores se debe cuidar las juntas de expansión, lo que se puede hacer es colocar retenes extremos sobre las juntas para proteger la sobrecarpeta adyacente a la junta y que no invada el material a la misma.

Antes de la colocación de una sobrecarpeta se debe ver el estado en el que se encuentra el concreto, si este se encuentra suelto debe ser removido y remplazado antes de colocar la sobrecarpeta, igualmente si existen grietas o cavidades en el concreto deben ser reparadas con alguno de los métodos y materiales mencionados anteriormente para que el agua no se filtre. Para que la sobrecarpeta obtenga una mejor adherencia, previo a su colocación se aplica un agente sellador primario y un agente adhesivo, además cuando ya se halla colocado la sobrecarpeta se debe compactar completamente.

MANTENIMIENTO DE LOS APOYOS

El mantenimiento de los apoyos implica las acciones siguientes: mantenerlos libres de basura; las superficies de movimiento o deslizamiento deben estar completamente limpias y lubricadas; protegerlos contra la corrosión; reparar y remplazar los revestimientos del apoyo; asegurar que los pernos de unión con la estructura se mantengan libres de corrosión,

fijados herméticamente y lubricados; mantener las camas de mortero en buen estado y de ser necesario remplazarlas si se encuentran dañadas.

Cuando los apoyos han sufrido de agrietamiento en la parte de las placas de metal, la corrosión dañará seriamente el apoyo poniendo en riesgo la integridad del mismo, en estos casos lo más recomendable es sustituirlo para que no existan riesgos mayores.

La humedad principalmente afecta a los apoyos ya que provoca la corrosión, por ello es vital que se mantengan limpios para que no se acumule dicha humedad. La temperatura también influye, dependiendo de la zona en que se ubique el puente, ya sea fría o cálida, el apoyo debe estar diseñado para tales condiciones climáticas, de lo contrario puede presentar problemas al expandirse o contraerse por los cambios de temperatura.

2.6.2 MANTENIMIENTO DE LOS ACCESORIOS

Los accesorios que más deterioro sufren en un puente son las juntas de expansión, el drenaje, parapetos, membranas impermeabilizantes, entre otros.

JUNTAS DE EXPANSIÓN

Las juntas de expansión al igual que los apoyos deben de limpiarse continuamente y se debe retirar el material incompresible como polvo, arena, grava o escombros. El material de relleno de las juntas de expansión puede ser fieltro impregnado de asfalto, espuma de poliuretano cabeceada con asfalto de hule colado en sitio, cloruro de polivinilo, polisulfuro, neopreno, hule butilo o poliuretano.

Para el caso de juntas de expansión de acero se tiene que realizar una limpieza periódica y asegurarse de que estén libres de materiales incompresibles, esto con el fin de que el movimiento de los dispositivos sea libre. El anclaje de las juntas elastoméricas se deben inspeccionar periódicamente para verificar que no se haya aflojado alguna parte, que de lo contrario es un riesgo para el tránsito que circula por el puente.

En México existe la norma N-CSV-CAR-3-03-004/02 de la SCT relativo a la reposición del sello de las juntas de dilatación. Ésta es usada para la reposición del sello de las juntas de puentes con el fin de prevenir la entrada de cuerpos extraños y de agua a la estructura, así como permitir el movimiento libre de las juntas debido a los diversos cambios de temperatura.

Las juntas se deben de delimitar antes de empezar los trabajos de mantenimiento y se debe remover el sello anterior que está dañado, en el caso de existir elementos de acero expuestos se les debe de limpiar los residuos de óxido que tengan mediante chorro de arena o lijado manual o mecánico. El material usado para el sellado tiene que ser compatible con

el tipo de junta de manera que se garantice la estanqueidad de la misma, una vez que se halla colocado el sello, en caso de existir, los dispositivos de la junta de expansión que hayan sido retirados se volverán a colocar procurando siempre que la parte superior de la junta quede al mismo nivel que la superficie de rodamiento.

DRENAJE

El mantenimiento del drenaje debe ser considerado desde la etapa de diseño. Es importante mantener todas las partes del puente lejos del agua, principalmente el agua que contiene sales es dañina para el concreto; un sistema efectivo de drenaje en el puente acarrea el agua lo más rápido posible para evitar que se estanque o vierta sobre alguna de las partes de la estructura. Para evitar el estancamiento, los drenes deben estar limpios de basura o cualquier objeto que estorbe el paso del agua, de esta manera su capacidad no se verá disminuida.

También puede que los drenes de la losa sean insuficientes por lo que es importante realizar inspecciones posteriores a una lluvia extraordinaria para poder detectar zonas en donde el agua se está estancando que indicara su insuficiencia.

La norma N-CSV-CAR-2-03-003/01 de la SCT hace referencia a la limpieza de los drenes de los puentes, tiene como objetivo retirar el azolve y todo material que se acumule en los drenes, para restituir su capacidad y eficiencia hidráulica para evitar estancamientos en la superficie de rodamiento principalmente, así como formación de humedades en elementos de la superestructura que provoquen su deterioro, los drenes utilizados son:

- Drenes de piso. Formados por un orificio en la losa de la superestructura.
- Drenes de tubo. Formados por un tubo con o sin conexión en un orificio o perforación en la losa.
- Bajadas pluviales. Extensión del dren de tubo para alejar la descarga de agua pluvial de los elementos de la subestructura o vialidad inferior.

La basura y objetos sólidos, tales como: ramas de árboles, fragmentos de roca, suelos o algún otro desperdicio, son quitados con pala de los drenes, para el caso de tierra, polvo y basura muy pequeña se usan cepillos de alambre, de fibra o de raíz, además del uso de aire comprimido o de agua a presión para retirarlos. La norma también dice que la limpieza de los drenes se debe realizar habitualmente antes de la temporada de lluvias.

MEMBRANAS IMPERMEABILIZANTES

Las membranas impermeabilizantes sirven para evitar que el agua penetre en la cubierta del puente evitando daños principalmente en los elementos de concreto como las vigas. Se suelen usar sistemas en forma de una capa sobre la superficie del concreto que puede ser de materiales a base de polímeros o de elastómeros y que se adhieren al concreto, también

existen los sistemas líquidos con base acrílica, epóxica o de poliuretano. Para que dicha membrana funcione correctamente es importante que las reparaciones en los apoyos o drenaje sean cuidadosas para que no se dañe la integridad del sistema impermeable. Se ha descubierto recientemente que una capa de arena roja de asfalto por encima de la membrana actúa como una protección. Las membranas impermeabilizantes tienen una vida útil de 20 años, aproximadamente.

CAPÍTULO 3

CRITERIOS DE REHABILITACIÓN

3 CRITERIOS DE REHABILITACIÓN

La rehabilitación de puentes se refiere a la reparación y/o refuerzo de sus elementos estructurales con objeto de restituirles su capacidad de carga. La reparación y el refuerzo implican reponer y mejorar las características originales, respectivamente, de los elementos resistentes del puente.

La rehabilitación toma importancia cuando un daño severo no es solucionado con las técnicas de mantenimiento o por un mantenimiento deficiente o nulo llegó a condiciones, tales que se tiene que remplazar alguna de sus partes.

Los términos refuerzo, rehabilitación y rigidizar siempre son relacionados entre sí y suelen confundirse a menudo, para consolidar dichos conceptos se puede tomar como referencia la definición que los autores *Chen y Duan (2003)* dan respecto a ellos, los términos se definen como sigue:

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

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

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

El refuerzo y rehabilitación de los puentes, requieren de trabajos mayores y en ambos casos se involucra la parte estructural. Por otra parte existe un último escenario, el cual es el peor de todos y que consiste en el remplazamiento del puente; lo último que se espera de un puente es el colapso.

3.1 REGLAMENTOS

Los reglamentos en el ámbito de la rehabilitación de puentes no cuentan con un apartado específico, no se puede hablar mucho de este tema en los reglamentos, se ve que es una problemática mundial el que no exista una sección especial dedicada a la rehabilitación en las diferentes normativas. Los manuales existentes que muchas veces son derivados de las normativas, contemplan algunos aspectos que pueden destacarse como el del presfuerzo

externo en vigas y encamisados de pilas por mencionar algunos. A continuación se mencionan algunos aspectos básicos que se pueden encontrar en los reglamentos.

Las normas AASHTO no contienen lo que es una rehabilitación, este tema lo han tratado más en manuales que se han publicado. El término de rehabilitación de puentes como tal es referido en el manual “Recomendaciones para Rehabilitación y Remplazamiento de Puentes Históricos”, este manual hace más referencia a puentes que se consideran de mucha antigüedad, esto se debe a que en los Estados Unidos el aspecto del mantenimiento es muy importante y se aplica constantemente a los puentes, no a menudo se llega a la instancia de rehabilitación, aunque en algunos casos es necesario. En este manual se tratan aspectos básicos de rehabilitación para todos los tipos de puentes, no se adentra demasiado en aspectos técnicos, sirve como una herramienta de consulta general para conocer algunos aspectos como la sustitución de cubiertas comunes por cubiertas ligeras o los encamisados de fibras de refuerzo de polímeros (FRP), esto se puede encontrar en la sección de “Metodologías Remediales Comunes para Múltiples Tipos de Puentes”, la cual contiene los siguiente:

- Se puede reducir el peso de carga muerta reemplazando la cubierta por una ligera.
- Las fibras de refuerzo de polímeros (FRP) pueden ser usadas para reforzar los elementos de concreto.
- Se puede añadir material a los miembros individuales para incrementar su capacidad, como en el caso de las placas de refuerzo.
- Los miembros o secciones deterioradas pueden ser reemplazados para restablecer la integridad estructural o incrementar su capacidad.
- Existe la opción de construir un puente paralelo que reduzca la carga viva del existente.
- Se puede volver a clasificar el tipo de camino donde se encuentra el puente, es decir una definición diferente para su adecuación.

El CALTRANS maneja varios manuales, en el manual “Recomendaciones para la Asistencia Local” (Guidelines for Local Assistance”) en el capítulo 6 se habla de la rehabilitación y el remplazamiento en puentes carreteros, dentro de esta sección se puede destacar los siguientes puntos:

- La rehabilitación es importante en la reconstrucción de un puente para cumplir con los estándares actuales de previsión de las necesidades de transporte durante un mínimo de 10 años en el futuro, pero que no exceda los 20 años o la vida de diseño que queda del puente rehabilitado.
- Todos los aspectos del puente deben ser revisados para determinar el alcance del proyecto de rehabilitación.

- El remplazamiento del puente es una apropiada rehabilitación, si se considera que un análisis detallado del costo de los trabajos muestra que el remplazamiento es la solución más efectiva.
- La comparación del costo entre rehabilitación y remplazamiento no debe ser el único factor que influya en la toma de la mejor decisión.

Por otro lado en los manuales de “Ayudas de Diseño para Puentes (Bridge Design Aids)” o “Criterios de Diseño Sísmico (Seismic Design Criteria)”, hacen referencia a las mejoras ante sismo, que son una rehabilitación como tal; se habla de los diferentes encamisados tanto de concreto como acero y de fibras de refuerzo de polímeros, en ellos se encuentran detalles de diseño y aspectos más técnicos, no se profundizará en mencionar estos detalles ya que se abordarían parámetros más amplios que no se tocarán en el trabajo. Los manuales del CALTRANS son una buena opción en la rehabilitación para puentes.

El Eurocódigo solo se refiere al diseño estructural y sísmico de los diferentes tipos de puentes, para la rehabilitación de los mismos se basa en manuales, que contienen los métodos de rehabilitación a base de refuerzo con placas de acero y un amplio uso de fibras de refuerzo de polímeros.

En el caso de Europa se ve una falta de normativa en rehabilitación de puentes. Por otro lado mucha bibliografía e información existente sobre este tema proviene de esta parte, sin lugar a dudas la experiencia que se tiene en mantenimiento y rehabilitación de puentes ha sido fundamental, así como la constante investigación, desarrollo de nuevas tecnologías y aplicación práctica, es por ello que la falta de normativa no repercute en una deficiente o nula rehabilitación.

3.2 REFUERZO

El refuerzo es necesario en un puente si se ha descubierto que la capacidad de carga del puente es insuficiente. El constante aumento de tránsito en los puentes carreteros y urbanos de concreto, además del aumento de peso de los vehículos son factores que afectan la resistencia del puente y lo deterioran; este deterioro se ve reflejado muchas veces en las vigas de concreto del puente, lo más común es que puedan presentar grietas debido a esta insuficiencia, los miembros estructurales se vuelven débiles y es necesario tomar acciones. Principalmente se toma en cuenta la resistencia a flexión, cortante y a tensión directa o compresión, en estos aspectos se aumenta su resistencia mediante algunos métodos, en algunos casos incluso se añaden componentes extras al puente si se requiere.

El refuerzo de un puente debe realizarse con la menor interrupción de tránsito posible, ser económico, factible y los trabajos hechos deben de ser compatibles con la estética del

puede deducir mejor el refuerzo necesario.

Existen varias maneras de reforzar un puente, las más comunes son:

- Refuerzo con placas de acero.
- Refuerzo con fibras de refuerzo de polímeros (FRP).
- Refuerzo a base de presfuerzo externo.

A continuación se detallan las características, ventajas y desventajas de cada una.

3.2.1 REFUERZO CON PLACAS DE ACERO

Es de los métodos más usados para el refuerzo de puentes. Éste método consiste en añadir placas de acero a las vigas o traveses de concreto en la parte inferior de las mismas o en algunos casos en las caras laterales, para aumentar la resistencia a flexión, además de proveer mayor capacidad de carga. Generalmente se descubre que la capacidad del puente es insuficiente para llevar las cargas cuando aparece un agrietamiento considerable en las vigas. Éste método reduce la deflexión de las vigas y el agrietamiento, así mismo provee de rigidez y mejora la capacidad a cortante. Un aspecto importante a resaltar es que el método funciona para incrementar la resistencia a carga viva y no a carga muerta del puente.

DISEÑO

Las placas son de acero que proporcionan alta resistencia a efectos de tensión, por lo cual se pueden elaborar de anchos delgados, las placas son pegadas al concreto con un adhesivo de resina epóxica, este adhesivo juega un papel fundamental ya que es el que se encarga de transmitir las fuerzas de la estructura a las placas de acero. Adicionalmente se colocan pernos a las placas para unir mejor la placa con la superficie del concreto, en la colocación de los pernos debe de cuidarse de no afectar el acero de refuerzo, y en los extremos de la viga se suelen colocar los pernos para evitar que la placa se desprenda del concreto. Las placas son colocadas en las partes del puente donde la capacidad a flexión, cortante, o compresión necesita ser aumentada. En la figura 3.1 se muestra el principio del refuerzo con placas de acero.

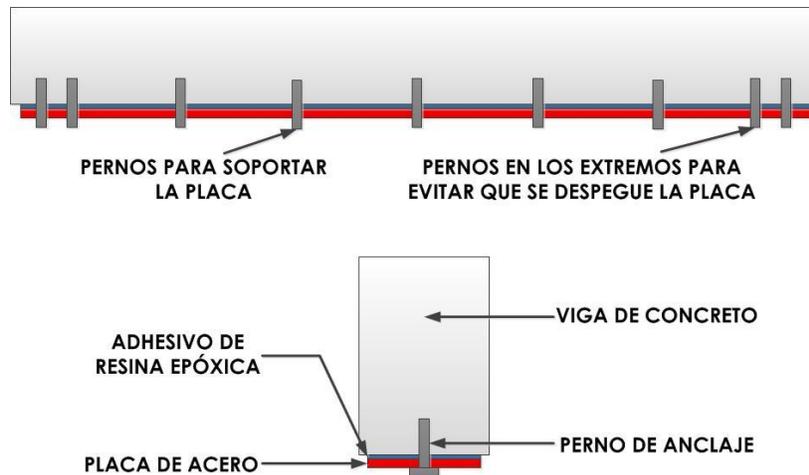


Fig. 3.1 Diseño del refuerzo con placas de acero (Ryall, 2001)

A flexión las placas de acero actúan como una capa adicional de refuerzo a la tensión, estas fuerzas de tensión son transmitidas en la parte inferior del concreto a la placa, el adhesivo se ocupa de transmitir directamente dichas fuerzas a la placa y de que exista una continuidad entre las dos superficies.

Debido a que en la parte final de las vigas el esfuerzo cortante es mayor en las placas, estas pueden desprenderse como se muestra en la figura 3.2, por tal razón los pernos en ambos extremos ayudan a evitar esta falla, los pernos deben de ser colocados con anclaje efectivo de 1.5 veces el espesor de la placa más una longitud extra de terminación y deben ser diseñados para resistir esfuerzo cortante longitudinal.

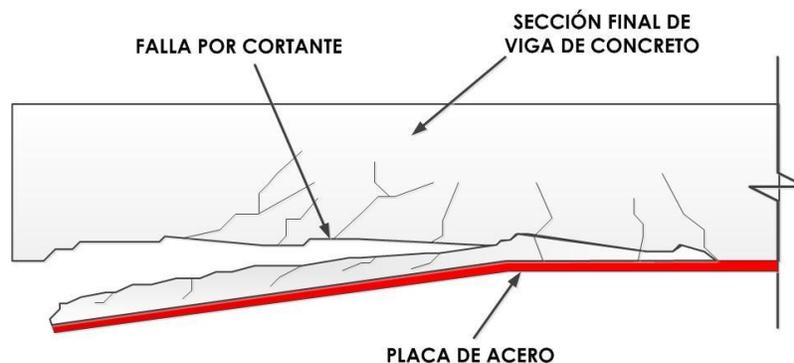


Fig. 3.2 Falla de la placa por desprendimiento en los extremos (Ryall, 2001)

Las placas de acero en los extremos de las vigas no solamente pueden ser colocadas en la parte inferior de la viga, también se pueden colocar en las caras laterales de la misma, esto como opción si se presenta un difícil acceso para su colocación en la parte inferior o si existe restricción por los apoyos o congestión de acero de refuerzo en la parte final de la

viga, esto es adicional a la colocación de la placa en la parte inferior en el resto de la viga cuando no se pueda añadir pernos en los extremos para evitar el desprendimiento. El esquema de cómo se colocan las placas laterales se muestra en la figura 3.3.

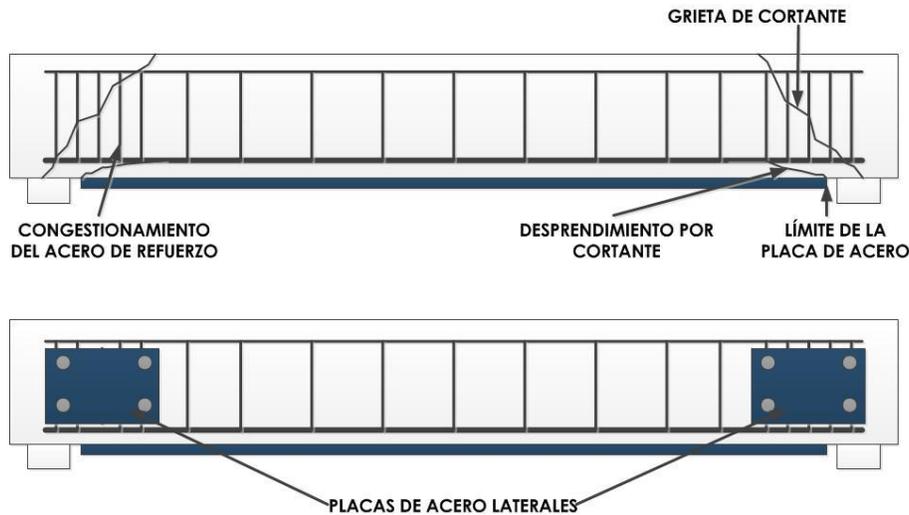


Fig. 3.3 Placas de acero colocadas en las caras laterales (Ryall, 2001)

APLICACIÓN

Para la colocación de las placas de acero se necesitan seguir tres simples pasos:

- Limpieza y preparación de la superficie.
- Aplicación del adhesivo de resina epóxica.
- Colocación de la placa de acero.

Primeramente se debe preparar las superficies tanto la del concreto como la de la placa de acero. La superficie de concreto en donde se pondrá la placa debe ser limpiada con chorro de arena para remover todos los objetos que impidan la adherencia de la placa, las grietas y fallas que se encuentren deben ser reparadas previamente mediante algunos de los métodos ya conocidos; se marca una línea en la superficie del concreto por donde pasará el eje de la placa para ubicar donde será puesta. Por su parte la placa de acero previamente es limpiada con chorro de arena antes de ser trasladada al sitio donde se ubica el puente; las placas son desengrasadas y recubiertas con un spray de óxido de acero cuatro horas antes de su colocación para evitar la re-oxidación de la superficie; finalmente son empacadas y llevadas hasta el lugar en donde se encuentra el puente.

El adhesivo juega un papel importante por lo que se había explicado anteriormente de que transmite las cargas del concreto al acero, este adhesivo contiene como base resinas epóxicas. En el sitio el adhesivo es aplicado tanto en la superficie del concreto como en la

superficie de la placa de acero, 1 mm en el acero y 2 mm en el concreto, es comprimida la placa en el concreto desde el centro hacia los extremos para que el aire no quede atrapado, el espesor final del adhesivo después de la compresión es de 2 mm, una vez que se han puesto las placas de acero, el adhesivo tarda 40 minutos, aproximadamente, en secar y el trabajo queda completo.

Cabe mencionar que las placas de acero pueden ser colocadas manualmente siempre y cuando sean delgadas y cortas, normalmente se utilizan espesores menores a 6 mm y con una longitud de entre 6 y 8 m para la facilitar los trabajos. La colocación en vigas de tramos grandes suele hacerse superponiendo placas o usando una sección de acero con las características de la placa que una a las placas que están continuas empalmándolas y colocando en esos lugares los pernos de anclaje, ambos sistemas se muestran en la figura 3.4.

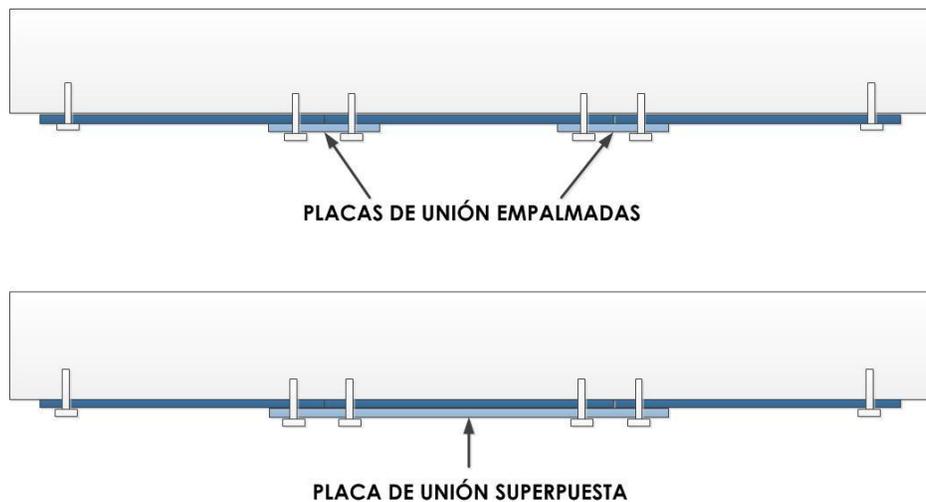


Fig. 3.4 Formas de colocar las placas de acero (Ryall, 2001)

Las placas de acero son una buena opción para el reforzamiento de las vigas de concreto, siempre y cuando se pretenda mejorar la capacidad de la carga viva a flexión y cortante, sin embargo el simple hecho de manejar placas de longitud tan grande resulta un serio problema para su colocación, muchas veces se necesita de equipo especial para su instalación en puentes que tienen claros muy grandes; es muy común que se adapte una plataforma especial en el sitio del puente para poder colocar las placas de acero, además de que por un tiempo esta plataforma debe permanecer para observar el comportamiento que está teniendo la placa, solo hasta que el adhesivo ya ha secado completamente y se encuentra rigidizada totalmente la viga se retira dicha plataforma. Otro inconveniente del uso de placas de acero es que representan un peso extra a la carga muerta del puente, por lo que se debe diseñar placas que no afecten la estabilidad estructural del mismo. En la tabla 3.1 se enlistan algunas ventajas y desventajas.

Tabla 3.1 Ventajas y desventajas de las placas de acero (Ryall, 2001)

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Refuerzo del puente con secciones pequeñas.	Se requiere que estén ubicadas en lugares donde no haya grietas que se expandan debido a la corrosión del refuerzo.
Capacidad a tensión en la parte inferior de las vigas de concreto muy efectiva.	Las placas son susceptibles a la corrosión, se requiere continuo mantenimiento y se corre el riesgo de que el adhesivo falle si la placa presenta oxidación.
Relativamente fácil de inspeccionar y de comprobar su efectividad y comportamiento.	Los pernos de gran tamaño y en grandes cantidades requieren temporalmente un soporte externo para resistir el desprendimiento.

3.2.2 REFUERZO CON FIBRAS DE REFUERZO DE POLIMEROS (FRP)

En años recientes se han empezado a emplear materiales nuevos como las fibras de carbono o de otros materiales en la ingeniería civil, la aplicación más significativa que han tenido es en el refuerzo de vigas y de lo cual se hablará a continuación. Como se vio anteriormente, el refuerzo con placas de acero es efectivo pero tiene algunas desventajas, entre ellas que representa un peso adicional al puente y el montaje de plataformas para su instalación, para evitar estas complicaciones se crearon las fibras de refuerzo de polímeros (FRP, Fibred Reinforcement Polymers) en forma de placas o láminas. Consisten en un material hecho con fibras de carbón o vidrio, principalmente, con un núcleo de polímeros como puede ser resina epóxica o vinil, estas placas presentan una resistencia muy alta a la flexión de las vigas como en las placas de acero pero sin el problema de la corrosión y con un menor mantenimiento que reduce los costos. En general las placas de fibras de refuerzo de polímeros presentan las siguientes características:

- Las FRP son 20 % la densidad del acero y 10 % de su peso para la misma resistencia.
- Son más fáciles de transportar debido a su peso ligero y pueden ser enroscadas por su delgado espesor.
- A diferencia de las placas de acero que deben ser colocadas inmediatamente después de su preparación, las FRP son hechas con una capa protectora que es desprendida antes de su colocación para exponer la superficie intacta y preparada que será adherida.
- La fijación por desprendimiento es reducida ya que las FRP son livianas y delgadas, lo que hace que se puedan fijar en un corto plazo.
- Las FRP no presentan corrosión ni sufren de los ataques del acero por lo que los costos de mantenimiento se reducen.

- Su fácil instalación reduce los tiempos y los costos del uso de mano de obra extra o equipo especial.
- Resistencia al desgaste, fatiga y a las vibraciones.
- Estabilidad dimensional, térmica y una buena conductividad eléctrica.

DISEÑO

El diseño y principio de las FRP es el mismo que el de las placas de acero, son placas diseñadas para proveer un refuerzo a los esfuerzos de flexión debido a un aumento en la carga que circula por el puente. Al igual que las placas de acero las FRP sirven únicamente para aumentar la capacidad de la carga viva y no de la carga muerta del puente, sin embargo la diferencia significativa es que no representan un peso adicional tan marcado como el de las placas de acero, sino que resultan muy ligeras por lo que no son necesario tantos parámetros de diseño para su consideración. Las FRP son usadas para reforzar puentes de concreto reforzado, puentes de concreto presforzado y también son útiles para elementos metálicos. El esquema del sistema se muestra en la figura 3.5.

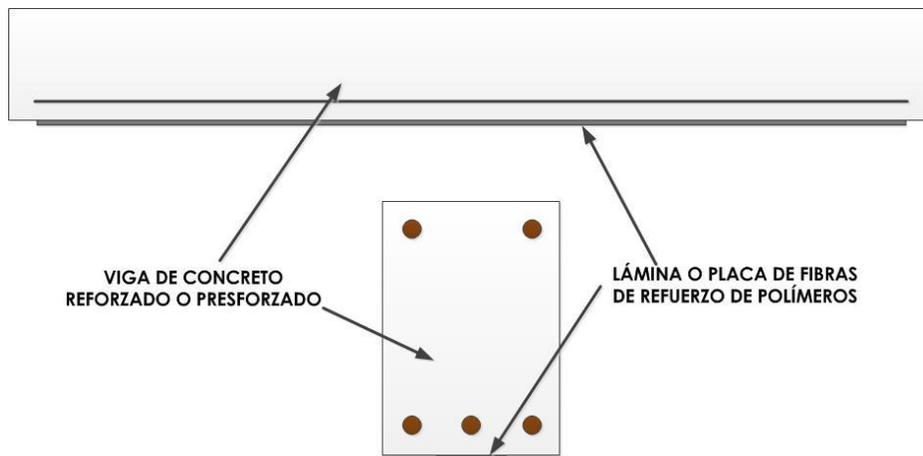


Fig. 3.5 Diseño de refuerzo con láminas de FRP (Ryall, 2001)

Las láminas de FRP aumentan la capacidad de carga de tránsito en un puente, son igual de resistentes que las placas de acero, pero su desempeño cambia respecto a estas como en el caso de las que están hechas con fibras de carbono; estas muestran un comportamiento elástico lineal hasta su falla cuando surge de repente la ruptura por tensión por arriba del 1.7 % de la escala normal, se recomienda que el factor de seguridad para un material adecuado en estas condiciones debe ser de 1.5 el cual es muy similar al del concreto.

Las secciones más pequeñas de las FRP no contribuyen en gran medida a la rigidez como el acero, por lo mismo de que su sección transversal es más pequeña que las placas de acero, es por ello que el efecto de las deflexiones no es reducido o es mínimo en comparación con el uso del acero. Como en las placas o láminas de FRP no se usa un anclaje al final con

pernos o algún sistema parecido, estas llegan a fallar por cortante en los extremos, sin embargo como es un método relativamente nuevo de refuerzo aún no existe algún tipo de anclaje efectivo que permita evitar dicha falla, por lo que se debe de seguir investigando en el tema.

APLICACIÓN

La instalación de las láminas de FRP es sencilla, son colocadas en las vigas del puente de manera manual sin necesidad de algún equipo especial o montaje, su transporte es fácil ya que pueden ser enrolladas, además pueden ser fabricadas de la longitud necesaria y no se requiere algún anclaje o soporte temporal para la fijación de las láminas.

Al igual que en todo trabajo de este tipo, el primer paso a seguir es la limpieza de la superficie del concreto, este se hace mediante chorro de arena y tallado para remover basura y objetos que eviten la adhesión de la lámina de FRP; posteriormente se traza una línea en la viga de concreto por donde pasará la lámina, esto se hace con cinta adhesiva. A continuación se describen los pasos a seguir para la aplicación de las FRP, una vez que se halla limpiado la superficie de concreto y marcado la línea por donde pasará la lámina:

1. Aplicar adhesivo a lo largo de la marca de cinta adhesiva, esto proveerá de una superficie lisa y nivelada.
2. Retirar la cinta adhesiva.
3. Limpiar la superficie de contacto de la lámina FRP o si es el caso retirar la capa protectora de la misma.
4. Aplicar el adhesivo epóxico a la lámina, con una espátula de preferencia.
5. Colocarla en el lugar donde se posicionará e ir presionando manualmente a lo largo de la lámina.
6. Presionar firmemente con un rodillo en toda la superficie de la lámina FRP.
7. Retirar el exceso de adhesivo, se recomienda hacerlo con una espátula o algún objeto punzocortante.
8. Limpiar nuevamente la superficie final.

Una inspección visual se debe hacer previo a la realización del trabajo para identificar la ubicación de las grietas y cavidades que existen en el concreto como muestra de la insuficiencia de las vigas, estas grietas y cavidades deben ser reparadas posterior a limpiar la superficie de concreto con chorro de arena. Por otro lado se deben hacer pruebas para determinar la resistencia que se tiene a tensión principalmente en la unión entre el concreto y la lámina FRP, el autor *Ryall (2001)* señala que valores que son mayores a 1.5 N/mm^2 (15.295 Kg/cm^2) son aceptables, la uniformidad e integridad de dichas uniones son medidas mediante termografías infrarrojas.

La láminas de FRP se fabrican en anchos comerciales de 7.5, 15, 20 y 30 cm de ancho con una longitud de 50 m., pero se pueden hacer de longitudes mayores como se había dicho antes, es una de las ventajas que presentan. Las láminas pueden ser superpuestas en varias capas de ser necesario, también existe una manera de reforzar las vigas por cortante con las láminas de FRP que consiste en colocarlas en las caras laterales de la misma. Los esquemas de refuerzo con FRP se muestran en la figura 3.6.

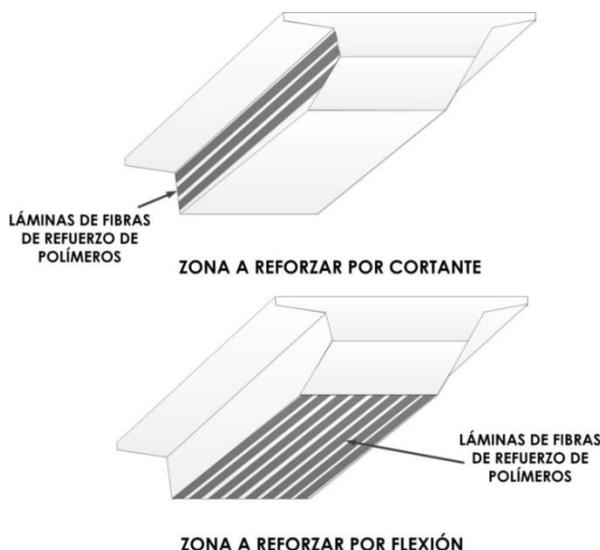


Fig. 3.6 Colocación de láminas FRP para cortante y flexión (Academia Mexicana de Ingeniería, 1999)

FRP PRESFORZADAS

Una innovación en las FRP han sido que se le meta un presfuerzo como en el concreto, el presfuerzo es muy efectivo actuando en conjunto con las FRP por que moviliza la resistencia de los materiales debajo del eje neutro de la viga, manteniendo un margen de seguridad muy alto en las láminas por debajo de su esfuerzo último (Parke y Hewson, 2008). En la tabla 3.2 se presentan ventajas y desventajas del sistema.

Tabla 3.2 Ventajas y desventajas de las FRP presforzadas (Parke y Hewson, 2008)

VENTAJAS	DESVENTAJAS
La resistencia de los materiales por debajo del eje neutro es movilizada de modo que los efectos de la carga muerta son neutralizados antes de que la carga viva sea aplicada.	Presentan un mayor costo en la manufactura del anclaje y fijado comparado con FRP normales.
La cantidad de placas o láminas de FRP es mucho menor que si se usara placas de acero y puede ser usado en partes donde la longitud de anclaje es limitada.	Las especificaciones utilizadas, la supervisión y la mano de obra deben de conocer perfectamente la naturaleza del sistema de presfuerzo y las precauciones que conlleva para su respectiva adherencia

3.2.3 REFUERZO A BASE DE PRESFUERZO EXTERNO

El presfuerzo externo es otro tipo de refuerzo, este se diferencia en los otros métodos en que en vez de usar placas o láminas usa cables de acero. El objetivo principal del presfuerzo externo es el restablecer su estado de servicio original a causa de los efectos de flexión que ha ocasionado la carga muerta del puente, con el tiempo estos efectos se ven reflejados en las deflexiones y en agrietamientos en las vigas de concreto.

El presfuerzo externo se opone a las cargas exteriores al reducir las deflexiones y evitando algunos agrietamientos, por lo que proporciona mayor resistencia a la estructura, además el presfuerzo incrementa la capacidad del estado límite último a flexión y a cortante.

Algunas formas de presforzar un puente con cables son las siguientes:

- Cables longitudinales de nervaduras.
- Cables transversales de diafragmas.
- Cables verticales como estribos adicionales.
- Barras de refuerzo local, como en el caso de las ménsulas.

Para que los cables puedan transmitir el presfuerzo se instalan bloques donde éstos se anclan, también en ocasiones existen bloques intermedios que son desviadores que hacen cambios de dirección, los bloques se fijan perforando y pasando barras de presfuerzo.

Inicialmente se cree en el puente como una estructura autoportante para aplicar presfuerzo externo, considerando que el refuerzo que existe es capaz de soportar la carga muerta del puente, por lo que el presfuerzo externo ayudará a tomar los efectos de la carga viva. Sin embargo hay ocasiones en que existen daños de consideración mayor en la estructura que requieren un refuerzo adicional y es cuando el presfuerzo externo se diseña considerando tanto los efectos de carga muerta como de carga viva.

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 a cortante.

PRESFUERZO HORIZONTAL

El presfuerzo horizontal son cables colocados longitudinalmente y anclados 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 trazo recto y en trazo poligonal.

TRAZO RECTO

Es un trazo rectilíneo con cables de acero, es simple y no existen pérdidas por curvatura, sin embargo presenta la desventaja de que su eficiencia es baja, más aun si se trata de tableros de peralte constante o puentes continuos donde la variación del trazo es anulado por los momentos hiperestáticos del presfuerzo, un esquema del trazo se puede ver en la figura 3.7.

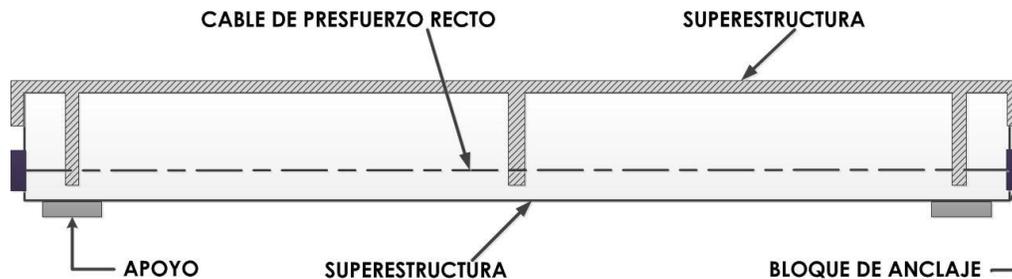


Fig. 3.7 Trazo recto del presfuerzo externo (Academia Mexicana de Ingeniería, 1999)

TRAZO POLIGONAL

El trazo poligonal con desviadores es más efectivo y su rendimiento es mayor, su característica es que aprovecha la componente vertical que se le da al cable en zonas donde el cable es inclinado como refuerzo por cortante, su desventaja está en que se pierde fuerza por el rozamiento de los desviadores, aunque no es muy grande. Es particularmente efectivo en puentes pequeños de concreto reforzado y la colocación de los anclajes puede ser en el extremo al final de los diafragmas o lateralmente en los extremos cerca de los apoyos, por su parte los desviadores son colocados en las intersecciones de las vigas transversales, el esquema del sistema se presenta en la figura 3.8.

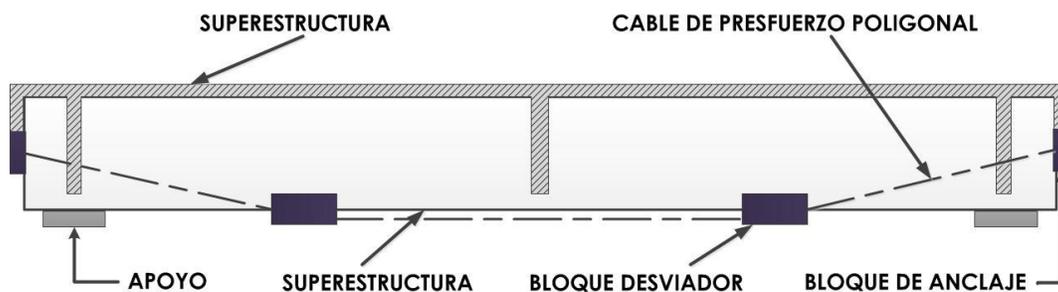


Fig. 3.8 Trazo poligonal del presfuerzo externo (Academia Mexicana de Ingeniería, 1999)

La elección de uno u otro tipo de trazo depende totalmente de las características del puente, no hay una regla establecida para saber cuándo usar uno u otro, se debe de tomar cada

puente como caso particular, estudiarlo y determinar qué tipo de trazo, si se aplica presfuerzo externo, ayudará a que la estructura sea más resistente y tenga menos problemas.

PRESFUERZO VERTICAL

El presfuerzo vertical 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 el rendimiento a cortante aunque no completamente, por lo que se agrega un refuerzo vertical con torones para tomar dichos efectos de cortante, una manera de esquematizarlo es mediante el círculo de Mohr que se muestra en la figura 3.9.

Como se observa en la figura 3.9 originalmente el elemento de concreto reforzado tiene el centro de gravedad de su círculo de cortante en el origen, el presfuerzo desplaza al círculo de Mohr hacia la parte de esfuerzos de compresión, lo que logra disminuir el esfuerzo de tensión y a su vez el agrietamiento, cuando se le mete presfuerzo tanto longitudinal como vertical al elemento de concreto el círculo disminuye de tamaño y es desplazado todavía más hacia la parte de compresión por lo que los esfuerzos de tensión se reducen notablemente.

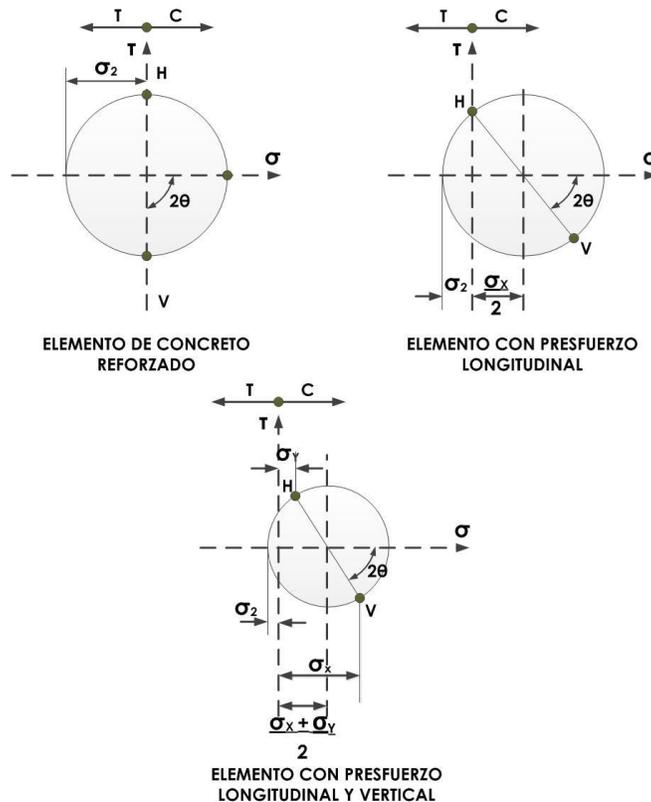


Fig. 3.9 Círculo cortante de Mohr de elementos de concreto presforzados (Academia Mexicana de Ingeniería, 1999)

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 (PHD) y se inyecta con lechada de cemento posterior al tensado. El tensado se hace simultáneamente en ambos extremos debido a que el cable es muy corto, además de que se usa un anclaje especial para la recuperación de la entrada de la cuña.

COLOCACIÓN DEL PRESFUERZO

El presfuerzo externo requiere forzosamente de bloques de anclaje y si se trata de un trazo poligonal requiere de bloques desviadores. El diseño del puente originalmente no tiene pensado meterle cables de presfuerzo adicionales, por lo que de acuerdo a como sea su geometría se determina como instalarlos.

Existen algunas formas de realizar los anclajes, la primera de ellas consiste en construir diafragmas de gran peralte en los extremos del tablero, estos son apoyados sobre las vigas existentes y reciben el anclaje de los cables, de esta manera se reparten los esfuerzos en el puente, el inconveniente que se presenta es que debido a la construcción de los diafragmas y el montaje, el tránsito se tiene que interrumpir lo cual puede no parecer viable.

Otra manera de realizar los anclajes de los cables es colocando bloques intermedios que sean lo suficientemente rígidos para alojarlos, estos bloques intermedios son fijados con presfuerzo transversal y una fuerza de sujeción que está relacionada con el plano de fricción entre el bloque y la estructura. En este caso los elementos de presfuerzo son muy cortos por lo general de 1m y se tienen que tomar precauciones ya que de lo contrario la sujeción del bloque disminuye en un orden del 100 %, es mejor utilizar barras de presfuerzo con rosca fina aunque es necesario tensarlas dos o tres veces para que se llegue a la fuerza deseada.

Por último para realizar los anclajes se pueden colocar bloques en los diafragmas existentes del puente, para ello se realizan orificios en dichos diafragmas que es por donde pasarán los cables, no obstante se tiene que revisar que los diafragmas tengan la capacidad necesaria y que su unión con el tablero no presente fallas o inconvenientes y que por ello no puedan soportar los cables.

El diseño y cálculo de los bloques se puede hacer con un modelo de elementos finitos o utilizando el método de los puntales y tensores, considerando que la resistencia de los materiales no aplica y que son piezas con fuerzas concentradas, estas fuerzas también se revisan por aplastamiento ya que producen efectos de estallamiento, el esquema de un anclaje en el extremo se ilustra en la figura 3.10.

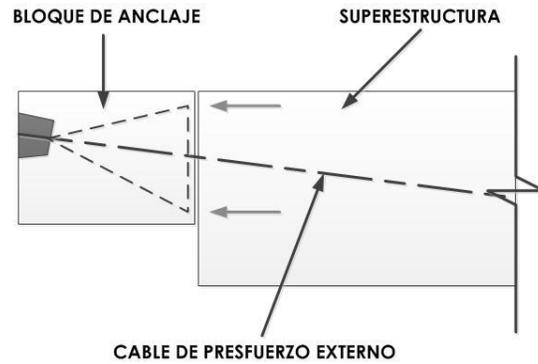


Fig. 3.10 Esquema del anclaje de cables de presfuerzo externo (Academia Mexicana de Ingeniería, 1999)

En el trazo poligonal aparte de diseñar y verificar los bloques de anclaje de los extremos, se tiene que tomar en cuenta el comportamiento de los desviadores intermedios que hacen los cambios de dirección de los cables de presfuerzo, la fuerza en los desviadores es mucho menor que en los bloques de anclaje, así mismo los inconvenientes que se pueden presentar también son menores. La manera en que los desviadores se hacen es mediante un tubo metálico rígido al cual se le da la curvatura necesaria para que el cable de presfuerzo pueda pasar y que reparta correctamente las presiones de contacto.

Existen dos formas de construir los desviadores, la primera es hacer un bloque de concreto en donde se contenga el tubo metálico y este se presfuerza transversalmente a la estructura.

La segunda opción es que los desviadores se ubiquen en los diafragmas del puente que ya existen aunque el cable debe de seguir la trayectoria que los diafragmas permitan. La manera de colocar un desviador se ilustra en la figura 3.11.

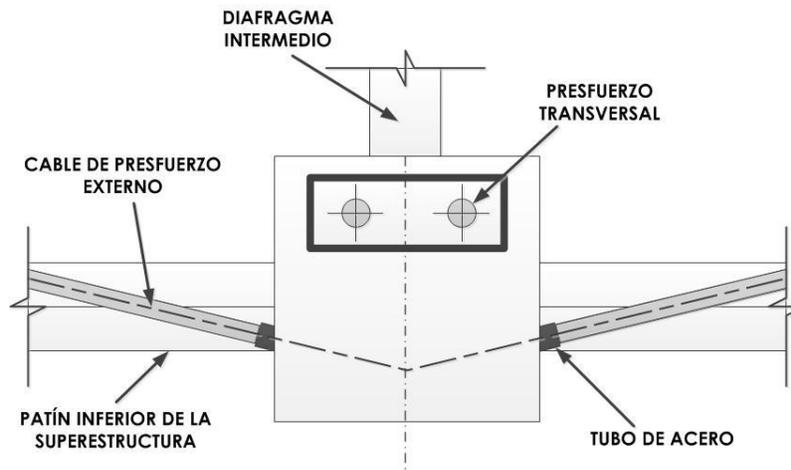


Fig. 3.11 Esquema de un bloque desviador (Academia Mexicana de Ingeniería, 1999)

Finalmente se debe mencionar que como los cables de presfuerzo externo, sea cual sea el trazo o tipo de presfuerzo, están a la intemperie, es recomendable protegerlos mediante algún recubrimiento o cubierta como pueden ser alguno de los siguientes:

- Cables galvanizados desnudos.
- Cables en vainas de PHD e inyectadas.
- Monotorón engrasado y protegido con vaina de PHD.

La protección catódica, los inhibidores de corrosión o algún tratamiento similar que es aplicado al acero de refuerzo para evitar su deterioración también puede aplicar en este tipo de cables, solo hay que tomar en cuenta las desventajas que conlleva usar alguno de estos métodos. En la figura 3.12 podemos observar el puente “La Cintal” que ha sido reforzado con presfuerzo externo, los cables de presfuerzo siguen un trazo poligonal para mitigar parte del cortante además de tramos rectos para contrarrestar los efectos de flexión.



Fig. 3.12 Presfuerzo externo del puente “La Cintal” (Jara et al., 2011)

3.3 REHABILITACIÓN

La rehabilitación de un puente implica que para regresarlo a su condición original de servicio se tienen que tomar en cuenta cambios estructurales, como lo son la adición de travesaños o la reparación de las columnas o refuerzo. La rehabilitación de un puente carretero o urbano se lleva a cabo cuando ha ocurrido algún fenómeno de gran magnitud o cuando su condición ya ha sido muy deteriorada, en cuanto a los fenómenos se pueden mencionar principalmente los sismos o la presencia de avenidas y lluvias extraordinarias que afecta seriamente al puente en diversas partes.

Por otra parte también hay que considerar que hay casos en que resulta inútil una rehabilitación debido a los costos que implica o a que se llevará mucho tiempo y no quedará en una condición totalmente satisfactoria; en estos casos es cuando se debe evaluar si es recomendable rehabilitarlo o remplazarlo, para ello existe la parte de gestión en un BMS, para decidir que alternativa tomar considerando todos los factores posibles para elegir la mejor opción. La rehabilitación se puede realizar tanto en superestructura, subestructura, accesorios o una combinación de éstas, todo depende de las deficiencias que tenga la estructura.

3.3.1 REHABILITACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA

La superestructura es más reforzada que rehabilitada, como se vio en el tema de refuerzo, todos son dedicados principalmente a las traveses o vigas del puente, pero en ocasiones un refuerzo no es suficiente y se toman medidas más eficaces aunque también implican más costo, tiempo y dificultades, además de una segura interrupción del tránsito. Para la rehabilitación de la superestructura resaltan tres técnicas o trabajos para recuperar la condición original del puente, estas son:

- Adición de traveses
- Cambio de la cubierta del puente.
- Rehabilitación de la superestructura debido a sismo u otros fenómenos de gran magnitud.

ADICIÓN DE TRAVESES

La adición de traveses o vigas de concreto extra en un puente carretero o urbano se usa para incrementar la capacidad de carga de la superestructura. Con este procedimiento la capacidad en las traveses existentes disminuye al repartirse mejor la carga junto con las traveses nuevas, los momentos flexionantes igualmente son menores. Tomar la decisión de añadir traveses al puente implica que las originales ya se encuentran muy debilitadas y deterioradas por lo que su capacidad de carga es muy baja.

El agregar traveses contrarresta el que las existentes no puedan soportar mayor carga, se pensaría que el uso del presfuerzo externo sería la opción más viable en vez de colocar traveses extra, sin embargo si se añade presfuerzo externo se corre peligro de que dañe las existentes debido a los trabajos que se tienen que hacer en ellas para el anclaje del presfuerzo, es por ello que se opta por añadir más traveses.

La desventaja que presenta la adición de estos elementos es que el tránsito debe ser interrumpido durante el transcurso de tiempo que los trabajos de rehabilitación duren, además implican costos elevados, se ha visto que se incrementan entre 28 % a 64 %

respecto al uso del presfuerzo externo (*Jara et al., 2012*); también se necesita de algunas demoliciones y estructuras provisionales de soporte para que se puedan realizar los trabajos. Es importante tener cuidado en no dañar otras partes mientras el proceso constructivo del puente tiene lugar ya que se puede afectar la estabilidad del mismo. En la figura 3.13 se muestra como se ha colocado una estructura provisional para la adición de dos traveses de concreto como trabajo para ampliar el ancho de calzada de un puente.



Fig. 3.13 Ampliación del ancho de calzada para adición de traveses (Jara et al., 2011)

CAMBIO DE LA CUBIERTA DE UN PUENTE

La cubierta de un puente es por definición el elemento que más se desgasta en los puentes, principalmente en los carreteros y urbanos, esto aunado a un constante aumento de tránsito hace que se debiliten elementos de la superestructura y la cubierta quede en malas condiciones. Una manera de incrementar la capacidad por carga viva es disminuyendo su carga muerta, esto se realiza a través de la sustitución de la cubierta por una cubierta de tipo ligero.

El uso de cubiertas ligeras se empleaba antes solamente en puentes de acero, sin embargo se ha descubierto que en puentes de concreto su uso es aplicable y efectivo con sus respectivas restricciones y desventajas, el cambio de la cubierta también ayuda a que se realicen aparte otros trabajos de rehabilitación en los demás elementos de la superestructura como en las vigas o apoyos con el fin de que el puente quede mejor rehabilitado. Cabe mencionar que si la cubierta actual del puente no requiere ser remplazada o reparaciones de gran magnitud no es necesario sustituirla por una cubierta ligera ya que resultaría anti-económico.

CUBIERTA CON PARRILLA DE ACERO DESNUDA

Este tipo de cubierta reduce significativamente el peso, su peso propio oscila entre los 720 Pa (73.419 Kg/m²) y los 1200 Pa (122.366 Kg/m²) para claros hasta de 1.52 m, aunque también existen para claros por arriba de los 2.74 m. Usar un tipo de cubierta con paneles de acero desnudos optimiza el peso propio e incrementa la capacidad de la carga viva, su montaje es relativamente rápido ya que los paneles de acero son prefabricados, además es una cubierta de fácil limpieza y el agua no se acumula en ella debido a que es como un tipo esqueleto, por lo que el drenaje puede ser bastante sencillo, sin embargo está completamente expuesta al ambiente y la corrosión la puede atacar severamente, por lo que se recomienda que se aplique alguna protección contra este fenómeno.

Otra peculiaridad de estas cubiertas es que algunas partes de la cubierta están soldadas por lo que tiende a fallar en los puntos de soldadura. De igual forma hay que mencionar que la resistencia al deslizamiento es pobre y el paso de las llantas de los vehículos aumenta el ruido en la cubierta, que en muchas ocasiones es desagradable para los usuarios. En la figura 3.14 se muestra como es una sección de este tipo de cubierta.

CUBIERTA CON PARRILLA DE ACERO RELLENA DE CONCRETO

Su peso aumenta debido a que se agrega concreto pero esto lo contrarresta con mayores mejoras que el primer tipo; su resistencia a las cargas aumenta, así como la resistencia al deslizamiento de los vehículos. El concreto puede ser colocado en toda la cubierta o solo en la mitad de ella, para una cubierta con 130 mm de espesor con la mitad de ella recubierta con concreto su peso oscila entre los 2,200 Pa (224.337 Kg/m²) y los 2,440 Pa (248.811 Kg/m²), que representa la mitad del peso de una cubierta completamente de concreto para una misma resistencia. Por otro lado para una cubierta de 130 mm de espesor pero cubierta totalmente con concreto su peso es de 3,640 Pa (371.177 Kg/m²) a 3,880 Pa (395.650 Kg/m²).

Lo más recomendable es que la cubierta sea prefabricada y los paneles sean rellenos de concreto antes de su colocación, esto con el fin de minimizar al máximo el tiempo de montaje de la cubierta y que se realicen más rápido los trabajos de rehabilitación.

La desventaja que presenta usar una cubierta de este tipo es que ocurre un crecimiento de la misma en cuanto al espesor ya que los perfiles I de acero sufren oxidación y provocan este crecimiento; este aumento de espesor resulta en esfuerzos mayores en el relleno de concreto, si la compresión sigue en aumento debido al crecimiento de los perfiles de acero hace que el concreto se rompa o falle, provocando daño a la misma cubierta de acero y a la superestructura en general.

Para que la oxidación del acero no ocurra se debe de proveer de una protección o recubrimiento que evite dicho fenómeno, el esquema de una cubierta con parrilla de acero

rellena de concreto se muestra en la figura 3.15, tanto la que es rellena a la mitad como la que es rellena completamente.

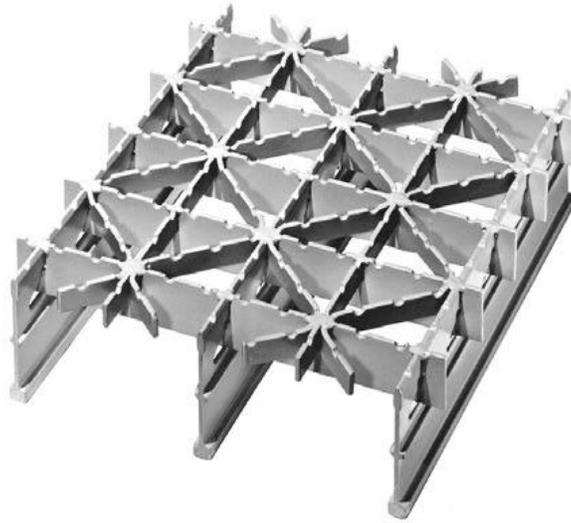


Fig. 3.14 Esquema de una cubierta de parrilla de acero desnuda (Chen y Duan, 2003)

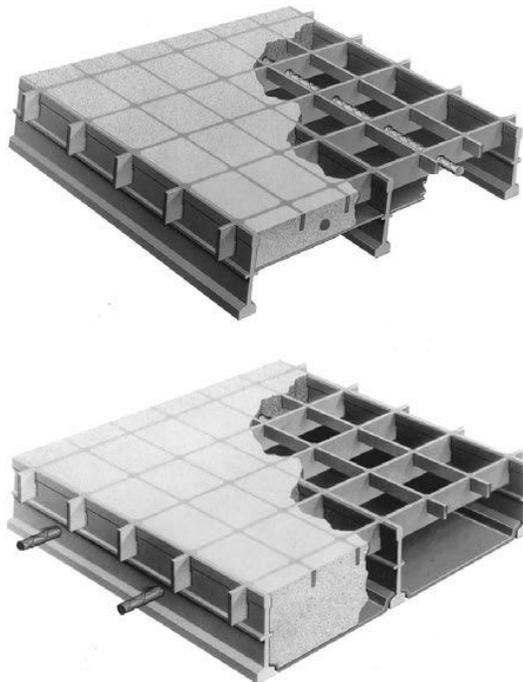


Fig. 3.15 Esquema de una cubierta de parrilla de acero rellena con concreto (Chen y Duan, 2003)

CUBIERTA EXODÉRMICA

Este tipo de cubierta consiste en una capa superior de concreto prefabricado de 76 mm, aproximadamente, de espesor que se encuentra unida a un emparrillado de acero en la parte inferior (figura 3.16), tiene un peso de 1,920 Pa (195.785 Kg/m²) a 2,870 Pa (292.658 Kg/m²) y puede cubrir claros por arriba de los 4.88 m. Es una tecnología reciente el uso de estas cubiertas ligeras, no presenta problemas de fatiga como en el caso de las cubiertas de parrilla desnuda o problemas de crecimiento de los perfiles por oxidación ya que la capa superior es completamente de concreto mientras que en la parte baja es donde se encuentra la estructura de acero. Ésta cubierta incrementa en gran medida la capacidad de carga viva y como usa un sistema modular prefabricado su instalación es sencilla y rápida, además de que su mantenimiento es fácil de realizar.

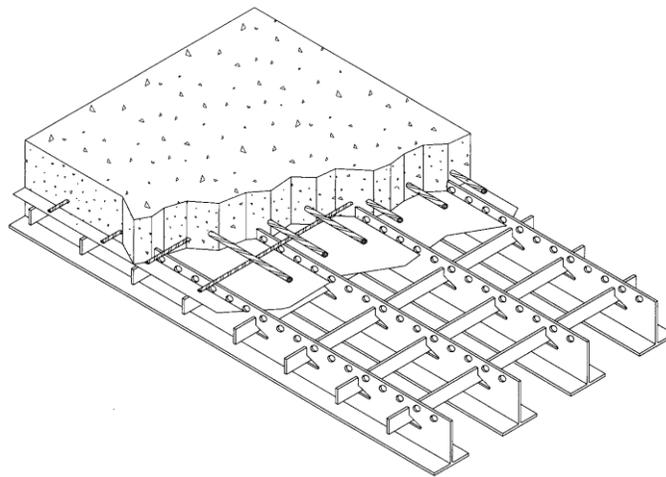


Fig. 3.16 Esquema de una cubierta exodérmica (Chen y Duan, 2003)

CUBIERTAS CON PLACAS DE ALUMINIO ORTOTRÓPICAS

Son cubiertas igualmente nuevas, estructuralmente muy fuertes y con un peso muy ligero de entre 958 Pa (97.689 Kg/m²) a 1,197 Pa (122.060 Kg/m²), son comparables a las cubiertas de parrilla de acero desnudas, pero con la ventaja de que no fallan a causa de la soldadura o por un ataque de corrosión, ya que el aluminio utilizado para la fabricación de estas cubiertas es altamente resistente a este efecto, adicionalmente a la cubierta se le aplica un recubrimiento contra el deslizamiento con una base de polímeros. La desventaja que se registra es que debido a que es nuevo el uso de estas cubiertas no existe un factor de distribución de las cargas para las cubiertas ortotrópicas de aluminio y se debe de diseñar y analizar para cada caso en particular con un análisis de elementos finitos.

CUBIERTAS DE FIBRAS DE REFUERZO DE POLÍMEROS

Las cubiertas hechas de FRP, además de ser ligeras, son bastante resistentes a la corrosión y pueden ser instaladas con la mínima interrupción del tránsito, el peso muerto de estas

cubiertas es 20 % menor al de una cubierta convencional de las mismas dimensiones de concreto, su tiempo de vida es tres veces mayor al de las cubiertas convencionales, al disminuir la carga muerta e incrementar la capacidad de carga viva reduce los trabajos de reparación y mantenimiento en la superestructura, alargando la vida de servicio de la estructura. Sin embargo para aumentar la capacidad de carga, estas cubiertas son usadas para claros hasta de 20 m y su rigidez longitudinalmente hablando comparada con las cubiertas de concreto es menor, se pueden englobar los beneficios de estas cubiertas como sigue:

- Durables
- Ligeras
- Resistencia alta
- Costo de vida bajo
- Instalación rápida
- Fabricación con altos estándares que garantizan su calidad

REHABILITACIÓN POR SISMO

Como se mencionó en la parte de daños observados, el sismo ocasiona que la superestructura sufra movimientos fuera de fase, que a su vez causan la pérdida de longitud de asiento, esto pasa cuando ocurre un evento sísmico de gran intensidad, en los claros consecutivos es donde se registra esto en un puente; los temblores provocan desplazamientos relativos generando pérdida de longitud de apoyo en las vigas haciendo que llegue a colapsar la superestructura como se muestra en la figura 3.17, también existe otro riesgo importante que es cuando la subestructura, más específicamente las pilas del puente, se desplazan demasiado y ocasionan igualmente movimientos fuera de fase afectando la superestructura.



Fig. 3.17 Pérdida de asiento del Puente Showa durante el temblor de Niigata, Japón (Jara et al., 2011)

También se ha descubierto que los puentes esviados son muy vulnerables a este tipo de falla, la superestructura tiende a colisionar contra los estribos provocando una rotación respecto a un eje vertical en un solo sentido sin importar si golpea un extremo o el otro del puente, si estos desplazamientos debido a la rotación son más grandes que el ancho del apoyo puede ocasionar que la estructura colapse completamente (*Jara et al., 2011*).

Lo que se puede hacer para evitar o mitigar la pérdida de apoyo es ampliar dicha superficie de apoyo con ménsulas metálicas o de concreto u otra opción es implementar algunos elementos que limiten los desplazamientos que se generan, tales como, cables metálicos o elementos metálicos que restrinjan el movimiento longitudinal del puente como los que se observan en la figura 3.18.



Fig. 3.18 Elementos para restringir el desplazamiento longitudinal (Jara et al., 2011)

Los topes sísmicos son muy útiles para evitar la pérdida de longitud de asiento en la superestructura ya que evitan los desplazamientos laterales durante el sismo, así no ocurren movimientos fuera de fase y la estructura no se desalinea evitando que colapsen las vigas o trabes. Estos topes sísmicos son colocados en los cabezales del puente a los costados de las trabes, su funcionamiento general es como el de una ménsula. De los problemas que se tienen al colocar topes sísmicos es que pueden fallar por tensión diagonal, aunque ayudan a que la superestructura no colapse. Otra desventaja es que al fallar por cortante las trabes se mueven y se desalinear por lo que hay que colocarlas nuevamente y reconstruir el tope sísmico. Se ha visto que si los topes sísmicos en vez de colocarlos exteriormente se colocan en el interior de la pila, como se muestra en la figura 3.19, su desempeño es mejor repartiendo la fuerza inercial lateral entre más elementos estructurales.



Fig. 3.19 Topes sísmicos en el lado interior de las pilas (Jara et al., 2011)

3.3.2 REHABILITACIÓN DE LA SUBESTRUCTURA

Cuando se habla de rehabilitar la subestructura se refiere principalmente a rehabilitar las pilas, que son los elementos del puente que tienen una importancia preponderante ya que son el soporte de toda la superestructura. Las pilas son afectadas por el aumento de las cargas o por causa de sismos o el impacto de avenidas extraordinarias si el puente cruza un río, con el tiempo las pilas pierden capacidad para resistir todos estos embates y es necesario rehabilitarlas ya que de lo contrario se corre el riesgo de que fallen y pongan en riesgo la estabilidad del puente. Lo más común para rehabilitar las pilas de un puente es encamisarlas ya sea con concreto, acero o con fibras de refuerzo de polímeros.

Sin dejar de lado otra parte de la subestructura, los apoyos también llegan a fallar, deben ser mantenidos constantemente y cuando llega el momento ser sustituidos y así evitar que se generen problemas mayores en el puente. Los estribos por su parte sufren daños debido a las presiones ejercidas por el terreno, es importante como se pueden reparar o rehabilitar para mitigar algunas de las fallas que se presentan en estos.

ENCAMISADO DE PILAS

Las pilas o columnas de los puentes sufren distintas deficiencias a lo largo de la vida de servicio, entre ellos fuertes demandas de desplazamiento lateral inelástico debido al sismo, esfuerzos cortantes, pandeo del refuerzo, confinamiento deficiente en el núcleo del concreto, lo cual da lugar a una insuficiente capacidad de carga ante solicitaciones excesivas como los sismos. La manera en que las pilas se pueden rehabilitar, por todas estas deficiencias, es encamisándolas, es decir brindándoles una especie de refuerzo que cubra toda la columna para mitigar todos los problemas que tenga. El encamisado de las pilas de los puentes se suele hacer de tres tipos:

- Encamisado de concreto
- Encamisado de acero

- Encamisado con fibras de refuerzo de polímeros (FRP)

El encamisado ayuda en gran medida a que las columnas queden estables, sin daños y funcionales, esto depende en gran medida de la rigidez del encamisado para resistir el comportamiento de la columna. Un encamisado es aplicado cuando la pila o columna presenta signos de expansión lateral, agrietamiento o desconchamiento en el concreto, durante las inspecciones realizadas al puente se debe determinar si estas fallas son propiamente del deterioro del concreto o se deben a una falla en la columna que requiere una rehabilitación encamisándola con alguna de las formas mencionadas, el encamisado de pilas proporciona:

- Una fuerza de sujeción transversal en la pila que hace que las barras de refuerzo longitudinal que están traslapadas tengan menor desplazamiento.
- Mayor resistencia a esfuerzos de cortante en la columna, ya que el encamisado actúa de la misma manera que el refuerzo transversal además de restringir agrietamientos y prevenir la degradación del concreto original de la pila.
- El pandeo es restringido por medio del encamisado.
- La presión de confinamiento lateral en el concreto incrementa su deformación última.

Las pilas circulares son más fáciles de rehabilitar, el encamisado se adecua mejor a esta geometría; en cuanto a las pilas rectangulares resulta más difícil su rehabilitado debido a que se tienen problemas para proporcionarle la suficiente rigidez a los lados planos de la pila. El uso de encamisado circular o elíptico es el que se usa en los puentes, con la adición de la camisa incrementa la capacidad de desplazamientos inelásticos y la resistencia a carga lateral sísmica.

ENCAMISADO DE PILAS CON CONCRETO

Un encamisado de concreto mejora la resistencia a flexión, ductilidad y resistencia a cortante de las pilas. Este consiste en la colocación de una capa extra de concreto en la pila. Esta capa extra de concreto tiene longitud variable, no es necesario que se cubra toda la pila con concreto otra vez, el encamisado debe ser de concreto reforzado, la pila previamente es limpiada y preparada para colocar la camisa de concreto; existen dos opciones para el colado de la camisa.

Como primera opción se coloca el refuerzo de acero y se ancla apropiadamente en un encofrado que limita la sección del encamisado, posteriormente se realiza como tal el colado del concreto, la desventaja es que requiere tiempo de curado y resulta complicado lograr una mezcla densa en tales condiciones de restricción, además de que en la adhesión del nuevo concreto con el existente se pueden presentar problemas.

La segunda opción es el concreto pulverizado, este es aplicado mediante una especie de spray en la superficie de la pila la cual previamente es reforzada con una malla de alambre de acero; adicionalmente se le puede agregar al concreto aditivos para acelerar su curado y resistencia o aumentar la adhesión con el concreto original. No requiere de un encofrado ya que es aplicado directamente y es una excelente opción en secciones muy grandes, si se quiere hacer en un tiempo corto; en cambio en secciones pequeñas resulta poco elegible ya que este tipo de trabajo requiere de equipo y maquinaria especial para poder ser aplicado, la figura 3.20 muestra el encamisado de una pila con concreto. No proporciona tanta rigidez y aumento en la capacidad de carga de la columna como el encamisado de acero, por lo que se puede considerar como el más ineficiente de los encamisados.



Fig. 3.20 Rehabilitación de una columna con encamisado de concreto (Chhabra, 2004)

ENCAMISADO DE PILAS CON ACERO

Es el encamisado más efectivo, debido a la rigidez y resistencia adicional que proporciona a las pilas, en principio fue diseñado para rehabilitación de pilas circulares pero posteriormente también se ha logrado que sea aplicable a pilas rectangulares. Consiste en dos mitades de una especie de armazón o revestimiento de placas de acero cuyo radio es de 12.5 a 25 mm mayor al radio original de la pila; las placas son soldadas in situ verticalmente hasta ser unidas, una vez que se han colocado en la pila procurando dejar un pequeño espacio entre el encamisado y la columna de aproximadamente 25 mm, el cual es rellenado con lechada de cemento. El encamisado puede ser total o parcial; en el encamisado total se debe dejar una distancia recomendable de 50 mm antes de llegar a algún elemento de apoyo o soporte para evitar que el encamisado actúe bajo esfuerzos de compresión y que no exista una flexión excesiva.

El encamisado funciona restringiendo los esfuerzos de confinamiento lateral de la pila de concreto, la pila presenta una expansión debido a esfuerzos de compresión la cual es evitada por el encamisado de acero. También ayuda a resistir la dilatación lateral de las pilas debido a fallas de cortante que son acompañadas por agrietamiento, para ambos casos el porcentaje de efectividad depende de la resistencia y rigidez que tenga el encamisado.

En columnas rectangulares se tiene que usar un encamisado circular o elíptico, este se hace igualmente formando la camisa de acero alrededor de la columna rectangular, debido al cambio de geometría; quedará un espacio considerable el cual será relleno con concreto de forma que el confinamiento sea continuo en toda la pila, aunque con las respectivas variaciones en los valores que proporciona el encamisado debido a la geometría diferente. No se puede usar un encamisado de acero rectangular ya que aunque es efectivo para los esfuerzos de cortante no tiene ductilidad a flexión, solamente en las esquinas ya que en las caras planas no es del todo efectivo.

Los encamisados de acero juegan un papel muy importante como refuerzo sísmico en las pilas, cuando alguna de ellas ha quedado dañada después de un evento sísmico; es muy común que para recuperar su resistencia y evitar que ocurran daños mayores se coloque un encamisado de acero en las pilas de los puentes. En la figura 3.21 se muestra el diagrama de un encamisado para pilas circulares y rectangulares.

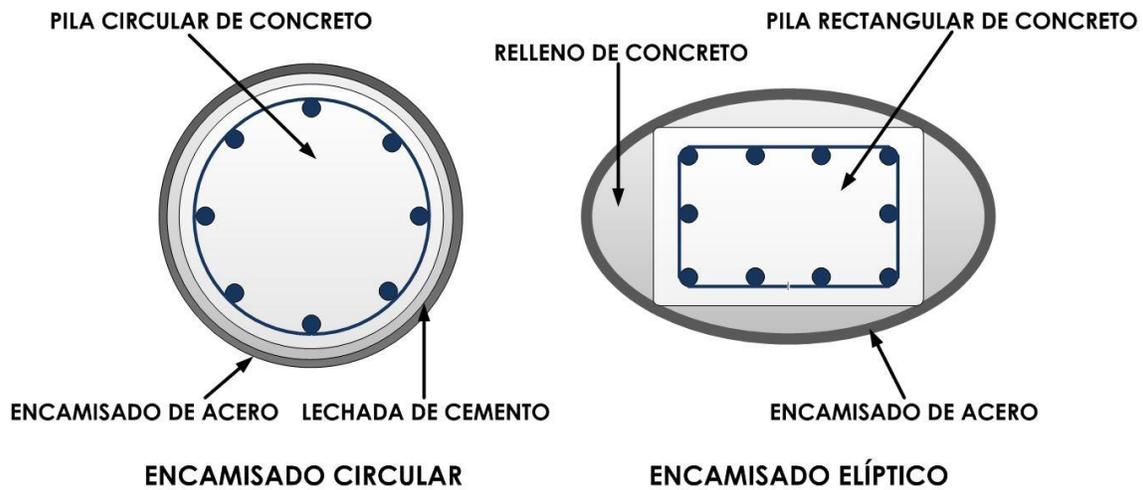


Fig. 3.21 Confinamiento de una columna con encamisado de acero (Priestley et al., 1996)

ENCAMISADO CON FIBRAS DE REFUERZO DE POLÍMEROS

Las fibras de refuerzo de polímeros (FRP) pueden ser usadas en forma de un encamisado para las pilas y han demostrado ser tan efectivas como el encamisado de acero y a un costo más bajo, sus características son similares al de un encamisado común; provee de

confinamiento a las pilas para evitar la expansión de las mismas por compresión, así como mitigar las fallas de cortante que se pueden presentar, la ductilidad es incrementada con gran magnitud al igual que con el acero, la resistencia a flexión se ve mejorada y constituyen un refuerzo sísmico muy eficaz. Su único inconveniente es que no son tan rígidas como el acero ya que la alta resistencia del encamisado de acero es debido a su naturaleza isotrópica, pero estructuralmente hablando sus aportaciones son similares.

Los encamisados de FRP aparte de económicos son fáciles de colocar, no se requieren de trabajos tan complicados como para un encamisado de acero o concreto dado que este tipo de encamisados son hechos con láminas que son envueltas en la pila y adheridas como con las vigas con un adhesivo como se muestra en la figura 3.22; también se pueden mandar fabricar en forma de revestimiento que envuelva la mayor parte de la pila. Una ventaja más es que la interrupción del tránsito no se ve afectada completamente como con el caso de los otros encamisados, en los cuales es necesario que el puente disminuya o quede fuera de servicio un tiempo.

Para colocar un encamisado con FRP se siguen los siguientes pasos:

1. Limpiar la superficie de concreto de la pila como en todo trabajo de mantenimiento.
2. Aplicar el adhesivo de resina epóxica.
3. Uniformizar en la superficie el adhesivo.
4. Cortar, de ser necesario, la FRP para adecuarla a la geometría de la pila.
5. Envolver con la FRP la pila.
6. Si se requiere, traslapar las demás FRP para envolver la pila.
7. Limpiar el exceso de adhesivo y uniformizar la FRP con un rodillo en toda la pila.

Las FRP pueden ser de fibra de vidrio, fibra de carbono o en algunos casos no tan comunes de Kevlar. Comparando las dos primeras, la FRP constituida por fibra de carbón es más resistente y tiene mayor rigidez por lo que puede ser de un espesor más delgado, mientras que la fibra de vidrio tiene que ser de un espesor mayor ya que es más flexible y débil, esta última es mejor para secciones que son pequeñas.

Por último se destaca que al igual que los otros encamisados resulta más efectivo en pilas circulares o elípticas, en el caso de las pilas rectangulares se tiene que proporcionar una especie de relleno de concreto similar al del encamisado de acero para darle una geometría elíptica a la pila y que su confinamiento sea mejor, esto con el fin de proporcionarle la ductilidad necesaria, aunque se ha descubierto que en las pilas rectangulares con un encamisado de FRP la ductilidad si mejora en parte.



Fig. 3.22 Encamisado de columnas con FRP (Jara et al., 2011)

REHABILITACIÓN DE LOS ESTRIBOS

Los estribos de concreto son de las partes de la subestructura que casi nunca llegan a fallar, más eso no significa que estén exentos de daño; suelen presentarse algunas fallas menores que se identifican por agrietamientos en los mismos, principalmente en estribos cantiléver en donde la presión de la tierra y el agua pueden exceder sus valores de diseño después de un tiempo por lo que ocasionan agrietamientos.

Existen cuatro métodos para poder reforzar y rehabilitar los estribos de un puente los cuales son:

- 1- Usar cables de anclaje que se fijen al terreno de tierra que está ejerciendo las presiones, es la más fácil de las soluciones pero su éxito depende mucho de las condiciones naturales de dicho suelo.
- 2- Realizar una excavación considerable para examinar la parte posterior del muro del estribo y así determinar la condición en que se encuentra, reparando cualquier daño en las capas impermeabilizantes o elementos de drenaje de los estribos.
- 3- Establecer un nivel de agua adecuado que ejerza menos presión haciendo excavaciones en forma de orificios de drenaje que resuelvan el problema.
- 4- Este último método es casi igual que el anterior, se busca nivelar el nivel del agua pero con la presencia del relleno.

Las cuatro maneras de rehabilitación se ilustran en la figura 3.23.

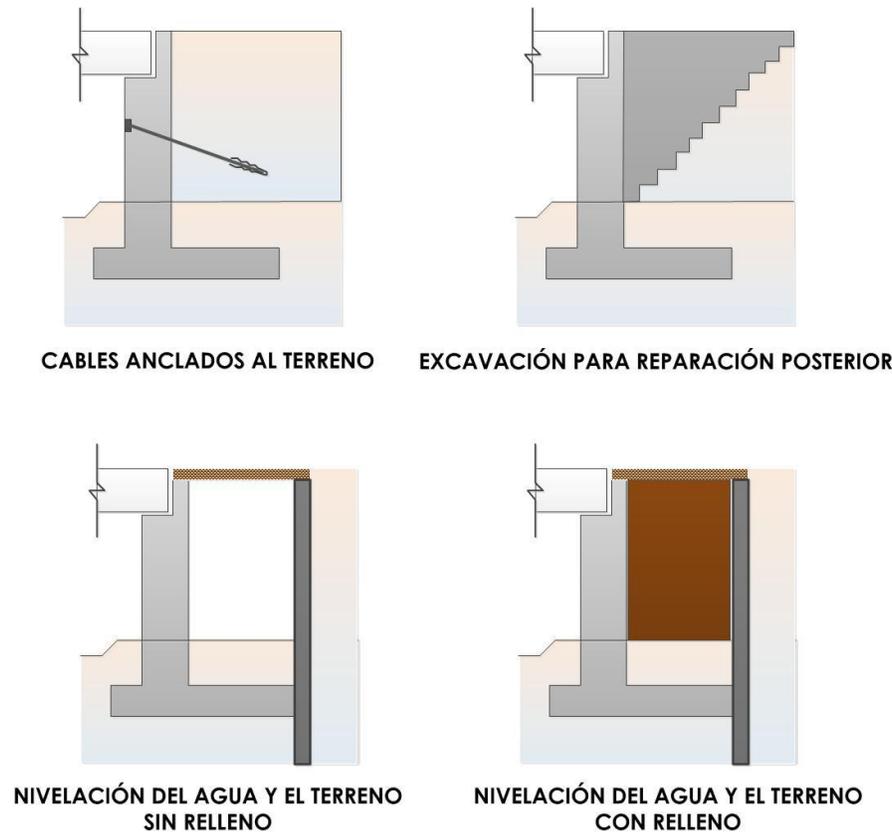


Fig. 3.23 Rehabilitación de estribos (Ryall, 2001)

3.3.3 REHABILITACIÓN DE LOS ACCESORIOS

REHABILITACIÓN DE LAS JUNTAS DE EXPANSIÓN

Cuando se habla de rehabilitar las juntas de expansión de un puente se está hablando de remplazar alguno de sus componentes o la junta completa debido a que ya se encuentra en un estado inadecuado para cumplir sus funciones. Las juntas van disminuyendo su rendimiento de permitir contracciones o expansiones por cambios de temperatura y por las cargas de tránsito que sobre ellas pasan, cuando es necesario se debe de remplazar la junta completamente por una nueva. En algunos casos solo es cuestión de remplazar algún componente o material de la misma y podrá seguir funcionando plenamente.

La rehabilitación de las juntas de expansión amerita una interrupción del tránsito, por lo que se hace en horas de poco tránsito para no afectar demasiado el servicio del puente; ésta rehabilitación debe ser rápida y efectiva, además de que cada junta de expansión del puente debe ser rehabilitada una por una siguiendo un orden. En la figura 3.24 se muestra el remplazamiento de la junta de un puente.



Fig. 3.24 Reemplazamiento de una junta de expansión de un puente (Chhabra, 2004)

Cabe destacar que existen algunos refuerzos que se pueden hacer en estas partes para restringir movimientos excesivos de las juntas, en el caso de un sismo o para ayudar a que su funcionamiento sea mejor como cables de restricción anclados a la superestructura o extensiones de asentamiento, para que sus desplazamientos puedan ser un poco mayores, sin embargo esto no corresponde propiamente a la rehabilitación de las juntas de expansión.

REHABILITACIÓN DE LOS APOYOS

La rehabilitación de los apoyos es prácticamente un reemplazamiento de los mismos, el mantenimiento de los apoyos resulta fundamental para ayudar a que no se deterioren.

En los apoyos elastoméricos cuando el agrietamiento ha penetrado hasta las placas, la corrosión puede dañar la integridad del apoyo por lo que solo queda la alternativa del replazo. En apoyos esféricos o deslizantes se deben reemplazar si el recubrimiento de teflón es mínimo y finalmente en los apoyos tipo copa se deben reemplazar si el sello ha fallado o se ha roto, además los apoyos que contengan partes de metal quebradas o agrietadas deben ser reemplazados también.

El replazo de apoyos requiere de mucho cuidado en el procedimiento, para poder hacerlo es necesario una estructura que comunique a la superestructura con la subestructura que permita la transferencia de cargas, que permita los desplazamientos y permita que se puedan colocar los nuevos apoyos. Se suelen usar una especie de gatos hidráulicos que son colocados en la subestructura si tiene el espacio requerido o erigidos desde el suelo. Una vez que se han puesto estos sistemas provisionales se procede a reemplazar el apoyo dañado por uno nuevo. Esta rehabilitación a veces requiere de mucho tiempo ya que los apoyos tardan en ser fabricados, es por ello que se debe tener un buen sistema de gatos hidráulicos que permita que las cargas se transmitan de la superestructura a la subestructura.

Englobando lo anterior, el procedimiento para reemplazar los apoyos de un puente es el siguiente.

- 1- Montar el sistema de gatos hidráulicos para la transferencia de cargas y como apoyos provisionales.
- 2- Remover los apoyos originales de la estructura que se encuentran dañados.
- 3- Preparar las superficies para los nuevos apoyos.
- 4- Ajustar la cubierta al nivel adecuado.
- 5- Instalar los nuevos apoyos.
- 6- Colocar nuevamente el lechado para el encamado.
- 7- Transferir las cargas a los nuevos apoyos, en este paso es cuando se retiran los gatos hidráulicos y cuando el encamado haya obtenido la suficiente resistencia.
- 8- Checar el comportamiento que tengan los apoyos durante un tiempo.

En la figura 3.25 se puede observar como se ha montado la estructura provisional de gatos hidráulicos para el reemplazamiento de los apoyos del puente.



Fig. 3.25 Sistema de gatos hidráulicos para el reemplazamiento de apoyos de un puente (Chhabra, 2004)

3.4 REMPLAZAMIENTO

El reemplazamiento se refiere a la sustitución total de la estructura dado que se encuentra tan dañada que no es factible su rehabilitación, es el último escenario que se espera no solamente en los puentes sino en cualquier construcción, más aún en estructuras tan importantes como estas. La sustitución de cualquiera de ellos representa una pérdida temporal para las vías de comunicación y una pérdida económica muy importante.

En el remplazamiento de un puente se toman en cuenta los siguientes puntos:

- El que un puente llegue a la fase de remplazamiento es debido a varios factores.
- Los eventos sísmicos de gran magnitud pueden inhabilitar por completo al puente, existiendo algunos casos de colapso de la estructura.
- El paso de avenidas o lluvias extraordinarias dañan a varias partes del puente causando un probable colapso.
- Un procedimiento constructivo deficiente ocasiona que el puente tenga demasiados problemas repercutiendo en un mantenimiento o rehabilitación excesiva.
- Un mantenimiento inadecuado o nulo con el tiempo ocasiona que los problemas que tiene el puente se agraven.
- Final de la vida de servicio del puente, este caso es la excepción de una falla o inadecuado mantenimiento, al contrario es muestra de que el puente ha cumplido con todas las expectativas y se le ha dado un excelente mantenimiento, pero es necesario que sea renovado para adaptarse a las nuevas necesidades.

Es inevitable que existan daños graves a causa de fenómenos naturales de gran magnitud y en estos casos, si es necesario, no queda otra alternativa que el remplazamiento de la estructura, sin embargo la mayoría de las veces se puede evitar con un adecuado mantenimiento del puente.

En México se han tenido problemas en varios puentes carreteros y urbanos a lo largo y ancho de toda la república. Se ha visto que los programas de mantenimiento son bastante deficientes y que no existen manuales o normativa alguna como en otros países que obligue a darles un adecuado mantenimiento a estas estructuras tan importantes, dado que el remplazamiento es la última opción que se tiene. Los trabajos de mantenimiento y rehabilitación juegan un papel fundamental para evitarlo, ya que dichos trabajos se ejercen cuando la estructura está por colapsar.

Se ha visto la importancia que tiene los trabajos de mantenimiento y rehabilitación no solamente para evitar llegar al remplazamiento total del puente sino para ayudar a alargar la vida de servicio del mismo; también es un hecho que la falta de programas, manuales y técnicas establecidas en México para el mantenimiento y rehabilitación de los puentes carreteros y urbanos de concreto, es un problema de gravedad para que estas estructuras puedan conservarse en buenas condiciones. Por lo anterior, en el siguiente capítulo se hace un esquema resumiendo las técnicas y métodos que se abarcaron, de cómo podría realizarse un programa de mantenimiento y rehabilitación para puentes, contemplando las partes de un sistema de gestión de puentes para una mejor toma de decisiones.

CAPÍTULO 4

PROPUESTA DE PROGRAMA DE **MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN** **PARA PUENTES EN MÉXICO**

4 PROPUESTA DE PROGRAMA DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN PARA PUENTES EN MÉXICO

El esquema que a continuación se propone es con base a lo revisado en la literatura y se rescata aquello que puede servir para resolver el problema de mantenimiento y rehabilitación de los puentes de concreto en la República Mexicana.

4.1 PROGRAMA DE MANTENIMIENTO PARA PUENTES

Para el programa de mantenimiento se debe disponer de un sistema de gestión de puentes a efecto de llevar a cabo una recopilación de la información, un inventario y realizar la evaluación del puente, para posteriormente gestionar el mantenimiento, la rehabilitación o el remplazo, según sea el caso.

El primer paso es la conformación de una base de datos donde se recopile toda la información de cada puente conforme a los datos que a continuación se enumeran:

- **Planos de ubicación**
- **Nombre de la estructura**
- **Planos generales de construcción**
- **Geometría del puente**
- **Diseño estructural del puente**
- **Capacidad de carga del puente (Cargas vivas, cargas muertas y cargas accidentales)**
- **Materiales que lo conforman**
- **Importancia y tipo de puente**
- **Cantidad de tránsito vehicular que circula por él (TPDA)**
- **Tiempo que lleva en servicio la estructura**
- **De ser posible, conseguir memorias de cálculo de la estructura para tener un mejor panorama de la misma**
- **Registros de mantenimiento anteriores, si se tienen**
- **Características especiales**

- **Adicionalmente se le proporcionara un número con el cual se le identificará en la base de datos**

Con la información anterior se podrá dar seguimiento sobre tipo de daños, tiempo en que se ha presentado y trabajos que se han aplicado para solucionarlos.

Una vez que se tiene la base de datos se procede a establecer los tiempos de mantenimiento e inspección en función del estado de conservación del puente.

4.1.1 CICLOS DE MANTENIMIENTO

Se ha denominado ciclos de mantenimiento a la parte conjunta entre los tiempos de inspección y el mantenimiento que se realice sobre el puente.

Los tiempos en que se realizan las inspecciones, que es equivalente al tiempo de realización del mantenimiento, varía muy poco en las distintas partes del mundo y van de acuerdo a la experiencia que se tiene en cuanto a los daños en los puentes.

En México las inspecciones se hacen cada cinco años, si se encuentran daños o problemas en la estructura se hacen trabajos de mantenimiento de lo contrario el puente se vuelve a inspeccionar y mantener hasta dentro de cinco años, todo ello con base a las valoraciones que se le hace al puente.

En Estados Unidos las inspecciones y tiempos de mantenimiento se realizan en intervalos que no excedan los dos años y para el caso de los elementos que se encuentran sumergidos en el agua se inspeccionan y mantienen en intervalos que no excedan los cinco años.

Finalmente en Europa se ha visto que se hacen las inspecciones y el mantenimiento al igual que en Estados Unidos en intervalos de tiempo menores a dos años. En el tema de inspecciones se realizan inspecciones superficiales, generales, principales y especiales. Las más importantes, la inspección general es en intervalos de 2 años, mientras que una principal es en intervalos de seis años, la diferencia es que en la primera se toman elementos representativos del puente, mientras que en la segunda se inspecciona y mantiene el puente por completo.

PROPUESTA DE LOS TIEMPOS DE MANTENIMIENTO

Con base en lo anterior se puede proponer un esquema en los tiempos de inspección y mantenimiento que sea lo suficientemente efectivo para la conservación de los puentes.

- **MANTENIMIENTO SUPERFICIAL**

Basándose en las inspecciones superficiales, no existe un intervalo de tiempo de realización debido a que superficial se refiere a las fallas o problemas que se observan a simple vista y que no son de menor magnitud, por lo que se propone que este tipo de mantenimiento se haga aproximadamente cada año para estar observando el constante comportamiento que tiene. No representa un gasto excesivo realizarlo de este modo ya que no se requiere de equipo especializado o recursos económicos extras, al contrario a largo plazo ayuda a conservar al puente en condiciones inmejorables.

- **MANTENIMIENTO GENERAL**

Este tipo de mantenimiento consiste en la inspección de las partes más representativas del puente, por ende su mantenimiento será precisamente de estas partes, un tiempo de dos años para realizar este mantenimiento es una opción factible dado los daños y diversos efectos que se ha observado que deterioran a los puentes. Se examina el estado en el que se encuentra la estructura en general y si se existe algo fuera de lo normal o algún problema mayor será detectable a tiempo antes de que se vuelva más complicado subsanar estas anomalías.

- **MANTENIMIENTO PRINCIPAL**

Este tipo de mantenimiento es el más importante, porque es el mantenimiento de toda la estructura. Un periodo de cinco años será factible debido a los problemas que ya se han mencionado; un mantenimiento principal detectará problemas en la estructura más específicos que en los dos mantenimientos anteriores no se hayan podido observar; la integridad del puente se garantiza ya que se reparan todas las partes que tengan daño, además se pueden hacer algunas pruebas para verificar valores de resistencia de los materiales o de algún elemento que no esté trabajando a su máxima capacidad.

- **MANTENIMIENTO ESPECIAL**

La inspección especial se realiza en alguna parte o elemento del puente específico, no se puede asignar un intervalo de tiempo definido, ya que al detectar una falla impredecible lo recomendable es que se haga en cualquiera de los mantenimientos anteriores, si se observa que existe algún riesgo de consideración en este elemento o que pueda comprometer a otros elementos del puente. Es necesario hacer las pruebas pertinentes y en muchas ocasiones lo que se requiere es una rehabilitación.

Aplicando este sistema se puede observar la evolución que va teniendo el puente durante su vida de servicio y se puede identificar a tiempo los problemas que tenga, antes de que ocurran daños mayores que sean irreversibles.

RIESGOS DE UN MANTENIMIENTO TARDÍO, DEFICIENTE O NULO

El no darle mantenimiento a un puente dentro de los tiempos considerados puede repercutir en un colapso prematuro, el objetivo principal del mantenimiento de los puentes es alargar la vida de servicio y conservar al puente en las mejores condiciones posibles. Es imprescindible que se les dé un mantenimiento periódico a este tipo de estructuras, la experiencia lo ha demostrado en diversas partes del mundo.

Por consiguiente el mantenimiento tardío, deficiente o nulo da lugar a los siguientes inconvenientes:

- Fallas que eran menores se pueden agravar.
- Reducción de la vida de servicio de un puente.
- Aumento en los costos de mantenimiento, de no hacerlo a tiempo.
- Daños mayores en elementos estructurales.
- Probable sustitución forzosa de algún elemento del puente.
- Mayor tiempo en hacer las inspecciones y realizar el mantenimiento.
- Interrupción temporal del servicio del puente para identificar y reparar todos los problemas que tiene.
- En casos extremos, replazamiento del puente.

En este caso dado el esquema de tiempos de mantenimiento lo mejor es que el mantenimiento no pase más allá de los dos años; el mantenimiento general aunque consiste en revisar solo elementos representativos, nos da la pauta para saber si el puente tiene fallas o daños en otras partes más específicas; el mantenimiento principal es obvio que no puede evitarse hacerse a los cinco años ya que es el mantenimiento en el cual se inspecciona y repara prácticamente todo el puente, de no hacerlo se puede estar poniendo en riesgo la seguridad, servicio y estabilidad de la estructura.

Finalmente hay que mencionar que después de los eventos sísmicos y fenómenos naturales que ocurran en un puente, este debe ser inspeccionado inmediatamente y de ser necesario tomar acción en su mantenimiento, por lo general después de estos eventos se presentan daños algunas veces menores y otras de atención mayor, raros casos es cuando los puentes quedan intactos después de algún fenómeno así y para asegurarlo es necesario realizar la inspección.

4.1.2 CRITERIO DE EVALUACIÓN

En esta etapa se señalan las prioridades que tiene el puente de acuerdo a lo observado en campo y valores de resistencia que se han registrado, la importancia que tiene el puente se

hace con base a la cantidad de tránsito que circula por la estructura y a la ruta o ubicación en donde se encuentra localizado.

La fórmula principal que existe en el “Manual para la Evaluación de Condición de Puentes” publicado por la AASHTO (1994) es simple y muestra la manera básica de evaluar un puente, está dada por:

$$RF = \frac{C - A_1 D}{A_2 L(1 + I)} \quad (4.1)$$

donde:

RF = Factor de evaluación del puente.

C = Resistencia nominal (Momento o Cortante).

D = Momento o cortante bajo carga muerta.

L = Momento o cortante bajo carga viva.

I = Factor de impacto para los efectos de carga viva.

A₁, A₂ = Factores de carga muerta y carga viva respectivamente.

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \leq 0.3 \quad (4.2)$$

L = Longitud del claro cargado en m.

Los factores de carga muerta y carga viva tienen los siguientes valores:

Evaluación a nivel operativo; A₁ = 1.3, A₂ = 1.3

Evaluación a nivel inventario; A₁ = 1.3, A₂ = 2.17

El factor de evaluación tendrá la siguiente interpretación:

Si $RF \geq 1.0$, el puente es seguro y se requiere mantenimiento preventivo o trabajos menores

Si $RF < 1.0$, el puente tiene deficiencias y necesita mantenimiento reparativo o rehabilitación

La resistencia nominal se calcula con las fórmulas que vienen en el mismo manual en el apéndice C en la sección C.3 para elementos de concreto reforzado y concreto presforzado a flexión y a cortante.

CONCRETO REFORZADO

Resistencia Nominal a Flexión

$$C = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (4.3)$$

donde:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b_{eff}} \quad (4.4)$$

A_s = Área de la sección de acero

f_y = Resistencia del acero en Kg/cm²

$f'c$ = Resistencia del concreto en Kg/cm²

d = Distancia al centroide del refuerzo inferior

$$b_{eff} = 12 t_s + b_w \quad (4.5)$$

t_s = Espesor de la cubierta

b_w = Ancho inferior de la viga

Resistencia Nominal a Cortante

$$C = V_U \quad (4.6)$$

V_U = Cortante último del elemento

CONCRETO PRESFORZADO

Resistencia Nominal a Flexión

$$C = A_s^* f_{su}^* d \left(1 - 0.6 \frac{\rho^* f_{su}^*}{f'_c} \right) \quad (4.7)$$

donde:

A_s^* = Área del acero de presfuerzo

f_{su}^* = Resistencia del acero de presfuerzo bajo carga última

d = Distancia al centroide del presfuerzo.

ρ^* = Cuantía del acero de presfuerzo

f'_c = Resistencia del concreto

Resistencia Nominal a Cortante

$$C = V_U \quad (4.8)$$

V_U = Cortante último del elemento

El momento bajo carga muerta D se obtiene con la fórmula de momento máximo a flexión con carga repartida:

$$D = M_{max} = \frac{W L^2}{8} \quad (4.9)$$

donde:

W = Carga repartida sobre el elemento

L = Longitud del claro cargado

Finalmente el momento bajo carga viva L se obtiene con una tabla que se encuentra en el apéndice A3 del “Manual para la Evaluación de Condición de Puentes” y que se ilustra en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Momentos bajo carga viva (AASHTO, 1994)

Live Load Moments in Foot-Kip per Wheel Line										
Type of Loading (Without Impact)					Span Feet c/c	Type of Loading (With Impact)				
H-15	HS-20	3	3-S2	3-3		H-15	HS-20	3	3-S2	3-3
15.0	20.0	10.6	9.7	10.0	5	19.5	26.0	13.8	12.6	13.0
18.0	24.0	12.8	11.6	12.0	6	23.4	31.2	16.6	15.1	15.6
21.0	28.0	15.2	13.8	14.0	7	27.3	36.4	19.7	18.0	18.2
24.0	32.0	19.1	17.4	16.0	8	31.2	41.6	24.9	22.7	20.8
27.0	36.0	23.1	21.1	19.1	9	35.1	46.8	30.1	27.4	24.8
30.0	40.0	27.2	24.8	22.4	10	39.0	52.0	35.4	32.2	29.1
33.0	44.0	31.3	28.5	25.8	11	42.9	57.2	40.7	37.1	33.5
36.0	48.0	35.4	32.2	29.2	12	46.8	62.4	46.0	42.0	37.9
39.0	52.0	39.6	36.1	32.6	13	50.7	67.6	51.4	46.9	42.3
42.0	56.0	43.7	39.9	36.0	14	54.6	72.8	56.8	51.8	46.8
45.0	60.0	47.9	43.7	39.4	15	58.5	78.0	62.2	56.8	51.3
48.0	64.0	52.1	47.5	42.9	16	62.4	83.2	67.7	61.7	55.7
51.0	68.0	56.3	51.3	46.3	17	66.3	88.4	73.1	66.7	60.2
54.0	72.0	60.4	55.1	49.8	18	70.2	93.6	78.6	71.6	64.7
57.0	76.0	64.6	58.9	53.2	19	74.1	98.8	84.0	76.6	69.2
60.0	80.0	68.9	62.8	56.7	20	78.0	104.0	89.5	81.6	73.7
63.0	84.0	73.1	66.6	60.2	21	81.9	109.2	95.0	86.6	78.2
66.0	88.0	77.3	70.5	63.6	22	85.8	114.4	100.5	91.6	82.7
69.0	92.0	81.5	75.2	67.1	23	89.7	119.6	105.9	97.7	87.2
72.0	96.3	85.7	80.3	70.6	24	93.6	125.2	111.4	104.4	91.8
75.0	103.7	89.9	85.4	74.1	25	97.5	134.8	116.9	111.0	96.3
78.0	111.1	94.2	90.5	71.5	26	101.4	144.4	122.4	117.7	100.8
81.3	118.5	98.4	95.6	81.0	27	105.7	154.1	127.9	124.3	105.3
85.1	126.0	102.6	100.7	84.5	28	110.6	163.8	133.4	131.0	109.8
88.8	133.5	106.8	105.9	88.0	29	115.4	173.6	138.9	137.6	114.4
92.5	141.0	112.9	111.0	91.5	30	120.2	183.3	146.8	144.3	118.9
99.8	156.2	125.3	121.2	101.5	32	130.0	203.1	162.9	157.6	132.0
107.4	171.8	137.6	131.5	112.3	34	139.6	223.3	178.9	170.9	146.0
114.8	189.4	150.0	141.7	123.1	36	149.2	246.2	195.0	184.2	160.1
122.3	207.1	162.4	151.9	134.0	38	159.0	269.2	211.1	197.5	174.1
129.7	224.9	174.8	162.2	144.8	40	168.6	292.4	227.3	210.8	188.3
137.2	242.7	187.2	172.4	155.7	42	178.3	315.3	243.3	224.0	202.3
144.7	260.4	199.7	182.7	166.6	44	187.5	337.5	258.7	236.7	215.8
152.1	278.3	212.1	192.9	177.4	46	196.6	359.6	274.1	249.3	229.3
159.6	296.1	224.5	203.2	188.3	48	205.7	381.7	289.4	261.9	242.8
167.1	314.0	237.0	220.8	199.3	50	214.8	403.8	304.7	283.9	256.2
174.6	331.8	249.4	238.4	214.3	52	223.9	425.5	319.9	305.8	274.8
182.0	349.7	261.8	256.1	231.3	54	232.8	447.3	335.0	327.6	295.9
189.5	367.6	274.3	273.8	248.3	56	241.8	469.1	350.1	349.4	316.9
198.8	385.4	286.8	291.4	265.3	58	253.1	490.6	365.1	371.1	337.7
209.2*	403.3	299.2	309.2	282.3	60	265.8*	512.2	380.1	392.7	358.5
265.1*	492.8	361.5	398.0	372.2	70	333.1*	619.0	454.2	500.1	467.6
327.0*	582.4	423.9	487.1	471.9	80	406.8*	724.5	527.3	605.9	587.0
394.9*	672.2	486.3	576.4	571.7	90	486.7*	828.8	599.4	710.5	704.6
468.8*	762.0	548.7	665.9	671.5	100	572.9*	931.2	670.7	813.9	820.7
634.5*	941.6	673.6	845.1	871.3	120	764.0*	1133.7	811.1	1017.5	1049.1
824.2*	1121.4	798.5	1024.5	1071.1	140	979.8*	1333.3	949.2	1217.8	1273.2
1038.0*	1384.0*	923.5	1204.1	1270.9	160	1220.1*	1626.2*	1085.5	1415.3	1493.9
1275.8*	1701.0*	1048.4	1383.7	1470.8	180	1484.9*	1980.0*	1222.3	1610.6	1712.0
1537.5*	2050.0*	1173.4	1563.5	1670.8	200	1774.0*	2365.7*	1353.9	1804.0	1927.8
2296.9*	3062.5*	1485.8	2013.0	2170.6	250	2603.1*	3469.8*	1683.9	2281.4	2460.0
3206.2*	4275.0*	1798.2	2462.6	2670.5	300	3583.5*	4779.4*	2009.8	2752.4	2984.7

*Based on standard lane loading. All other values based on standard truck loading

Para efectos de una propuesta simple y entendible de la evaluación de un puente, la fórmula del AASHTO es aplicable para los puentes de México, se necesitan pocos parámetros para dar una idea de la condición de la estructura, además involucran las resistencias a flexión y cortante que son importantes en la capacidad del puente. Por otro lado toma en cuenta tanto las cargas vivas y muertas, así como el factor de impacto.

4.1.3 PROPUESTA DEL PROGRAMA DE MANTENIMIENTO

Para poder tener un mejor entendimiento de cómo está constituido un programa de mantenimiento y rehabilitación en la figura 4.1 se ilustra en forma de un BMS.

La siguiente etapa está constituida por la gestión, que consiste en una toma de decisiones sobre qué se va a realizar en el puente, en el diagrama de flujo de la figura 4.1 se ve que en este punto se opta por tres opciones:

- Mantenimiento del puente.
- Rehabilitación del puente.
- Reemplazamiento del puente.

En este apartado solo se tocará el aspecto de mantenimiento, mediante cuadros esquemáticos que representen mejor las opciones que se tiene de los trabajos y técnicas de mantenimiento.

El mantenimiento de un puente carretero o urbano de concreto se hace con base a los daños y deterioro que tiene, dependiendo de la magnitud de estos daños se realizan las reparaciones. En principio se le debe dar un mantenimiento prioritario a los elementos de concreto y al acero de refuerzo de elementos como traveses y columnas, los accesorios se consideran aparte.

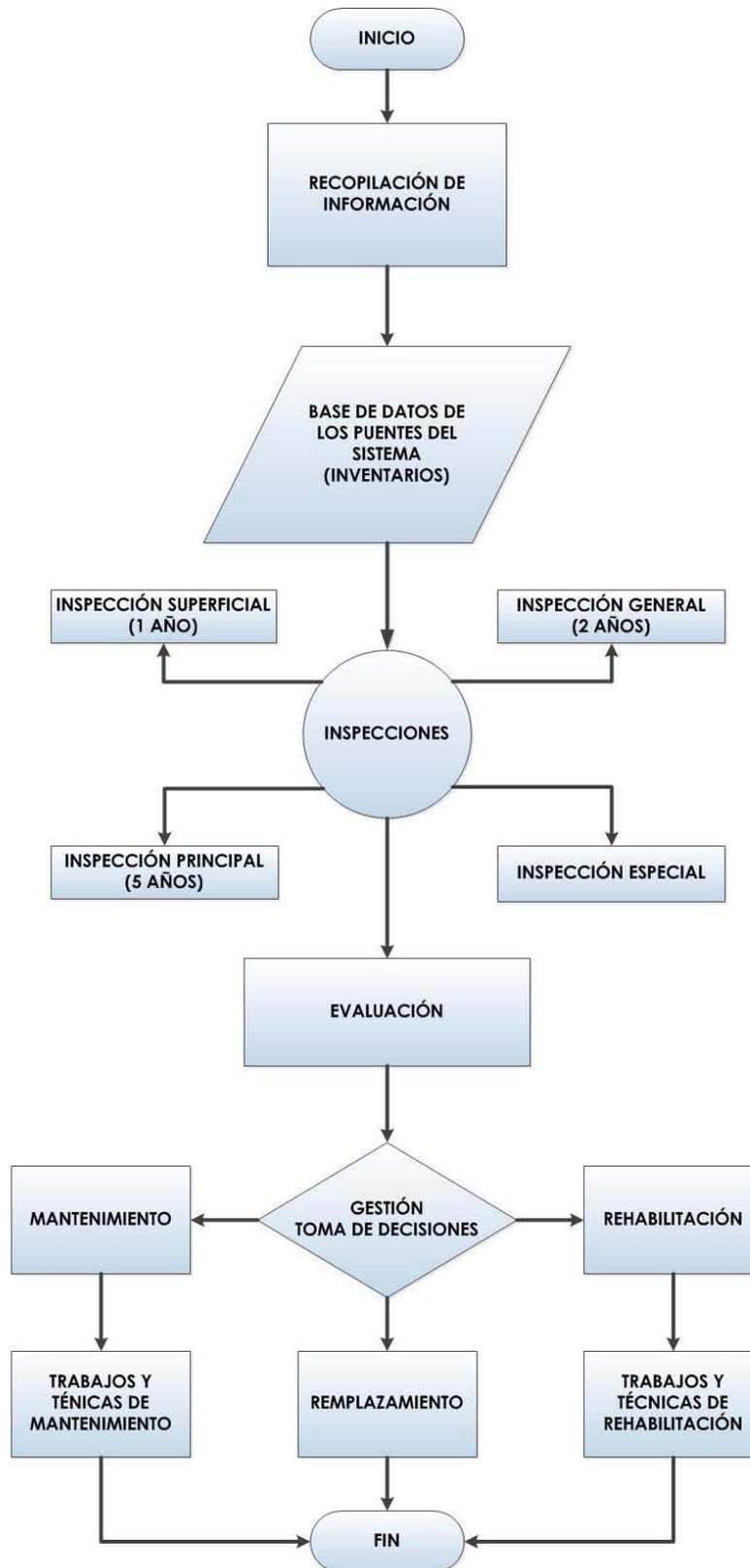


Fig. 4.1 Esquema propuesto para mantenimiento y rehabilitación de puentes

Establecido lo anterior, en la tabla 4.2 se propone que alternativas se tienen para el mantenimiento del concreto tanto en la superestructura como en la subestructura.

Tabla 4.2 Alternativas de mantenimiento para la superestructura y subestructura de acuerdo al daño observado

TIPO DE DAÑO	OPCIONES DE REPARACIÓN
Daño superficial	Concreto aplicado manualmente. Concreto pulverizado (Concreto lanzado). Morteros comunes. Polímeros cementantes.
Cavidades y agrietamiento menor a 25 mm	Concreto pulverizado (Concreto lanzado). Polímeros cementantes. Mortero tixotrópico altamente adhesivo.
Desconchamiento o desmoronamiento	Concreto pulverizado (Concreto lanzado). Estabilizadores de superficie. Polímeros cementantes.
Cavidades y agrietamiento mayor a 25 mm	Concreto pulverizado (Concreto lanzado). Resinas epóxicas. Emulsiones de látex acrílico.
Corrosión en el refuerzo por agrietamiento del concreto	Co-polímeros con base de agua. Polvo cementante con alta alcalinidad y polímeros de dispersión. Morteros con resinas epóxicas o de poliéster.
Vacíos mayores y menores	Concreto pulverizado (Concreto lanzado). Mortero con polímeros. Mortero tixotrópico.

Para la protección del acero de refuerzo se puede usar la tabla 4.3 donde se presenta las opciones que se tienen para el refuerzo de superestructura y subestructura, así como sus ventajas y desventajas.

Tabla 4.3 Ventajas y desventajas de los métodos de protección del acero de refuerzo

MÉTODO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Protección catódica	Efectivo previniendo corrosión por cloruros y carbonatación. Sistemas y materiales modernos extienden la expectativa de vida hasta 30 años.	Caro de aplicar. Constante mantenimiento. Al final se tiene que reemplazar el acero
Desalinización	Solución duradera a largo plazo solo si se evita la contaminación futura.	Indispensable que el concreto se encuentre entre los cátodos y el ánodo. El proceso de desalinización del concreto se completa entre 8 y 13 semanas.
Re-alcalinización	Solución duradera a largo plazo solo si se evita la carbonatación futura. El proceso es completado en 7 días.	Costo más excesivo que la protección catódica y la desalinización.
Tratamientos superficiales anti-carbonatación	Extiende la vida de las estructuras a bajo costo. Expulsan las moléculas de dióxido de carbono.	No puede evitar la corrosión si el concreto ya ha presentado carbonatación en el refuerzo.
Inhibidores de corrosión	Evitan que haya un ataque completo por corrosión. Forman una capa protectora en la superficie del refuerzo. Más económicos que la remoción del concreto o la re-alcalinización.	Son tecnologías nuevas y su efectividad a largo plazo aún no está sustentada. Es más cara que la aplicación de silano.
Tratamientos superficiales de impregnación	De muy bajo costo. Previenen el ingreso del agua pero permiten la expulsión de vapor inhibiendo la corrosión.	Solamente efectivos inhibiendo la corrosión si se ha evitado que el agua penetre en el concreto por otras caras.

Para el mantenimiento de los apoyos de los puentes se propone que se mantengan lo más limpios posibles y se resume en los siguientes puntos:

- Mantenerlos libres de basura.
- Mantener las superficies de movimiento o deslizamiento completamente limpias y lubricadas.
- Protegerlos contra la corrosión.
- Reparar y reemplazar los revestimientos del apoyo.
- Asegurar que los pernos de unión con la estructura se mantengan libres de corrosión, fijados herméticamente y lubricados.

- Mantener las camas de mortero en buen estado y de ser necesario remplazarlas si se encuentran muy dañadas.

Finalmente la información para el mantenimiento de juntas de expansión, drenaje y membranas impermeables se engloba en la tabla 4.4.

Tabla 4.4 Alternativas de mantenimiento para los accesorios

ELEMENTO	MANTENIMIENTO
Juntas de Expansión	<p>Evitar la entrada de agua con materiales compresibles.</p> <p>Limpiar y retirar materiales incompresibles como polvo, arena, grava o escombros.</p> <p>El material de relleno puede ser fieltro impregnado de asfalto, espuma de poliuretano cabeceada con asfalto de hule colado in situ, cloruro de polivinilo, polisulfuro, neopreno o hule butilo.</p> <p>Remplazar o reparar el sello de la junta si está dañado.</p> <p>Limpiar los elementos de acero expuestos que tienen residuos de óxido mediante chorro de arena o lijado.</p>
Drenaje	<p>Evitar que el agua se estanque en la losa.</p> <p>Los drenes deben limpiarse de cualquier basura u objeto que evite el paso del agua.</p> <p>Evitar desembocar en elementos de soporte del puente.</p> <p>Revisar el drenaje inmediatamente después de una lluvia extraordinaria.</p> <p>Colocar drenes adicionales si los existentes son insuficientes.</p>
Membranas Impermeables	<p>Reparar o remplazar la membrana cuando se han hecho trabajos en la cubierta.</p> <p>Colocar capas de arena roja sobre la membrana para evitar su deterioro.</p>

En México no existe inconveniente alguno para que no se puedan usar cualquiera de los tipos de reparación de las tablas ya que se adecuan a los daños y condiciones que tienen los puentes carreteros y urbanos de la República Mexicana.

4.2 PROGRAMA DE REHABILITACIÓN PARA PUENTES

La rehabilitación es una alternativa si el mantenimiento normal no es suficiente para poder reparar el puente, debido a que algunos de sus daños se encuentran ya en la parte estructural, es entonces que se deben tomar medidas un poco más laboriosas y complicadas.

En la parte de gestión es cuando se decide si se requiere una rehabilitación, para ello se debieron haber realizado las inspecciones y evaluaciones correspondientes del puente.

4.2.1 EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL

En este apartado se incluirá lo que se le denomina la vulnerabilidad del puente que requiere que se evalúe bajo circunstancias sísmicas mayormente, con el propósito de saber que tan resistente es la estructura ante eventos como este. Se trataran dos métodos para saber la vulnerabilidad de un puente, el primero es con base a un estudio que realizó *Candebat (2012)* y que se pretende implantar a los puentes en Cuba, mientras que el segundo método es un estudio realizado por *Rivera (2007)* y publicado por el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) para el caso de México.

ÍNDICE DE VULNERABILIDAD CON BASE AL MÉTODO DELPHI,

El método consiste en evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes isostáticos de concreto con la utilización del método Delphi, éste método fue desarrollado por *Candebat (2012)*, en su trabajo “Rehabilitación Sísmica de Puentes de Hormigón” para el Centro Nacional de Instituciones Sismológicas de Cuba.

Para la evaluación se usan ponderaciones en los elementos del puente y están divididos en tres grupos principalmente: superestructura, subestructura y aspectos referidos al sitio. A cada elemento se le da un valor que por grupo debe tener una suma total de 10.00, el método usado no ha sido implantado todavía ya que aún quedan algunos detalles por cubrir, pero es práctico para evaluar la vulnerabilidad del puente. A continuación se presentan tres tablas (Tablas 4.5, 4.6 y 4.7) cada una correspondiente a un grupo de los mencionados en los cuales se les asigna un valor para cada elemento.

Tabla 4.5 Evaluación de la Superestructura, Candebat (2012)

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUPERESTRUCTURA	EVALUACIÓN
Especificaciones de diseño	2.00
Después de 1999	0.00
Antes de 1999	2.00
Tipo de superestructura	1.50
Isostática con losa continua	0.75
Isostática	1.50
Longitud de apoyo	1.50
Cumple lo especificado en la norma vigente	0.00
No cumple	1.50
Existencia de trabas sísmicas	1.00
Existen y poseen diseño satisfactorio	0.00
Existen pero presentan diseño inadecuado	0.75
No existen	1.00
Existencia de diafragmas (vigas transversales)	1.00
Posee diafragmas	0.00
No posee diafragmas	1.00
Dispositivos de apoyo	1.00
Existen	0.00
Existen en mal estado y/o son inadecuados	0.75
No Existen	1.00
Trazado de la superestructura	1.00
Recto	0.0
Curva horizontal menor de 90° y esviaje menor de 30°	0.25
Curva de 90° y esviaje entre 30° y 45°	0.75
Curva mayor de 90° y esviaje mayor de 45°	1.00
Curvas verticales	0.50
No tiene	0.00
< 6 %	0.25
> 6 %	0.50
Posibilidades de golpeteo	0.50
Separación adecuada entre estructuras adyacentes	0.00
Separación menor a la requerida a la misma altura	0.25
Separación menor a la requerida a diferentes alturas	0.50
Evaluación total	10.00
Factor de ponderación en el resultado final	25%

Tabla 4.6 Evaluación de la Subestructura, Candebat (2012)

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUBESTRUCTURA	EVALUACIÓN
Degradación de la rigidez	2.50
$T_p \leq T_c$	0.00
$T_p \geq T_c$	2.50
Estado técnico de la subestructura	2.00
Muy buena y Buena (Sin daños en pilas y/o estribos)	0.00
Regular (Daños moderados en pilas y/o estribos)	1.00
Mala y muy mala (Daños extensivos en pilas y/o estribos)	2.00
Tipo de Subestructura	2.00
Pilas	
Diafragmas	0.00
Pórticos	0.50
Mono columnas o pilas en V o inclinadas	1.00
Estribos	
Abiertos	0.00
Cerrados con drenaje adecuado	0.50
Cerrados sin drenaje adecuado	1.00
Altura de columnas	1.50
$H < 5$	0.00
$5 \leq H \leq 10$	0.50
$H > 10$	1.50
Esviaje	1.00
Sin esviaje o con ángulo menor de 15°	0.00
Esviaje entre 15° y 30°	0.25
Esviaje entre 30° y 45°	0.75
Esviaje mayor de 45°	1.00
Técnica de construcción de la subestructura	1.00
In situ	0.00
Mixto	0.50
Prefabricación (No existe monolitismo columna – cimiento)	1.00
Evaluación final	10.00
Factor de ponderación en el resultado final	45%

T_p = Período de la estructura en segundos, determinado con mediciones instrumentales.

T_c = Período de vibración fundamental de la estructura calculado.

Tabla 4.7 Evaluación del Sitio, Candebat (2012)

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS AL SITIO	EVALUACIÓN
Aceleración del sitio	2.50
$0,075 \leq a < 0,10$	0.00
$0,10 \leq a < 0,20$	0.50
$0,20 \leq a < 0,30$	1.75
$a \geq 0,30$	2.50
Erosión y/o socavación	2.00
Poco probable	0.00
Probable	1.00
Existe en estado incipiente	1.50
Existe y afecta la estabilidad del puente	2.00
Riesgos geológicos (Licuefacción)	2.00
Insignificante	0.0
Media	0.75
Alta	1.50
Muy alta	2.00
Dureza de los suelos	1.50
Duros (S_1)	0.0
Menos duros (S_2)	0.25
Blandos (S_3)	0.75
Muy blandos (S_4)	1.50
Irregularidad topográfica del suelo	1.00
No	0.00
Si	1.00
Homogeneidad del suelo	0.50
Sin variación entre eje de pilas y estribos	0.00
Variable	0.50
Existencia de fallas geológicas	0.50
No existen en la zona	0.00
Existen fallas pasivas	0.25
Existen fallas activas	0.50
Evaluación Total	10.00
Factor de ponderación en el resultado final	30%

El valor de cada elemento obtenido se normaliza entre 10 y luego se multiplica por el factor de ponderación que se encuentra al final de cada tabla, en función de la incidencia de dicho elemento en la respuesta estructural ante las acciones sísmicas, la fórmula que se aplica es la siguiente:

$$Iv_{SE} = \frac{[25 \% (V_{SpE}) + 45 \% (V_{SbE}) + 30 \% (V_{St})]}{100 \%} \quad (4.10)$$

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 saber la vulnerabilidad sísmica del puente en que intervalo se encuentra se aplica la tabla 4.8 que es deducida del mismo estudio realizado evaluando aleatoriamente los factores con los valores medios, obteniendo el rango para la vulnerabilidad moderada.

Tabla 4.8 Escala de Vulnerabilidad Sísmica de un puente, Candebat (2012)

EVALUACIÓN	VULNERABILIDAD
0.0 – 0.25	Baja
0.26 – 0.45	Moderada
0.46 – 1.00	Alta

FUNCIONES DE VULNERABILIDAD

Las funciones de vulnerabilidad son un criterio para evaluar la vulnerabilidad sísmica principalmente de los puentes urbanos, el análisis detallado fue realizado por *Rivera (2007)* y fue publicado por el CENAPRED bajo el nombre de “Evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos”. El objetivo fundamental es el de proporcionar una metodología para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos de concreto reforzado.

Los puentes deben ser de 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*).

El factor más importante son las columnas de los puentes, su geometría, su relación H/D ó H/L y su aceleración demandada en el puente juegan un papel importante en el grado de vulnerabilidad. La ecuación que se aplica es la siguiente:

$$I_{DF} = 1 - e^{-au^m} \quad (4.11)$$

$$u = \frac{Sa}{Sa_{max}} \quad (4.12)$$

donde:

I_{DF} = Índice de daño físico.

a, m =Parámetros que dependen de 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 su aplicación, en el trabajo de *Rivera* también se hizo un catálogo de funciones de vulnerabilidad con base en este procedimiento el cual contempla algunos tipos de puentes urbanos. En las tablas 4.9, 4.10 y figuras 4.2 y 4.3 se muestran los parámetros usados, que contemplan los valores de m, a y Sa_{max}/g .

Tabla 4.9 Puente con columnas aisladas en voladizo cimentados en suelo firme (Rivera, 2007)

SECCIÓN DE LA COLUMNA	AÑO DE CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE	H/D O H/L	m	a	S _a _{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	5.030	0.30	0.83
		6	7.661	4.438	0.30	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≤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	0.20	1.05
		6	13.893	6.109	0.17	1.38
	Entre 1972 y 1992	3	3.277	3.544	1.30	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
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	4.160	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

Tabla 4.10 Puentes a base de marcos cimentados sobre suelo firme (Rivera, 2007)

SECCIÓN DE LA COLUMNA	AÑO DE CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE	H/2D O 2H/L	m	a	Sa _{max} /g	Tcr (s)
Circular	Antes de 1972	3	5.517	3.975	1.22	0.46
		4	6.763	4.238	0.74	0.71
		5	8.053	4.527	0.51	1.00
		6	9.401	4.852	0.37	1.32
	Entre 1972 y 1992	3	2.581	3.419	3.96	0.46
		4	2.938	3.482	2.22	0.71
		5	3.284	3.545	1.42	1.00
		6	3.628	3.608	0.98	1.32
	Después de 1992	3	2.243	3.361	5.52	0.46
		4	2.519	3.408	3.07	0.71
		5	2.783	3.455	1.94	1.00
		6	3.042	3.501	1.33	1.32
Rectangular 1<L/b≤1.25	Antes de 1972	3	4.132	3.703	1.18	0.59
		4	5.131	3.897	0.66	0.91
		5	6.291	4.136	0.42	1.28
		6	7.686	4.444	0.29	1.69
	Entre 1972 y 1992	3	2.661	3.433	2.54	0.59
		4	3.073	3.507	1.39	0.91
		5	3.495	3.584	0.87	1.28
		6	3.938	3.666	0.58	1.69
	Después de 1992	3	2.258	3.363	3.71	0.59
		4	2.555	3.415	2.02	0.91
		5	2.848	3.467	1.25	1.28
		6	3.145	3.520	0.84	1.69
Cuadrado	Antes de 1972	3	4.137	3.704	1.88	0.42
		4	5.135	3.898	1.05	0.65
		5	6.294	4.137	0.67	0.91
		6	7.690	4.444	0.47	1.20
	Entre 1972 y 1992	3	2.663	3.434	4.02	0.42
		4	3.075	3.508	2.22	0.65
		5	3.497	3.584	1.39	0.91
		6	3.940	3.667	0.94	1.20
	Después de 1992	3	2.260	3.363	5.89	0.42
		4	2.557	3.416	3.23	0.65
		5	2.849	3.467	2.01	0.91
		6	3.147	3.520	1.36	1.20

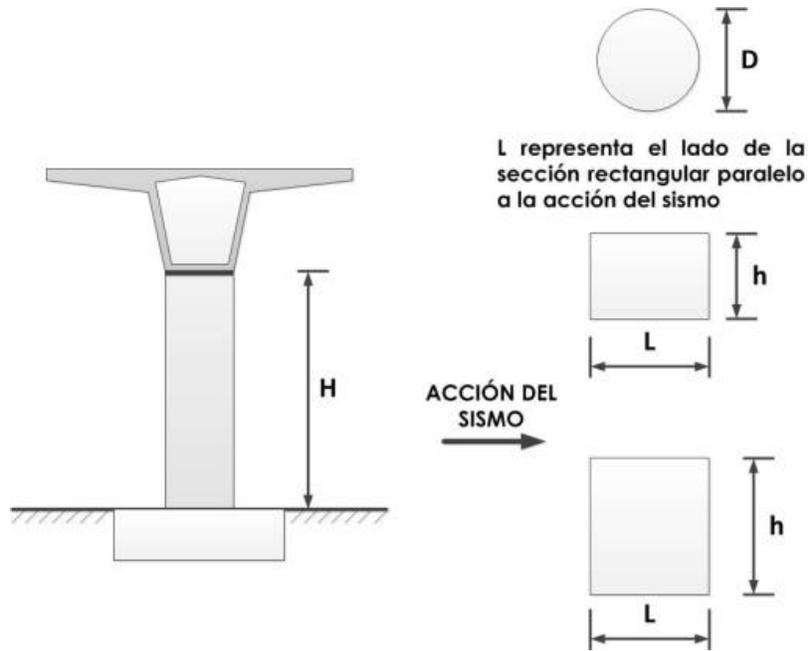


Fig. 4.2 Puentes a base de marcos cimentados sobre suelo firme (Rivera, 2007)

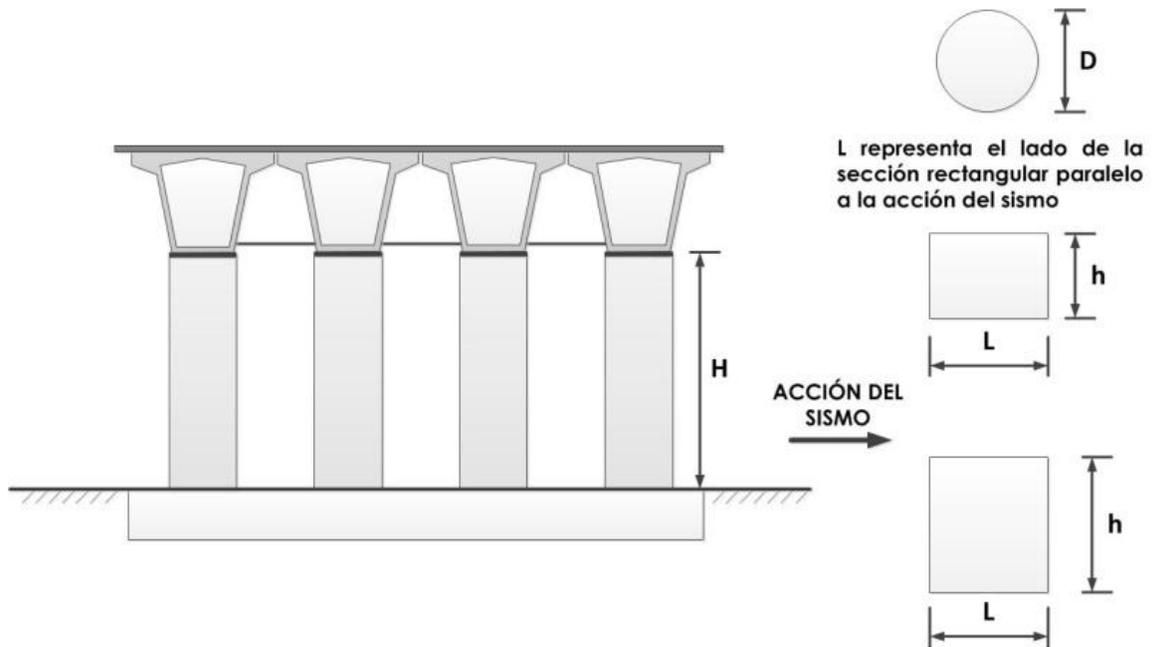


Fig. 4.3 Puentes a base de marcos cimentados sobre suelo firme (Rivera, 2007)

En el mismo estudio realizado también se graficaron algunas curvas de funciones de vulnerabilidad que corresponden a dos tipos de configuración estructural de diferentes años, ambas se muestran en las figuras 4.4, 4.5, 4.6 y 4.7.

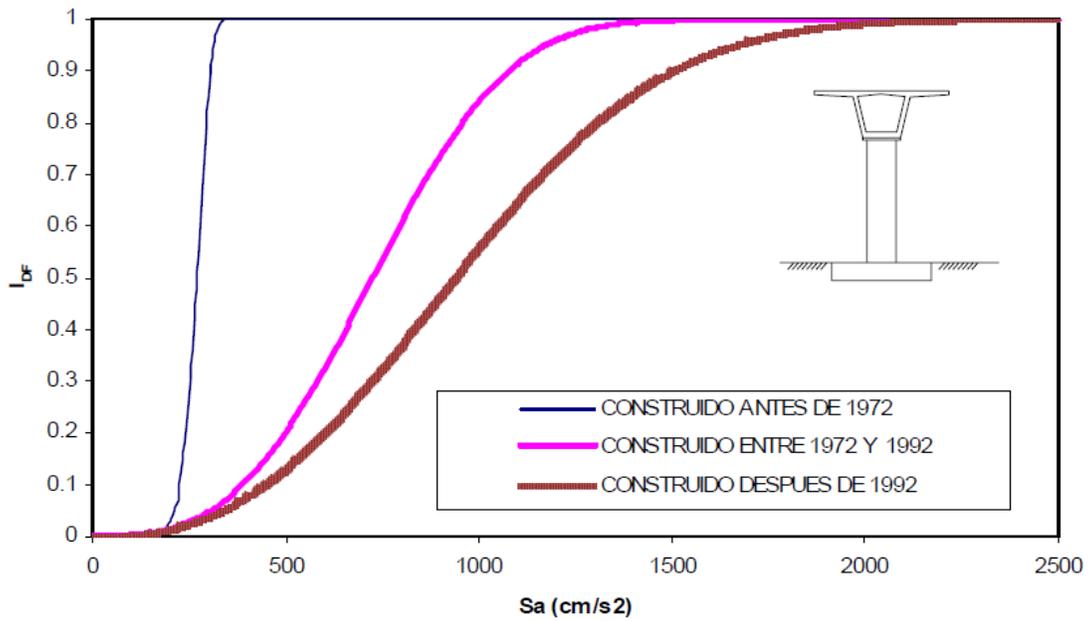


Fig. 4.4 Columnas de sección circular, $H/D = 5$, $T_{cr} = 0.80$ s (Rivera, 2007)

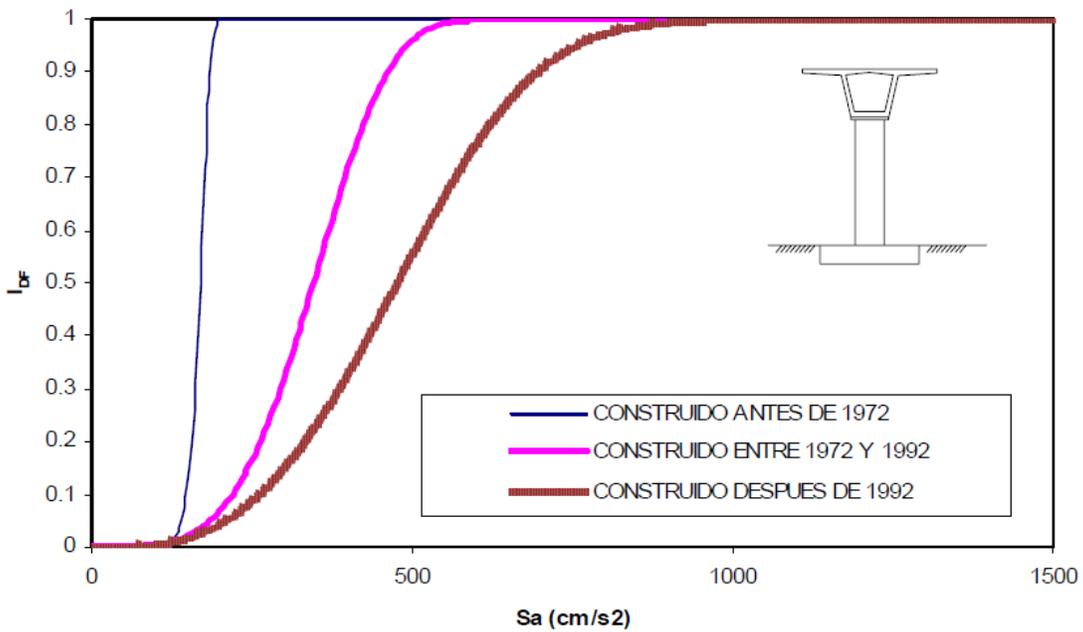


Fig. 4.5 Columnas de sección rectangular, $H/L = 5$, $T_{cr} = 1.05$ s (Rivera, 2007)

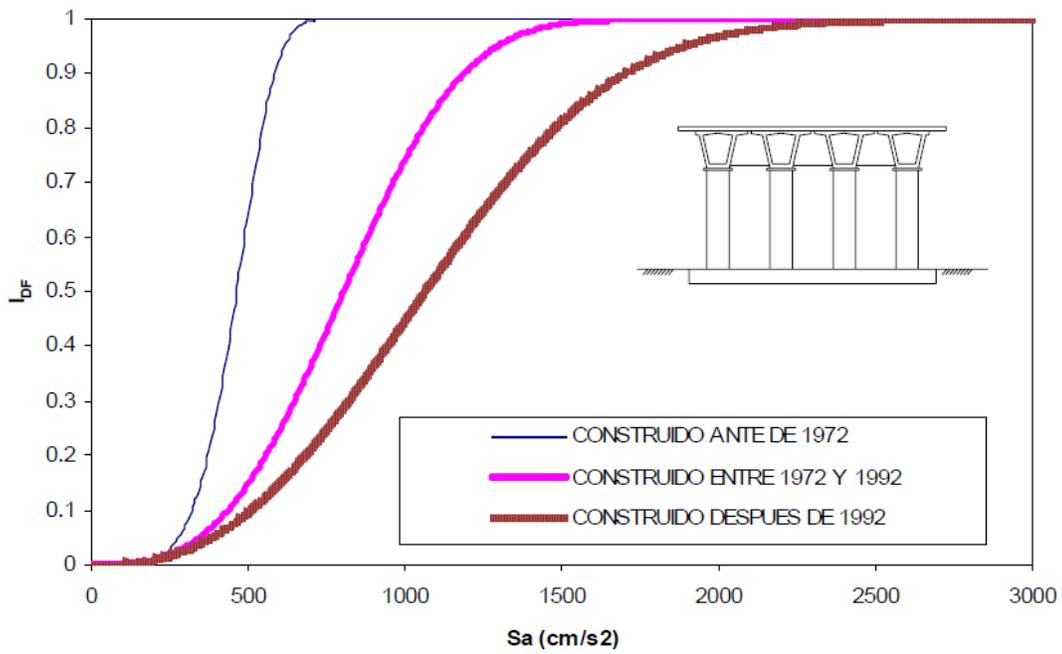


Fig. 4.6 Columnas de sección rectangular, $H/2L = 4$, $T_{cr} = 0.91 s$ (Rivera, 2007)

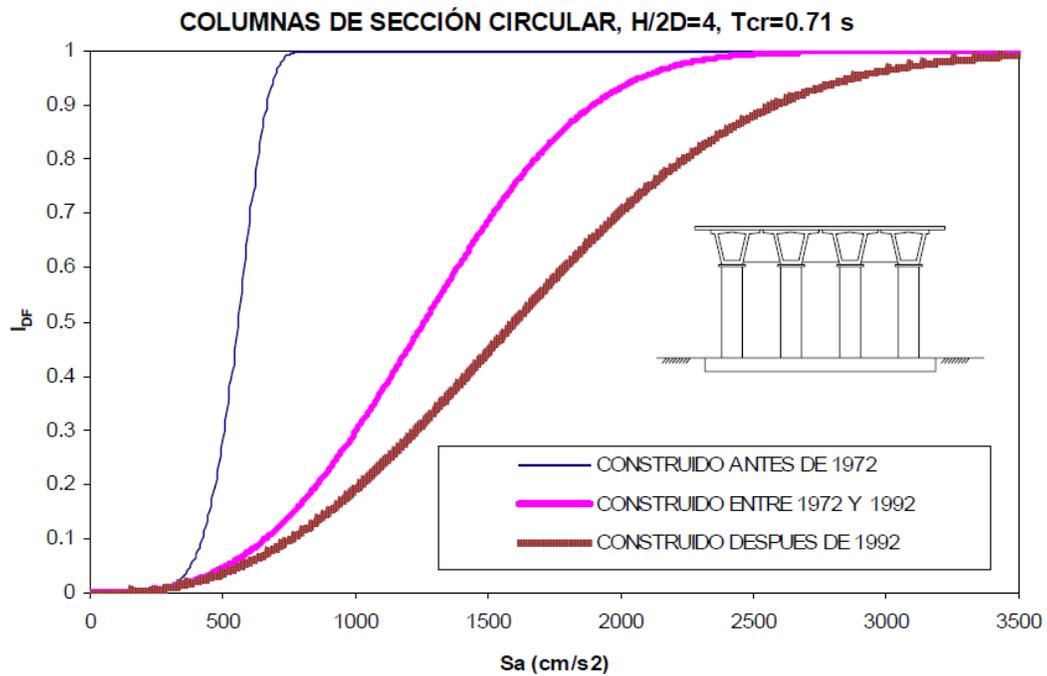


Fig. 4.7 Columna de sección circular, $H/2D = 4$, $T_{cr} = 0.71 s$ (Rivera, 2007)

Para poder interpretar el grado de vulnerabilidad que tiene el puente se usa la tabla 4.11, la cual maneja intervalos que van desde una vulnerabilidad muy baja hasta una vulnerabilidad muy alta, además de que se proporciona el nivel de daño que tiene la estructura.

Tabla 4.11 Interpretación del Índice de Daño Físico (Rivera, 2007)

I_{DF}	NIVEL DE DAÑO	VULNERABILIDAD
$0 < I_{DF} < 0.05$	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

La evaluación de este método resulta sencilla y demostrativa de la vulnerabilidad de un puente de concreto urbano teniendo en cuenta las características principales de la estructura, en especial de las columnas que son el elemento que suele estar más expuesto a los daños por sismo.

Se ha dicho que cuando existen eventos sísmicos de gran magnitud los puentes tienen daños que requieren en muchos casos una rehabilitación, la evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural entonces es un parámetro que debe ser considerado y más en México donde se encuentran varias zonas sísmica, de él puede depender en gran parte si se requieren trabajos de refuerzo o rehabilitación.

Dentro de la etapa de gestión se recomienda que se haga cualquiera de estas dos evaluaciones para obtener datos acerca de que tan vulnerable es el puente, hablando estructuralmente, frente a efectos más agresivos como un sismo, no se hace durante la etapa de evaluación ya que en esa fase solo se considera el deterioro y la afectación a causa principalmente de las cargas y de la pérdida de resistencia de los elementos producido por las mismas.

4.2.2 PROPUESTA DE UN PROGRAMA DE REHABILITACIÓN

Cuando se determina que un puente requiere una rehabilitación es probable que tenga daños estructurales que con el mantenimiento no se pueden reparar, por consiguiente acciones de refuerzo o remplazo de los elementos son requeridos. Después de haber mencionado todo lo referente a estos trabajos se hará un resumen de lo visto en forma de tablas que son útiles para aplicarse a algunos elementos del puente.

REHABILITACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA

La superestructura suele reforzarse o rehabilitarse por deficiencias de resistencia. Con el tiempo va perdiendo capacidad de carga y es necesario regresarle esa capacidad para que siga operando de manera funcional esta parte, los daños causados por sismos y otros fenómenos naturales también llegan a dañar la superestructura, los trabajos de rehabilitación son aplicados para devolver la estabilidad y seguridad a ella. En la tabla 4.12 se enumeran las técnicas de rehabilitación y refuerzo que son aplicables a cada elemento de la superestructura y se ven sus ventajas y desventajas.

REHABILITACIÓN DE LA SUBESTRUCTURA

La rehabilitación que se hace en la subestructura de un puente es de vital importancia para la seguridad y estabilidad de la estructura, esta rehabilitación se hace más que nada en las columnas que son los elementos de soporte del puente y que de fallar pueden hacer que la superestructura colapse, por ello se debe de prever que estos elementos estén en las mejores condiciones ya que el remplazo no es una opción.

Las rehabilitaciones de la subestructura son hechas la mayoría de las veces después de un sismo que es el fenómeno que más afecta a esta parte del puente. En la tabla 4.13 se hace mención de los métodos de rehabilitación que se pueden usar en la subestructura.

Tabla 4.12 Alternativas de rehabilitación en la superestructura

ELEMENTO	TÉCNICA APLICABLE	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Vigas y Trabes	Refuerzo con placas de acero.	<ul style="list-style-type: none"> -Aumentan la capacidad de carga viva. -Reduce la deflexión de las vigas y su agrietamiento. -Proveen de rigidez y mejoran la capacidad a flexión y a cortante. -Excelente capacidad a tensión en la parte inferior de las vigas. 	<ul style="list-style-type: none"> -Representan peso adicional a la carga muerta. -Necesitan de pernos de anclaje para su fijación. -Son tardadas y difíciles de colocar debido a su peso. -Son susceptibles a corrosión y requieren continuo mantenimiento.
	Refuerzo con FRP.	<ul style="list-style-type: none"> -Son 20 % la densidad del acero y 10 % de su peso para la misma resistencia. -No presentan corrosión. -Son ligeras y fáciles de transportar y colocar. -Resistencia a la fatiga, desgaste y a las vibraciones. 	<ul style="list-style-type: none"> -No existe algún anclaje para evitar la falla por cortante en los extremos. -No proporcionan la misma rigidez a las vigas que el acero.
	Presfuerzo externo.	<ul style="list-style-type: none"> -Se aprovecha mejor las trabes existentes. -Se puede modificar el número y diámetro de los cables para el refuerzo. 	<ul style="list-style-type: none"> -Los cables son susceptibles a corrosión si no están protegidos. -Deben de cambiarse o ajustarse continuamente los cables para obtener la resistencia requerida.

ELEMENTO	TÉCNICA APLICABLE	VENTAJAS	DESVENTAJAS
		-Es relativamente rápido de instalar. -Tiene un costo bajo.	-No es aplicable a elementos con baja resistencia.
	Adición de trabes.	-Disminuye la capacidad de carga en las trabes existentes al repartirse mejor. -Los momentos flexionantes son menores. -La vida útil aumenta en comparación con las otras alternativas.	-El tránsito debe ser interrumpido totalmente mientras duren los trabajos. -El costo se eleva más que con las otras alternativas. -Se requieren demoliciones y estructuras de soporte provisionales para la losa.
Cubierta	Sustitución con cubierta con parrilla de acero desnuda.	-Optimiza el peso propio y aumenta la capacidad de carga viva. -Su montaje es rápido por ser prefabricada. -De fácil limpieza y el agua no se acumula en ella.	-Está expuesta al ambiente y a la corrosión. -Las partes soldadas tienden a fallar en los puntos de soldadura. -La resistencia al deslizamiento es pobre.
	Sustitución con cubierta con parrilla de acero rellena de concreto.	-Aumenta la resistencia a las cargas y al deslizamiento de los vehículos. -Se puede rellenar completamente o solo a la mitad con concreto. -Su montaje es fácil y rápido.	-Los perfiles presentan un crecimiento debido a oxidación haciendo que el concreto se quiebre o falle. -Es más pesada que la cubierta de parrilla desnuda.
	Sustitución con cubierta exodérmica.	-No presenta problemas de fatiga. -No hay riesgo de que el concreto falle por el crecimiento en los perfiles. -Incrementa de manera excepcional la capacidad de carga viva.	-Es una tecnología reciente y no está del todo probada por lo que aún no se sabe bien que tantos problemas puedan presentar.
	Sustitución con cubierta con placas de aluminio ortotrópicas.	-Estructuralmente muy fuertes y con peso muy ligero. -No fallan a causa de la soldadura o la corrosión.	-Por ser recientes no existe un factor de distribución de las cargas. -Se deben analizar y diseñar para cada puente en particular con elementos finitos.
	Sustitución con cubierta de FRP.	-Resisten muy bien los ataques del ambiente. -Son ligeras y bastante resistentes ante la corrosión. -Su tiempo de vida es tres veces mayor que el de las cubiertas convencionales.	-Solo pueden ser usadas en claros hasta de 20 m. -Su rigidez longitudinal es mucho menor comparadas con las de concreto.
Juntas de Expansión	Sustitución de las juntas de expansión	-Se puede cambiar el tipo y materiales de la junta.	-Se interrumpe el servicio del puente forzosamente.

Tabla 4.13 Alternativas de rehabilitación en la subestructura

ELEMENTO	TÉCNICA APLICABLE	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Columnas o Pilas	Encamisado con concreto.	-Es el más fácil de realizar de los encamisados. -No es necesario cubrir toda la pila con concreto solo la parte a rehabilitar.	-Presenta agrietamientos y desconchamiento. -Se requiere encofrado si se aplica manualmente. -No proporciona tanta rigidez.
	Encamisado con acero.	-Proporciona buena rigidez y resistencia. -Restringe los esfuerzos de confinamiento lateral de la pila. -Resiste la dilatación lateral debido a fallas de cortante. -Excelente refuerzo sísmico. -Aumenta considerablemente la ductilidad de la pila así como la capacidad a flexión y compresión.	-No se puede usar encamisado de acero rectangular. -Se debe hacer un encamisado forzosamente circular o elíptico, sea cual sea la geometría de la pila. -El proceso es relativamente tardado y puede que se tenga que interrumpir el servicio del puente.
	Encamisado con FRP.	-Igual de efectivo que el encamisado de acero a menor costo. -Estructuralmente proporcionan los mismos beneficios que el acero. -No hay interrupción del tránsito.	-No proporcionan la misma rigidez que un encamisado de acero. -En pilas de geometría distinta a la circular o elíptica se tiene que hacer con concreto un relleno de estas características.
Estribos	Cables de anclaje	-Es la solución más fácil para los problemas de agrietamiento.	-Su éxito depende de las condiciones naturales del suelo.
	Reparación de la parte posterior.	-Se puede reparar cualquier daño en las capas impermeabilizantes o en los elementos de drenaje.	-Es necesaria una excavación considerable para poder examinar el estado del estribo.
	Nivelación del agua y terreno sin relleno.	-Se pueden hacer orificios de drenaje para bajar las presiones y el nivel del agua.	-Se requiere una excavación considerable para relajar las presiones.
	Nivelación del agua y terreno con relleno.	-Se pueden hacer orificios de drenaje para bajar las presiones y el nivel del agua.	-Se necesita de material de relleno que reemplace el que existía con anterioridad.
Apoyos	Sustitución de apoyos.	-Se pueden sustituir los apoyos por otro tipo o material para mejorar la transferencia de cargas y los desplazamientos de la estructura.	-La superestructura requiere de un sistema de apoyo provisional como gatos hidráulicos. -Se debe tener cuidado de no dañar otra parte del puente durante el procedimiento.

Siguiendo un programa de mantenimiento y rehabilitación se puede conservar a cualquier puente carretero o urbano en excelentes condiciones y su vida de servicio puede ser alargada considerablemente. La propuesta del esquema se hace para que se tenga una perspectiva general de cómo se puede conservar un puente y que en un futuro se desarrolle un programa de mantenimiento y rehabilitación de puentes que esté a la altura y vanguardia de la ingeniería mexicana.

CAPÍTULO 5

EJEMPLO DE APLICACIÓN

5 EJEMPLO DE APLICACIÓN

De acuerdo con lo propuesto en el capítulo anterior se procederá a realizar una aplicación en un puente carretero. El puente bajo análisis consta de las siguientes características:

Tabla 5.1 Datos generales del puente

DATOS GENERALES	
Nombre:	Paso Inferior Vehicular “Tlapacoya”
Carretera:	México-Puebla
Km	26 + 700
Origen:	México, D.F.



Fig. 5.1 Vista del Puente “Tlapacoya”

5.1 CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE

El puente cuenta con una estructuración tipo Gerber de 5 claros en la superestructura, los tramos centrales están compuestos por vigas metálicas y los tramos extremos por vigas de concreto reforzado, cuenta con aireplenes en los extremos y el gálibo máximo es de 6.13 m. La subestructura está compuesta por pilas a base marcos, las pilas de los tramos No. 3-4 y No. 5 fueron recimentadas con pilotes de control posiblemente para regularizar los hundimientos del paso vehicular, en las tablas 5.2, 5.3 y 5.4 se muestra la estructuración del puente y en la sección de anexos se pueden observar los planos del mismo.

Tabla 5.2 Datos geométricos del puente

DATOS GEOMÉTRICOS		
Longitud total:	105.48 m	
No. de claros:	5	
Longitud del claro máximo:	24.80 m	
Ancho de banquetas:	1.15 m	
Ancho total:	10.00 m	
Ancho del camino en el acceso:	Entrada: 10.10 m	Salida: 10.30 m
Altura de pila máxima:	7.30 m	

Tabla 5.3 Datos de la superestructura del puente

DATOS DE LA SUPERESTRUCTURA	
Longitud total:	105.48 m
Tipo:	Concreto reforzado y metálico.
Ancho total:	10.00 m
Tablero:	Losa de concreto reforzado sobre siete vigas metálicas de 96.4 cm de peralte para los tramos suspendidos y losa sobre cuatro nervaduras de concreto reforzado en los extremos. 20 cm de espesor.
Parapetos:	Metálicos de tubo con pilastras metálicas cada 170 cm de acuerdo a los proyectos tipo de la S.C.T.
Diafragmas:	6 por tramo
Nervaduras:	Cuatro nervaduras de concreto reforzado de sección T en los tramos extremos.

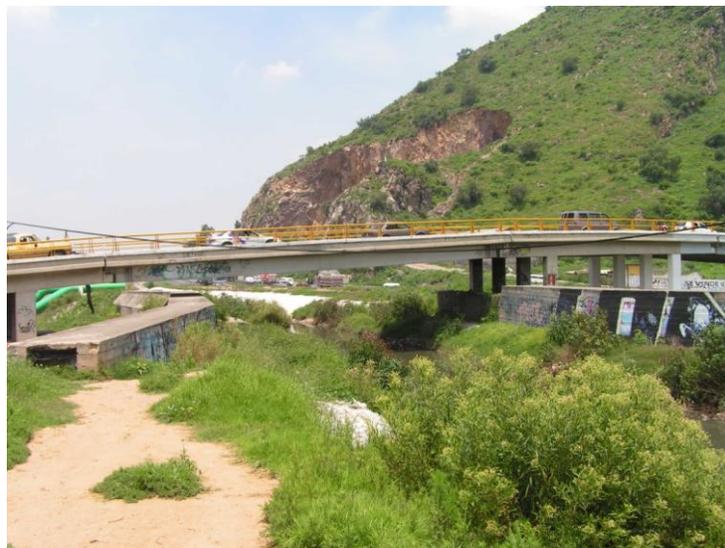
*Fig. 5.2 Vista de la superestructura del puente*

Tabla 5.4 Datos de la subestructura del puente

DATOS DE LA SUBESTRUCTURA	
Tipo:	Pilas de concreto.
Estribos:	Cuerpo de concreto reforzado y muros laterales.
Apoyos:	Placas de neopreno de 20 x 40 x 2.5 cm en apoyos fijos y placas de neopreno de 20 x 40 x 40.1 en apoyos móviles.
Columnas:	Columnas rectangulares de concreto de 95 x 50 cm.
Altura máxima de pila:	7.30 m

*Fig. 5.3 Vista de una parte de la subestructura del puente*

5.2 INSPECCIÓN

La empresa TGC realizó una inspección visual de campo al puente encontrando que está en mal estado, no se tienen registros o historiales de un mantenimiento o rehabilitación, sin embargo se ha descubierto que se hicieron trabajos de recimentación de acuerdo a lo observado. La inspección hecha registró que varias partes del puente se encuentran deterioradas y necesitan de acciones inmediatas que solucionen los problemas actuales, en la tabla 5.5 se describen cuáles son los daños en las diferentes partes del puente.

Tabla 5.5 Daños observados en el puente

DAÑOS OBSERVADOS	
<u>SUPERESTRUCTURA</u>	
<i>ELEMENTO</i>	<i>DAÑO</i>
Diafragmas y Trabes	Estado regular, los tramos suspendidos metálicos se encuentran flechados y presentan movimiento ante el paso de cargas vivas pesadas sobre el puente, así como pequeñas deflexiones en los extremos de concreto.
Losa	Condición general buena a excepción de una zona entre vigas metálicas del tramo 4-5 que fue reparado pero la cimbra no se retiró.
Carpeta Asfáltica	Se encuentra muy deteriorada con un espesor promedio de 6 cm, se pueden observar varios baches en ella.
Parapetos	Estado regular, existe un tramo dañado por impacto vehicular en el acceso al estribo No. 6.
<u>SUBESTRUCTURA</u>	
<i>ELEMENTO</i>	<i>DAÑO</i>
Pilas No. 2 y 5	Deflexiones y movimientos excesivos ante cargas pesadas por el cambio de rigidez entre las columnas y la superestructura debido a que son columnas con un cabezal volado, además de asentamientos que provocan abertura de las juntas de expansión
Pila No. 3-4	Hundimientos hacia el lado del estribo No. 6, estando sus columnas con ligero desplome hacia ese lado. El cajón de concreto en la base indica una posible re-cimentación.
Estribos	En el tramo 6-7 que es un cajón integrado por el muro frontal, muros laterales y la losa tapa se encuentra un desnivel en el hombro derecho entre el tramo 6-7 de aireplen y el acceso originado por asentamiento debido a baja capacidad de terreno que es de hasta 20 cm.
Apoyos	Se encuentran en estado de deterioración media.
<u>JUNTAS DE EXPANSIÓN</u>	
<i>ELEMENTO</i>	<i>DAÑO</i>
Junta sobre el estribo No. 1	Se encuentra rellena de tierra y no existe un perfil de neopreno.
Junta sobre el tramo 1-2	En mal estado con una abertura entre 7 y 11 cm
Junta sobre el tramo 2-3	En mal estado con una abertura entre 12 y 13 cm
Junta entre el tramo suspendido metálico y el volado de la pila No. 3-4	En mal estado con una separación máxima de 21 cm.
Junta sobre el estribo No. 6	Rellena de tierra y con una separación entre placas de 15 cm.

5.3 REPORTE FOTOGRÁFICO



Fig. 5.4 Carpeta asfáltica dañada donde se pueden observar baches



Fig. 5.5 Hombro izquierdo del puente donde se observan los tramos metálicos flechados



Fig. 5.6 Pila No. 2 de cuatro columnas que presenta movimientos y deflexiones ante cargas pesadas



Fig. 5.7 Pila No. 5 con un cajón que representa una re-cimentación debido a los hundimientos que se estaban presentando



Fig. 5.8 Pila No. 3-4 con hundimientos hacia el lado del estribo No. 6, y ligero desplome de las comunas hacia ese lado



Fig. 5.9 Asentamiento del acceso al paso en el tramo 6-7 del puente



Fig. 5.10 Apoyo de neopreno donde se puede observar el estado de deterioro



Fig. 5.11 Junta de expansión sobre el estribo No. 1



Fig. 5.12 Junta de expansión sobre el tramo 1-2



Fig. 5.13 Junta de expansión sobre el tramo 2-3



Fig. 5.14 Junta de expansión entre el tramo suspendido y metálico y el volado de la pila No. 3-4



Fig. 5.15 Junta de expansión sobre el estribo No. 6

5.4 EVALUACIÓN DEL PUENTE CON BASE EN EL CRITERIO AASHTO

Para establecer la condición actual del puente se aplica la fórmula que usa el “Manual para la Evaluación de Condición de Puentes” del AASHTO (1994), dado que se presentan deflexiones excesivas es preponderante realizar una evaluación en la superestructura para determinar su estado bajo efectos de flexión, el cortante no se tomará en cuenta ya que no hay fallas registradas de este tipo. La fórmula de evaluación es la siguiente:

$$RF = \frac{C - A_1 D}{A_2 L (1 + I)} \quad (5.1)$$

donde:

RF = Factor de evaluación del puente.

C = Resistencia nominal (Momento o Cortante).

D = Momento o cortante bajo carga muerta.

L = Momento o cortante bajo carga viva.

I = Factor de impacto para los efectos de carga viva.

A₁, A₂ = Factores de carga muerta y carga viva respectivamente.

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \leq 0.3 \quad (5.2)$$

L = Longitud del claro cargado en m.

Los factores de carga muerta y carga viva son:

Evaluación a nivel operativo; A₁ = 1.3, A₂ = 1.3

Evaluación a nivel inventario; A₁ = 1.3, A₂ = 2.17

La evaluación se hará en los dos niveles a nivel inventario y nivel operativo para dos claros, uno metálico y uno de concreto, en este caso los dos más desfavorables respectivamente.

En la figura 5.16 se muestra el camión de diseño que se usará para la carga viva que es extraído de las normas AASHTO.

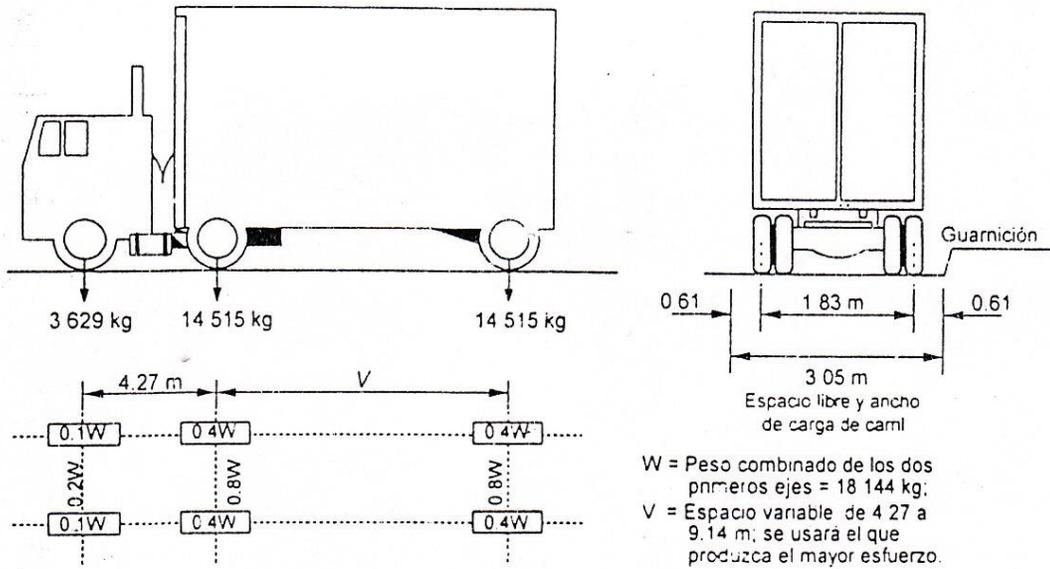


Fig. 5.16 Carga de diseño HS20-44

TRAMO METÁLICO

El tramo metálico más desfavorable es el Tramo 4-5 compuesto por 7 traveses I, para el análisis se usará una sección proporcional que se encuentra en el “Manual de Construcción en Acero publicado por el IMCA (Tabla 5.6). La sección de la viga se muestra en la figura 5.17.

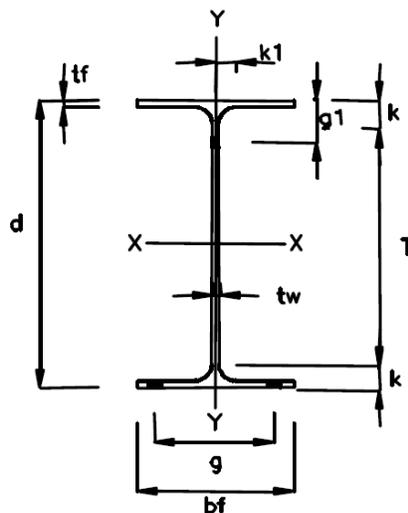


Fig. 5.17 Perfil I rectangular proporcional a las traveses metálicas (IMCA, 2002)

Tabla 5.6 Dimensiones de Perfiles I Rectangulares (IMCA, 2002)

Designación d x peso		Peralte	Alma	Patin		Distancia			Gramil		Sujetadores	
		<i>d</i>	<i>t_w</i>	<i>b_f</i>	<i>t_f</i>	<i>T</i>	<i>k</i>	<i>k_I</i>	<i>g</i>	<i>g_I</i>	Diametro maximo	
mm* x kg/m	in x lb./ft.	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	in.
914 x 342.4	36 x 230	912	19.3	418	32	791	60	37	140	105	28.6	1 1/8
x 365.2	x 245	916	20.3	419	34.3	789	64	37	140	110	28.6	1 1/8
x 387.4	x 260	921	21.3	420	36.6	791	65	38	140	110	28.6	1 1/8
x 417.3	x 280	928	22.5	422	39.9	791	68	38	140	115	28.6	1 1/8
x 447.2	x 300	933	24	423	42.7	790	71	38	140	120	28.6	1 1/8

De acuerdo a las dimensiones del plano se escogerá el perfil 914 X 342.4 mm X kg/m que es el que se asemeja a la trabe del puente.

Para el cálculo de la resistencia nominal (C) se usa el “Manual para la Evaluación de Condición de Puentes” el cuál nos dice en el apéndice B de ejemplos, que de acuerdo a la “Guía de Especificaciones para la Evaluación de Resistencia de Puentes existentes de Concreto y Acero” en la sección 3.3.2.4 y con base en el reglamento AASHTO, la resistencia nominal para un elemento metálico de estas características es:

$$C = 2363 \text{ kips-ft} = 326.694 \text{ t-m}$$

Para el momento bajo carga muerta (D) se usa la fórmula de momento máximo en una viga con carga repartida:

$$D = Mmax = \frac{W L^2}{8} \quad (5.3)$$

donde:

$$W = 342.4 \text{ kg/m} = 0.3424 \text{ t/m}$$

$$\text{Long.} = 24.80 \text{ m}$$

Aplicando la fórmula obtenemos:

$$D = Mmax = \frac{0.342 (24.80)^2}{8} = 26.324 \text{ t - m}$$

El momento bajo carga viva (L) se obtendrá mediante la tabla 5.7.

Tabla 5.7 Momentos bajo carga viva (AASHTO, 1994)

Live Load Moments in Foot-Kip per Wheel Line										
Type of Loading (Without Impact)					Span Feet c/c	Type of Loading (With Impact)				
H-15	HS-20	3	3-S2	3-3		H-15	HS-20	3	3-S2	3-3
15.0	20.0	10.6	9.7	10.0	5	19.5	26.0	13.8	12.6	13.0
18.0	24.0	12.8	11.6	12.0	6	23.4	31.2	16.6	15.1	15.6
21.0	28.0	15.2	13.8	14.0	7	27.3	36.4	19.7	18.0	18.2
24.0	32.0	19.1	17.4	16.0	8	31.2	41.6	24.9	22.7	20.8
27.0	36.0	23.1	21.1	19.1	9	35.1	46.8	30.1	27.4	24.8
30.0	40.0	27.2	24.8	22.4	10	39.0	52.0	35.4	32.2	29.1
33.0	44.0	31.3	28.5	25.8	11	42.9	57.2	40.7	37.1	33.5
36.0	48.0	35.4	32.2	29.2	12	46.8	62.4	46.0	42.0	37.9
39.0	52.0	39.6	36.1	32.6	13	50.7	67.6	51.4	46.9	42.3
42.0	56.0	43.7	39.9	36.0	14	54.6	72.8	56.8	51.8	46.8
45.0	60.0	47.9	43.7	39.4	15	58.5	78.0	62.2	56.8	51.3
48.0	64.0	52.1	47.5	42.9	16	62.4	83.2	67.7	61.7	55.7
51.0	68.0	56.3	51.3	46.3	17	66.3	88.4	73.1	66.7	60.2
54.0	72.0	60.4	55.1	49.8	18	70.2	93.6	78.6	71.6	64.7
57.0	76.0	64.6	58.9	53.2	19	74.1	98.8	84.0	76.6	69.2
60.0	80.0	68.9	62.8	56.7	20	78.0	104.0	89.5	81.6	73.7
63.0	84.0	73.1	66.6	60.2	21	81.9	109.2	95.0	86.6	78.2
66.0	88.0	77.3	70.5	63.6	22	85.8	114.4	100.5	91.6	82.7
69.0	92.0	81.5	75.2	67.1	23	89.7	119.6	105.9	97.7	87.2
72.0	96.3	85.7	80.3	70.6	24	93.6	125.2	111.4	104.4	91.8
75.0	103.7	89.9	85.4	74.1	25	97.5	134.8	116.9	111.0	96.3
78.0	111.1	94.2	90.5	71.5	26	101.4	144.4	122.4	117.7	100.8
81.3	118.5	98.4	95.6	81.0	27	105.7	154.1	127.9	124.3	105.3
85.1	126.0	102.6	100.7	84.5	28	110.6	163.8	133.4	131.0	109.8
88.8	133.5	106.8	105.9	88.0	29	115.4	173.6	138.9	137.6	114.4
92.5	141.0	112.9	111.0	91.5	30	120.2	183.3	146.8	144.3	118.9
99.8	156.2	125.3	121.2	101.5	32	130.0	203.1	162.9	157.6	132.0
107.4	171.8	137.6	131.5	112.3	34	139.6	223.3	178.9	170.9	146.0
114.8	189.4	150.0	141.7	123.1	36	149.2	246.2	195.0	184.2	160.1
122.3	207.1	162.4	151.9	134.0	38	159.0	269.2	211.1	197.5	174.1
129.7	224.9	174.8	162.2	144.8	40	168.6	292.4	227.3	210.8	188.3
137.2	242.7	187.2	172.4	155.7	42	178.3	315.3	243.3	224.0	202.3
144.7	260.4	199.7	182.7	166.6	44	187.5	337.5	258.7	236.7	215.8
152.1	278.3	212.1	192.9	177.4	46	196.6	359.6	274.1	249.3	229.3
159.6	296.1	224.5	203.2	188.3	48	205.7	381.7	289.4	261.9	242.8
167.1	314.0	237.0	220.8	199.3	50	214.8	403.8	304.7	283.9	256.2
174.6	331.8	249.4	238.4	214.3	52	223.9	425.5	319.9	305.8	274.8
182.0	349.7	261.8	256.1	231.3	54	232.8	447.3	335.0	327.6	295.9
189.5	367.6	274.3	273.8	248.3	56	241.8	469.1	350.1	349.4	316.9
198.8	385.4	286.8	291.4	265.3	58	253.1	490.6	365.1	371.1	337.7
209.2*	403.3	299.2	309.2	282.3	60	265.8*	512.2	380.1	392.7	358.5
265.1*	492.8	361.5	398.0	372.2	70	333.1*	619.0	454.2	500.1	467.6
327.0*	582.4	423.9	487.1	471.9	80	406.8*	724.5	527.3	605.9	587.0
394.9*	672.2	486.3	576.4	571.7	90	486.7*	828.8	599.4	710.5	704.6
468.8*	762.0	548.7	665.9	671.5	100	572.9*	931.2	670.7	813.9	820.7
634.5*	941.6	673.6	845.1	871.3	120	764.0*	1133.7	811.1	1017.5	1049.1
824.2*	1121.4	798.5	1024.5	1071.1	140	979.8*	1333.3	949.2	1217.8	1273.2
1038.0*	1384.0*	923.5	1204.1	1270.9	160	1220.1*	1626.2*	1085.5	1415.3	1493.9
1275.8*	1701.0*	1048.4	1383.7	1470.8	180	1484.9*	1980.0*	1222.3	1610.6	1712.0
1537.5*	2050.0*	1173.4	1563.5	1670.8	200	1774.0*	2365.7*	1353.9	1804.0	1927.8
2296.9*	3062.5*	1485.8	2013.0	2170.6	250	2603.1*	3469.8*	1683.9	2281.4	2460.0
3206.2*	4275.0*	1798.2	2462.6	2670.5	300	3583.5*	4779.4*	2009.8	2752.4	2984.7

*Based on standard lane loading. All other values based on standard truck loading

De acuerdo a la tabla 5.7 e interpolando para un claro de 24.80 m (81.36 ft) el momento bajo carga viva con impacto es:

$$L = 738.685 \text{ kips} - ft = 102.126 \text{ t} - m$$

El valor obtenido es por carril, el puente es de dos carriles por lo tanto el resultado anterior se multiplica por 2

$$L = 102.126 \text{ t} - m \times 2 = 204.252 \text{ t} - m$$

Como la tabla 5.7 ya muestra valores con impacto no es necesario calcular tal valor se aplica directo el valor de L en la fórmula 5.1, de esta manera el factor de evaluación es:

Nivel Operativo

$$RF = \frac{326.694 \text{ t} - m - 1.3 (26.324 \text{ t} - m)}{1.3 (204.252 \text{ t} - m)} = 1.101$$

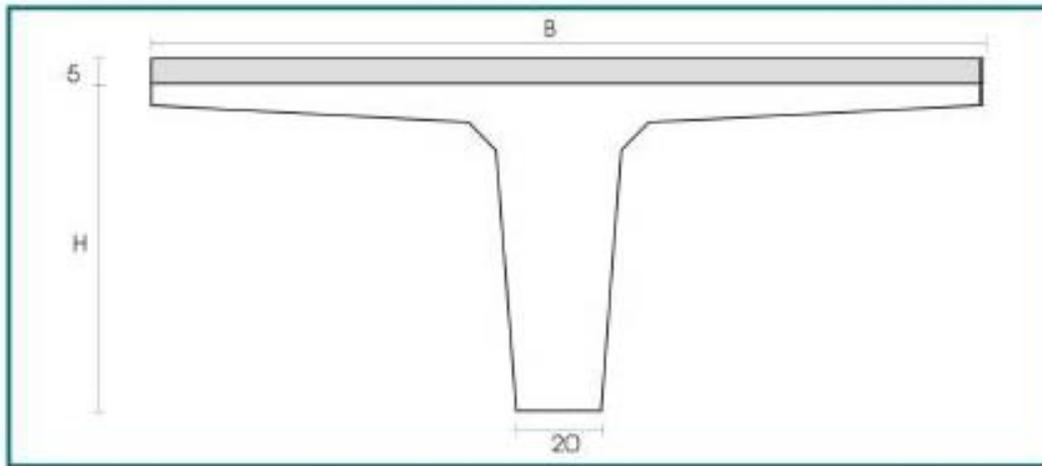
Nivel Inventario

$$RF = \frac{326.694 \text{ t} - m - 1.3 (26.324 \text{ t} - m)}{2.17 (204.252 \text{ t} - m)} = 0.659$$

TRAMO DE CONCRETO

El tramo de concreto más desfavorable es el tramo 1-2 compuesto por 4 nervaduras de concreto reforzado en forma de vigas T, para el análisis se usará una viga que se asemeja a las del puente, ésta fue obtenida de un catálogo de trabes de concreto de la Asociación Nacional de Industriales del Presfuerzo y la Prefabricación (ANIPPAC), que es una organización enfocada al presfuerzo en México, por lo que sus datos son confiables, sus características se presentan en la figura 5.18.

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS



SECCION T CON FIRME

SECCION	H CM	B CM	AREA Cm ²	PESO PROPIO KG/ML
300/60	60	300	5362	1287
300/80	80	300	5818	1396
300/100	100	300	6256	1501
300/120	120	300	6675	1602
250/60	60	250	4469	1072
250/80	80	250	4923	1182
250/100	100	250	5360	1286
250/120	120	250	5778	1387
200/60	60	200	3668	880
200/80	80	200	4121	989
200/100	100	200	4556	1093
200/120	120	200	4973	1194
150/60	60	150	2960	710
150/80	80	150	3410	818
150/100	100	150	3843	922
150/120	120	150	4258	1022
100/60	60	100	2344	563
100/80	80	100	2794	671
100/100	100	100	3225	774
100/120	120	100	3637	873

SECCION T SIN FIRME

SECCION	H CM	B CM	AREA Cm ²	PESO PROPIO KG/ML
300/60	60	300	4300	1032
300/80	80	300	4757	1142
300/100	100	300	5195	1247
300/120	120	300	5615	1348
250/60	60	250	3585	860
250/80	80	250	4039	969
250/100	100	250	4476	1074
250/120	120	250	4894	1175
200/60	60	200	2691	711
200/80	80	200	3414	819
200/100	100	200	3849	924
200/120	120	200	4265	1024
150/60	60	150	2429	583
150/80	80	150	2880	691
150/100	100	150	3313	795
150/120	120	150	3727	894
100/60	60	100	1991	478
100/80	80	100	2440	586
100/100	100	100	2871	689
100/120	120	100	3284	788

Fig. 5.18 Características geométricas de una trabe T

La viga que se escogerá debido a sus características similares a las del puente será la sección T 150/100 con firme.

Para el cálculo de la resistencia nominal (C) se aplican las fórmulas de la propuesta con base en el “Manual para la Evaluación de Condición de Puentes” que son las siguientes:

$$C = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.4)$$

donde:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b_{eff}} \quad (5.5)$$

A_s = Área de la sección de acero

f_y = Resistencia del acero en kg/cm^2

$f'c$ = Resistencia del concreto en kg/cm^2

d = Distancia al centroide del refuerzo inferior

$$b_{eff} = 12 t_s + b_w \quad (5.6)$$

t_s = Espesor de la cubierta.

b_w = Ancho inferior de la viga

Dado que no se cuenta con las memorias de cálculo, el refuerzo se propondrá. De acuerdo con un ejemplo descrito por los autores *Chen y Duan (2003)* en la sección de inspección y evaluación, para una viga de estas características se usan varillas del No. 10 (1 ¼”) con diámetro nominal de 31.8 mm, de esta manera se tiene:

$t_s = 20 \text{ cm}$

$b_w = 40 \text{ cm}$

$d = 95 \text{ cm}$

Las dimensiones se ilustran en la figura 5.19.

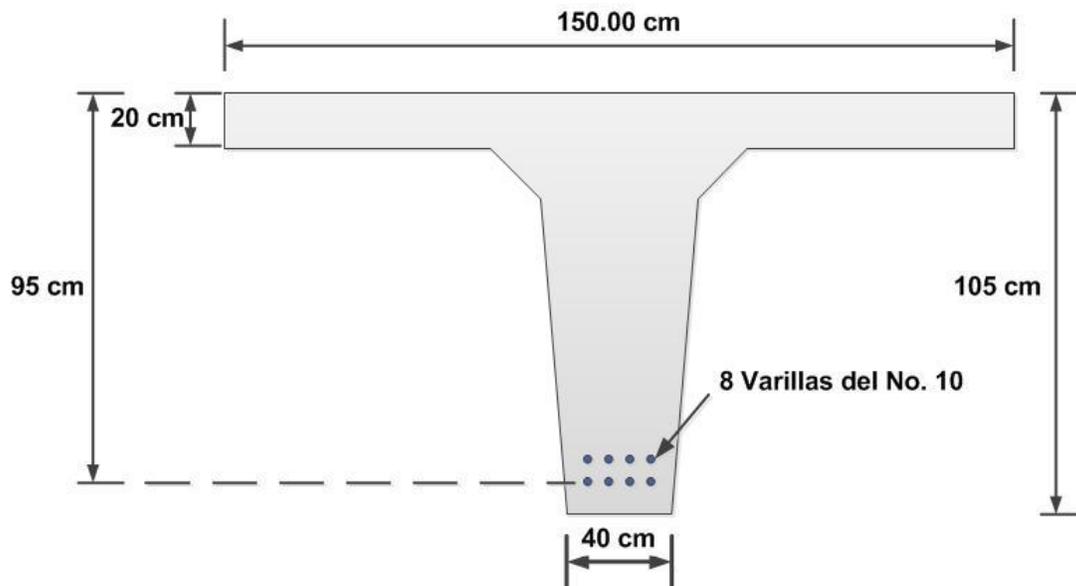


Fig. 5.19 Trabe T bajo análisis

De esta manera:

$$b_{eff} = 12 (20) + 40 = 280 \text{ cm}$$

Las propiedades de los materiales son las siguientes:

$$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$A_s = 8 \times 7.92 = 63.36 \text{ cm}^2$$

Aplicando las fórmulas 5.5 y 5.4 se obtiene la resistencia nominal la cual es:

$$a = \frac{63.360 (2530)}{0.85 (250) (280)} = 2.694 \text{ cm}$$

$$C = 63.360 (2530) \left(95 - \frac{2.694}{2} \right) = 15,012,650.820 \text{ kg} - \text{cm} = 150.127 \text{ t} - \text{m}$$

Para el momento bajo carga muerta se usa la fórmula 5.3 de momento máximo en una viga para carga repartida, en donde:

Long. = 9.30 m y $W = 922 \text{ kg/m} = 0.922 \text{ t-m}$

$$D = M_{max} = \frac{0.922 (9.30)^2}{8} = 9.968 \text{ t-m}$$

El momento bajo carga viva (L) se obtendrá mediante la tabla 5.7. De acuerdo a ésta e interpolando para un claro de 9.30 m (30.512 ft) el momento bajo carga viva con impacto es:

$$L = 188.369 \text{ kips-ft} = 26.043 \text{ t-m}$$

El valor obtenido es por carril, el puente es de dos carriles por lo tanto el resultado anterior se multiplica por 2

$$L = 26.043 \text{ t-m} \times 2 = 52.086 \text{ t-m}$$

De igual forma el resultado ya incluye el impacto, aplicando la fórmula 5.1 el factor de evaluación es:

Nivel Operativo

$$RF = \frac{150.127 \text{ t-m} - 1.3 (9.968 \text{ t-m})}{1.3 (52.086 \text{ t-m})} = 2.025$$

Nivel Inventario

$$RF = \frac{150.127 \text{ t-m} - 1.3 (9.968 \text{ t-m})}{2.17 (52.086 \text{ t-m})} = 1.213$$

De acuerdo a los resultados obtenidos, en las traveses metálicas se requiere una inminente rehabilitación ya que en el nivel operativo el valor es muy cercano a la unidad y en el nivel de inventario está por debajo de la misma. Las traveses de concreto no presentan daños como en los tramos metálicos, sin embargo sus valores se encuentran cercanos a la unidad lo que quiere decir que necesario darles un mantenimiento. Los resultados son debido a que los elementos han perdido capacidad de soportar las cargas y a que el tránsito que circula sobre el puente ha aumentado, lo que ha propiciado las deflexiones excesivas.

5.5 EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL

Con el fin de conocer que tan vulnerable es el puente se hará el análisis como se planteó en la propuesta aplicando los dos métodos mencionados tanto el del método Delphi como el de funciones de vulnerabilidad.

ÍNDICE DE VULNERABILIDAD EN BASE AL MÉTODO DELPHI

La evaluación asignada según los daños que tiene el puente es la siguiente:

Tabla 5.8 Evaluación de la superestructura

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUPERESTRUCTURA	EVALUACIÓN
Especificaciones de diseño	0.00
Después de 1999	0.00
Antes de 1999	2.00
Tipo de superestructura	1.50
Isostática con losa continua	0.75
Isostática	1.50
Longitud de apoyo	0.00
Cumple lo especificado en la norma vigente	0.00
No cumple	1.50
Existencia de trabas sísmicas	1.00
Existen y poseen diseño satisfactorio	0.00
Existen pero presentan diseño inadecuado	0.75
No existen	1.00
Existencia de diafragmas (vigas transversales)	0.00
Posee diafragmas	0.00
No posee diafragmas	1.00
Dispositivos de apoyo	0.75
Existen	0.00
Existen en mal estado y/o son inadecuados	0.75
No Existen	1.00
Trazado de la superestructura	0.00
Recto	0.00
Curva horizontal menor de 90° y esviaje menor de 30°	0.25
Curva de 90° y esviaje entre 30° y 45°	0.75
Curva mayor de 90° y esviaje mayor de 45°	1.00
Curvas verticales	0.50
No tiene	0.25
< 6 %	0.25
> 6 %	0.50

Posibilidades de golpeteo	0.50
Separación adecuada entre estructuras adyacentes	0.00
Separación menor a la requerida a la misma altura	0.25
Separación menor a la requerida a diferentes alturas	0.50
Evaluación total	4.25
Factor de ponderación en el resultado final	25%

Tabla 5.9 Evaluación de la subestructura

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS A LA SUBESTRUCTURA	EVALUACIÓN
Degradación de la rigidez	2.50
$T_p \leq T_c$	0.00
$T_p \geq T_c$	2.50
Estado técnico de la subestructura	1.00
Muy buena y Buena (Sin daños en pilas y/o estribos)	0.00
Regular (Daños moderados en pilas y/o estribos)	1.00
Mala y muy mala (Daños extensivos en pilas y/o estribos)	2.00
Tipo de Subestructura	1.50
Pilas	
Diafragmas	0.00
Pórticos	0.50
Mono columnas o pilas en V o inclinadas	1.00
Estribos	
Abiertos	0.00
Cerrados con drenaje adecuado	0.50
Cerrados sin drenaje adecuado	1.00
Altura de columnas	0.50
$H < 5$	0.00
$5 \leq H \leq 10$	0.50
$H > 10$	1.50
Esviaje	0.00
Sin esviaje o con ángulo menor de 15°	0.00
Esviaje entre 15° y 30°	0.25
Esviaje entre 30° y 45°	0.75
Esviaje mayor de 45°	1.00
Técnica de construcción de la subestructura	0.50
In situ	0.00
Mixto	0.50
Prefabricación (No existe monolitismo columna – cimiento)	1.00
Evaluación final	6.00
Factor de ponderación en el resultado final	45%

T_p = Período de la estructura en segundos, determinado con mediciones instrumentales.

T_c = Período de vibración fundamental de la estructura calculado.

Tabla 5.10 Evaluación del sitio

ASPECTOS A EVALUAR REFERIDOS AL SITIO	EVALUACIÓN
Aceleración del sitio	2.50
0,075 ≤ a < 0,10	0.00
0,10 ≤ a < 0,20	0.50
0,20 ≤ a < 0,30	1.75
a ≥ 0,30	2.50
Erosión y/o socavación	2.00
Poco probable	1.00
Probable	1.00
Existe en estado incipiente	1.50
Existe y afecta la estabilidad del puente	2.00
Riesgos geológicos (Licuefacción)	0.00
Insignificante	0.00
Media	0.75
Alta	1.50
Muy alta	2.00
Dureza de los suelos	1.50
Duros (S ₁)	0.0
Menos duros (S ₂)	0.25
Blandos (S ₃)	0.75
Muy blandos(S ₄)	1.50
Irregularidad topográfica del suelo	0.00
No	0.00
Si	1.00
Homogeneidad del suelo	0.50
Sin variación entre eje de pilas y estribos	0.00
Variable	0.50
Existencia de fallas geológicas	0.00
No existen en la zona	0.00
Existen fallas pasivas	0.25
Existen fallas activas	0.50
Evaluación Total	6.50
Factor de ponderación en el resultado final	30%

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

$$Iv_{SE} = \frac{[25 \% (V_{SpE}) + 45 \% (V_{SbE}) + 30 \% (V_{St})]}{100 \%} \quad (5.7)$$

Se obtiene:

$$Iv_{SE} = \frac{[25 \% (0.425) + 45 \% (0.600) + 30 \% (0.650)]}{100 \%} = 0.57$$

El resultado se busca dentro de los rangos en el índice de vulnerabilidad de la tabla 5.11.

Tabla 5.11 Interpretación del Índice de Vulnerabilidad

EVALUACIÓN	VULNERABILIDAD
0.0 – 0.25	Baja
0.26 – 0.45	Moderada
0.46 – 1.00	Alta

El resultado nos indica que se encuentra con un grado de vulnerabilidad alta, esto es debido principalmente a la inestabilidad del terreno, por otro lado la condición de deterioro en la que se encuentra la superestructura influye en gran medida. El que las juntas estén en estado deplorable y existan aberturas entre los claros demasiado grandes debido a la falta de unas adecuadas hace que el puente tenga aún más movimiento, además se consideró una zona sísmica D para efectos de ver la vulnerabilidad en el peor escenario. Finalmente se ve que el estado de la subestructura, aunque no es grave, algunas columnas presentan deflexiones e inclinaciones al igual que los estribos se encuentran con hundimientos debido a la misma insuficiencia de capacidad del terreno.

FUNCIONES DE VULNERABILIDAD

Para simplificar el análisis de vulnerabilidad por este método se usará la tabla 5.12 que contiene algunos parámetros ya determinados para únicamente aplicar la fórmula.

Tabla 5.12 Puentes a base de marcos cimentados sobre suelo firme (Rivera, 2007)

SECCIÓN DE LA COLUMNA	AÑO DE CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE	H/2D O 2H/L	m	a	Sa _{max} /g	Tcr (s)
Circular	Antes de 1972	3	5.517	3.975	1.22	0.46
		4	6.763	4.238	0.74	0.71
		5	8.053	4.527	0.51	1.00
		6	9.401	4.852	0.37	1.32
	Entre 1972 y 1992	3	2.581	3.419	3.96	0.46
		4	2.938	3.482	2.22	0.71
		5	3.284	3.545	1.42	1.00
		6	3.628	3.608	0.98	1.32
	Después de 1992	3	2.243	3.361	5.52	0.46
		4	2.519	3.408	3.07	0.71
		5	2.783	3.455	1.94	1.00
		6	3.042	3.501	1.33	1.32
Rectangular 1<L/b≤1.25	Antes de 1972	3	4.132	3.703	1.18	0.59
		4	5.131	3.897	0.66	0.91
		5	6.291	4.136	0.42	1.28
		6	7.686	4.444	0.29	1.69
	Entre 1972 y 1992	3	2.661	3.433	2.54	0.59
		4	3.073	3.507	1.39	0.91
		5	3.495	3.584	0.87	1.28
		6	3.938	3.666	0.58	1.69
	Después de 1992	3	2.258	3.363	3.71	0.59
		4	2.555	3.415	2.02	0.91
		5	2.848	3.467	1.25	1.28
		6	3.145	3.520	0.84	1.69
Cuadrado	Antes de 1972	3	4.137	3.704	1.88	0.42
		4	5.135	3.898	1.05	0.65
		5	6.294	4.137	0.67	0.91
		6	7.690	4.444	0.47	1.20
	Entre 1972 y 1992	3	2.663	3.434	4.02	0.42
		4	3.075	3.508	2.22	0.65
		5	3.497	3.584	1.39	0.91
		6	3.940	3.667	0.94	1.20
	Después de 1992	3	2.260	3.363	5.89	0.42
		4	2.557	3.416	3.23	0.65
		5	2.849	3.467	2.01	0.91
		6	3.147	3.520	1.36	1.20

Con base a la tabla se obtiene lo siguiente:

$$\frac{H}{2D} = \frac{730}{2(95)} = 3.84 \approx 4$$

Pila rectangular después de 1992, m = 2.555, a = 3.415, Sa_{max}/g = 2.02 y Tcr = 0.91

Aplicando las fórmulas de funciones de vulnerabilidad

$$I_{DF} = 1 - e^{-au^m} \quad (5.8)$$

$$u = \frac{Sa}{Sa_{max}} \quad (5.9)$$

$$Sa_{max} = Sa_u = 2.02 \times 981 = 1981.62 \text{ cm/s}^2$$

$$I_{DF} = 1 - e^{-3.425 \left(\frac{Sa}{1981.62} \right)^{2.555}}$$

Para obtener Sa que es la aceleración sísmica demandada del puente se usa la gráfica de espectros de diseño del manual de la CFE que se ilustra en la figura 5.20.

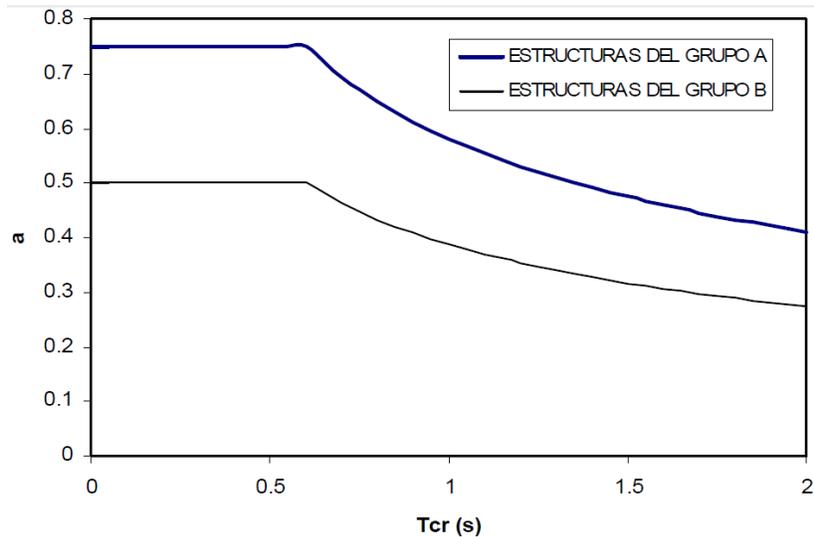


Fig. 5.20 Espectros de diseño correspondientes a la zona D sísmica con tipo de suelo I del manual de la CFE (Rivera, 2007)

Para $T_{cr} = 0.91$, $a = 0.59$

$$Sa = 0.59 \times 981 = 578.79 \text{ cm/s}^2$$

Finalmente el índice de daño físico es:

$$I_{DF} = 1 - e^{-3.425 \left(\frac{578.79}{1981.62} \right)^{2.555}} = 0.137$$

En base a la tabla 5.13

Tabla 5.13 Interpretación del índice de daño físico

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

El resultado indica que se encuentra en el intervalo de $0.05 \leq IDF \leq 0.15$ por lo que presenta una vulnerabilidad baja con un daño ligero mediante este método, sin embargo hay que contemplar que los parámetros usados de la tabla 5.12 son para columnas cimentadas en suelo firme, y el terreno en el que se encuentra el puentes es inestable por lo que eso afecta en que la vulnerabilidad sea mayor, no se tomó en cuenta este factor dado que representaría elaborar un estudio más amplio acerca de las condiciones sísmicas del sitio y hacer un espectro de diseño para el puente que indique la aceleración sísmica demandada exacta del mismo.

La vulnerabilidad no es alta pero convendría tomar algunas acciones para reducir el nivel de daño ante acciones sísmicas. Tomando en cuenta los dos métodos y de acuerdo a los daños observados en el puente se contemplará que en cuanto al deterioro y capacidad de la estructura tiene un nivel de daño alto y en lo que respecta a la vulnerabilidad sísmica un nivel moderado.

De acuerdo con las evaluaciones hechas a continuación se dirá qué tipo de mantenimiento y técnicas de rehabilitación son necesarias para el actual deterioro de la estructura.

5.6 MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN DEL PUENTE

Con los daños observados que se tiene en el puente, se deben hacer trabajos de rehabilitación en la superestructura y mantenimiento en las columnas, para asegurar su servicio eficiente y seguridad estructural ya que bajo las condiciones en las que actualmente se encuentra existe un gran riesgo de que alguna de sus partes quede inhabilitada o de que ocurra un accidente en el puente, para ello los trabajos que se recomiendan hacer se presentan en la tabla 5.14. Éstos van de acuerdo a la revisión del estado del arte hecha en el presente trabajo, también se señala la acción que aporta cada uno de ellos para poder regresar al puente a su estado original de servicio.

El cambio de la cubierta por una cubierta ligera es una de las principales acciones que se debe hacer ya que se ve que el terreno es de baja capacidad y está generando hundimientos en distintas partes del puente. La mejor opción es una cubierta de parrilla de acero rellena de concreto a la mitad, ya que es de gran resistencia y reduce significativamente la carga muerta y aumenta la capacidad de carga viva. También se habla de un reforzamiento de FRP en los tramos suspendidos metálicos, las láminas de FRP actúan de igual manera en elementos metálicos como en el concreto y no aumentan su carga muerta, no es viable un refuerzo con placas de acero dado que representaría peso extra que causaría más hundimientos, en cambio las FRP evitan las deflexiones excesivas con un peso mucho menor que el del acero. Los encamisados de FRP no son tan necesarios, pero se recomienda colocarlos para evitar futuros daños en las columnas, además de que no causarían mayores hundimientos debido a la baja capacidad del terreno.

En las juntas de expansión que son los elementos más dañados del puente, lo mejor es la sustitución de muchas de ellas para evitar problemas futuros o de mantenimiento excesivo ya que representa un gran riesgo y podrían causar accidentes al existir aberturas tan grandes. Hay que mencionar que se le debe dar un mantenimiento rutinario al puente ya que por lo observado no se le ha dado mantenimiento adecuado que es lo que ha causado los daños y deterioro grave tempranamente.

Finalmente las evaluaciones de factor de evaluación y de vulnerabilidad sísmica sirven para ver que hay un riesgo latente en el puente y en cada una de sus partes, este riesgo se incrementa debido al terreno inestable en donde se encuentra ubicado el puente.

Se recomienda que se coloquen topes sísmicos, dispositivos de disipación de energía o la ampliación de la longitud de apoyo para evitar la pérdida de apoyo en las vigas, ya que se ve que puede ocurrir si se presentará un sismo. La subestructura no presenta agrietamientos, sin embargo presenta algunas deflexiones y en una pila desplome, los encamisados de FRP aparte de evitar estos daños son una buena protección.

El puente está en malas condiciones y requiere de acción inmediata, entre más pasa el tiempo el puente se vuelve más peligroso e inestable, debido a la condición de deterioro que tiene, en especial en la superestructura, es necesario que se hagan trabajos de rehabilitación ya que se presentan daños mayores, también se puede ver que existen fallas en el diseño ya que se hizo una re-cimentación y hay varios hundimientos y deflexiones en los elementos.

Como conclusión este puente muestra claramente lo que ocasiona una falta de mantenimiento en ellos y la necesidad que hay en el país de que existan normativas, reglamentos, manuales, recomendaciones o técnicas establecidas generales acerca del tema del mantenimiento y la rehabilitación de puentes carreteros y urbanos de concreto.

Tabla 5.14 Mantenimiento y Rehabilitación de los elementos dañados del puente

ELEMENTO DAÑADO	MANTENIMIENTO O REHABILITACIÓN	MEJORAS
Diafragmas y Trabes	Refuerzo con láminas FRP.	Mayor resistencia a la flexión, esfuerzos de tensión y cortante ante las cargas pesadas, disminución de las deflexiones excesivas.
Losa	Cambio de la cubierta por una ligera, se recomienda una cubierta de parrilla de acero rellena de concreto a la mitad.	Aumento de la capacidad de carga viva y disminución de la carga muerta, el hundimiento en el terreno disminuiría.
Carpeta Asfáltica	Reencarpetamiento y adición de membrana impermeabilizante.	Mantenimiento general de los elementos que se encuentran debajo de la carpeta como la membrana y las capas de la cubierta.
Parapetos	Aplicar pintura protectora y cambiar el parapeto del tramo dañado.	Protección ante el deterioro, principalmente ante corrosión dado que son metálicos.
Pilas No. 2 y 5	Encamisado con FRP	No existe un daño severo en tales, pero se toma como medida preventiva para futuras deflexiones y agrietamientos que se puedan presentar.
Pila No. 3-4	Encamisado con FRP.	Al igual que las pilas 2 y 5 el encamisado es como medida preventiva para daños futuros en las columnas.
Estribos	Establecer un nivel de terreno y agua adecuado.	Extracción de terreno y agua del estribo sin volverlo a rellenar mediante una excavación posterior que disminuye las presiones ejercidas.
Apoyos	Sustitución de los apoyos dañados, se recomienda apoyos de neopreno.	Dado que se encuentran en un estado regular es mejor remplazarlos para que se realice además una limpieza en esta zona.
Juntas sobre el estribo No. 1	Remoción de la tierra y aplicación del sello de neopreno.	No se reemplaza debido a que solo hace falta el sello y su separación no es grande, solo necesita una limpieza profunda, con ello puede restablecerse su función.
Juntas sobre el tramo 1-2, 2-3 y entre el tramo suspendido metálico y el volado de la pila No. 3-4	Sustitución de la juntas, preferentemente de neopreno, nivelación de la superestructura y limpieza rutinaria en las nuevas juntas.	La sustitución es necesaria ya que las separaciones son muy grandes y las juntas están en mal estado, se recomiendan de neopreno por las características de un fácil mantenimiento y un buen funcionamiento, además la nivelación debe ser necesaria para poder colocar las nuevas juntas y mitigar las separaciones excesivas.
Junta sobre el estribo No. 6	Remoción de la tierra y sustitución de la junta.	Debido a que no se le ha dado mantenimiento es mejor sustituirla para reducir su separación entre placas y que no se corra riesgo de que falle.

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

En el presente trabajo se hizo una revisión del estado del arte acerca del mantenimiento y rehabilitación de puentes carreteros y urbanos de concreto, al considerar que este material es el que más predomina en los puentes del país. De este estudio se derivaron las conclusiones que se describen a continuación.

En México se sufre en demasía de este problema. Los puentes no cuentan con algún programa de mantenimiento que permita elaborar estrategias y métodos para darles la atención adecuada a cada uno de los puentes existentes en el país. La prueba más fehaciente de la carencia de mantenimiento en los puentes es que no existe un reglamento o manual específico sobre estas estructuras en donde se hable a detalle sobre el diseño, construcción y mantenimiento de puentes, generalmente se recurre a normativa y bibliografía extranjera para poder construir y diseñar un puente. En cuanto a su mantenimiento en ocasiones ni siquiera se le toma importancia alguna y repercute en que varios puentes en la actualidad tienen un estado deplorable, donde se requiere de atención inmediata para que la estructura siga en pie.

Los factores principales de causas de deterioro en los puentes son:

- Cargas Excesivas
- Corrosión
- Tránsito de Avenidas y Socavación
- Sismos
- Deficiencia en el procedimiento constructivo
- Daños en el concreto

En la actualidad para poder ofrecer un mantenimiento y rehabilitación de alto nivel a los puentes se crearon los sistemas de gestión de puentes (BMS), que son programas especializados que diseñan una estrategia para poder priorizar las necesidades que cada puente tiene.

Se ha comprobado que el uso de estos programas tiene una gran efectividad en el mantenimiento de los puentes. Desde su creación han ido evolucionando, no obstante en México se cuenta con uno, el cual se originó de uno europeo, la desventaja es que es una copia y no se utiliza con frecuencia, la necesidad de varios programas de este tipo es evidente ya que contribuirían a la formación de nuevos programas de mantenimiento sólidos para los puentes del país.

En cuanto a los trabajos de mantenimiento y rehabilitación se destaca lo siguiente:

- Las necesidades actuales obligan a que lo más pronto posible se cree un programa completo de mantenimiento de puentes en México, además de una normativa propia.
- Existen diversas maneras de reparar un puente si se cuenta con los recursos, materiales y equipo necesarios para atenderse a tiempo.
- El mantenimiento deficiente o nulo puede causar daños que requieran una inversión mayor de recursos, materiales y tiempo.
- El refuerzo de los puentes es útil para aumentar la capacidad de carga de la estructura y para subsanar algunos de los problemas estructurales.
- La rehabilitación es necesaria cuando el mantenimiento deja de ser una opción viable para reparar el puente y existen daños graves en la estructura que requieren acciones de índole estructural.
- El remplazamiento es el último escenario deseable ya que implica que el puente ha fallado y no es apto para su servicio.

El revisar la información que existe en diversas partes del mundo, ayudó a formar un mejor panorama en la aplicación de las técnicas de mantenimiento y rehabilitación.

En el trabajo se profundizó en los puntos anteriores, para poder generar la propuesta de un programa de mantenimiento y rehabilitación de puentes en México, la cual cumple con el objetivo de conjuntar los aspectos básicos de un sistema de gestión de puentes y aportando los siguientes puntos:

- Descripción e identificación de los principales daños que sufren los puentes y causas que los originan.
- Elaboración de una base de datos, que contenga las características de todos los puentes existentes en la República Mexicana.
- Tiempos de inspección para la detección de daños, reparaciones y recopilación de información sobre su mantenimiento y rehabilitación.
- Formas de evaluación para la condición de deterioro de la estructura, con las cuales se decidirá la acción que se tomará en el puente.
- Revisión de la vulnerabilidad estructural que tiene el puente ante fenómenos naturales extraordinarios, como los eventos sísmicos.
- Diversas técnicas de mantenimiento, refuerzo y rehabilitación que se han usado en el mundo y que pueden ser aplicadas a los puentes existentes en México.
- Comparación de las opciones de trabajos de mantenimiento y rehabilitación, mencionando sus ventajas y desventajas, así como el uso en las diferentes partes del puente.

- Propuesta de un programa de mantenimiento y rehabilitación en forma de un sistema de gestión de puentes, de manera simple y esquemática.
- Ejemplo de una aplicación real en un puente carretero con daños en varios elementos de su estructura, proponiendo la posible reparación del mismo.

Finalmente hay que mencionar que se estableció un programa de este tipo para la aplicación y futuro desarrollo en el tema del mantenimiento y rehabilitación de puentes, el cual debe ser de vital importancia en México para poder conservar estas estructuras en óptimo estado.

REFERENCIAS

REFERENCIAS

- 1.- Academia Mexicana de Ingeniería (1999), “**Seminario sobre Rehabilitación de Puentes**”, Ciudad de México, Secretaria de Comunicaciones y Transportes.
- 2.- AASHTO (1994) “**Manual for Condition Evaluation of Bridges**”, Washington D.C.
- 3.- AASHTO (2002), “**AASHTO LFRD Bridge Design Specifications**”, Washington D.C.
- 4.- AASHTO (2007), “**Guidelines for Historic Bridge Rehabilitation and Replacement**”, Nueva Jersey, Estados Unidos de América.
- 5.- CALTRANS (2001), “**Local Assistance Program Guidelines**”, Chapter 6-Highway Bridge Replacement and Rehabilitation.
- 6.- CALTRANS (2006), “**The Maintenance Manual**”, Chapter H-Bridges, Vol. I, California, Estados Unidos de América.
- 7.- Candebat D. (2012), “**Rehabilitación Sísmica de Puentes de Hormigón**”, Tesis de Doctorado en proceso de elaboración, Centro Nacional de Instituciones Sismológicas, Santiago, Cuba.
- 8.- Carrión F.J., Quintana J.A. López J.A., Balankin A. y Samoya D. (2006), “**Metodologías de inspección no destructivas aplicables a sistemas de gestión de puentes**”, Publicación Técnica No. 302, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila, Qro., pp. 2-3.
- 9.- ChenWai-Fah y Duan L. (2003), “**Bridge Engineering Handbook: Construction and Maintenance**”, Editorial CRC Press, Estados Unidos de América.
- 10.- Chhabra Y. (2004), “**Bridge Rehabilitation Techniques**”, The DS Brown Company, Singapur.
- 11.- Delgado D., Jiménez J., Martínez L., González J. y Hernández S. (2010), “**Relación entre la falla de Puentes vehiculares producida por eventos hidrológicos extraordinarios y la falta de mantenimiento**”, Memorias del XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León, Guanajuato, 2010.
- 12.- Departments of the Army and the Air Force of United States of America (1994), “**Manual of Bridge Inspection Maintenance and Repair**”, Washington, D.C.
- 13.- Domínguez O. (2009), “**Propuesta de criterios de refuerzo en columnas de puentes de concreto reforzado para satisfacer las demandas sísmicas del valle de México**”, Tesis de Maestría, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM.
- 14.- Flores J. (2006), “**Conservación de puentes carreteros**”, Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Estudios Superiores Acatlán.

- 15.- Frías R. (2010), "**La Conservación de Puentes en México**", Revista Ingeniería Civil, No. 489, año LX, Colegio de Ingenieros Civiles de México.
- 16.- Harding J.E., Parke G.A.R. y Ryall M.J (1990), "**Bridge Management: Inspection, Maintenance, Assesment and Repair**", 1° edición, Editorial Chapman& Hall, Civil Engineering Department, Universidad de Surrey, Guilford, Surrey, Londres, Reino Unido.
- 17.- Hernández H., Jara M. y Jara J.M. (2009), "**Características Físicas y Dinámicas de los Puentes Carreteros de la Ruta Morelia-Guadalajara**", Memorias del XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puebla, 2009.
- 18.- Hernández D.J., Jiménez J.O., Martínez L.H., González J. y Arteaga J.C. (2010), "**Efecto de la Sobrecarga en Puentes con problemas de Socavación en las Pilas de Soporte**", Memorias del XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León, Guanajuato, 2010
- 19.- Hernández I.E. (2009), "**Criterios Generales para determinar las Cargas Eventuales debidas a la acción de Sismos que actúan en Puentes y Estructuras similares de acuerdo a la normativa SCT**", Memorias del XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puebla, 2009.
- 20.- Hernández I.E. y Campos L.C. (2008), "**Daños frecuentes originados por sismo en los puentes de la red federal mexicana**", Memorias del XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz, México, 2008.
- 21.- IMCA (2002), "**Manual de Construcción en Acero**", 4° edición, Editorial Limusa, México.
- 22.- Imhof D. (2004), "**Risk Assessment of Existing Bridge Structures**", Tesis de doctorado, Universidad de Cambridge, Reino Unido.
- 23.- Jara M. y Jara J.M. (2012), "**Rehabilitación de Puentes**", Revista Ingeniería Civil No. 513, año LXII, Colegio de Ingenieros Civiles de México.
- 24.- Jara J.M., Jara M. y Olmos B.A. (2011), "**Rehabilitación y Refuerzo Sísmico de Puentes**", Memorias del XVIII Congreso de Ingeniería Sísmica, Aguascalientes, 2011.
- 25.- Khan M. (2010), "**Bridge and Highway Structure Rehabilitation and Repair**", Editorial McGraw-Hill, Estados Unidos de América.
- 26.- Maffei J. (1996), "**The Seismic Evaluation and Retrofitting of Bridges**", Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury Christchurch, Nueva Zelanda.
- 27.- Martínez J.E. (2009), "**Aspectos Básicos de la Vulnerabilidad de Puentes por el paso de Avenidas Extraordinarias**", Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Estudios Superiores Acatlán.
- 28.- Monforte A.M. (1980), "**Socavación Local en Pilas**", División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, D.F.

- 29.- Parke G. y Hewson N. (2008), **“ICE Manual of Bridge Engineering”**, 2° edición, ICE Manuals, Institution of Civil Engineers, Londres, Reino Unido.
- 30.- Priestley M.J.N., Seible F. y Calvi G.M. (1996), **“Seismic Design and Retrofit of Bridges”**, Editorial John Wiley & Sons, Inc., Estados Unidos de América.
- 31.- Raina V.K. (1994), **“Concrete Bridge Practice: Analysis, Design and Economics”**, 2° edición, Editorial McGraw-Hill, Nueva Delhi.
- 32.- Reporte del Comité 345 del ACI (1983), **“Mantenimiento Rutinario de Puentes de Concreto”**, Traducción en la Subdirección de Análisis y Documentación del original publicado en la revista “Concrete International”, Vol. 5 No. 10, Secretaria de Comunicaciones y Transportes.
- 33.- Rivera D. (2007), **“Evaluación Simplificada de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Urbanos”**, 1° edición, Secretaria de Gobernación, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México D.F.
- 34.- Rivera D. Echavarría A. y Pacheco M.A. (2006), **“Daños Observados durante el paso del Huracán Stan”**, Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, 2006.
- 35.- Rojahn C., Mayes R., Anderson D.G., Clark J., Hom J.H., Nutt R.V. y O'Rourke M.J. (1997), **“Seismic Design Criteria for Bridges and Other Highway Structures”**, Technical Report NCEER-97-0002, Federal Highway Administration.
- 36.- Ryall M.J. (2001), **“Bridge Management”**, 1° edición, Editorial Butterworth-Heinemann, Oxford, Gran Bretaña.
- 37.- Secretaria de Comunicaciones y Transportes, Normas **N-CSV-CAR-3-03-001-02, N-CSV-CAR-3-03-002-02, N-CSV-CAR-3-03-003-02, N-CSV-CAR-3-03-004-02, N-CSV-CAR-3-03-001-01 y N-CSV-CAR-3-03-003-01.**
- 38.- Smith D.W. (1976), **“Bridge Failure”**, Proceedings Institution of Civil Engineers.
- 39.- Tonia, D. y Zhao J. (2003), **“Bridge Engineering: Design, Rehabilitation and Maintenance of Modern Highway Bridges”**, 2° edición, Editorial McGraw-Hill.
- 40.- Troitsky M.S. (1994), **“Planning and Design of Bridges”**, Estados Unidos de América, Editorial John Wiley & Sons Inc.
- 41.- Xanthakos P. (1994), **“Theory and Design of Bridges”**, Editorial John Wiley & Sons, Inc., Washington D.C, Estados Unidos de América

ANEXOS