

# Confiabilidad de puentes de concreto presforzado dañados por corrosión

*David De León Escobedo  
Carlos Alberto González Pérez  
Sergio Alejandro Díaz Camacho*

## RESUMEN

Los puentes vehiculares con frecuencia sufren daños por corrosión, sobre todo, si están ubicados en la costa o si están expuestos a la humedad o impactos químicos. Por tanto, es conveniente contar con recomendaciones técnicas para evaluar su efecto en la seguridad estructural y proveer condiciones aceptables para la operación y el mantenimiento del puente. En este artículo se determina la variación del índice de confiabilidad de Cornell en función del tiempo en una viga en un puente vehicular simplemente apoyado, mediante el análisis del comportamiento en los cambios en los momentos de agrietamiento de las secciones transversales de una viga de concreto presforzado de sección cajón, obtenidos a partir de sus diagramas momento-curvatura. El análisis estadístico se realizó mediante simulación de Monte Carlo considerando como variables aleatorias la resistencia del concreto, el área transversal del acero de presfuerzo y la carga viva, y como variables deterministas las dimensiones de los elementos y la carga muerta. De los resultados obtenidos se observa que, a partir del inicio de la corrosión del acero de presfuerzo, en los primeros 4 años la variación en el índice de confiabilidad resultó poco significativa, mientras que en los años subsecuentes se presenta lo contrario disminuyendo a valores menores de 1.75 a partir de 6 años de iniciada la corrosión, lo cual no garantiza condiciones de operación aceptables para la estructura.

Palabras clave: corrosión, concreto presforzado, confiabilidad

## ABSTRACT

Vehicle bridges often suffer corrosion damages, especially if they are located on coastal areas or exposed to humidity or chemical impacts. Therefore, it is convenient to have technical recommendations to assess its effect on the structural safety and provide acceptable conditions for the bridge operation and maintenance. In this paper the time variation of the Cornell's reliability

index for a simply supported beam of a vehicles bridge is presented. This is made through the behavior analysis on the changes in the cracking moments capacity of the prestressed concrete box cross section, obtained from its bending moment-curvature curve. The statistical analysis was made through Monte Carlo simulation techniques considering the concrete strength, the prestressed steel area and the live load as random variables whereas the members geometry and dead load was deterministic. From the results obtained, it is observed that, from the corrosion initiation of prestressed steel, the variation on the annual reliability index was not significant within the first four years. However, in the subsequent years, the reliability index decreased to values under 1.75 at the six years after corrosion initiation, which is not considered as acceptable for the structure operation.

### Introducción

En México, dependencias de gobierno como la Secretaria de Comunicaciones y Transportes, cuenta con innumerables estructuras y puentes construidos con concreto presforzado que se localizan en ambientes agresivos, como en las costas del Golfo de México o en las del Pacífico. De hecho ya se han presentado problemas atribuibles a la degradación por fenómenos corrosivos y otras están en estudio (Carrión et al., 1999), lo cual hace importante llevar a cabo estudios de confiabilidad estructural para este tipo de construcciones.

La durabilidad de los puentes de concreto presforzado se ve impactada al estar expuestos a ambientes agresivos durante su vida útil. Los agentes agresores como los

cloruros, sulfatos y la humedad penetran a través de la red de poros del concreto, produciendo la corrosión del acero, lo que origina una disminución de la resistencia de los elementos por la pérdida del área de acero y posteriormente, el agrietamiento y desprendimiento del recubrimiento del concreto. Como consecuencia, la rigidez de los elementos se ve modificada en el tiempo, provocando un cambio en el comportamiento de la estructura bajo condiciones normales de servicio durante su vida útil, reflejado en la pérdida de su resistencia y su consiguiente aumento en la probabilidad de falla.

### CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DEL PUENTE

Se trata de un puente vehicular (paso superior vehicular) consistente en dos cuerpos separados, con un claro de 40 m (Figura 1). Cada cuerpo tiene una superestructura formada por seis traveses de concreto presforzado simplemente apoyadas de sección cajón (Figura 2), con un  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$  (34.30 MPa) y 68 torones de 12.7 mm de diámetro ( $1/2''$ ) con un esfuerzo último  $f_{pu} = 19000 \text{ kg/cm}^2$  (1862 MPa) cada uno. Sobre las traveses se cuenta con una losa de piso de concreto reforzado de 15 cm de espesor, con un  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  (24.50 MPa) del concreto y un  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (412 MPa) del acero de refuerzo. En cuanto a la subestructura, el apoyo de las traveses está compuesto por estribos de concreto reforzado con un  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  (24.50 MPa) del concreto y un  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (412 MPa) del acero de refuerzo, además de apoyos integrales de neopreno (fijos y móviles). En este trabajo únicamente se analiza una trabe del puente vehicular.

Figura 1  
VISTA LATERAL DEL PUENTE VEHICULAR

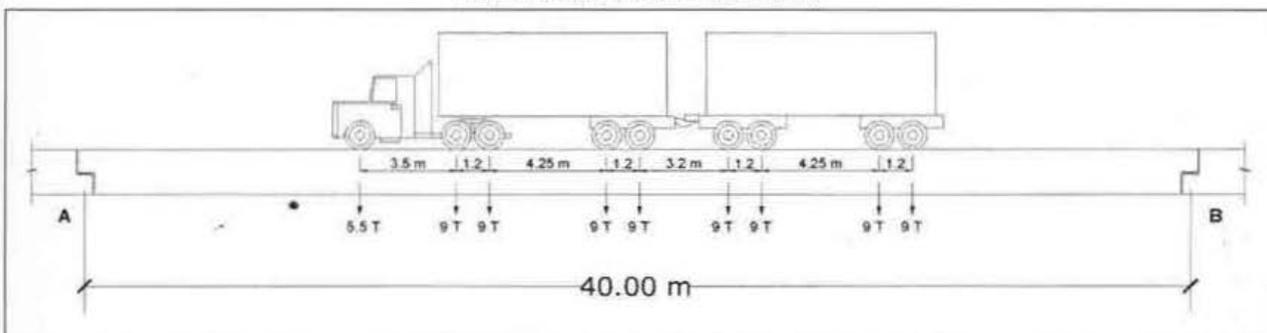
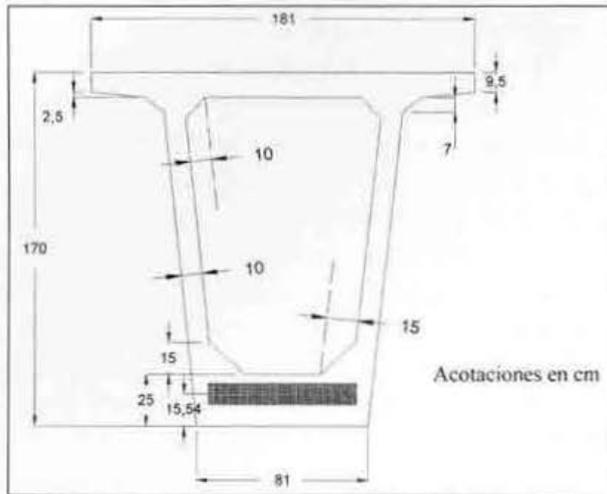


Figura 2  
TRABE DE SECCIÓN CAJÓN



#### DETERMINACIÓN DEL TIEMPO DE INICIO DE LA CORROSIÓN

Para calcular el tiempo de inicio de la corrosión, se tomó como base el modelo de durabilidad considerado por Tuutti (1982), en el cual se considera que la vida útil ( $T_{vu}$ ) está dada por la suma del periodo de iniciación de la corrosión ( $T_1$ ) más el periodo de propagación ( $T_2$ ), ecuación (1):

$$T_{vu} = T_1 + T_2 \quad (1)$$

El tiempo de vida útil se calculó empleando el método de diseño integral por factor de seguridad, basado en

el principio de seguridad y confiabilidad, cambiando  $T_{vu}$  por  $t_D$  vía un factor de seguridad como se presenta en la ecuación (2):

$$t_D = \lambda_y T_{vu} \quad (2)$$

donde,

$t_D$  : tiempo de diseño, en años.

$T_{vu}$  : tiempo de vida útil de la estructura, en años.

$\lambda_y$  : factor de seguridad para el diseño por durabilidad (ver Tabla 1).

Así, la ecuación (1) queda:

$$t_D = T_1 + T_2 \quad (3)$$

En el caso analizado, se considera el tiempo de vida útil como el tiempo de servicio de 50 años, así como un estado límite último, una clasificación por seguridad seria y un coeficiente de variación  $V_D = 0.4$ , por lo que empleando la Tabla 1, el factor de seguridad  $\lambda_y$  es igual a 2.52, es decir  $T_D = 126$  años

Para estimar el valor de  $T_2$ , se empleó la ecuación (4) utilizada por Torres y Martínez (2001):

$$T_2 = \frac{X_{CRIT}}{i_{CORR}} \quad (4)$$

donde,

$X_{CRIT}$ : cantidad de corrosión necesaria para agrietar el recubrimiento de concreto o cantidad de corrosión crítica, en mm, que se calculó con la ecuación empírica (5) propuesta por Torres (1999):

Tabla 1  
VALORES DEL FACTOR DE SEGURIDAD,  $\lambda_y$ , PARA EL DISEÑO POR DURABILIDAD (PRINCIPIO DE SEGURIDAD SEPARADA) (TORRES Y MARTÍNEZ, 2001)

Estado límite	Clasificación por Seguridad (consecuencia de la falla por seguridad)	Probabilidad de falla por durabilidad $P_f(T_{vu})$	Índice de Seguridad de la Capacidad Estructural $b$	Factor de Seguridad para el Diseño por Durabilidad $\lambda_y$		
				$V_D = 0.4$	$V_D = 0.6$	$V_D = 0.8$
Límite Último	1. Seria	$7.2 \times 10^{-5}$	3.8	2.52	3.28	4.04
	2. No muy seria	$9.7 \times 10^{-4}$	3.1	2.24	2.86	3.48
Límite de Servicio	3. Evidente	$6.2 \times 10^{-3}$	2.5	2.00	2.50	3.00
	4. No muy evidente	$6.7 \times 10^{-2}$	1.5	1.60	1.90	2.20

$V_D$  : Coeficiente de Variación

$$X_{\text{CRIT}} \approx 0.011 \left( \frac{C}{\phi} \right) \left( \frac{C}{L} + 1 \right)^{1.95} \quad (5)$$

donde,

$C$  : cobertura del concreto, en mm.

$f$  : diámetro de la barra de acero, mm.

$L$  : longitud de la barra que se corroe, mm.

$i_{\text{CORR}}$  : velocidad de la corrosión promedio, en mm/año, del acero activo en concreto evaluado con la siguiente ecuación (6), basada en parte de la metodología del RILEM Report 14 (1996)

$$i_{\text{CORR}} = C_T k_o i_o \quad (6)$$

donde,

$i_o$  : velocidad de corrosión estimada a 20°C, en m/año (RILEM Report 14, 1996).

$k_o$  : coeficiente que considera la variación en la relación agua-cemento (a/c) del concreto (RILEM Report 14, 1996 y Torres-Acosta et al., 1999).

$C_T$  : coeficiente que considera el efecto de la temperatura (Torres-Acosta et al., 1999; Torres-Acosta y Martínez, 2001).

En el caso analizado, se considera que la corrosión altamente localizada (corrosión por picadura), se presenta al centro del claro de la viga y en una longitud igual a la longitud total del torón entre 60, el cual, es un valor empleado en algunos trabajos de investigación, como el de Torres-Acosta et al. (2004). Se consideró, un ambiente tropical con una humedad ambiental del 60%. Con respecto a las características del concreto, para un  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$  (34.30 MPa), se determinó una  $a/c = 0.48$  y un contenido de cemento de  $427 \text{ kg/m}^3$ . Así se tiene:

$$C = 155.4 \text{ mm}$$

$$f = 12.7 \text{ mm}$$

$$L = 667 \text{ mm}$$

$$i_o = 17.89 \text{ m/año}$$

$$k_o = 1.0$$

$$C_T = 1.0$$

Luego entonces,

$$X_{\text{CRIT}} = 0.2284 \text{ mm}$$

$$i_{\text{CORR}} = 0.01789 \text{ mm/año}$$

Y el periodo de propagación resultó de:

$$T_2 = 12.77 \text{ años}$$

El valor del periodo de iniciación de la corrosión  $T_1$ , se obtuvo despejándolo de la ecuación (3):

$$T_1 = 113.23 \text{ años}$$

Se revisó que con el tipo de concreto utilizado se lograra el valor de  $T_1$ , para lo cual, se compararon los valores del coeficiente efectivo de difusión de cloruros máximo obtenido con el modelo propuesto por Torres y Martínez (2001), que considera una función parabólica como aproximación de la función *erf*, para determinar el coeficiente efectivo de difusión de cloruros máximo, (ecuación 7) y, el coeficiente efectivo de difusión de cloruros, empleando la expresión empírica propuesta por Torres y Martínez (2001), que considera las propiedades físicas del concreto utilizado, (ecuación 8):

$$D_{\text{EFmax}} = \frac{1}{12T_1} \left[ \frac{C}{1 - \sqrt{C_{\text{crit}}/C_s}} \right]^2 \quad (7)$$

donde,

$D_{\text{EFmax}}$  : coeficiente efectivo de difusión de cloruros máximo, en  $\text{cm}^2/\text{s}$

$C$  : recubrimiento del acero de presfuerzo, en cm.

$C_{\text{CRIT}}$  : concentración crítica de cloruros a la profundidad del acero de presfuerzo, en porcentaje del peso del cemento (Tabla 2).

$C_s$  : concentración de cloruros en la superficie, en porcentaje del peso del cemento.

$$D_{EF} = \frac{0.68(a/c)^{0.73}}{(C_f)^{2.8} (t)^{0.4} (1+f_a)^{2.6}} \quad (8)$$

donde,

$D_{EF}$ : coeficiente efectivo de difusión de cloruros, en  $\text{cm}^2/\text{s}$

$a/c$ : relación agua/cemento.

$C_f$ : cantidad de material cementante, en  $\text{kg}/\text{m}^3$

$f_a$ : cantidad de ceniza volante en el caso de cementos puzolánicos, en porcentaje del peso del cemento.

$t$ : tiempo en servicio de la estructura, en años.

Tabla 2

RIESGO DE CORROSIÓN DE LA BARRA DE ACERO CON RELACIÓN A LOS RANGOS DE  $C_{CRIT}$  (BAMFORTH, 1996)

Concentración de cloruro a la profundidad del acero (% en peso del cemento)	Riesgo para la iniciación de la corrosión
< 0.4	Insignificante
0.4 – 1.0	Posible
1.0 – 2.0	Probable
> 2.0	Seguro

Con base en las características del concreto del elemento y el lugar de ubicación de la estructura, se consideraron, un riesgo en la iniciación de la corrosión probable y un ambiente extremo, para estimar los valores de  $C_{CRIT}$  (Tabla 2) y  $C_f$  (Tabla 3). Así:

$$C_{CRIT} = 0.01(427) = 4.27 \text{ kg}/\text{m}^3$$

$$C_f = 0.03(427) = 12.81 \text{ kg}/\text{m}^3$$

Luego,

$$D_{EF\text{máx}} = 3.1681 \times 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{s}$$

Y,

$$D_{EF} = 3.5895 \times 10^{-9} \text{ cm}^2/\text{s}$$

Así, se considera que con el tipo de concreto utilizado, se logrará tener un tiempo de iniciación de la corrosión  $T_i$  de 113.23 años.

Tabla 3

RANGO DE VALORES DE  $C_f$  EN PORCENTAJE DEL PESO DEL MATERIAL CEMENTANTE (BAMFORTH, 1996)

Ambiente	Material Cementante	
	Cemento Portland	Cemento Puzolánico
Ambiente extremo	>0.75%	>0.90%
Ambiente Severo	0.50% - 0.75%	0.60% - 0.90%
Ambiente Moderado	0.25% - 0.50%	0.30% - 0.60%
Ambiente Benigno	<0.25%	<0.30%

ESTIMACIÓN DE LA REDUCCIÓN DEL ÁREA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL NETA DEL ACERO CORROÍDO EN EL TIEMPO  $T > T_i$

Para determinar la reducción del área de la sección transversal neta de los torones de acero de presfuerzo sujetos a corrosión en un tiempo  $T > T_i$  (Figura 3), se empleo la ecuación (9) propuesta por Králif y Varga (2005), considerando periodos de un año a partir del inicio de la corrosión:

$$A_s(T) = \begin{cases} \frac{\pi D_o^2}{4} - A_1 - A_2 & p(T) \leq \frac{\sqrt{2}}{2} D_o \\ A_1 - A_2 & \frac{\sqrt{2}}{2} D_o < p(T) \leq D_o \\ 0 & p(T) > D_o \end{cases} \quad (9)$$

donde,

$$A_1 = \frac{1}{2} \left[ \theta_1 \left( \frac{D_o}{2} \right)^2 - \alpha \left[ \frac{D_o}{2} - \frac{p(T)^2}{D_o} \right] \right] \quad (10)$$

$$A_2 = \frac{1}{2} \left[ \theta_2 p(T)^2 - \alpha \frac{p(T)^2}{D_o} \right] \quad (11)$$

$$\alpha = 2 p(T) \sqrt{1 - \left( \frac{p(T)}{D_o} \right)^2} \quad (12)$$

$$\theta_1 = 2 \arcsen \left( \frac{\alpha}{D_o} \right) \quad (13)$$

$$\theta_2 = 2 \arcsen \left( \frac{\alpha}{2p(T)} \right) \quad (14)$$

$$p(T) = 0.0116(T-T_c) i_{CORR} P_{m\acute{a}x}/P_{av} \quad (15)$$

donde,

$A_r(T)$  :área de la sección transversal neta de una barra de acero corroída un tiempo  $T > T_c$ , en  $cm^2$

$D_0$  :diámetro inicial de la barra de acero, en  $cm$

$P_{m\acute{a}x}/P_{av}$  :relación penetración de encapsulamiento máxima/porcentaje de penetración (Tabla 4).

Figura 3  
CONFIGURACIÓN DE LA PICADURA  
(KRÁLIK Y VARGA, 2005)

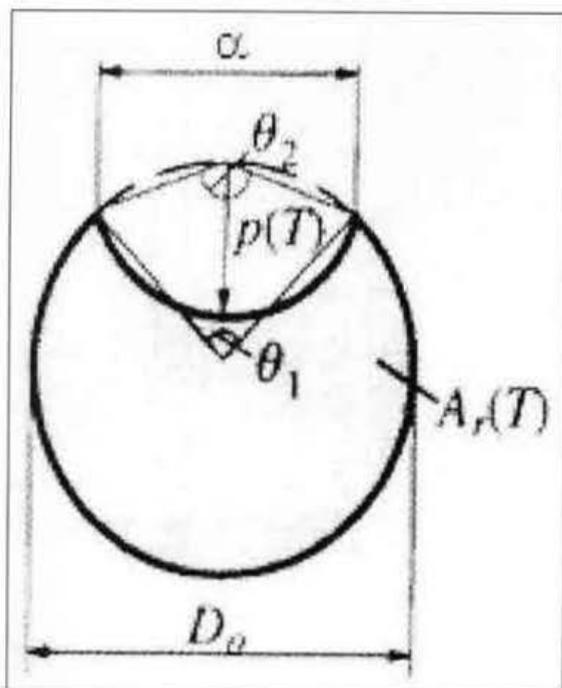


Tabla 4  
RELACIÓN ENTRE LA PENETRACIÓN MÁXIMA DE ENCAPSULAMIENTO Y PROMEDIO DE PENETRACIÓN, PARA CORROSIÓN LOCALIZADA DE LAS BARRAS DE ACERO (KRÁLIK Y VARGA, 2005)

Caso	Relación $P_{m\acute{a}x}/P_{av}$
Sin periodos repetidos de humedecimiento	4 a 8
Con periodos repetidos de humedecimiento	4 a 10

Los resultados de la reducción del área total neta de acero de presfuerzo después de corroerse por picadura en un tiempo  $t$ , para el caso tratado, se presentan en la Tabla 5.

Tabla 5

REDUCCIÓN DEL ÁREA TOTAL NETA DE ACERO DE PRESFUERZO DESPUÉS DE CORROERSE POR PICADURA EN UN TIEMPO, T

T (años)	$A_s(T)$ ( $cm^2$ )
113.23	67.4674
114.23	66.7544
115.23	64.7083
116.23	61.4693
117.23	57.1809
118.23	51.992
119.23	46.0588
120.23	39.5482
121.23	32.6426
122.23	25.5463
123.23	22.3861

CÁLCULO DE LA REDUCCIÓN DEL ESFUERZO DE TENSIÓN POR PRESFUERZO DE LOS TORONES EN EL TIEMPO  $T > T_c$

Utilizando el modelo empírico para determinar el comportamiento del esfuerzo de tensión como función del tiempo, propuesto por Carrión et al. (1999):

$$\sigma(T) = \sigma_0 (1-bT)^m \quad (16)$$

donde,

$\sigma$  = esfuerzo a tensión después de un tiempo dado, en  $kg/cm^2$

$\sigma_0$  = esfuerzo inicial a tensión, en  $kg/cm^2$

$T$  = tiempo en el que se mide la reducción de  $\sigma$  a partir del inicio de corrosión, en años.

$b$  y  $m$  = constantes del material influenciadas por las condiciones ambientales (Tabla 6).

Tabla 6

VALORES AJUSTADOS PARA LAS CONSTANTES B Y M DEL MODELO EMPÍRICO (CARRIÓN ET AL., 1999)

Solución (medio)	b	m
NaCl	0.01538	0.41
HNO <sub>3</sub>	0.00333	0.16
H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	0.00952	0.14

Para este caso:

$$s_p = 14\,250 \text{ kg/cm}^2 \text{ (1400 MPa)}$$

$b = 0.01538$  considerando una solución corrosiva de NaCl

$m = 0.41$  considerando una solución corrosiva de NaCl

Para determinar la variación de la deformación unitaria a través del tiempo se utilizó la ecuación 17:

$$\varepsilon_s(T) = \frac{\sigma(T)}{E_s} \quad (17)$$

donde,

$$E_s = 2\,039\,000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (200000 MPa)}$$

Para el caso analizado, los resultados de la reducción del esfuerzo de tensión y la variación de la deformación unitaria en el tiempo se presentan en la Tabla 7.

Tabla 7  
REDUCCIÓN DEL ESFUERZO DE TENSIÓN Y VARIACIÓN DE LA DEFORMACIÓN DEL ACERO DE PRESFUERZO EN FUNCIÓN DEL TIEMPO

$T$ (años)	$s(t)$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\varepsilon_s(t)$
113.23	14,250.00	0.0069887
114.23	14,159.73	0.0069444
115.23	14,068.63	0.0068998
116.23	13,976.67	0.0068547
117.23	13,883.82	0.0068091
118.23	13,790.08	0.0067632
119.23	13,695.41	0.0067167
120.23	13,599.79	0.0066698
121.23	13,503.20	0.0066225
122.23	13,405.59	0.0065746
123.23	13,306.96	0.0065262

#### COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VIGA PRESFORZADA SUJETA A CORROSIÓN EN EL TIEMPO

##### Modelos matemáticos empleados en los diagramas esfuerzo-deformación

##### Concreto

Existen varias expresiones para representar la curva esfuerzo-deformación del concreto. En este trabajo se emplea la propuesta por Thorenfeldt, Tomaszewics, y Jensen (Collins y Mitchell, 1991). En donde el esfuerzo  $f_c$  está dado por la ecuación 18.

$$f_c = \frac{n \left( \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon'_c} \right) (f'_c)^n}{n-1 + \left( \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon'_c} \right)^{nk}} \quad (18)$$

donde,

$f'_c$ : esfuerzo máximo obtenido a partir de la prueba a compresión de un cilindro de concreto, (kg/cm<sup>2</sup>).

$\varepsilon'_c$ : deformación unitaria del concreto.

$\varepsilon'_c$ : deformación unitaria del concreto cuando  $f_c$  alcanza el valor de  $f'_c$ . Dada por:

$$\varepsilon'_c = \frac{f'_c}{E_c} \frac{n}{(n-1)} \quad (19)$$

donde,

$E_c$ : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm<sup>2</sup>). Según el ACI 318S-05 (2005), para el caso de un concreto de peso normal  $E_c$ , está dado por:

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c} \quad (20)$$

$k$ : es un factor para incrementar el decaimiento post-esfuerzo máximo.

$$k = 0.67 + \frac{f'_c}{633}; k \geq 1.0 \quad (21)$$

$n$ : Factor para ajustar la curva esfuerzo-deformación para concreto de peso normal.

$$n = 0.80 + \frac{f'_c}{176} \quad (22)$$

##### Acero

En lo que concierne al acero de presfuerzo, se utilizó la curva esfuerzo-deformación propuesta por Mattock,

(1979). Así, se tiene que para alambres de baja relajación con  $f_{pu} = 19000 \text{ kg/cm}^2$  (1860 MPa), como el utilizado en las traves presforzadas el esfuerzo  $f_p$  está dado por la ecuación 23.

$$f_p = 2.039 \times 10^4 \varepsilon_{pf} \left[ 0.03 + \frac{0.975}{[1 + (118\varepsilon_{pf})^{10}]^{0.30}} \right] \leq 19000 \text{ kg/cm}^2 \quad (23)$$

Donde  $\varepsilon_{pf}$  es la deformación unitaria del acero de presfuerzo.

En este trabajo, se utilizan los momentos de agrietamiento, por lo tanto se considera que existe falla a partir del instante en que se tiene un comportamiento no lineal.

#### Momento de Servicio Máximo Absoluto

Se determinó el momento de servicio máximo absoluto sobre la viga simplemente apoyada causado por las cargas del vehículo T3-S2-R4 (ver Figura 4), mediante la construcción de líneas de influencia para el momento en puntos seleccionados a lo largo de la longitud entera de la viga (puntos donde se ubican las cargas de cada rueda) y luego se calculó el momento máximo para cada punto, obteniendo una envolvente de máximos cuando se grafican, encontrando así el valor máximo absoluto para el momento, además de su localización (Hibbeler, 1997).

Se obtuvo que el momento de servicio máximo absoluto ( $M_{s_{max}}$ ), se encuentra en la posición de la fuerza  $F_5$  a 19.62 m del apoyo izquierdo de la trabe, y su valor en función de la  $P_R$  está dado por la ecuación 24 siguiente:

$$M_{s_{max}} = 7.356 F_D I P_R \quad (24)$$

donde,

$F_D$ : factor de distribución de carga para puentes presforzados según la AASHTO (ANIPPAC e Instituto de Ingeniería UNAM, 2000), para cada trabe tipo cajón es determinado con la siguiente ecuación 25.

$$F_D = \frac{S}{2.44} \quad (25)$$

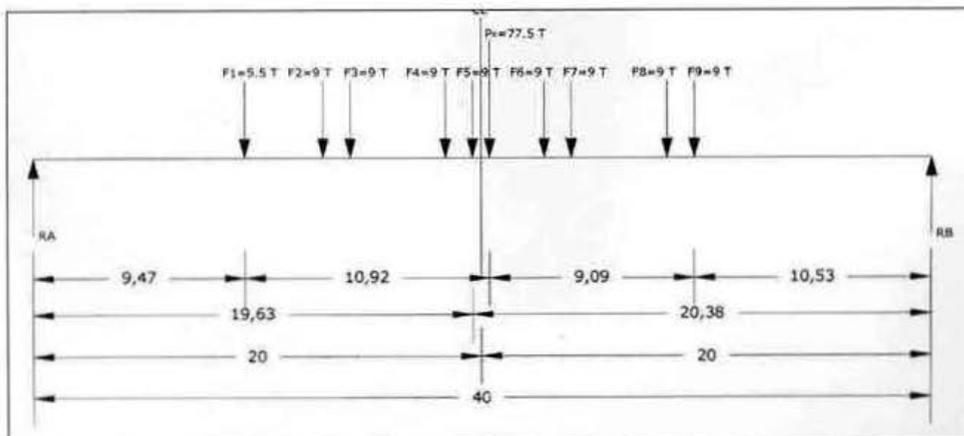
donde,  $S$  es la separación entre traves en centímetros. Para el caso analizado  $S = 182.8 \text{ cm}$

$I$ : factor de impacto según la AASHTO (ANIPPAC e Instituto de Ingeniería UNAM, 2000), determinado por la ecuación 26 siguiente:

$$I = \frac{15.24}{(L+38)} \quad (26)$$

donde,  $L$  es el claro de la trabe en metros.

Figura 4  
UBICACIÓN DE CARGAS DEL VEHÍCULO T3-S2-R4



El análisis probabilístico de la disminución del momento de agrietamiento en el tiempo debido a la pérdida de área de la sección transversal del acero de presfuerzo y de la variación de la carga viva resultante ( $P_R$ ) del vehículo de diseño T3-S2-R4, fueron realizados mediante la simulación de Monte Carlo, considerando como variables aleatorias la resistencia del concreto, el área transversal del acero de presfuerzo y la carga viva y, como variables deterministas las dimensiones de los elementos y la carga muerta.

Las variables aleatorias se consideran con un comportamiento normal y tienen los siguientes estadísticos (Tabla 8):

A partir de lo anterior, se realizaron 1500 escenarios anuales, en un periodo de 10 años a partir del inicio

de la corrosión del acero de presfuerzo, en los cuales, se modificaron de manera aleatoria (ajustados a una distribución normal) las resistencias a compresión del concreto y el área de acero de presfuerzo a partir de los cuales se obtuvieron los diagramas momento-curvatura y por ende los momentos de agrietamiento. Paralelamente, se generaron otros 1500 escenarios en los cuales se modificó, de manera aleatoria, la carga viva resultante del vehículo de diseño T3-S2-R4, obteniéndose los momentos de servicio máximos absolutos.

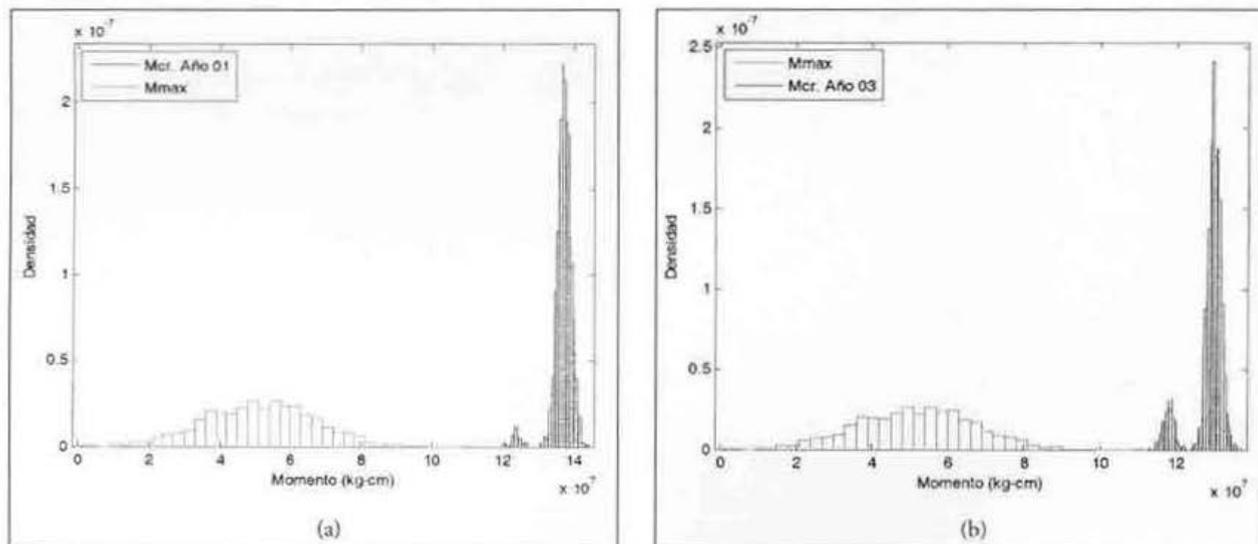
Una vez realizadas estas simulaciones se elaboraron los histogramas de frecuencias, tanto de los momentos de servicio actuantes así como, de los momentos de agrietamiento, esto para los diez años analizados posteriores al inicio de la corrosión. Los histogramas se muestran en la Figura 5.

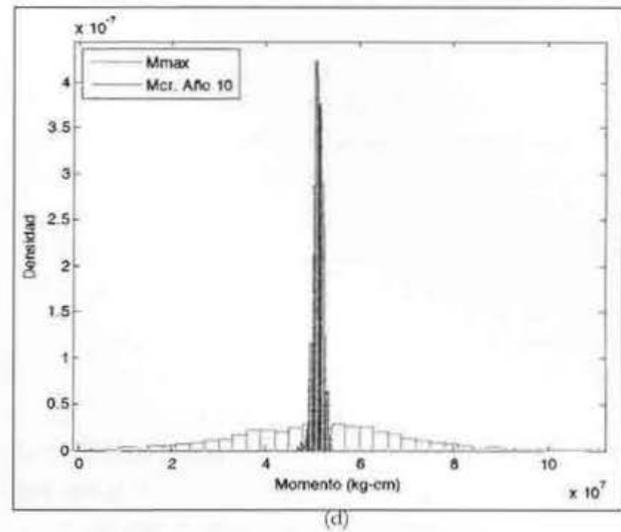
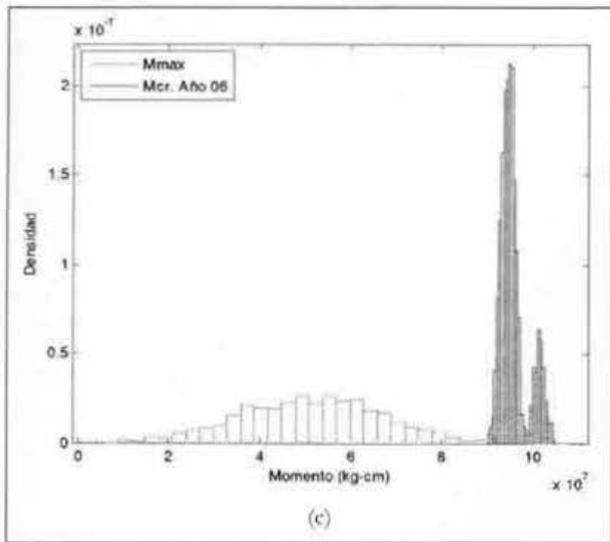
Tabla 8  
MEDIA (M) Y COEFICIENTE DE VARIACIÓN ( $v_D$ )  
DE LAS VARIABLES ALEATORIAS CON COMPORTAMIENTO NORMAL

Variable aleatoria		$m$	$V_D$
Resistencia a la compresión simple a los 28 días	$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	350	0.180
Área total de acero de presfuerzo	$A_p$ (cm <sup>2</sup> )	67.32	0.016
Carga viva resultante del vehículo de diseño T3-S2-R4	$F_R$ (ton)	77.5	0.300

Figura 5

HISTOGRAMAS DE FRECUENCIAS DE LOS MOMENTOS DE SERVICIO ACTUANTES Y DE LOS MOMENTOS DE AGRIETAMIENTO POR AÑO



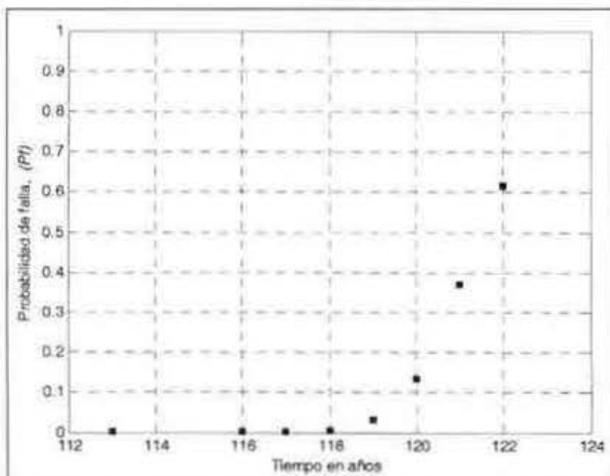


Una vez elaborados los histogramas se calcularon las probabilidades de falla ( $P_f$ ) e índices de confiabilidad ( $\beta$ ) por la pérdida de sección transversal del acero de presfuerzo en el tiempo, los cuales se presentan en las Figuras 6 y 7.

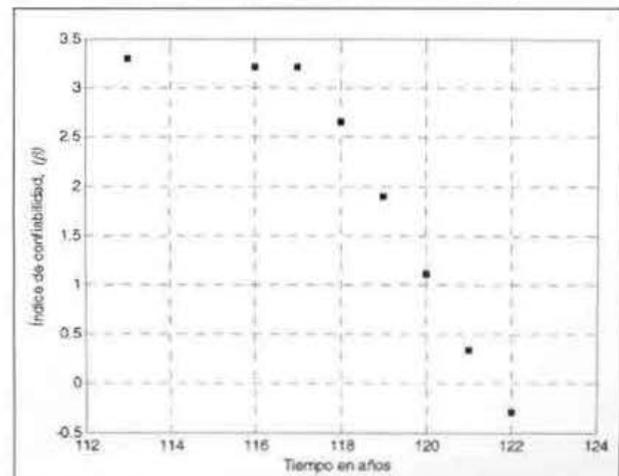
De estas figuras se observa que en los primeros 4 años de iniciada la corrosión en el acero de presfuerzo, la variación en la probabilidad de falla y en índice de confiabilidad es poco significativa, más no así en los años posteriores donde se observa un incremento y un

decremento considerables en la probabilidad de falla y en el índice de confiabilidad respectivamente. Asimismo, a partir de 6 años de iniciada la corrosión, la viga presenta índices de confiabilidad menores a 1.75, que no cumplen con el mínimo para la condición de cargas gravitacionales más sismo, indicado por el ANSI A58.1 1982 Load Code (Blockley, 1992), que son niveles de riesgo no admisibles y que no garantizan condiciones de operación aceptables para la estructura, requiriendo llevarse a cabo actividades de reparación de la misma.

**Figura 6**  
COMPORTAMIENTO DE LA PROBABILIDAD DE FALLA ( $P_f$ )  
DE LA VIGA EN EL TIEMPO, A PARTIR DEL INICIO  
DE LA CORROSIÓN DEL ACERO DE PRESFUERZO



**Figura 7**  
COMPORTAMIENTO DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD ( $\beta$ )  
DE LA VIGA EN EL TIEMPO, A PARTIR DEL INICIO  
DE LA CORROSIÓN DEL ACERO DE PRESFUERZO



## CONCLUSIONES

En este trabajo se analizó una viga presforzada de tipo cajón de un puente vehicular sujeta a corrosión, para la cual se determinó una edad de 113 años para el inicio de la corrosión considerando las características del concreto, como la relación agua/cemento, cantidad de cemento y contenidos de aditivos minerales en el cemento, así como, las condiciones ambientales de una zona costera a las que está sujeta la estructura. Se considera que este valor de inicio de corrosión es alto, debido a que el concreto tiene una relación agua/cemento menor de 0.5 y el contenido de cemento por metro cúbico es mayor a 400 kg, los cuales son requisitos mínimos para un concreto durable en un ambiente marino en el que se consideran condiciones ambientales muy severas (Bamforth, 1995).

Iniciada la corrosión en el acero de presfuerzo, se tiene un periodo de tiempo inicial de 4 años donde la disminución de la probabilidad de falla y del índice de confiabilidad es poco significativa, pero en los años posteriores se presentan aumentos y disminuciones considerables en las probabilidades de falla e índices de confiabilidad respectivamente, para variaciones constantes en el tiempo de un año.

Después de 6 años de iniciada la corrosión, la viga presenta índices de confiabilidad menores al mínimo de 1.75 indicado por el ANSI A58.1 1982 Load Code, para condiciones de cargas gravitacionales más sismo (Blockley, 1992). Estos niveles de riesgo no son admisibles ya que no garantizan condiciones de operación aceptables para la estructura y se considera necesario realizar reparaciones correspondientes para elevar el índice de confiabilidad por lo menos a un valor de 3.

Debido a la rapidez con la que disminuye el índice de confiabilidad a partir de que se tienen evidencias de corrosión en los elementos estructurales, los datos obtenidos en el presente trabajo, permiten proponer tiempos de inspección para reparación o rehabilitación de los elementos estructurales de manera que se eleven a niveles aceptables.

Finalmente aún cuando el tiempo de inicio de corrosión obtenido (113 años) parece ser prolongado, este pudiese disminuir considerablemente en caso de

presentarse agrietamientos en el concreto por sobrecargas o bien, por no realizar actividades de mantenimiento preventivas en los elementos estructurales.

## REFERENCIAS

- American Concrete Institute (2005). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (Versión en español y en un sistema métrico)*. Es un Estándar del ACI. Producido por el Comité 318. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.
- ANIPPAC e Instituto de Ingeniería UNAM. (2000). *Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas*. (1a. ed.). Betancout Ribotta, R., Reinoso Angulo, E. y Rodríguez, M. E. Editores, México. D.F.
- Bamforth, P. (1996). *Chloride penetration and service life. Corrosion and protection of metals in contact with concrete - COST-509 Workshop*. Sevilla. España. septiembre 1995.
- Blockley, D. (1992). *Engineering Safety*. McGraw Hill. UK.
- Carrión, F. J., Hernández, J. y Acosta, M. A. (1999). *Estudios de Corrosión en Puentes de Concreto Pre-esforzado. Cables de Presfuerzo*. Secretaria de Comunicaciones y Transportes. Instituto Mexicano del Transporte. Publicación Técnica No. 122, Sanfandila, Qro.
- Collins M., Mitchell, D. (1991). *Prestressed concrete structures*. (1a. ed.). Prentice Hall.
- Hibbeler, R. C. (1997). *"Análisis estructural"*. (3a. ed.). Pearson Educación. México.
- Králik, J. Y Varga, T. (2005). *Probability Analysis of Reinforced Concrete Structure Considering Nonlinear Behavior and Degradation Effects*. Modelováni V, Ostrava, Únor.
- Mattock A.H., (1979). *Flexural strength of prestressed concrete sections by programable calculator*. PCI Journal. Volumen 24. Numero 1. pp. 32-54.
- RILEM Report 14 (1996). *Durability design of concrete structures*. Eds. Sarja A: y Vesikari E., London , UK: E & FN SPON.

- Torres-Acosta, A. A. (1999). *Cracking induced by localized corrosion of reinforcement in chloride contaminated concrete*. Disertación doctoral. (University of South Florida. USA).
- Torres-Acosta, A. A., Castro, P. y Sagüés, A. A. (1999). *Efecto de la velocidad de corrosión en el proceso de agrietamiento del concreto*. XIV Congreso Nacional de la Sociedad Mexicana de Electroquímica. Mérida. México.
- Torres-Acosta, A. A. y Martínez Madrid, M. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto con Criterios de Durabilidad*. Secretaria de Comunicaciones y Transportes. Instituto Mexicano del Transporte. Publicación Técnica. Numero 122. Sanfandila. Qro. 87 pp.
- Torres-Acosta, A. A., Fabela, M. J., Muñoz, A., Vázquez, D., Hernández, J. R. and Martínez, M. (2004). *Influence of Corrosion on the Structural Stiffness of Reinforced Concrete Beams*. Corrosion Engineering Section. NACE International. pp. 862-872.
- Tuutti, K., (1982). *Corrosion of steel in concrete*. Stockholm, Sweden: Swedish Cement and Concrete Research Institute.