

# Evaluación del puente Pajaritos: una estructura de concreto de 50 años en el ambiente agresivo del Golfo de México

## Pajaritos Bridge Evaluation: a 50 year old concrete structure in an aggressive environment in the Gulf of Mexico

Angélica del Valle\*, José Pérez\*, Andrés Torres\*, Miguel Martínez\*

\*Instituto Mexicano del Transporte, Queretano, MÉXICO  
avalle@imt.mx

Fecha de recepción: 02/ 12/ 2004  
Fecha de aceptación: 09/ 08/ 2005  
PAG. 15 - 22

### Resumen

Este trabajo presenta los resultados de la inspección realizada al Puente Pajaritos como parte del proyecto de evaluación de la infraestructura de puentes mexicanos denominado Plan Nacional de la Evaluación de la Degradación por Corrosión en Puentes. Proyecto que contempla la cuantificación estructural y de integridad de cerca de 10000 puentes de la red federal de carreteras de México. En esta intervención se realizaron las siguientes actividades: 1) Inspección visual; 2) Inspección detallada en dos etapas: a) Levantamiento fotográfico y de daños; b) Realización de pruebas mecánicas, químicas y electroquímicas; 3) Revisión de la capacidad estructural del puente; 4) Análisis de resultados y recomendaciones. Se encontró que la losa completa requería de una rehabilitación mayor y el puente en general requería la instalación adicional de un sistema de protección catódica, lo que hacía la potencial rehabilitación del puente financieramente poco viable y, por tal motivo, se recomendó que lo conducente era la demolición total del puente y posterior reconstrucción. Se recomendó que el nuevo puente a construirse se diseñara con criterios de durabilidad.

Palabras Clave: Concreto, corrosión, puentes, inspección, evaluación, efecto del ambiente

### Abstract

This investigation presents the results of the inspection performed on the Pajaritos Bridge as part of the activities for the Mexican bridge infrastructure evaluation project denominated National Plan for Bridge Corrosion Evaluation. This plan considers the evaluation of structural integrity of approximately 10000 bridges in the federal highway network. In this evaluation the following activities were performed: 1) A thoroughly visual examination; 2) A detailed inspection in two steps: a) Photographic and damage surveys; b) Mechanical, chemical and electrochemical testing; 3) A structural survey; 4) Results analysis and recommendations. It was found that the bridge deck was in need of major repairs and the bridge required the implementation of a cathodic protection system. All of the above made the bridge rehabilitation financially unfeasible, so it was recommended to tear down the bridge and to rebuild a new one. It was recommended that the new bridge design was based on durability requirements.

Keywords: Concrete, corrosion, bridges, inspection, evaluation, environmental effect

## 1. Introducción

La falta de mantenimiento oportuno de estructuras de concreto, puede llevar a problemas graves de funcionamiento, seguridad y costos excesivos de rehabilitación y prestación de servicios. Para lograr una mejor construcción de nuestros puentes y reducir los costos de mantenimiento, se requiere entender las causas de las fallas relacionadas con la corrosión y la compleja relación entre las propiedades físicas, químicas y mecánicas del concreto y el acero de refuerzo. Se requiere hacer uso de la tecnología de punta para prevenir daño adicional a los puentes existentes, proponer programas extensivos y sistemáticos de mantenimiento y sobre todo,

se requiere conocer el estado real y actual que guarda la infraestructura de puentes del país respecto a la corrosión y las patologías de los daños asociados, para así poder tomar acciones eficientes de rehabilitación y de control de la corrosión.

El deterioro de las estructuras de concreto reforzado ha sido un tema de gran relevancia para la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) de México en los últimos años. Es por ello que la SCT y el Instituto Mexicano del Transporte (IMT), instauraron el Plan Nacional de Evaluación de la Degradación por Corrosión en Puentes (Torres et al., 2004), mediante el

cual, en su primera etapa se detectaron todos los puentes que estuvieran dañados por corrosión del país. En la segunda etapa, se realizan las inspecciones detalladas de los puentes seleccionados por el alto grado de avance de la corrosión y con una alta probabilidad de daño severo. En la tercera etapa, se realizarán las reparaciones necesarias en los puentes evaluados en detalle. Este trabajo corresponde al inicio de la segunda etapa y reporta la inspección detallada llevada a cabo en uno de los puentes propiedad de la SCT denominado Puente Pajaritos.

## 2. Antecedentes

De acuerdo con el Inventario Nacional de Puentes de la SCT, el Puente Pajaritos fue construido en 1950. Se encuentra ubicado en el kilómetro 5 de la carretera Coatzacoalcos –Villahermosa, en el estado costero de Veracruz. Consta de 17 luces, 18 caballetes formados por un cabezal y tres pilotes separados a 8,34 m, 2 estribos y una calzada formada por un sistema de losa constituido por 7 losetas prefabricadas de concreto reforzado, aligeradas con una sección transversal de 1,30 m de ancho y 0,40 m de peralte total (Figura 1).



Figura 1. Componentes del Puente

El mantenimiento proporcionado al Puente Pajaritos distó mucho de ser el ideal, ya que solamente se realizaron inspecciones visuales generales sin considerar

el deterioro causado por la corrosión. El Puente Pajaritos se encuentra en un estado físico de deterioro muy avanzado, esto se puede atribuir en parte a los daños que le ocasionan las emanaciones contaminantes de las petroquímicas cercanas a él, a los efectos del clima tropical y a la falta oportuna de mantenimiento.

La inspección visual preliminar permitió detectar un problema serio de mantenimiento: el mal estado general en que se encuentra el drenaje. Esto provocó que el agua de lluvia, la cual es abundante en la zona, se acumulara en la losa, lo que sumando a un intenso tránsito destruyeron las juntas de neopreno en los apoyos entre las losetas de la losa y los cabezales. La falta de juntas produjo un golpeteo constante entre apoyos y tabletas cada vez que un vehículo pesado circulaba sobre el puente, generando un problema estructural adicional al de la degradación por la corrosión.

Se desarrolló el proyecto de evaluación con las siguientes etapas fundamentales:

- 2.1 Inspección visual para establecer el diseño experimental.
- 2.2 Inspección detallada, la cual se realizó en dos etapas:
  - 2.2.1 Levantamiento de daños y levantamiento fotográfico del estado de la estructura.
  - 2.2.2 Realización de pruebas mecánicas, químicas y electroquímicas.
- 2.3 Revisión de la capacidad estructural del puente.
- 2.4 Análisis de resultados y recomendaciones.

## 3. Inspección visual

En los cabezales de los caballetes inspeccionados no se encontró grietas, ni desprendimientos de concreto, ni acero expuesto. En los pilotes se observaron grietas y desprendimientos del concreto en las aristas debidas a posibles problemas de corrosión.

En las losas se encontró desprendimientos de concreto, grietas, acero de refuerzo expuesto y disminución de la sección de éste, principalmente en áreas donde se presentaban ciclos de mojado-secado.

Con base en la inspección visual y dado que el puente se encuentra en una zona petroquímica cercana al mar, se decidió tomar una muestra de 8 pilotes para llevar a cabo los siguientes análisis: detección de barras y diámetro de las mismas, espesores de recubrimiento, velocidad de corrosión, resistencia a la compresión, porosidad, carbonatación, concentración de cloruros, concentración de sulfatos y potenciales de corrosión.

## 4. Inspección detallada

### 4.1 Levantamiento de daños y levantamiento fotográfico de la estructura

La Figura 2 muestra ejemplos de los defectos encontrados durante el levantamiento fotográfico.



Figura 2. Elementos con desprendimiento de concreto, acero expuesto y agrietamiento

Respecto al levantamiento de daños en los pilotes, los defectos generalmente se presentan como grietas en las esquinas cerca de la unión cabezal-columna. La longitud de las grietas varía de 0,40 m hasta 2,00 m, en anchos de 2 mm y mayores. La mayoría de las barras en estas zonas presentaban problemas de corrosión.

La Figura 3 presenta un ejemplo del levantamiento de daños típicos para la losa. Cabe mencionar que los lugares donde se encuentra el mayor número de desprendimientos de concreto en la losa, son las zonas cercanas a los cabezales y en la unión entre tabletas adyacentes.

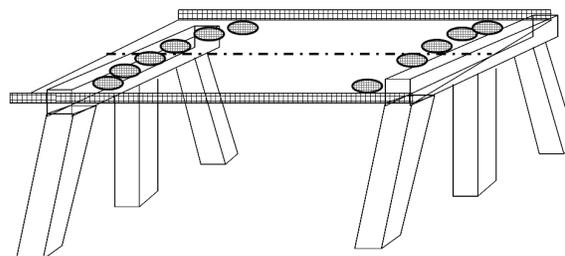


Figura 3. Levantamiento de las zonas de agrietamiento y desprendimiento del concreto en la losa de la luz 7-8

La Tabla 1 presenta un resumen de los daños totales observados en los caballetes y en la losa.

Tabla 1. Zonas de agrietamiento y desprendimiento del concreto en caballetes y losa

| Número de Caballete | Longitud Total de Grietas por corrosión (m) en pilotes | Número de la luz | Área Total de Desprendimiento del concreto en losas (m <sup>2</sup> ) |
|---------------------|--|------------------|---|
|                     |  | 1-2              | 3,2   |
| 2                   | 5,00   | 2-3              | 2,6   |
| 3                   | 2,25   | 3-4              | 3,5   |
| 4                   | 5,90   | 4-5              | 3,6   |
| 6                   | 10,64  | 5-6              | 2,8   |
| 7                   | 4,00   | 6-7              | 4,0   |
| 8                   | 10,23  | 7-8              | 2,9   |
| 9                   | 1,16   | 8-9              | 0,6   |

Como resultado de la inspección visual, se seleccionó el caballete 6 para extraer los testigos necesarios para realizar la caracterización físico-química del concreto.

#### 4.2 Pruebas mecánicas, químicas y electroquímicas

- Detección de barras y medición de espesores de recubrimiento

Se utilizó un pacómetro para establecer la ubicación de las barras. Una vez ubicadas, se midió su diámetro el cual fue de 31,75 mm (32 mm ó # 10 nominal) en promedio. Durante el levantamiento de daños se detectó la existencia de zonas en las losetas que presentaban una disminución en el diámetro original de la barra de refuerzo del orden del 50%. En los pilotes se utilizó acero de refuerzo transversal como estribos con varilla de 9,52 mm de diámetro (10 mm ó # 3 nominal).

En los pilotes, el recubrimiento de concreto fue de 45 a 50 mm y en cabezales se determinaron recubrimientos de 100 a 120 mm.

- Resistencia a la compresión

La Figura 4 muestra la ubicación de donde se extrajeron los testigos de concreto para ser usados en las pruebas físico-químicas. En total se extrajeron 15 testigos: 3 en cabezal (8, 8', 9 en Figura 4); 2 en el pilote 1 (6, 7 en Figura 4); 2 en el pilote 2 (4, 5 en Figura 4); 3 en el pilote 3 (1, 2, 3 en Figura 4); 3 en la Tableta T-6 (11, 12 y 13 en Figura 4); 1 en la Tableta T-4 (14 en Figura 4) y 1 en la Tableta T-1 (15 en Figura 4).

Las pruebas de resistencia mecánica se realizaron en los testigos 1, 4, 5, 9 y 10, en los laboratorios de la Dirección General de Servicios Técnicos (DGST) de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

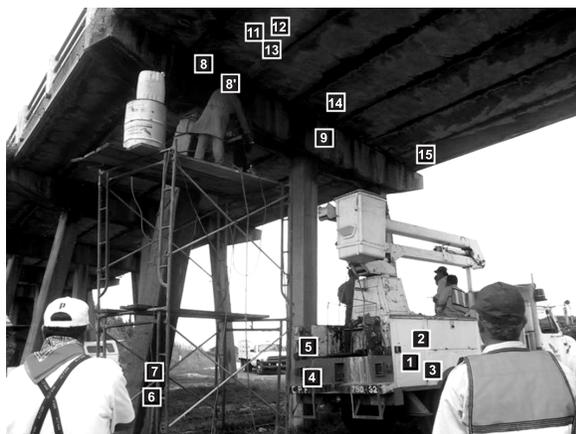


Figura 4. Extracción de muestras de concreto en el caballete 6 (los testigos 2 y 3 se ubican en la cara norte, todos los demás se encuentran en la cara oriente)

Los resultados de los valores de resistencia a la compresión se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2. Resistencia a la compresión de testigos de concreto

| Testigo #            | f'c (MPa) | f'c Min. (MPa) | f'c Máx. (MPa) |
|----------------------|-----------|----------------|----------------|
| 1                    | 42,0      | 37,8           | 46,2           |
| 4                    | 44,3      | 40,5           | 48,5           |
| 5                    | 40,0      | 34,8           | 43,2           |
| 9                    | 44,3      | 40,0           | 48,5           |
| 10                   | 50,4      | 46,2           | 54,6           |
| Resistencia promedio | 44,0      | 39,8           | 48,2           |
| Desviación estándar  | 4,2       |                |                |

- Porosidad

Se realizó el análisis de porosidad del concreto de acuerdo a la norma ASTM C-642, 1997. El promedio de vacíos totales del concreto fue de 13% lo cual corresponde a un concreto de buena calidad, reforzando lo obtenido en las pruebas de resistencia a la compresión.

- Carbonatación

Se emplearon 3 testigos para la prueba de compresión diametral (Rilem, 1988), medir la profundidad de carbonatación, la cual fue en promedio de 3 mm, lo cual significa que la corrosión no fue facilitada por la carbonatación.

- Concentración de cloruros

Los análisis de concentración de cloruros en el concreto fueron realizados en los testigos 1, 5, 6, 9, T4 y T6 según ASTM C 1152, 2004. Los resultados obtenidos muestran una variabilidad considerable. Esta variabilidad se cree fue producto del método utilizado (método volumétrico). A pesar de esto, los valores obtenidos al nivel superficial fueron altos (cabezal 2,96%, tabletas 1,48% y pilotes 1,97%). A nivel del refuerzo, se obtuvieron concentraciones de cloruros mayores a 0,49% respecto al peso de concreto.

La concentración de cloruros necesaria para iniciar la corrosión en el acero de refuerzo (umbral de cloruros) se encuentra en el rango de 0,5% a 1,0% del peso del cemento de la mezcla. Para concretos que tengan características similares al analizado, se estimó que el contenido de cemento está comprendido entre

350kg y 450kg de cemento por m<sup>3</sup> de concreto. De estos valores se estimó que el rango para iniciar la corrosión en el acero es de entre 1,75kg y 4,50kg de cloruros por m<sup>3</sup> de concreto. Esto implicó que la concentración de cloruros para iniciar corrosión estaría entre 0,08% y 0,20% en peso del concreto, estos valores están por debajo de los obtenidos en las muestras analizadas.

- Concentración de sulfatos

Con respecto a la concentración de iones sulfato, éstos se encontraron en el rango de 4100 a 21800 ppm y según el manual del ACI 318-89, un concreto que esté expuesto a sulfatos en concentraciones como las anteriores debe tener una resistencia mínima de 29,4 MPa. Los datos de resistencia obtenidos muestran valores de aproximadamente 39,2 MPa, lo cual indica que el contenido de sulfatos aunque es alto, no es crítico desde el punto de vista de resistencia. Sin embargo no se pasa información acerca de W/C y uso de puzolanas por lo que a pesar de la resistencia exhibida por los testigos, podría haber una protección inadecuada del concreto.

- Potenciales

Se midieron los potenciales de acuerdo a la norma ASTM C-876, 1999. La Figura 5 presenta un ejemplo de los resultados de potenciales medidos, dichos potenciales corresponden al refuerzo superior del cabezal del

caballete 6.

La resistividad del concreto se midió de acuerdo a la norma ASTM G-57, 2001 con el equipo de resistividades Nilsson. La velocidad de corrosión se midió siguiendo el Manual de la Red Durar (2000). Esta prueba no es posible de realizar en zonas donde se encuentra el concreto delaminado debido a que no existe continuidad entre las barras y el concreto. La Tabla 3 muestra un resumen de las pruebas electroquímicas de las zonas dañadas por corrosión (pilotes) y de las zonas sanas (cabezal). Se encontró que sólo en las zonas de ciclos de mojado-secado continuo, el refuerzo se despasivó generando los daños reportados.

|   | Zonas dañadas | Criterio: Riesgo de corrosión | Zonas sanas | Criterio: Riesgo de corrosión |
|---|---------------|-------------------------------|-------------|-------------------------------|
| Potencial (mV)                          | < -350        | Alta probabilidad             | +200 a -200 | Mínimo                        |
| Resistividad (kΩ)                       | 10 - 500      | Alto a moderado               | 300 - 600   | Bajo                          |
| Vel. De corrosión (μA/cm <sup>2</sup> ) | ---           | ---                           | 0,15        | Bajo a moderado               |

Tabla 3. Rango de valores obtenidos en la inspección de cabezales (zonas sanas) y losas y pilotes (zonas dañadas)

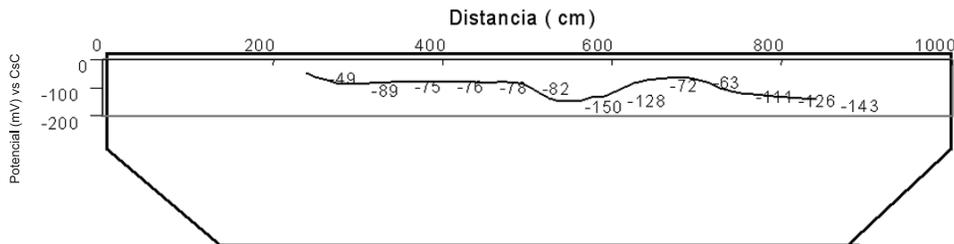


Figura 5. Potenciales vs CSC del cabezal del caballete 6 Cara Oriente

## 5. Revisión de la capacidad estructural

El análisis estructural mediante elementos finitos se llevó a cabo utilizando los siguientes modelos estructurales:

- a) Modelo estructural de las losetas para el análisis del sistema de piso, el cual se construyó con base en la teoría de cascarones tomando en cuenta la geometría de las losetas, el concreto y las cargas de diseño.
- b) Modelo estructural de los caballetes para el análisis de los cabezales y pilotes, el cual se construyó con base en la teoría de barras tomando en cuenta la geometría del cabezal y de los pilotes mediante elementos barra.

La seguridad estructural del puente se cuantificó mediante sus correspondientes estados límite de los elementos estructurales: Estados límite de resistencia y Estados límite de deflexiones del puente. El programa de computadora SAP2000 (2001) estima el área de acero correspondiente a los elementos mecánicos factorados ( $M_u$  y  $V_u$ ), mientras que para los estados límite de falla a la flexocompresión biaxial para una sección transversal especificada con un refuerzo dado, genera la superficie de interacción, de tal manera que la carga factorados ( $P_u$ ,  $M_{ux}$   $M_{uy}$ ) cuantifica el cociente de capacidad ( $CR = OL/OC$ ), donde  $OL$  es el estado de esfuerzos definido por la carga factorada y  $OC$  es la capacidad asociada a dicha carga factorada. Por lo tanto, de acuerdo con el valor del cociente de capacidad para un elemento estructural se puede aseverar lo siguiente:

- a) Si  $CR < 1,0$  el punto evaluado se encuentra dentro del volumen de interacción y el estado de esfuerzos es menor que su capacidad
- b) Si  $CR = 1,0$  el punto evaluado se encuentra sobre la superficie de interacción y el estado de esfuerzos es el de su capacidad
- c) Si  $CR > 1,0$  el punto evaluado se encuentra fuera del volumen de interacción y el pilote no tiene capacidad para soportar dicho estado de esfuerzos.

A continuación se presentan los valores correspondientes a los estados límite de los elementos estructurales del sistema de la losa:

Estados límite de resistencia: El momento resistente de la loseta  $M_{ur} = 33$  ton-m es mucho menor que el momento factorizado  $M_u = 98,673$  ton-m.

Estado límite de deflexiones: El desplazamiento máximo instantáneo de la loseta es de 33,6 mm cuantificado con base en el momento de inercia bruto,  $I_g$ . El desplazamiento a largo plazo resultó ser de 134,4 mm. El valor

recomendable es de 13,9 mm, el cual es menor que 134,4 mm

A continuación se presentan los valores correspondientes a los estados límite de los elementos estructurales del caballete:

Estados límite de resistencia: El refuerzo longitudinal en el lecho inferior es de 3 varillas #8 (25 mm) y el lecho superior de 2 varillas #8 (25mm). El momento resistente de la sección transversal del cabezal resultó ser de  $M_{ur} = 41$  ton-m lo que es mayor que el momento factorizado  $M_u = 37,069$  ton-m.

El refuerzo longitudinal fue de 8 varillas #10 (32mm), cuatro en las esquinas y cuatro en el centro de cada lado. El valor máximo del coeficiente de capacidad es  $CR = 0,204 < 1,0$ .

Estado límite de deflexiones: El desplazamiento máximo instantáneo de la loseta es de 5,6 mm cuantificado con base en el momento de inercia bruto,  $I_g$ . El desplazamiento a largo plazo resultó ser de 22,4mm. El valor recomendable es de 5,4 mm, el cual es menor que 22,4 mm.

El hecho de estructurar el sistema de piso del puente mediante losetas que no tienen liga alguna entre ellas y cualquier otro elemento estructural, hace que la distribución de las cargas que soporta el puente sea exclusivamente a través de las losetas individuales y que su interacción estructural con los caballetes sea exclusivamente del tipo isostático simplemente apoyado.

## 6. Análisis de resultados, evaluación económica y recomendaciones

Al realizar el análisis de los datos de compresión, cloruros, sulfatos, porosidad y carbonatación, se encontró que el concreto del Puente "Pajaritos" es un concreto relativamente sano, sin embargo, la concentración de cloruros a nivel del acero de refuerzo fue alto.

Desde el punto de vista de la corrosión, se cree que en este puente, en el corto plazo, se puede desencadenar un problema de corrosión más generalizado, ya que el concreto en varias zonas posee una concentración de cloruros mayores a los valores umbral. Por lo que es necesario diseñar un proceso de rehabilitación del puente que incluya la reparación de todas las zonas dañadas hasta llegar a la barras, lo que implica remover todo el recubrimiento (hasta 50 mm en los pilotes) y la instalación de un sistema de protección catódica en los pilotes por su alto grado de contaminación de cloruros.

Desde el punto de vista estructural, es necesario reparar todos los pilotes dañados estructuralmente. Además

se requiere cambiar el sistema de losa por uno que realmente satisfaga los estado límite de deflexiones del puente en forma segura.

Por todo lo expresado, existe la posibilidad de realizar una reparación general en cada uno de sus elementos dañados, para ello se tendrían que realizar las siguientes actividades:

1. Hacer un cambio total del sistema de losa, ya que las tabletas se encuentran dañadas por corrosión en casi un 95% y adicionalmente no cumplen con los estados límite de deflexiones requeridos
2. Reparar todos y cada uno de los bajantes pluviales (o colocarlos si no existieran) para evitar las zonas de constante mojado.
3. Reparar las juntas de neopreno.
4. Parchar las zonas que presentan barras de refuerzo expuestas (zonas de desprendimiento del concretos y descascaramientos), de acuerdo con el Manual de Rehabilitación de Estructuras de Hormigón (Helene et al., 2003).
5. Instalar un Sistema de Protección Catódica por Ánodos de Sacrificio en los pilotes, ya que en éstos la contaminación por cloruros es muy alta y se podría desencadenar la corrosión generalizada.

Los estándares de los Departamentos de Transporte (DOT) de Estados Unidos, Yunovich (2002), sugieren un criterio para reparar los pilotes, que estipula que cuando hay que remover menos de 75mm del concreto para alcanzar un nivel aceptable de concentración de cloruros, el concreto removido debe ser reemplazado con concreto libre de cloruros. Por otro lado, para la aplicación de un sistema de Protección Catódica el criterio es el de realizarlo en estructuras donde no exista desprendimiento del concretos ni descascaramientos excesivos. Ambos criterios se cumplen en el Puente Pajaritos, sin embargo el costo de la reparación de las zonas dañadas como lo estipula Yunovich (2002), se encuentra en el rango de US\$150 a US\$180 por metro cuadrado, lo que arroja un costo de aproximadamente US\$7 425,00 para 45 m<sup>2</sup> a US\$165 /m<sup>2</sup> con una vida útil media de 18 años. Adicionalmente el costo de la aplicación de Protección Catódica por ánodos termorociados por ejemplo, se encuentra en el rango de US\$110 a US\$130 dólares por metro cuadrado, lo que implica un costo para el Puente Pajaritos de aproximadamente US\$60000,00 para 500 m<sup>2</sup> a US\$120 dólares/m<sup>2</sup> para la subestructuras del puente en su

totalidad, con una vida útil media de 15 años. A estos costos, se requiere incluir la rehabilitación de la losa prefabricada, la cual se tiene que rediseñar para que cumpla con los requisitos de la normatividad mexicana especificados en las normas Cargas y acciones (2001) y Combinaciones de cargas (2001) de la SCT. El cálculo del costo de este rediseño está fuera del alcance de este trabajo, sin embargo la instalación de un sistema de protección catódica por ánodos de sacrificio, la reparación de las zonas dañadas en el puente y el rediseño del sistema de losa del mismo, son costos que fácilmente igualarían los costos de construcción de un puente nuevo, con las ventajas de que éste último puede ser diseñado para maximizar su durabilidad, lo que extendería su vida útil varias decenas de años comparadas con un diseño por resistencia.

En resumen, el Puente Pajaritos en la actualidad necesitaría una inversión del orden de US\$ 70 000 para únicamente rescatar la subestructura que comprende los 18 caballetes, ya que la superestructura (tabletas y parapetos), tiene que ser restituida y la subestructura tendría que ser reforzada, para que ambas, puedan soportar los incrementos de las cargas vehiculares autorizados para circular sobre las carreteras y puentes mexicanos actuales, los cuales de 1950 (fecha de construcción del puente) a la fecha, han aumentado a más del doble. Por lo tanto, la subestructura actual pudiera ser deficiente en cuanto a las nuevas solicitaciones de carga, por lo que la recomendación final es la demolición del puente y rediseñarlo tomando en cuenta las cargas nuevas y atendiendo criterios de durabilidad, en donde se considere no sólo los requerimientos estructurales, sino también los factores ambientales que inciden directamente en la vida útil de la estructura.

## 7. Referencias

- Committee ACI 546 (1996), "Guide for Repair of Concrete Bridge Buildings", en ACI Manual of Concrete Practice, V.I, American Concrete Institute. Detroit, USA.
- Helene P. y Pereira F. (2003), Editores "Manual de Rehabilitación de Estructuras de Hormigón Reparación, Refuerzo y Protección". CYTED.
- Norma ASTM C 642 (1997), "Standard Test Method for Specific Gravity, Absorption & Voids in Hardened Concrete" American Society for Testing and Materials, PA, USA.
- Norma ASTM C 876 (1999), "Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in

- Concrete”, American Society for Testing and Materials, Conshohocken, PA, USA.
- Norma ASTM C 1152 (2004), “Standard Test Method for acid-soluble chloride in mortar and concrete” American Society for Testing and Materials, Conshohocken, PA, USA.
- Norma ASTM G 57 (2001), “Standard Method for Field Measurements of Soil Resistivity Using the Wenner Four Electrode Method”, American Society for Testing and Materials, Conshohocken, PA, USA.
- Norma N.PRY.CAR.6.01.003/01 (2001), “Cargas y acciones”. Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Dirección General de Servicios Técnicos, normativa para la infraestructura del Transporte, México
- Norma N.PRY.CAR.6.01.006/01 (2001), “Combinaciones de Cargas”. Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Dirección General de Servicios Técnicos, normativa para la infraestructura del Transporte, México.
- Red Durar (2000), “Manual de inspección evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado”, CYTED. 3ª. Edición.
- Rilem CPC-18 (1988), “Measurement of Hardened Concrete Carbonation Depth”, Materials & Structures. Vol. 41 # 126.
- SAP2000, V7.43 (2001), Integrated Finite Element Analysis and Design Structures, Computers & Structures Inc, Berkeley, Ca, EUA.
- Torres A., Martínez M., del Valle A. y Pérez J. (2004), “El uso de nuevas tecnologías en el mantenimiento, conservación en la infraestructura de puentes en México que presentan daños por corrosión”, Revista Ingeniería de Construcción, V.19, No. 2 Agosto, p 65-72.
- Yunovich M., Thompson N., Balvanyos T. y Lave L. (2002), “Highway Bridges”, en Corrosion cost and preventive strategies in the United States. FHWA. US Department of Transportation. Report No. FHWA-RD-01-156. Apéndice D.