



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
DEL ESTADO DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

**“ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD Y RIESGO DE UN PUENTE
EXPUESTO A CORROSIÓN UBICADO EN EL VALLE DE TOLUCA”**

T E S I S

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

**PRESENTA:
JUAN CARLOS HONORATO COLÍN**

**DIRECTOR DE TESIS:
DR. DAVID DE LEÓN ESCOBEDO**

TOLUCA, MÉXICO, MARZO 2015

ÍNDICE

Lista de figuras	iii
Lista de tablas	iv
Introducción	1
Antecedentes	4
Justificación	6
Hipótesis	10
Objetivo general	10
Alcances y limitaciones	10
Estructura de la tesis	11

CAPÍTULO I. LA CORROSIÓN EN EL CONCRETO REFORZADO Y EL IMPACTO EN SU DURABILIDAD.

1.1. Corrosión	12
1.2. Corrosión en los metales	12
1.3. Corrosión del concreto	12
1.4. Corrosión del acero de refuerzo embebido en concreto	15
1.5. Pérdida de durabilidad en estructuras de concreto reforzado/presforzado por corrosión	23
1.6. Corrosión en puentes	26

CAPÍTULO II. ASPECTOS BÁSICOS DEL ANÁLISIS DE RIESGOS Y CONFIABILIDAD EN PUENTES.

2.1. Análisis estructural	28
2.2. Estados límite	29
2.3. Teoría de probabilidad	29
2.4. Confiabilidad estructural	32
2.4.1. Probabilidad de falla [P_f]	33
2.4.2. Índice de confiabilidad [β]	37
2.5. Riesgo	39
2.6. Optimización estructural	39
2.6.1. Índice de confiabilidad óptimo [β_a]	40
2.6.2. Criterios de decisión [β vs β_a]	42

CAPÍTULO III. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE EN ESTUDIO Y METODOLOGÍA PARA DETERMINAR LAS ACCIONES.	
3.1. Descripción puente paseo Tollocan- Av. José María. Pino Suárez	43
3.2. Daños en el puente por corrosión	49
3.3. Metodología para determinar las acciones	52
3.3.1. Momento [M_u] y cortante último [V_u] actuante por trabe	56
CAPITULO IV. ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD Y RIESGO DEL PUENTE EN ESTUDIO EXPUESTO A CORROSIÓN	
Introducción	57
4.1. Determinación del perfil de confiabilidad del tablero del puente expuesto a corrosión [β]	59
4.1.1. Deterioro de las trabes por corrosión en el acero de refuerzo/presfuerzo	59
• Tiempo de inicio de la corrosión [T_1]	59
• Tiempo de propagación de la corrosión [T_2]	60
4.1.2. Variación del índice de confiabilidad [β] de las trabes considerando el daño por corrosión en el acero de refuerzo/presfuerzo a través del tiempo	63
4.2. Determinación del índice de confiabilidad óptimo del tablero del puente expuesto a corrosión [β_a]	65
4.3. Costos de mantenimiento	67
4.4. Análisis de resultados	68
CONCLUSIONES	70
RECOMENDACIONES	70
BIBLIOGRAFÍA	73
ANEXOS	
Anexo A: Área bajo la curva normal estándar	77
Anexo B: Carga viva en el puente	79
Anexo C: Tránsito diario promedio anual (TDPA)	81
Anexo D: Análisis de costos de consecuencias de falla	84

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Año promedio de construcción por estado (SIPUMEX, 2010).	6
Figura 2	Clasificación promedio por estado (SIPUMEX, 2010).	7
Figura 3	Nivel de contaminación por ciudad (IMCO, 2013).	8
Figura 4	Ingresos de la JCEM recibidos por el GEM (Secretaria de Finanzas).	9
Figura 5	Proceso de carbonatación (IMT, 2001).	13
Figura 6	Grado de carbonatación en función de la humedad relativa (Díaz, 2012)	14
Figura 7	Representación doble logarítmica de la ley de la raíz cuadrada del tiempo: el valor de K se manifiesta en líneas paralelas de pendiente 0.5 (Martínez, 2001).	15
Figura 8	Representación electroquímica del concreto y el acero (Castro, 2010).	15
Figura 9	Evolución de la grieta por corrosión (Thoft, 2000).	21
Figura 10	Tiempo de vida útil de una estructura (Tuutti, 1982).	23
Figura 11	Modelo de durabilidad (Torres y Martínez, 2001).	24
Figura 12	Parámetros en el agrietamiento del concreto por corrosión del acero.	25
Figura 13	Representación esquemática del estado límite (Meli, 2008).	29
Figura 14	Descripción probabilística de una variable (Meli, 2008).	30
Figura 15	$P(x_1 < X < x_2) = \text{Área de la región sombreada}$ (Walpole, 2007).	31
Figura 16	Representación de seguridad estructural (Meli, 2008).	33
Figura 17	Representación del problema de optimación de la seguridad (Meli, 2008).	40
Figura 18	Distribución territorial del Valle de Toluca (ZMVT, 2012).	43
Figura 19	Ubicación del puente en estudio (Google Maps, 2014).	44
Figura 20	Corte por elevación y planta del cuerpo sureste (G.E.M., 1992).	45
Figura 21	Vista lateral del claro A, cuerpo sureste del puente.	45
Figura 22	Sección transversal del tablero de la superestructura (G.E.M., 1992).	46
Figura 23	Sección de la trabe tipo cajón que forman los tableros (G.E.M., 1992).	46
Figura 24	Elemento portante de sección reticular (G.E.M., 1992).	47
Figura 25	Planta y elevación de zapata y pila, cotas en cm (G.E.M., 1992).	48
Figura 26	Trabe desfavorable, claro A del cuerpo sureste.	49
Figura 27	Trabe con porosidad.	50
Figura 28	Trabe con escurrimientos y grietas.	50
Figura 29	Cabezal con grietas e inicio de corrosión en el concreto.	51
Figura 30	Camión tipo T3-S2-R4 (77.5 Ton).	53
Figura 31	Camión tipo HS-20 (32.6 Ton).	53
Figura 32	Pesos brutos vehiculares de vehículos tipo C2.	55

Figura 33	Pesos brutos vehiculares de vehículos tipo C3.	56
Figura 34	Metodología para el análisis de las traves del puente, con base al riesgo por corrosión.	57
Figura 35	Sección transversal de las traves tipo cajón, cotas en cm. (G.E.M., 1992).	58
Figura 36	Profundidad de carbonatación en el concreto a través del tiempo.	30
Figura 37	Variación del área total del refuerzo longitudinal (torones de $\varnothing=1/2''$), en T ₂ .	62
Figura 38	Variación del área total del refuerzo transversal (varilla del #3), en T ₂ .	63
Figura 39	Índice de confiabilidad de la traves a través del tiempo.	65
Figura 40	Probabilidad de falla vs costos de las consecuencias de falla.	67
Figura 41	Índice de confiabilidad óptimo vs costos de las consecuencias de falla.	67
Figura 42	Tiempo de vida útil del tablero del puente en estudio.	68
Figura 43	Metodología propuesta en esta tesis para análisis de confiabilidad y riesgo de una estructura dañada por corrosión.	71

LISTA DE TABLAS

Tabla 1	Ecuaciones para determinar el ancho de grieta.	22
Tabla 2	Lista de puentes dañados.	27
Tabla 3	Niveles de evaluación para una estructura (Muñoz, 2009).	36
Tabla 4	Índices de confiabilidad utilizados en códigos estructurales.	37
Tabla 5	Índice de confiabilidad para un periodo de referencia (The Joint Committee for Structural Safety, 1989).	38
Tabla 6	Índice de confiabilidad recomendados (Nowak, 2007).	38
Tabla 7	Propiedades mecánicas del concreto (G.E.M., 1992).	48
Tabla 8	Propiedades mecánicas del acero de refuerzo y presfuerzo (G.E.M., 1992).	48
Tabla 9	Análisis de carga muerta sobre una trabe.	52
Tabla 10	Cantidad y tipo de vehículos por día (Castillo, 2011).	54
Tabla 11	Esquemas de los vehículos que transitan por el PSV en estudio (SCT, 2008).	54
Tabla 12	Cortante y Momento último.	56
Tabla 13	Datos para el cálculo de la reducción del área de acero.	62
Tabla 14	Disminución del índice de confiabilidad en función del tiempo M y V.	64
Tabla 15	Resumen de costos C _i y C _d .	66
Tabla 16	Cálculo de los índices de confiabilidad β_a .	66

Introducción

Los puentes vehiculares son monumentos majestuosos en el mundo de la ingeniería, desde el sencillo puente de vigas, a los majestuosos puentes colgantes, atirantados, o los hechos en forma de arco, los puentes permiten comunicar a dos puntos geográficos de manera rápida y segura, trayendo con ellos una gran cantidad de beneficios de manera indirecta que se pueden resumir en comunicación, salud, trabajo y desarrollo. El proyecto y cálculo de los puentes, pertenecen a la ingeniería estructural, siendo numerosos los diseños que los ingenieros han diseñado y construido a lo largo de la historia, influenciados por los materiales disponibles, las técnicas desarrolladas, y los recursos económicos de cada época [1].

Durante la vida útil de un puente vehicular, éste, deberá resistir solicitaciones permanentes, variables y accidentales para cumplir el objetivo estructural para el cual fue construido, sin embargo además de las mencionadas anteriormente existen otros tipos de solicitaciones como las ambientales, que son producto de la exposición del puente a la intemperie, siendo la corrosión en el acero de refuerzo uno de los principales factores de fallas importantes, ya que éste fenómeno disminuye la resistencia y durabilidad de los elemento estructurales, e incluso llevándolos al colapso sin haber alcanzado su máxima resistencia. Generalmente la corrosión del acero de refuerzo en puentes de concreto se inicia por penetración de cloruros en regiones marinas o por carbonatación en zonas rurales e industriales [2].

Una vez desencadenada la corrosión en el acero de refuerzo, éste disminuye paulatinamente su área transversal propiciando la disminución de la durabilidad del elemento estructural. Durante décadas el concreto reforzado como material de construcción en puentes, se pensó que podría tener una vida útil ilimitada, por lo que los diseñadores solo se interesaban en las características asociadas a la resistencia mecánica del material y no a la durabilidad de los mismos, sin embargo en las últimas décadas el término "durabilidad" se ha escuchado con mayor frecuencia en la rama de la ingeniería civil a nivel mundial.

Países industrializados como EE. UU, algunos de Europa (España, Francia, Dinamarca, Reino Unido) y Japón, han invertido sumas millonarias en investigaciones acerca de la durabilidad del concreto reforzado para posteriormente incluir los resultados obtenidos en sus códigos de diseño con el fin de diseñar y construir estructuras más durables, para estructuras nuevas y prolongar la vida útil en el caso de las ya existentes.

En Latinoamérica un esfuerzo similar se realizó en el año 1997 al presentarse el reporte de la Red Temática DURAR [3], en el cual se presentaron algunos conceptos básicos sobre vida útil, evaluación, mantenimiento, reparación y/o rehabilitación de obras de concreto reforzado dañadas principalmente por corrosión en el acero de refuerzo. DURAR definió la vida útil de una estructura como “el periodo de tiempo durante el cual la estructura conserva todas las características de funcionalidad, seguridad, resistencia y aspecto externo, con un nivel de seguridad aceptable” [3].

En los últimos años, investigadores han propuesto modelos de durabilidad que relacionan la degradación por corrosión del acero de refuerzo (o presfuerzo) en concreto en función del tiempo, tal es el caso de Tuutti (1982) y Torres y Martínez (2001) ambos, definen al tiempo de vida útil (Tvu) de una estructura como la suma del tiempo de iniciación de la corrosión (T1), más el tiempo de propagación (T2) y que ésta deja de ser segura cuando presenta un nivel inaceptable de corrosión (grietas y manchas de óxido en términos cualitativos).

Para determinar el T1 es indispensable conocer el tipo de ataque (cloruros o carbonatación), mientras que para determinar T2, éste se puede calcular empleando el análisis de confiabilidad y considerando que de acuerdo a Nowak (2007) y The Joint Committee for Structural Safety (1989), esta etapa finaliza cuando el elemento estructural alcanza un índice de confiabilidad real de $[\beta = 2.0]$. Simultáneamente utilizando el análisis de riesgo se puede determinar el índice de confiabilidad óptimo $[\beta_a]$ que minimiza los costos del ciclo de vida de una estructura si ésta falla.

Normalmente cuando se analizan estructuras de concreto reforzadas dañadas por corrosión como es el caso del puente en estudio, es común que a los evaluadores les surjan preguntas acerca de ¿cómo inicia la corrosión, qué impacto tiene en la durabilidad de la estructura y qué información existe en la literatura para comprender mejor el fenómeno? Éstas se desarrollan en el capítulo 1, el cual se enfoca en describir las formas en que se inicia la corrosión así como el impacto que tiene en su durabilidad.

Otras preguntas que pueden surgir durante la evaluación, son las que se desarrollan en el capítulo 2 y que se refieren a ¿qué métodos matemáticos se pueden emplear para determinar si una estructura es confiable (índice de confiabilidad $[\beta]$ y probabilidad falla $[P_f]$) y qué valores de β y P_f se consideran como seguros? [36 y 37].

Por otra parte durante la evaluación y análisis de la estructura, es fundamental conocer aspectos generales de ésta, geometría, resistencia de los materiales y deterioro de los mismos al momento de la inspección. Esta información se presenta en el capítulo 3.

¿Por qué conocer todo lo descrito en los capítulos 1, 2 y 3? La respuesta es sencilla, es necesario tener información acerca de la magnitud, tiempo y efectos que la corrosión tendrá en la estructura evaluada y de esta forma prevenir y mitigar los posibles costos que se tendrán si la estructura falla.

En el presente trabajo se analizarán las **trabes presforzadas** que conforman la **superestructura del puente** Paseo Tollocan intersección con Av. José María Pino Suarez, ubicado en Toluca, Estado de México el cual fue construido en año 1992 con la función de agilizar el flujo vehicular que se tenía y tiene en esta importante intersección del sur de la ciudad y que desde su apertura hasta el día de hoy sigue funcionando de manera ininterrumpida. Sin embargo, pese a los años de servicio, al ambiente corrosivo al que se encuentra expuesto el puente y al poco mantenimiento que se le ha dado, éste presenta algunos aspectos visuales de que las trabes están siendo atacados por el fenómeno de la corrosión, por lo cual es de vital importancia realizarle un análisis de confiabilidad y riesgo, y responder a las preguntas de los párrafos anteriores con la finalidad de predecir probabilísticamente el tiempo en cual éste puede fallar debido a la corrosión del acero de refuerzo y en base a esto programar tiempos tentativos en los cuales se le deberá dar mantenimiento, para prolongar su vida útil remanente.

Antecedentes

En los últimos tiempos la corrosión en puentes de concreto reforzado ha significado un problema de vital importancia al cual los diseñadores, constructores y operadores de puentes han volteado a ver con gran interés, ya que éstos mismos hace algunos años consideraban que las construcciones hechas a base de concreto reforzado tendrían una vida útil ilimitada, por lo que sólo se interesaban en las características asociadas a la resistencia mecánica del material y no a la durabilidad de los mismos.

Actualmente la durabilidad, es un problema que preocupa, ya que si una estructura es poco durable se puede interpretar como la falta de capacidad para que ésta resista o soporte la acción del intemperismo, el ataque químico, la abrasión o cualquier otro proceso que la deteriore. Esto, a pesar de que la ingeniería estructural en el proceso de diseño estructural se encarga de prevenir fallas en los materiales de los que están hechos los elementos estructurales, el daño por corrosión en el acero de refuerzo no se ha podido prevenir, controlar, administrar y erradicar por completo, siendo así uno de los problemas a los que se encuentran expuestos los puentes de concreto reforzado, ocasionando la pérdida de resistencia en sus elementos estructurales y poniendo en riesgo la seguridad de los usuarios [3].

Por otro lado, el deterioro de puentes de concreto reforzado por corrosión debido a la exposición ambiental, así como la falta de recursos para mitigarlo, son unas de las principales causas que ocasiona la disminución de su durabilidad. Además de las mencionadas anteriormente, existe otro factor muy importante, el cual es la edad del puente, por ejemplo, en EE. UU. El Departamento de Transporte [7], estima que de 575,000 puentes carreteros existentes, el 50% tiene alguna afectación por corrosión y, de este porcentaje, el 40% se reporta con deficiencias estructurales. Expertos de este organismo calculan que los costos de reparación ascienden a más de 50 billones de dólares americanos y no está por demás mencionar que la mayoría de estos puentes tienen más de 20 años en servicio. Situaciones similares se han presentado en otros países como, Brasil, Canadá y Reino Unido.

En México, el Sistema de Puentes de México (SIPUMEX) en el año 2010 publicó un estudio en el cual se señalaba que de los 7,585 puentes evaluados en el sistema que conforman la infraestructura carretera, el 61.75% tienen en promedio entre 30 y 80 años de servicio nivel Federal, y para el Estado de México el promedio es de 40 años, aunado a esto, el estudio también arrojó que aproximadamente el 7% de los puentes presentan daños por corrosión [5].

Por lo dicho anteriormente, muchos puentes importantes en México y en particular en Estado de México se encuentran expuestos al peligro de la corrosión que afecta su capacidad de servicio y pone en peligro la seguridad de los usuarios. Dicho peligro presenta incertidumbres en la velocidad, magnitud y tiempo de ocurrencia de la corrosión, afectando la seguridad estructural del puente, ya que es difícil prever en qué tiempo es más efectivo emprender una intervención, y qué tipo de acciones serán adecuadas para garantizar un nivel de seguridad acorde con la importancia del puente. Este tiempo se puede aproximar mediante la aplicación de métodos y conceptos probabilísticos enfocados en análisis de confiabilidad riesgos estructural.

El análisis de confiabilidad y riesgo se ha empleado con éxito en países en desarrollo y en México sólo se ha utilizado para las normas de plataformas marinas costa afuera. Por otro lado, el objetivo de la teoría de confiabilidad estructural en puentes, es caracterizar incertidumbres tomando, con relativa seguridad, decisiones consistentes y racionales en el diseño o evaluación de la estructura. La aplicación de esta teoría no intenta solamente predecir la probabilidad de que una estructura falle, sino que permite para estructuras específicas, una evaluación sistemática del riesgo que enfrentan, además de un ajuste de factores de seguridad para distintos diseños contemplados en los códigos existentes [3].

Mediante el empleo del análisis de confiabilidad y riesgo, es posible estimar la seguridad estructural de los elementos estructurales de un puente ante diversos escenarios de corrosión del acero de refuerzo (o presfuerzo) a través del tiempo y, con ello calcular de manera aproximada el tiempo en que es necesario realizar acciones de inspección y mantenimiento en el puente. Es así como el análisis de confiabilidad y riesgo estructural resulta ser una herramienta poderosa para determinar parámetros importantes en la resistencia de un puente que son difíciles de conocer en la vida real (en la ausencia de pruebas) para ciertos periodos de tiempo, como por ejemplo, área transversal real del refuerzo (A_s) que sigue resistiendo esfuerzos, resistencia del concreto (f'_c) y, por consecuencia, el momento resistente (M_r).

Justificación

Los puentes vehiculares del Estado de México construidos a base de concreto reforzado (o presforzado), con frecuencia, se encuentran expuestos a peligros ambientales que ponen en riesgo no sólo la inversión económica, sino también la vida de los usuarios, siendo la corrosión en el acero de refuerzo uno de los principales problemas, ya que cuando el acero de refuerzo que tienen los elementos estructurales (trabes, pilas, estribos, cabezales) se empieza a corroer, la estructura disminuye gradualmente su durabilidad e incrementa la probabilidad de que ésta falle.

Para que la corrosión del acero de refuerzo afecte a un puente de concreto reforzado (o presforzado) deben existir ciertas condiciones que propicien el inicio del fenómeno. En el caso particular de la presente tesis y, para la ciudad de Toluca, tres son las causas que propician el inicio de la corrosión de una estructura de concreto reforzado en esta ciudad:

a) Situación SIPUMEX-2010.

De acuerdo a SIPUMEX, en el Estado de México los puentes vehiculares tienen en promedio más de 40 años de servicio, como se observa en la figura 1 [5].

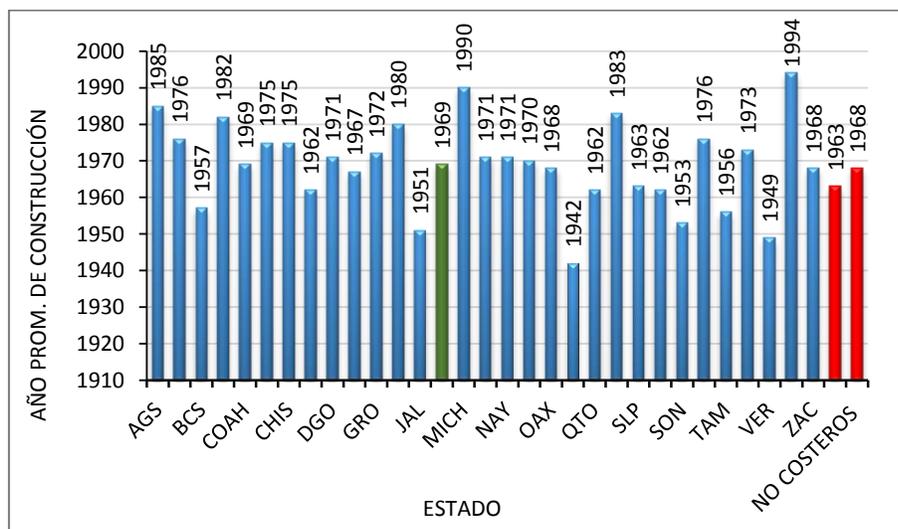


Figura 1. Año promedio de construcción por Estado (SIPUMEX, 2010).

Aunado a lo anterior, los puentes tienen una clasificación promedio de 2.1 con respecto al daño físico como se muestra en la figura 2, para dicha clasificación existe una escala del 0 al 5 que se describe a continuación; [5].

- 0 → Puente recientemente construido o reparado. Sin problemas.
- 1 → Puente en buen estado. No requiere 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.

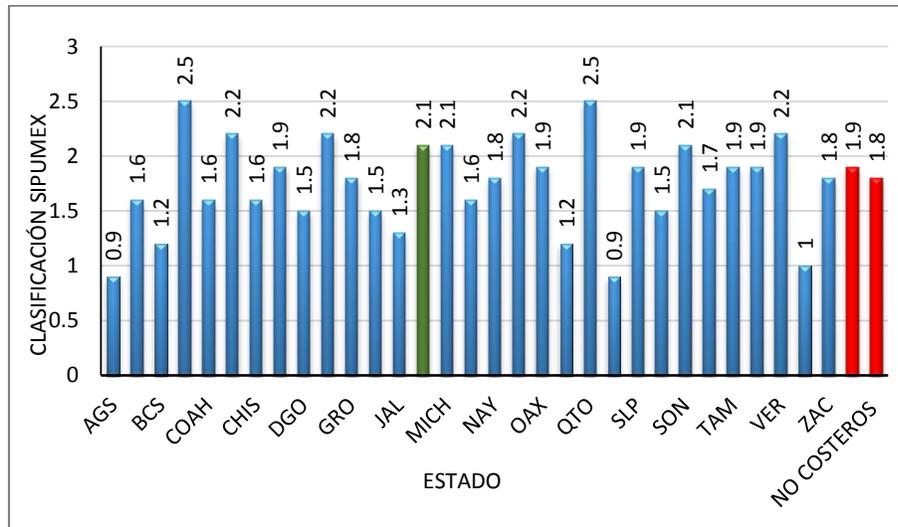


Figura 2. Clasificación promedio por Estado (SIPUMEX, 2010).

Con base en lo anterior se deduce que los puentes del Estado de México tienen un estado aceptable, pero susceptibles a tener problemas estructurales, ya que se encuentran entre los puntos 2 y 3, y para éstos se recomienda tener una intervención en un plazo mínimo de 3 años.

b) Ambiente corrosivo.

El ambiente atmosférico al cual se encuentra expuesto un puente vehicular, es un factor muy importante para que los elementos estructurales de éste se empiecen a corroer. En México existen zonas como Tampico, Coahuila y Campeche con alto contenido de salinidad y humedad en el ambiente que propician la corrosión por penetración de cloruros. Sin embargo no solo los ambientes costeros suelen ser peligrosos para los puentes de concreto, sino también los ambientes urbanos, rurales e industriales con alto contenido de contaminantes en la atmósfera, como dióxido de carbono (CO₂) y de azufre (SO₂) que propician la corrosión por carbonatación [8].

En el año 2013 en el Instituto Mexicano para la Competitividad (IMCO) presento un estudio en el cual se informo que la ciudad de Toluca es es la sexta ciudad mas contaminada del pais con respecto a partículas con diámetro menor a 10 micrómetros (PM10 μm), y que rebasa los estándares recomendados por la Organización Mundial de la Salud (OMS) de 20 $\mu\text{g}/\text{m}^3$ de media anual contra 57.57 $\mu\text{g}/\text{m}^3$ que presenta la ciudad (ver figura 3), [9].

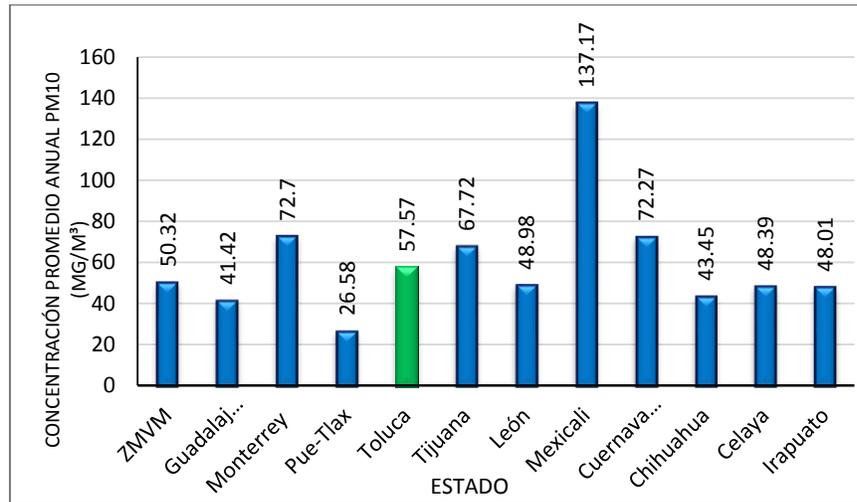


Figura 3. Nivel de contaminación por ciudad (IMCO, 2013).

Además de PM10 μm , en el atmósfera de la ciudad también se pueden encontrar partículas de dióxido de azufre SO₂, monóxido de carbono CO₂, dióxido de nitrógeno NO₂ y ozono O₃, los cuales en conjunto son dañinos no solo para la salud de los habitantes, sino también para las estructuras hechas a base de concreto, ya que cuando el concreto o mortero se encuentran expuestos al dióxido de carbono, se presenta una reacción con los hidróxidos que produce la carbonatación del concreto [10].

c) Falta de mantenimiento.

Además de la edad y el ambiente corrosivo al que está expuesto el puente vehicular, existe otro factor que suele ser de gran importancia para prevenir la corrosión, éste es, el mantenimiento que las dependencias encargadas del puente le puedan dar durante su vida útil. La dependencia encargada de la construcción y mantenimiento de caminos, puentes y aeropuerto a nivel federal es la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT), mientras que para el Estado de México ésta función corre a cargo de la Junta de caminos del Estado (JCEM).

En la figura 4 se muestran los ingresos que la JCEM ha recibido por parte del Gobierno del Estado en los últimos 2 mandatos, en ella, se puede observar que del año 2005 al 2014 la dependencia ha incrementado sus recursos en más de 20 veces el presupuesto original, sin embargo la mayoría de estos recursos han sido utilizados para la construcción de nueva infraestructura y destinando solo una minoría a la conservación y mantenimiento de la infraestructura ya existente, lo que ocasiona que las estructuras sufran deterioro al estar desprotegidas del desgaste que ocasiona el medio ambiente que los rodea [11].

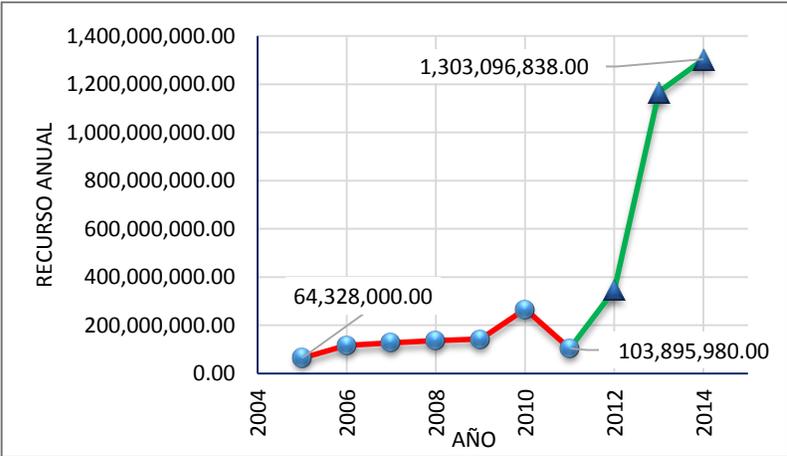


Figura 4. Ingresos de la JCEM recibidos por el GEM (Secretaria de Finanzas, GEM).

En base a los puntos anteriores y aunados a la falta de normas y reglamentos que permitan diseñar y evaluar puentes de concreto reforzado por criterios de durabilidad, se deduce que los puentes vehiculares de concreto reforzado expuestos a corrosión en el Estado de México son un espacio muestral que deben analizarse empleando el análisis de riesgo y confiabilidad para poder tener elementos metodológicos que permitan determinar a bajo costo el intervalo de tiempo en el cual se le tiene que dar mantenimiento para evitar fallas futuras a corto, mediano y largo plazo, para no poner en riesgo la seguridad de los mexiquenses y minimizar pérdidas económicas representativas para la entidad

Hipótesis

Mediante la aplicación de análisis de confiabilidad y riesgo se puede predecir la disminución de la seguridad estructural de un puente de concreto reforzado dañado por el fenómeno de la corrosión y, programar tiempos tentativos de inspección y mantenimiento que prolonguen su vida útil, con una reducción de costos (respecto a prácticas actuales) de alrededor de un 30%.

Objetivo general

Analizar la superestructura de un puente vehicular de concreto reforzado afectado por corrosión en el valle de Toluca, y predecir de manera probabilística mediante el índice de confiabilidad de Cornell $[\beta]$ y el índice de confiabilidad óptimo $[\beta_a]$, el tiempo en el cual se le debe dar mantenimiento para que éste se mantenga dentro de los límites que no afecten su correcto funcionamiento, con la finalidad de prolongar su vida útil y mitigar los costos de consecuencias de falla debido al peligro de la corrosión. Para alcanzar este objetivo, es necesario separarlo en los siguientes objetivos específicos:

- Obtener información general del puente.
- Determinar el índice de confiabilidad $[\beta]$ de la traveses que conforman la superestructura del puente ante varios escenarios de corrosión del acero de refuerzo/presfuerzo.
- Determinar el índice de confiabilidad óptimo $[\beta_a]$ que minimice los costo del ciclo de vida esperado de la superestructura.
- Realizar una comparación entre $[\beta]$ y $[\beta_a]$ y determinar el tiempo de vida útil de la superestructura.
- Generar conclusiones recomendaciones.

Alcances y limitaciones

- La presente tesis se limita a evaluar el riesgo por corrosión de la superestructura de un puente vehicular de concreto reforzado ubicado, en la ciudad de Toluca, Estado de México con el fin de prolongar su vida útil y mitigar las pérdidas económicas y humanas que se pudieran presentar si ésta falla. Lo anterior involucra básicamente la recopilación de información del puente como: datos de diseño, construcción y flujo vehicular, para posteriormente determinar la evolución del deterioro de la estructura utilizando métodos empíricos.
- Para facilitar el estudio, se limitó el alcance al análisis de las traveses que conforman los tableros de la superestructura de un solo cuerpo del puente.

- Debido a que no se cuenta con equipos o instrumentos que permitan medir la corrosión real en el puente, ésta, se determina analíticamente a partir del modelo matemático de Thoft-Christensen [25].
- Una vez evaluados los posibles daños, se generan recomendaciones para programar tiempos tentativos de inspección y mantenimiento para que el puente se mantenga dentro de un nivel óptimo de seguridad y siga cumpliendo el objetivo por el cual fue construido.

Estructura de la tesis

La tesis está compuesta por cuatro capítulos. En el primer capítulo se describe brevemente el fenómeno de la corrosión del acero de refuerzo, las formas en que se puede iniciar y los modelos de durabilidad desarrollados para calcular el tiempo de vida útil de una estructura dañada por este fenómeno.

En el segundo capítulo se definen conceptos básicos del análisis de confiabilidad y riesgo como: estado límite, probabilidad de falla, índice de confiabilidad real, índice de confiabilidad óptimo, optimización estructural, así como valores de índice de confiabilidad recomendados para el análisis y evaluación de estructuras.

En el tercer capítulo se describen las características generales del puente en estudio, los daños visuales que presenta debido a la falta de mantenimiento y, se calculan las solicitaciones y elementos mecánicos a los que están sometidas las trabes de los tableros del puente.

En el cuarto capítulo se calcula el análisis de confiabilidad y riesgo de las trabes que conforman el tablero, se obtiene el tiempo de inicio de la corrosión, la reducción de área transversal de las barras en el tiempo de propagación y por consiguiente la disminución de la confiabilidad, por otro lado también se obtiene el índice de confiabilidad óptimo que minimiza los costos de consecuencias de falla. Consecuentemente se realiza la comparación entre índice de confiabilidad real y el óptimo para determina la vida remante del puente.

Finalmente, con base en los resultados obtenidos, se emiten conclusiones y recomendaciones acerca del mantenimiento que se le debe dar al puente para prolongar su vida útil remanente, así como las referencias consultadas para esta investigación.

CAPÍTULO I

LA CORROSIÓN EN EL CONCRETO REFORZADO Y EL IMPACTO EN SU DURABILIDAD.

1.1. Corrosión

El diccionario de la lengua de la real academia española (DRAE) define a la corrosión como el proceso en el cual algún material pierde paulatinamente sus propiedades físicas y mecánicas [12]. Por otro lado la American Society for Testing Materials (ASTM) la define como la reacción química o electroquímica generada en la superficie de un metal con su medio ambiente, debido a que dicho material tiende a buscar su forma más estable [13].

1.2. Corrosión en los metales

La corrosión metálica es el desgaste superficial que sucede cuando los metales se exponen a ambientes reactivos ocasionando que dichos metales regresen a sus menas originales. Los tipos de corrosión metálica de acuerdo a la apariencia de la superficie corroída, se presentan en diversas formas: uniforme, galvánica, en grieta, por picadura, intergranular, por disolución selectiva o lixiviación, por erosión y corrosión bajo esfuerzos. Identificar el tipo de corrosión presente es muy valioso, pues conocido el tipo de corrosión se comprenderá la causa y se buscará la forma de mitigar el ataque [15].

1.3. Corrosión del concreto

La integridad de una estructura de concreto reforzado depende tanto de la calidad de los agregados minerales, como de la dosificación de material cementante para lograr las mejores propiedades que garanticen un periodo de vida útil prolongado. La barrera de protección que le proporciona el concreto al acero de refuerzo, es reforzada por el valor de pH alcalino que se alcanza después de las reacciones de hidratación del cemento que vuelven pasivo al elemento metálico y lo protegen químicamente, sin embargo, la interacción con el medio ambiente provoca que ésta se vea disminuida propiciando que inicie la corrosión [4].

Las formas en las que se puede iniciar la corrosión son por carbonatación en zonas rurales e industriales o por penetración de cloruros en regiones marinas. Para la presente tesis se considerará que la corrosión se inicia por carbonatación, debido a la ubicación del puente.

a) Corrosión inducida por carbonatación

La carbonatación en el concreto es la pérdida de pH que ocurre debido al ingreso de diversas sustancias desde el medio ambiente, éstas, son principalmente el CO₂ que se encuentra de manera natural en el aire y el SO₃ que se origina de la combustión de combustibles fósiles, siendo de éstos el CO₂ el más peligroso, ya que al reaccionar con la humedad que existe dentro de los poros del concreto, convierte al hidróxido de calcio (Ca(OH)₂) con alto pH a carbonato de calcio (CaCO₃) que tiene un pH más neutral como se observa en la figura 5 [18].

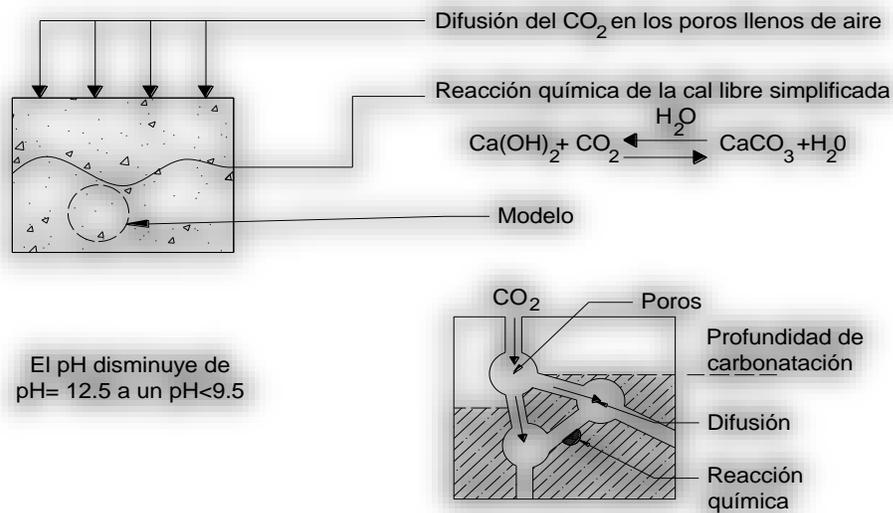
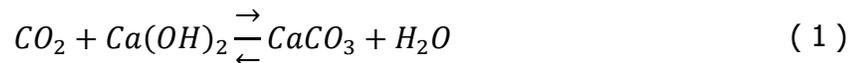


Figura 5. Proceso de carbonatación, (IMT, 2001).

Inicialmente el CO₂ no es capaz de penetrar profundamente dentro del concreto, debido a que reacciona con el recubrimiento del concreto de acuerdo con la ecuación 1 y dando como resultado el ya mencionado cambio de pH: $pH = 12 \text{ a } 13 \rightarrow pH \cong 9$.



A la profundidad que el CO₂ ha penetrado generalmente se le llama "frente de carbonatación" y en la práctica, es útil conocer a qué velocidad progresa para estimar si ha alcanzado la interface acero-concreto y poder aproximar el estado superficial que guarda el acero de refuerzo. Esta velocidad está en función principalmente de: contenido de humedad, porosidad y materia alcalino carbonatable [19].

El contenido de humedad resulta crucial, ya que si los poros están completamente secos, el CO₂ no podrá reaccionar y, si están completamente saturados su penetración será muy lenta debido a la baja solubilidad del CO₂ en el agua, como se observa en la figura 6 [2].

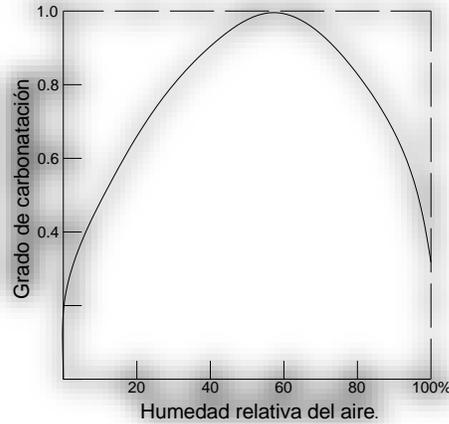


Figura 6. Grado de carbonatación en función de la humedad relativa (Díaz, 2012).

La mayoría de las ecuaciones que se encuentran en la literatura describen al proceso de carbonatación del concreto en función del tiempo, éstas basadas en la primera ley de Fick, que se utiliza para describir cualquier proceso de naturaleza difusional (ecuación 2) [39].

$$X_c = K * \sqrt{t} \quad (2)$$

Donde:

X_c = Profundidad de carbonatación en mm.

t = Tiempo en años.

K = Coeficiente de carbonatación en mm/año.

b) Corrosión inducida por cloruros

Ésta se presenta principalmente en ambientes marinos, debido a la alta salinidad estos tienen. Para poder determinar la profundidad X a la que han llegado los cloruros, también se utiliza la ecuación 2, sin embargo para esta corrosión se debe cambiar el valor de la constante K a K_{cl} que es la constante dependiente del concreto y del medio. Otra forma de calcular X es utilizando el proceso de difusión iónica, la cual sigue la segunda ley de Fick [2].

Para fines prácticos incluyendo el caso de las sales de deshielo, es mucho más apropiado usar la simple ecuación 2, ya que engloba de forma aproximada todos los mecanismos posibles. Así, se puede deducir en la figura 7, que es necesario una K_{cl} entre 3 y 4 mm/año, si se quiere asegurar que los cloruros no lleguen a más de 3 o 4 cm de profundidad entre 50-75 años [4].

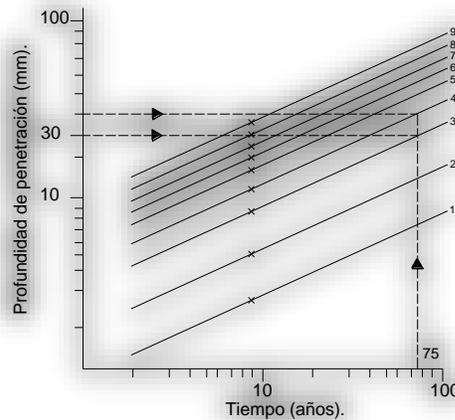


Figura 7. Representación doble logarítmica de la ley de la raíz cuadrada del tiempo: el valor de K se manifiesta en líneas paralelas de pendiente 0.5 (Martínez, 2001).

1.4. Corrosión del acero de refuerzo embebido en concreto

La corrosión del acero embebido en concreto es la oxidación destructiva del acero por el medio que lo rodea como se observa en la figura 8, ésta se debe principalmente por naturaleza electroquímica la cual se puede manifestar de dos formas: por la falta de uniformidad en el acero (diferentes aceros, soldaduras, sitios activos sobre la superficie del acero), o por heterogeneidades en el medio químico o físico (concreto) que rodea al acero [19].

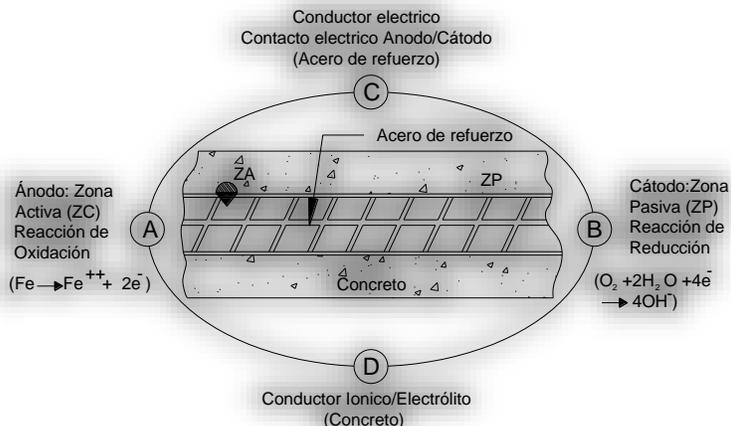


Figura 8. Representación electroquímica del concreto y el acero (Castro, 2010).

Una vez que la corrosión se ha desencadenado, ésta puede manifestarse:

- Sobre el acero: disminución del diámetro inicial y por lo tanto de su capacidad mecánica.
- Sobre el concreto: acumulación de óxidos expansivos que provoca grietas y desprendimientos.

Es importante resaltar que la corrosión en el acero de refuerzo se debe principalmente a la presencia simultánea de oxígeno y humedad en el concreto, ya que el acero en presencia de oxígeno con el tiempo tiende a oxidarse y regresar a su estado natural original [19]. Este proceso se describe adecuadamente con la ecuación 3, la cual muestra la acción conjunta de humedad y oxígeno sobre el hierro para producir hidróxido de hierro que se convierte más tarde en una mezcla de óxidos hidratados, comúnmente conocida como herrumbre [20].



Estudios realizados en estructuras de concreto reforzado, han demostrado que la carbonatación y penetración de iones de cloruros en el concreto son los procesos que se presentan antes de que se origine la corrosión del acero de refuerzo [13]. Otros investigadores como; Carrión y Martínez (1999), mencionan que el mecanismo de corrosión del acero de presfuerzo es fundamentalmente el mismo que el del acero de refuerzo. Sin embargo, la corrosión del acero de presfuerzo tiene un efecto sobre el desempeño estructural de los puentes mucho más importante que el del acero de refuerzo, ya que el acero de presfuerzo es el que proporciona la mayor resistencia a la flexión [20].

Los signos de que en una estructura de concreto reforzado, el acero de refuerzo se ha empezado a corroer son: aparición de una capa gris, fisuración, delaminación del recubrimiento de concreto, manchas de cal, presencia de salitre, manchas de óxido, filtraciones de agua en juntas y abrasión: pérdida de masa progresiva de la superficie del concreto [4].

a) Tipos de corrosión del acero embebido en concreto

En el concreto reforzado, las formas que puede adoptar la corrosión del acero son diversas. Fontana (1987), clasificó los diferentes tipos/formas de corrosión de acuerdo a la apariencia física del ataque [19].

- Corrosión localizada: se presenta por diferencias dentro del sistema.
- Corrosión Uniforme/generalizada: es resultado de una pérdida generalizada de la película pasiva, por efecto de la carbonatación y/o la presencia de iones cloruro.
- Corrosión galvánica: se presenta cuando existen dos metales diferentes en el medio electrolítico. En el caso del acero en concreto, esta situación se dará cuando el refuerzo se encuentre en contacto con otros conductores más nobles.

b) Reducción del área acero de refuerzo por corrosión

Cuando el acero de refuerzo embebido en concreto se ha empezado a corroer, éste reduce su área transversal ocasionando que la estructura disminuya paulatinamente su resistencia, durabilidad e incremente la probabilidad de falla, ya que si bien recuerda, el concreto reforzado es la unión de dos materiales (concreto y acero) que trabajando de forma conjunta, en la cual el concreto resiste esfuerzos de compresión y el acero de tensión [13].

Una vez iniciada la corrosión en el acero, existe incertidumbre acerca de la velocidad, magnitud y tiempo con la cual la corrosión disminuye el área de acero. En los últimos años investigadores han desarrollado métodos teóricos y experimentales que permiten determinar con mayor exactitud estos parámetros. La mayoría de los investigadores relacionan la pérdida de área de acero con el ancho de las grietas superficiales en el recubrimiento de concreto. Esto con el fin de desarrollar métodos y modelos que nos permitan determinar de forma aproximada la pérdida de área del acero conforme avanza la corrosión a través del tiempo.

Torres y Martínez (2001), determinaron la relación que existe entre la pérdida de sección transversal del acero de refuerzo y el agrietamiento del recubrimiento de concreto a partir de doce prismas de 90x190x305 mm de concreto reforzado con 3 barras de 13 mm de diámetro y un recubrimiento de 25 mm pertenecientes a un proyecto de investigación realizado por la Universidad del sur de Florida. El concreto utilizado para la fabricación de estos prismas fue hecho a base de cemento tipo II, agregado grueso producto de la trituración de piedra caliza (TMA de 10 mm), arena de sílice y una relación agua cemento (a/c) de 0.45 [3].

El proceso de corrosión acelerada se realizó mediante la aplicación de niebla salina por 40 días y cuatro perforaciones que fueron rellenadas con un mortero contaminado de NaCl al 10%. Trascurridos los 700 días que duro el proyecto, se realizó el levantamiento de grietas de los prismas.

Posteriormente se extrajeron las barras de acero para determinar la pérdida de masa ($\Delta W = W_0 - W_F$), conocidas la masa inicial (W_0) y la masa final (W_F). A partir de la masa pérdida, con la ecuación 4 se estimó la profundidad de corrosión promedio en la barra (P_{prom}).

$$P_{prom} = \frac{\Delta W * 10^3}{\pi * \rho * \phi * L} \quad (4)$$

Donde:

P_{prom} = Profundidad de la corrosión en el acero en mm.

ϕ = Diámetro de la barra de acero sin corroer en mm.

L = Longitud de contacto de la barra con el concreto en mm.

ρ = Densidad de acero, 7.8 g/cm³.

Finalmente, se estimó la profundidad de las picaduras (> 0.3 mm) presentes en cada barra para determinar la relación empírica entre la profundidad de la corrosión en el acero (P_{prom}) y los anchos de grietas (W_G). Utilizado los resultados de esta investigación y de investigaciones anteriores [3], se pudo graficar y observar una línea de tendencia la cual responde a la siguiente ecuación:

$$W_G = 21.8 \left[\frac{P_{prom}}{R_0} \right] \quad (5)$$

Donde: R_0 = Radio de la barra sin corroer en mm.

Muñoz (2009), determino la relación entre el ancho de grietas y el nivel de corrosión a partir de 2 columnas y 2 vigas T de concreto reforzado expuestas al ambiente atmosférico natural no protegido de lluvia de la ciudad de Madrid, España durante un periodo de 17 años. Las columnas con dimensiones de 0.2X0.2X2 m de largo y las vigas T consistió en un patín de 0.3X0.1 m y alma de 0.2X0.1 m, ambos elementos con diferente cuantía de acero [22].

El concreto utilizado fue servido por una central y transportado por un camión tipo trompo al cual se le añadió un 3% de calcio hidratado al agua de fabricación. El curado se realizó durante 7 días mediante la colocación de plásticos para evitar la deshidratación y una vez finalizado éste, se retiraron los plásticos quedando los elementos expuestos a las condiciones ambientales sin ninguna protección de lluvia

Para estudiar la evolución del ancho grieta en el periodo de 17 años, se realizaron 12 mediciones de anchos de grieta para la viga T, y 8 mediciones para la columna. Además, para correlacionar los datos obtenidos en esta investigación Muñoz utilizó las ecuaciones empíricas 6 y 7 para estimar los valores de las constantes de proporcionalidad y poder determinar la penetración del ataque por corrosión necesaria para generar ciertos anchos de grietas en la superficie del concreto.

$$W = K * \left[\frac{P_x}{c/\phi} \right] \quad (6)$$

$$W = K' * \left[\frac{P_x}{R_0} \right] \quad (7)$$

Donde: W = Ancho de la grieta.

c = Recubrimiento de la barra de acero de refuerzo.

ϕ = Diámetro original de la barra de acero de refuerzo.

R_0 = Radio original de la barra de acero de refuerzo.

K y K' = Factores de proporcionalidad.

P_x = Penetración de la corrosión en el tiempo, obtenida por la siguiente ecuación:

$$P_x = 0.0115 * I_{corr} * t \quad (8)$$

Donde: I_{corr} = Velocidad de corrosión en $\mu\text{m}/\text{año}$, cuya media anual para este estudio se situó entre 1.5 y 2.0 $\mu\text{m}/\text{año}$.

Una vez realizados los cálculos, se obtuvieron los siguientes valores de la constante de proporcionalidad K para las dos velocidades de corrosión:

- Viga T.

$$k = \begin{cases} 14.24 & \text{si } I_{corr} = 1.5 \mu\text{m}/\text{año.} \\ 10.68 & \text{si } I_{corr} = 2.0 \mu\text{m}/\text{año} \end{cases}$$

- Columna.

$$k = \begin{cases} 20.35 & \text{si } I_{corr} = 1.5 \mu\text{m}/\text{año.} \\ 15.26 & \text{si } I_{corr} = 2.0 \mu\text{m}/\text{año} \end{cases}$$

Andrade y Torres (2010), determinaron el valor de las constantes de proporcionalidad K y K' (ecuaciones 9 y 10), a partir de los mismos elementos estructurales de la investigación de Muñoz y, empleando las ecuaciones empíricas (6 y 7), con el fin de calcular la P_x , necesaria para estimar los posibles anchos de grietas a través del tiempo [23].

$$K_{(mm)} = \frac{W_{(mm)} * C_{(mm)}}{0.0115 * I_{corr (mm/año)} * t_{(mm)} * \phi_{(mm)}} \quad (9)$$

$$K_{(mm)} = \frac{W_{(mm)} * R_{0(mm)}}{0.0115 * I_{corr (mm/año)} * t_{(mm)}} \quad (10)$$

Para generar el análisis estadístico, utilizaron los datos de Muñoz, así como datos obtenidos en pruebas de corrosión acelerada desarrolladas en laboratorio por otros investigadores. Los datos se ajustaron a gráficas para encontrar líneas de tendencias que describieran la relación entre el ancho de grieta (W) y los cocientes $P_x/(C/\phi)$ y P_x/R_o , para finalmente obtener los valores de los factores de proporcionalidad K y K' . A continuación se presentan las ecuaciones obtenidas el estudio para corrosión natural (11) y para corrosión acelerada (12), [23].

- Elementos con corrosión natural (investigación de Andrade y Torres, 2010).

$$W = 9.5 * \left[\frac{P_x}{C/\phi} \right] \quad (11)$$

- Elementos con corrosión acelerada (otros investigadores).

$$W = 4.7791 * \left[\frac{P_x}{C/\phi} \right] \quad (12)$$

Andrade, Alonso y Molina (1993-I), estudiaron experimentalmente la evolución de las grietas por corrosión en el acero utilizando cuatro probetas que simulaban pequeñas vigas de concreto reforzado con una sola barra de refuerzo y recubrimiento de 2 a 3 cm. El proceso de corrosión fue generado mediante la aplicación de una corriente artificial. La pérdida de área en las barras y la correspondiente evolución en las grietas se monitoreo con el uso de medidores de tensión unidos a la superficie de las vigas [24].

En las cuatro probetas la relación entre la reducción del diámetro de las barras de refuerzo y el ancho máximo de grieta medido en la superficie del concreto fue aproximada a una función lineal. De esta manera la relación entre el incremento en el ancho de la grieta (ΔW) y la correspondiente pérdida de diámetro en la barra ($\Delta\phi$), está dada por la siguiente ecuación:

$$\Delta W = \gamma * \Delta\phi \quad (13)$$

Donde: γ = Factor que depende de la corriente aplicada y de la sección transversal.

Thoft-Christensen (2000), para determinar el deterioro de estructuras de concreto reforzado propuso un modelo estocástico cuyo objetivo fue estimar la confiabilidad de una determinada estructura en base a las mediciones de los anchos de las grietas (ΔW). El modelo se divide en seis etapas en él que, en la quinta etapa Thoft propone la ecuación 14 para estimar la evolución de las grietas en el concreto reforzado debidas a la corrosión del acero [25].

$$\frac{1}{2} * \left[\frac{\phi/2}{\phi/2 + C} + 1 \right] * C * \Delta W = (\alpha - 1) * \pi * \phi * \left[\frac{\Delta\phi}{2} \right] \quad (14)$$

Donde: C = Recubrimiento del concreto.

ϕ = Diámetro de la barra de acero de refuerzo.

α = Relación entre las densidades del acero y los productos de corrosión.

Thoft considera que a partir de la grieta inicial por corrosión (ΔW_0), el incremento en el volumen de la grieta es proporcional al volumen de los productos de corrosión producidos cuando el diámetro de la barra se reduce ($\phi - \Delta\phi$) como se observa en la figura 9 [25].

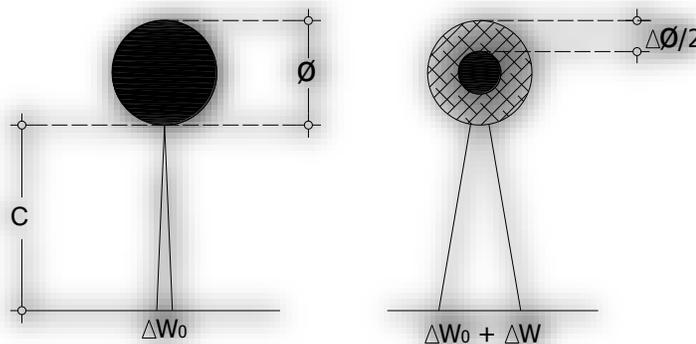


Figura 9. Evolución de la grieta por corrosión (Thoft, 2000).

Díaz (2012), desarrolló un modelo para estimar el perfil de confiabilidad de una estructura de concreto reforzado sujeta a corrosión del acero de refuerzo, estimando la pérdida de diámetro de la barra en función de la evolución del ancho de grieta. El modelo se desarrolló a partir del modelo estocástico de Thoft y empleando los datos de medición del ancho de grietas, correspondientes al trabajo experimental de Muñoz (2009), en el paso tres del modelo determina las ecuaciones 15 y 16 para dos zonas de exposición del elemento [2].

- Ancho de grieta zona de borde.

$$W = -2.73 \left[\frac{C}{\phi} \right]^{-1} - 6.89[P_X] + 62.68 \left[\frac{P_X}{C/\phi} \right] \quad (15)$$

- Ancho de grieta zona central.

$$W = 0.41 - 2.73 \left[\frac{C}{\phi} \right]^{-1} - 6.89[P_X] + 62.68 \left[\frac{P_X}{C/\phi} \right] \quad (16)$$

En la tabla 1 se presentan las ecuaciones que se utilizan para calcular los anchos de grietas en elementos expuestos a corrosión en base a las investigaciones antes citadas.

Tabla 1. Ecuaciones para determinar el ancho de grieta.

Autor	Ecuación	No.
Torres y Martínez (2001).	$W = 21.8 \left[\frac{P_X}{R_0} \right]$	(5)
Muñoz (2009).	$W = K * \left[\frac{P_X}{C/\phi} \right]$ $k = \begin{cases} 20.35 & \text{si } I_{\text{corr}} = 1.5 \mu\text{m/año.} \\ 15.26 & \text{si } I_{\text{corr}} = 2.0 \mu\text{m/año} \end{cases}$	(6)
Andrade y Torres (2010).	$W = 9.5 * \left[\frac{P_X}{C/\phi} \right]$	(11)
Otros investigadores (2010).	$W = 4.7791 * \left[\frac{P_X}{C/\phi} \right]$	(12)
Díaz (2012): Borde.	$W = -2.73 \left[\frac{C}{\phi} \right]^{-1} - 6.89[P_X] + 62.68 \left[\frac{P_X}{C/\phi} \right]$	(15)
Díaz (2012): Central.	$W = 0.41 - 2.73 \left[\frac{C}{\phi} \right]^{-1} - 6.89[P_X] + 62.68 \left[\frac{P_X}{C/\phi} \right]$	(16)
Thoft (2000).	$W = \left[\frac{[(\alpha - 1) * \pi * \phi * \left[\frac{\Delta\phi}{2} \right]]}{\left[\frac{1}{2} * \left[\frac{\phi/2}{(\phi/2)+C} + 1 \right] * C \right]} \right]$	(14)

NOTA: El valor de la profundidad de penetración de la corrosión se puede calcular con la ecuación 8. Por otro lado la ecuación de Thoft (14) permite calcular la pérdida de diámetro en el acero de refuerzo ($\Delta\phi$) a partir de que se pueda conocer el ancho de grieta por las ecuaciones (5-16).

1.5. Pérdida de durabilidad en estructuras de concreto reforzado/presforzado por corrosión.

La pérdida de durabilidad en una estructura de concreto reforzado/presforzado, se puede definir como la falta de capacidad para resistir cualquier proceso de deterioro que modifique la geometría, calidad y características de la estructura. En México el diseño de estructuras de concreto, generalmente se realiza con las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-RCDF, 2004) o las de la American Concrete Institute (ACI, 2005), en dichos reglamentos sólo se presentan parámetros teóricos basados en el uso y condiciones a las que estará expuesta la estructura durante su vida útil sin presentar argumentos matemáticos que nos permitan realizar el diseño por criterios de durabilidad.

Debido a la complejidad del proceso de corrosión en el concreto reforzado y aunado a la falta de criterios en los reglamentos que nos permitan diseñar estructuras por criterios de durabilidad en base a la corrosión del acero de refuerzo, algunos investigadores han propuesto modelos de durabilidad que relacionan la degradación del acero en función del tiempo.

Tuutti (1982), propone un modelo (ver figura 10) en el cual se basan la mayoría de los ya existentes, él diferencia dos etapas (T_1 y T_2) para determinar la vida útil (T_{VU}) de una estructura [24].

$$T_{VU} = T_1 + T_2 \quad (17)$$

Donde: T_{VU} = Tiempo de vida útil de la estructura.

T_1 = Tiempo de penetración de los agentes agresores (CO_2 y Cl).

T_2 = Tiempo de propagación de la corrosión.

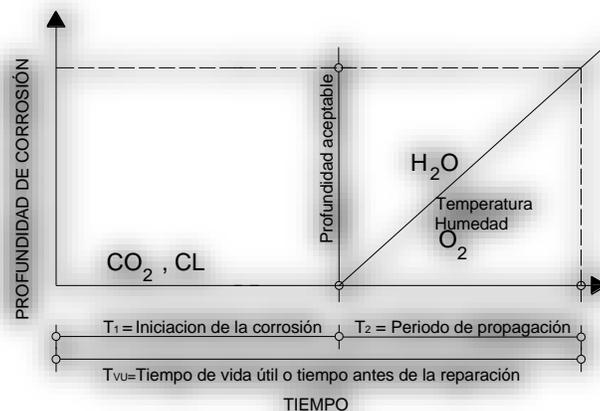


Figura 10. Tiempo de vida útil de una estructura (Tuutti ,1982).

En México, el **Instituto Mexicano del Transporte (IMT)** en búsqueda de nuevos conocimientos a través de Torres y Martínez (2001), desarrollaron un modelo empírico para determinar la duración de T_1 y T_2 con base en el modelo de durabilidad de Tuutti. Así mismo, consideran un periodo de vida residual, el cual se puede expresar en función de la capacidad de carga del elemento estructural y se considera que este periodo finaliza hasta un límite inaceptable de resistencia del elemento estructural como se observa en la figura 11 [3].

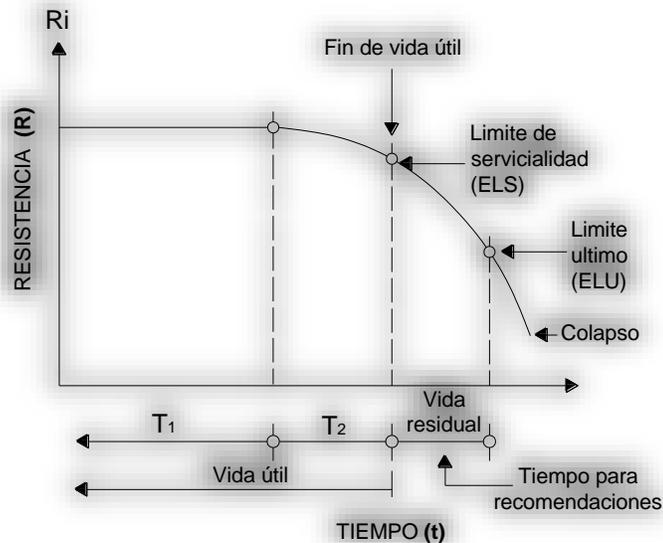


Figura 11. Modelo de durabilidad (Torres y Martínez, 2001).

Como se puede observar en el modelo de Torres y Martínez la resistencia inicial (R_i) de un elemento o una estructura disminuye conforme ésta se encuentre expuesta a agentes degradantes a través del tiempo.

Para determinar el tiempo de inicio de la corrosión T_1 , ellos consideran que la corrosión es iniciada por penetración de iones de cloruro y utilizan la ecuación 18 que es una de las soluciones para la segunda ley de Fick [3].

$$T_1 = \frac{1}{12D_c} \left[\frac{c}{1 - \sqrt{C_{crit}/C_0}} \right]^2 \quad (18)$$

Donde: D_c = Coeficiente efectivo de difusión del cloruro en el concreto [3].

C_{crit} = Concentración crítica de cloruros a la profundidad del acero de refuerzo, en porcentaje del peso del cemento [3].

C = Es el recubrimiento del acero de refuerzo.

C_0 = Concentración de cloruro en la superficie del elemento [3].

Asimismo emplean la ecuación 19 para estimar el valor de T_2 , considerando que esta etapa finaliza cuando las grietas en la superficie del recubrimiento de concreto tienen un ancho mayor a 0.1 mm.

$$T_2 = \frac{X_{crit}}{i_{corr}} \quad (19)$$

Donde:

X_{crit} = Cantidad de corrosión necesaria para agrietar el recubrimiento de concreto (ver figura 12), Se determina con la ecuación 20 y si la corrosión es uniforme el cociente (C/L) en la ecuación es igual cero.

i_{corr} = Velocidad de corrosión promedio; se puede obtener a partir de parámetros conocidos (relación agua/cemento, humedad relativa y temperatura ambiente, etc.) y haciendo uso de la ecuación 21.

$$X_{crit} = .011 \left[\frac{C}{\phi} \right] \left[\frac{C}{L} + 1 \right]^{1.95} \quad (20)$$

$$i_{corr} \approx C_T * (K_0)(i_0) \quad (21)$$

Donde: ϕ = Diámetro de la barra de acero en mm.

L = Longitud del área anódica en mm.

i_0 = Velocidad de corrosión estimada a 20°C [3].

K_0 = Coeficiente dependiente de la relación agua/cemento del concreto [3].

C_T = Coeficiente que considera el efecto de la temperatura [3].

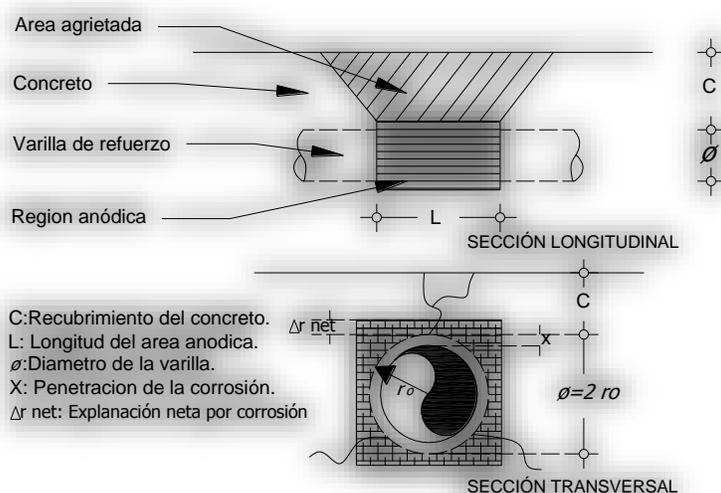


Figura 12. Parámetros en el agrietamiento del concreto por corrosión del acero.

A pesar de que el proceso para determinar T_1 y T_2 es relativamente complejo, ellos en base a estudios observados para muestras expuestas a ambientes marinos señalan que la duración de T_2 es únicamente entre 1 y 5 años dependiendo principalmente de la velocidad de corrosión (i_{corr}). En cambio el periodo T_1 podría prolongarse en el mejor de los casos, entre 50 y 100 años, dependiendo de la calidad del concreto. Por esto, las tendencias actuales para el diseño por durabilidad de estructuras de concreto en ambientes marinos se enfatizan en prolongar el periodo T_1 el mayor tiempo posible [3].

1.6. Corrosión en puentes

A lo largo de la historia los puentes vehiculares han presentado múltiples daños debido a su exposición con el medio ambiente, uno de estos daños es el efecto de la corrosión del refuerzo en los puentes hechos de concreto reforzado/presforzado, que ha sido poco estudiado. En la tabla 2 se enlistan algunos puentes que han colapsado o presentado problemas por corrosión en los materiales con los cuales están construidos.

En EE. UU. Es donde se han documentado de forma más oportuna y completa los casos de fallas súbitas por corrosión de las estructuras de concreto. De acuerdo a la serie televisiva titulada "Dangerous Crossing" producida por la televisora NBC en 1994, señalo que los 50 estados de ese país presentaban puentes de concreto dañados sumamente por corrosión, e inclusive en estado crítico. En total la NBC identificó 26,883 puentes dañados con condiciones serias que comprometían su uso [26].

En México desafortunadamente no existe una recopilación completa de información de fallas en puentes relacionadas con corrosión, sin embargo en el 2010 SIPUMEX, público que el 7 % de los puentes de la infraestructura carretera y autopistas federales presentan daño por corrosión. Sin duda en México el caso más conocido y estudiado de un puente sujeto a la acción destructiva de la corrosión, es el puente de la Unidad en el Estado de Campeche, éste fue construido en el año 1982 y en el año 1986 fue cuando se empezó a detectar deterioro en algunas zonas de la subestructura al realizarse evaluaciones rutinarias. Las acciones de reparación tomadas en aquel entonces fueron las siguientes: limpieza del pilote, inyección de grietas con resinas, colocación de mallas de refuerzo, ancamisado de pilotes con fibras de vidrio e inyección de lechada, a pesar de los esfuerzos realizados, el puente siguió sufriendo daños muy severos por corrosión, tan es así, que en el año 2012 la SCT inicio la construcción de un nuevo puente que sustituirá al antiguo dañado.

Tabla 2. Lista de puentes vehiculares dañados.

Puente	Ubicación	Fecha	Daño
Silver	Ohio, EE. UU.	15 de diciembre de 1967 (39 años servicio)	Colapso, 46 muertos y 37 vehículos destruidos
Mianus	Connecticut, EE. UU.	28 de junio de 1983 (25 años servicio)	Un claro de 30 m. cayó al río, 3 muertos, 2 vehículos y camiones con remolque.
Schoharie Creek	New York, EE. UU.	5 de abril de 1987 (32 años servicio)	10 personas muertas
I-35W	Minneapolis, EE. UU.	1 de agosto de 2007 (40 años servicio)	Al menos 7 personas muertas y más de 50 vehículos destruidos.
General Rafael Urdaneta	Zulia, Venezuela	24 de agosto de 1962 (en servicio)	El alto contenido de cloruro en el lago, han penetrado pilotes, cabezales y pilas de concreto.
La Unidad o Isla Aguada- Puerto Real	Campeche, México	26 de noviembre de 1982 (en servicio)	Pilotes afectados: presencia de óxido, humedad y varillas a la intemperie, incluso en áreas previamente reparadas

En este capítulo de la tesis se ha limitado a dar una idea general al lector acerca del fenómeno de la corrosión en el acero del refuerzo en estructuras de concreto reforzado, las formas en las que se inicia ésta y el impacto que tiene en la durabilidad de la estructura. De la misma manera se describen brevemente los modelos de durabilidad que se ha propuesto para comprender mejor el impacto del fenómeno.

En el siguiente capítulo se definen conceptos importantes y métodos matemáticos para el análisis de confiabilidad y riesgo llevado a cabo en la presente tesis, tales como: estados límite, confiabilidad, índice de confiabilidad, probabilidad de falla, riesgo, índice de confiabilidad óptimo y se describen de manera simplificada los criterios de decisión para determinar el nivel de confiabilidad de la estructura y poder generar recomendaciones.

CAPÍTULO II

ASPECTOS BÁSICOS DEL ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD Y RIESGOS EN Puentes

Durante las distintas etapas del diseño de un puente vehicular o de la vida de servicio del mismo, los ingenieros deben tomar decisiones relacionadas con el nivel de seguridad de dicha estructura. Por ejemplo, para el diseño de una nueva estructura es necesario tomar decisiones respecto a los factores de seguridad, o para de la revisión de la integridad mecánica de estructuras existentes, o con respecto a la frecuencia de inspección y políticas de mantenimiento que permitan garantizar que la estructura opere en condiciones apropiadas de seguridad.

Generalmente, esta toma de decisiones se da en condiciones que no están libres de incertidumbre, sin embargo, éstas pueden caracterizarse por medio del análisis de confiabilidad y riesgo (ACR), con el cual es posible determinar la seguridad de una estructura. El ACR provee el marco apropiado para considerar explícitamente las incertidumbres inherentes al proceso de diseño y revisión de estructuras. Para esto, es necesario establecer límites permisibles acordes con el riesgo aceptable, que pocas veces se considera de manera explícita.

2.1. Análisis estructural

El diseño estructural, se puede concebir como el proceso creativo mediante el cual se definen las características del sistema de manera que cumpla en forma óptima con sus objetivos. Este proceso de diseño está integrado principalmente por los siguientes tres aspectos fundamentales: estructuración, análisis estructural y dimensionamiento, siendo el análisis estructural el más importante, debido a que la función principal del sistema estructural de una estructura es soportar acciones permanentes, variables y accidentales así, como, las derivadas de su exposición al medio ambiente (corrosión en el acero de refuerzo/presfuerzo) para que cumpla de forma óptima el objetivo para la cual fue construida [27].

Las acciones solas o en combinación, le ocasionan a la estructura esfuerzos, deformaciones, desplazamientos y daños que disminuyen significativamente su durabilidad y ponen en riesgo la seguridad de los usuarios. Bajo esta condición, es necesario que una estructura se mantenga dentro de los límites que no afecten su correcto funcionamiento y estabilidad, para que pueda cumplir sus funciones estructurales de forma óptima [27].

2.2. Estados límite

Se define al estado límite como el punto a partir del cual la respuesta de la estructura se considera inaceptable (figura 13). Aquellos relacionados con la seguridad, se denominan estados límite de falla (ELF) y corresponden a situaciones en las que la estructura sufre una falla total o parcial, o simplemente presenta daños que afectan su capacidad para resistir nuevas acciones. El otro tipo de estado límite se relaciona con aquellas situaciones que, aún sin poner en riesgo la seguridad de la estructura, afectan el correcto funcionamiento a este estado se le denomina estado límite de servicio (ELS) y comprende las deflexiones, agrietamientos y vibraciones excesivas, así como el daño en elementos no estructurales [27].

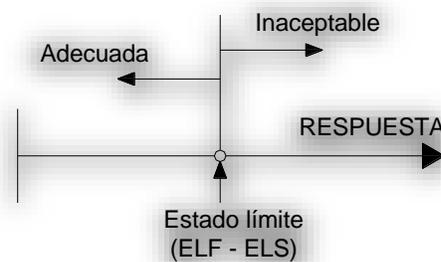


Figura 13. Representación esquemática del estado límite (Meli, 2008).

Para determinar si una estructura no ha sobre pasado un estado límite, se deberá verificar la siguiente expresión:

$$R \geq S \quad (22)$$

Donde: R = Resistencia (capacidad).

S = Efecto de las acciones (demanda).

El tratamiento de problemas que se refieren a seguridad en condiciones de incertidumbre se denomina confiabilidad estructural y conlleva necesariamente al empleo de la teoría de probabilidad para determinar dicha seguridad de la estructura.

2.3. Teoría de probabilidad

La aplicación de la teoría de probabilidad, no intenta simplemente predecir la probabilidad de que una estructura falle, si no que permite una evaluación sistemática del estado estructural y, provee herramientas para evaluar condiciones de servicio de interés, específicamente en este caso, la corrosión del acero de refuerzo [27].

a) Distribución de probabilidad

Una variable aleatoria, es aquella cuyo valor no puede establecerse con precisión al momento de tomar una decisión (por ejemplo, la resistencia de una barra de acero dañada por corrosión). Las probabilidades de que una variable tome diferentes valores están descritas por una función de distribución de probabilidades o función de densidad de probabilidades $f_x(X)$, (figura 14). Si la variable es continua, la función es tal que la probabilidad de que la variable se encuentre en un intervalo diferencial alrededor de un cierto valor X_0 vale:

$$P\left[x_0 - \frac{dx}{2} < X < x_0 + \frac{dx}{2}\right] = f_x(x_0)dx \quad (23)$$

Y por lo tanto la probabilidad de que X tome un valor menor o igual que cierta cantidad X_m , resulta:

$$P[x < x_m] = \int_{-\infty}^{x_m} f_x(x)dx = F_x(x_m) \quad (24)$$

A la función $F_x(X)$ se le llama función de distribución acumulada de probabilidades de la variable y equivale al área sombreada e identificada como a1. Por lo mismo, la probabilidad de que X resulte mayor o igual que cierto valor X_M , vale:

$$P[x > x_M] = \int_{x_M}^{\infty} f_x(x)dx = 1 - F_x(x_M) \quad (25)$$

Que corresponde al área sombreada a2 de la figura 14

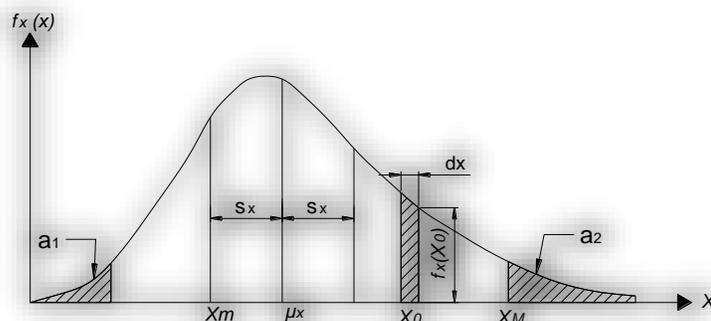


Figura 14. Descripción probabilística de una variable (Meli, 2008).

Las características más importantes de la función de distribución de probabilidades, están definidas por la posición del centroide ($media = \mu_x$) y por el momento de inercia del área bajo la curva descrita por dicha función ($varianza = \sigma^2$). A la raíz cuadrada de la varianza se le conoce como desviación estándar (σ) y el coeficiente de variación CV_X se obtiene como:

$$CV_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \quad (26)$$

Existen diversas funciones teóricas de distribución de probabilidades (Normal, Lognormal, Poisson, Weibull y Exponencial) que son representativas de fenómenos, cada una de la cuales con distintas características. La función que se emplea con más frecuencia para representar el comportamiento de una variable aleatoria es la distribución normal.

b) Distribución Normal

La distribución continua de probabilidad más utilizada en el campo de la estadística es la distribución normal o Gaussiana, ésta, describe muchos fenómenos que suceden en la naturaleza, la industria y la investigación [34]. Los parámetros más importantes de esta función de distribución de probabilidad son la media (μ) y la desviación estándar (σ) y, se constituye de manera que el área bajo la curva limitada por las dos ordenadas X_1 y X_2 sea igual a la probabilidad de que la variable aleatoria tome un valor entre x_1 y x_2 (figura 15).

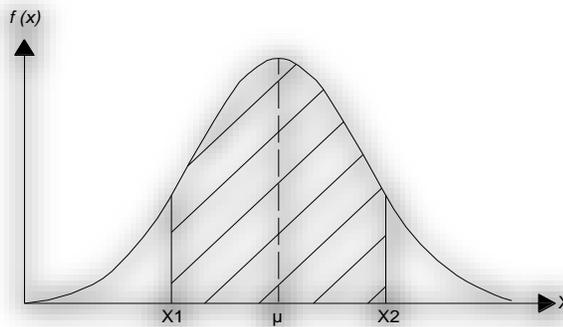


Figura 15. $P(X_1 < X < X_2) = \text{Área de la región sombreada}$ (Walpole, 2007).

Haciendo una transformación a la variable aleatoria normal, ésta se puede llevar a un nuevo conjunto de observaciones de una variable aleatoria normal Z con $\mu = 0$ y $\sigma = 1$. A dicha transformación se le conoce como estandarización de la variable aleatoria normal X .

$$Z = \frac{X - \mu}{\sigma} \quad (27)$$

Para obtener el área bajo la curva normal estándar que corresponde a $P(Z < z)$ se utiliza la tabla del anexo A. Para ilustrar el uso de la tabla se calcula la probabilidad de que Z sea menor que 1.74. Primero, se localiza el valor igual a 1.7 en la columna izquierda, después se desplaza a lo largo del renglón hasta la columna bajo 0.04, donde se lee 0.959. Por lo tanto la $P(Z < 1.74) = 0.959$, para calcular el valor de Z que corresponda a una probabilidad dada se invierte el proceso. Por otro lado, para variables que no pueden tomar valores negativos como las relacionadas a la resistencia, se pueden representar por una distribución log-normal [34].

c) Distribución log-normal

Se dice que una variable aleatoria X tiene una distribución log-normal si $\ln(X)$ tiene una distribución normal, es decir, la distribución se aplica en casos donde una transformación logarítmica natural tiene como resultado una distribución normal, para este caso los parámetros de la función de distribución de probabilidad son γ y ζ que constituyen a la media y desviación estándar de $\ln(X)$. Las probabilidades asociadas con la distribución log-normal pueden ser determinadas también con la tabla del anexo A [35].

d) Prueba de bondad y ajuste

Las pruebas de bondad y ajuste, son la metodología que nos permiten conocer que función de distribución de probabilidades es la que mejor representa el comportamiento de una variable. Para verificar tal propósito existen varias pruebas entre las que se encuentran: chi-cuadrada (χ^2) y Kolmogorov Smirnov ($K - S$) [35].

2.4. Confiabilidad estructural

La confiabilidad estructural es la probabilidad de que las resistencias sean mayores que las solicitaciones $P(R > S)$, para que una estructura no falle cuando es sometida a solicitaciones permanentes, variables, accidentales y ambientales. Así, para que una estructura se pueda considerar como segura, es imperativo garantizar que resistirá las cargas máximas a las que estará sometida durante su vida útil, sin embargo por muy conservador que sea el diseño, siempre habrá una probabilidad mayor a cero de que la acción máxima que se vaya a presentar exceda cierto estado límite (ELU Y ELS).

Matemáticamente la confiabilidad se calcula con la ecuación 28 [27].

$$\text{Confiabilidad} = 1 - \text{Probabilidad de falla } (P_f) \quad (28)$$

2.4.1. Probabilidad de falla

Considerando la idealización de que todas las variables aleatorias con cierto nivel de incertidumbre que intervienen en el diseño y análisis se pueden reducir a dos variables aleatorias independientes: (R) a la resistencia y (S) a los esfuerzos producidos por las cargas con respectivas funciones de densidad marginal de $f_R(R)$ y $f_S(S)$ (figura 16). Entonces la probabilidad de falla (P_f) se puede definir como la probabilidad de que los S sean mayores que las R y por consiguiente, ocurra un evento no deseado, ésta se puede determinar de cualquiera de las siguientes formas:

$$\begin{aligned}
 P_f &= P(R < S) \\
 P_f &= P(R - S < 0) \\
 P_f &= P\left(\frac{R}{S} < 1\right) \\
 P_f &= P(\ln R - \ln S < 0)
 \end{aligned}
 \tag{29}$$

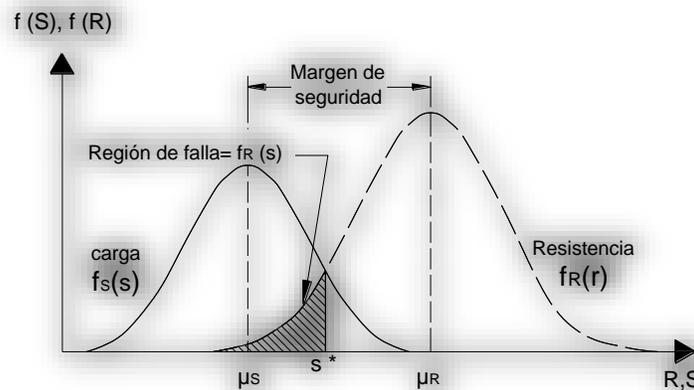


Figura 16. Representación de seguridad estructural (Meli, 2008).

Para el caso de que las variables aleatorias (R) y (S) sean independientes, **la función de densidad conjunta** se obtiene **como el producto** de las funciones de densidades marginales [$f_{RS}(r, s) = f_R(r) * f_S(s)$] y la probabilidad de falla (región achurada en la figura 16) se obtiene integrando todos los valores de $f_{RS}(r, s)$ dónde los esfuerzos sean mayores que las cargas.

$$P_f = \int f_{RS}(r, s) dr ds = \int_{-\infty}^{\infty} f_R(s) f_S(s) ds
 \tag{30}$$

A esta última integral se conoce como **"integral de convolución respecto a S"** y su significado físico es muy claro, el término $f_R(s)$ representa la probabilidad de que la resistencia R sea menor o igual que el esfuerzo S , mientras que $f_S(s)$ representa la probabilidad de que el esfuerzo S sea igual a s . En la figura 16 también se observa que la probabilidad de falla depende de las posiciones relativas $(\mu_{R,S})$ y del grado de dispersión $(\sigma_{R,S}^2)$ de $f_R(r)$ y $f_S(s)$. Esto es, si las curvas se apartan o adelgazan, la P_f decrece, mientras que si estas se acercan o alargan la P_f se incrementa. En otras palabras, la posición relativa de $f_R(r)$ y $f_S(s)$, puede medirse en función de la relación μ_R/μ_S , que se define como el factor de seguridad central o puede ser con la diferencia $(\mu_R - \mu_S)$ llamada margen de seguridad Z .

La solución analítica de la integral de convolución es posible en un número reducido de casos. El más notable es aquel en que las variables aleatorias R y S siguen distribuciones normales estandarizadas. Considerando reglas para sustracción de normales, se puede representar el margen de seguridad como una variable normal $Z \sim N(\mu_Z, \sigma_Z^2)$ en la que:

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S \quad (31)$$

$$\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (32)$$

Con estos valores la ecuación 39 pasa a ser:

$$P_f = P(R - S < 0) = P(Z < 0) = \Phi(Z) = \Phi\left[\frac{0 - \mu_Z}{\sigma_Z}\right] \quad (33)$$

Donde $\Phi (*)$ es la función de distribución de la variable normal estándar acumulada que se representa con una normal $N(0,1)$. Usando las ecuaciones (31) y (32) se llega a:

$$P_f = \Phi\left[\frac{0 - (\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right] = \Phi[-\beta] \quad (34)$$

Donde $\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z}$ es llamado índice de seguridad o índice de confiabilidad de Cornell y, la respectiva probabilidad de falla se obtiene con la tabla del anexo A.

Para casos en los que las variables R y S no se puedan reducir a simplemente dos variables y que además éstas sean dependientes, el uso de la integral de convolución ya no es válido. Por lo cual se requiere una formulación más general que involucre todas las variables básicas (x_1, \dots, x_n) que intervienen en el problema. A esta nueva función se le denomina función de estado límite o función de falla y estará dada por.

$$\mathbf{G}(\mathbf{X}) = G(x, x_2, \dots, x_n) \leq 0 \quad (35)$$

El vector $\mathbf{X} = (x_1, \dots, x_n)$ es el vector de variables básicas y $G(*)$ es la función que expresa la relación entre el estado límite y las variables básicas. La ecuación $G(\mathbf{X}) \leq 0$ divide la superficie del estado límite de la estructura en dos regiones (Segura $S \equiv \{(x_1, \dots, x_n) | g((x_1, \dots, x_n)) > 0\}$ y falla $F \equiv \{(x_1, \dots, x_n) | g((x_1, \dots, x_n)) \leq 0\}$) y la correspondiente probabilidad de falla de la función de densidad conjunta $f_x(x)$ está dada por:

$$P_f = P[G(\mathbf{X}) \leq 0] = \int_{g(x) \leq 0} f_x(x) dx \quad (36)$$

Notar que la resistencia R y el efecto de las cargas S ya no aparecen explícitamente en la formulación si no que, generalmente, dependen de forma explícita de \mathbf{X} . La integral anterior tiene las siguientes dos grandes dificultades:

- La función de densidad conjunta $f_x(x)$ generalmente no se conoce.
- La integral múltiple sobre el dominio de falla no es fácil de realizar.

Durante los últimos 30 años se han desarrollado métodos aproximados para calcular esta integral, éstos, se clasifican en niveles crecientes de acuerdo a su complejidad y a la cantidad de información con la que se cuenta como se muestra en la tabla 3. A continuación se describen brevemente los métodos más usados para determinar la probabilidad de falla:

Métodos de simulación: el principio de estos métodos es generar muestras de variables aleatorias y el número de las muestras que corresponde a la falla de la estructura se usa para determinar la probabilidad de falla.

Métodos FOSM: los Métodos de Primer Orden Momento Segundo se basan en considerar para las variables aleatorias que intervienen sus dos primeros momentos (media y varianza) con lo cual, éstas se asimilan a variables aleatorias con distribución normal, aunque no lo sea.

Debido a lo anterior la falla que se obtiene no es un valor exacto si no un valor nominal. Esta metodología se asentó hasta finales de los 60 con los trabajos de Cornell (1969) y la solución propuesta por él, a la integral 36 es la ecuación 34, la cual por simplicidad es al que se utiliza en la presente tesis para calcular al confiabilidad del caso de estudio.

Métodos FORM: los Métodos de Fiabilidad de Primer Orden se desarrollaron como una extensión de los FOSM. Éstos usan también una aproximación lineal para la función de estado límite pero se dispone de más información sobre la incertidumbre del problema ya que se trabaja con la función de densidad conjunta de las variables aleatorias que intervienen

Métodos SORM: los Métodos de Fiabilidad de Segundo Orden utilizan una aproximación cuadrática de la función de falla y, la probabilidad de falla se estima para la superficie de falla cuadrática obtenida en la aproximación.

Métodos de decisión: En estos métodos se toman en cuenta las consecuencias de (costo) de falla y se usa el riesgo como una medida de la fiabilidad. En el análisis de costo-beneficio o análisis de riesgo se trata de maximizar el benéfico total de una estructura a lo largo de su vida útil, de esta manera se tiene entonces un problema de diseño óptimo basado en fiabilidad.

Tabla 3. Niveles de evaluación para una estructura (Muñoz, 2009).

Nivel "Métodos"	Descripción	Distribuciones de probabilidad	Mecanismo de comprobación
I: "Códigos"	Normatividad	No se usan	Coefficientes de seguridad parciales
II: "Momento segundo"	Confiabilidad de primer orden	Distribuciones Normales para los datos	Probabilidad de falla nominal P_{fn}
III: "Exactos"	Simulación o transformaciones (FORM- Montecarlo)	Cualquier distribución estadística	Probabilidad de falla P_f
IV: "Decisión"	Cualquiera de las anteriores más el análisis económico.		Costo mínimo – Beneficio máximo

2.4.2. Índice de confiabilidad (β)

El índice de confiabilidad (β) es el valor que permite determinar si un sistema estructural es confiable (seguro), ya que si durante el diseño o revisión de éste, el valor del β es grande ($\beta \geq 3.0$) la probabilidad de que éste falle es mínima ($P_f \geq 10 \times 10^{-3}$) y tiende a cero. Recíprocamente si el valor de β es bajo ($\beta \leq 2.0$), el sistema se considerará inseguro y por consecuente la probabilidad de que éste falle es alta [37].

Debido a que el análisis de confiabilidad de una estructura (puente vehicular) es complejo, para obtener el β real de la estructura, se pueden obtener los índices de confiabilidad de cada elemento estructural que la conforman (trabes, pilas, cabezales, estribos, zapatas) y tomar como β real de la estructura, al índice más desfavorable que resulta de analizar a cada uno de los elementos, ya que se considera que si en un sistema estructural uno de sus elementos falla, el sistema podría sufrir un falla total .

Cabe resaltar que el valor del β difiere dependiendo del reglamento, código y solicitudes que se estén utilizando al momento de diseñar o revisar una estructura ya existente. En la tabla 4 se presentan valores de índice de confiabilidad para distintos reglamentos según la naturaleza de las cargas actuantes.

Tabla 4. Índices de confiabilidad utilizados en códigos estructurales.

Reglamento	Comentarios	β
AISC, LRFD 1984, ANSI A 58.1 1982	Cargas verticales (muertas, vivas y de nieve).	3.00
	Cargas verticales y de viento.	2.50
	Cargas verticales y sísmicas.	1.75
Código canadiense para acero, estructuras de concreto y puentes	Con un período de diseño de 30 años.	3.50
Eurocode	Construcción normal.	3.50
Códigos nórdicos (Dinamarca, Finlandia, Noruega, Groenlandia y Suecia)	-----	4.30

Para el caso de que la modelación probabilística se base en determinaciones subjetivas, la aproximación más racional es establecer el diseño óptimo basado en una teoría de decisiones económicas, que depende de las consecuencias de falla y del costo relativo necesario para incrementar la seguridad estructural, se asume que si el costo que incrementa la seguridad es pequeño éste se podrá aplicar.

Basado en el razonamiento anterior The Joint Committee for Structural Safety (JCSS) propone los valores de β mostrados en la tabla 5 [36].

Tabla 5. Índice de confiabilidad para un periodo de referencia (JCSS, 1989).

Costo relativo (ΔR)	Consecuencias		
	Menores	Moderadas	Graves
Alto	$\beta = 3.1 (P_f \approx 10^{-3})$	$\beta = 3.3 (P_f \approx 10^{-4})$	$\beta = 3.7 (P_f \approx 10^{-4})$
Normal	$\beta = 3.7 (P_f \approx 10^{-4})$	$\beta = 4.2 (P_f \approx 10^{-5})$	$\beta = 4.4 (P_f \approx 10^{-6})$
Bajo	$\beta = 4.2 (P_f \approx 10^{-5})$	$\beta = 4.4 (P_f \approx 10^{-5})$	$\beta = 4.7 (P_f \approx 10^{-6})$

Nowak (2007), recomienda valores de β y su respectiva P_f para el análisis y revisión de estructuras que se muestran en la tabla 6. Cabe resaltar que él recomienda un valor de $\beta = 3.5$ para estructuras de acero y elementos de concreto reforzado/presforzado, y señala que a partir de un $\beta = 2.0$ una estructura se considera insegura [37].

Tabla 6. Índice de confiabilidad recomendados (Nowak, 2007).

P_f	β
10^{-1}	1.28
10^{-2}	2.33
10^{-3}	3.09
10^{-4}	3.71
10^{-5}	4.26
10^{-6}	4.75

2.5. Riesgo

En términos de ingeniería estructural, se puede definir al riesgo como la posibilidad de que en una estructura o elemento estructural suceda un daño, desgracia o contratiempo. Matemáticamente el riesgo (R) se define como el valor del producto de las consecuencias indeseables (C_C), por la probabilidad de que ocurran éstas (P_f) [28].

$$R = C_C * P_C \quad (37)$$

El análisis de riesgo es una herramienta importante para la toma de decisiones, y cuando estas decisiones afectan el bienestar de las personas, los bienes o el medio ambiente, se requiere cuantificar dicho riesgo y poder mitigar sus efectos. El análisis de riesgo de una estructura consiste en responder las siguientes preguntas.

- ¿Qué puede suceder?
- ¿Cuál es la probabilidad de que esto suceda?
- ¿Si sucede cuales serían las consecuencias?

Responder la primera pregunta requiere un análisis de las condiciones que conducen a que ocurra un daño o una pérdida, responder a la segunda pregunta requiere determinar las probabilidades de esas condiciones y, responder a la tercera requiere determinar la magnitud de daños o pérdidas esto mediante técnicas de evaluación económica y en algunos casos, técnicas de análisis de preferencias y actitud al riesgo. En el comportamiento estructural de puentes, el riesgo puede definirse como la probabilidad de falla de la estructura multiplicado por el costo de esta falla, incluyendo en éste último, el uso de una ruta alternativa, la pérdida por demoras, la reparación o reposición del puente entre otros que puedan derivarse [28].

2.6. Optimización estructural

De acuerdo a Meli (2008), la confiabilidad adecuada de una estructura está asociada a un costo, que debe minimizarse, mediante la búsqueda de un factor óptimo que equilibre la confiabilidad de la estructura con su precio. Para plantear el problema correctamente es necesario definir una función objetivo, la cual, se utiliza para optimizar el costo total de la estructura (C_T). Para esto debemos considerar la inversión inicial (C_0) y una medida de los posibles daños que se causarían si se presenta una falla, ésta, integrada por el costo de las consecuencias de falla (C_D) y la probabilidad de que ocurra la falla (P_f), ecuación 38.

$$C_T = C_0 + [C_D * P_f] \quad (38)$$

El término $(C_D * P_f)$ es inversamente proporcional al factor de seguridad empleado en el diseño. Es decir, cuando se tiene un factor de seguridad bajo en la estructura, su (C_T) tiende a ser elevado pues aunque la inversión es baja, los costos de falla son importantes y provocan encarecimiento de la estructura. Por otra parte, si se tiene un factor de seguridad alto, el costo también es elevado, ahora no por los costos de las consecuencias si no por la inversión inicial significativa que deriva de un sobredimensionamiento de los elementos de la estructura. Entre estos dos extremos existe un punto para el cual la seguridad es adecuada y el costo es mínimo (óptimo), en la figura 17 se muestra el procedimiento antes descrito [27].

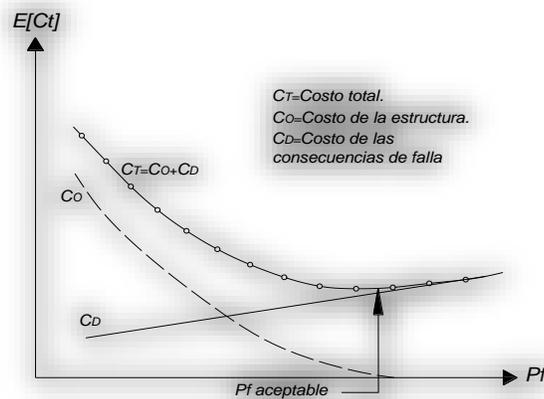


Figura 17. Representación del problema de optimación de la seguridad (Meli, 2008).

2.6.1. Índice de confiabilidad óptimo (β_a)

Este valor es el que corresponde a costos probables mínimos en el ciclo de vida de la estructura, y es el que se supone minimiza todos los costos de la estructura incluyendo los costos potenciales en el futuro debido a daños o fallas en su vida útil. De aquí que el índice de confiabilidad β real del puente, debe ser mayor β_a al óptimo.

Cuando se trata de la evaluación de estructuras existentes, como es el caso de la presente tesis, la decisión óptima respecto de la confiabilidad estructural no necesariamente está dada por el costo total esperado mínimo utilizado para diseño. Idealmente, hay que efectuar un cálculo de costo total esperado para el tiempo en que se hace la evaluación y considerar el tiempo de vida remanente de la estructura y sus costos asociados. A este costo se le conoce como costo esperado del ciclo de vida de una estructura $[C_T]$.

Stahl (1986), propone la ecuación 39 para calcular $[C_T]$, la cual está en función del costo inicial C_i y el costo de daño C_d [43].

$$E[C_T] = C_i + E[C_d] \quad (39)$$

Donde:

$$E[C_d] = PVF[C_d]P_f \quad (40)$$

Siendo PVF el factor de valor presente necesario para actualizar los costos futuros a valor presente, P_f la probabilidad de falla y $[C_d]$ el costo de daño:

$$C_d = C_r + C_e + C_f \quad (41)$$

Donde: C_r = Costo de reparación o restitución (aproximadamente 1.15 el costo inicial).

C_e = Se refiere a la pérdida económica debida a la interrupción del servicio.

C_f = Costo relacionado con fatalidades y lesiones.

A su vez PVF depende de la tasa anual neta de descuento (r) y de la vida útil del puente (T) como se muestra en la ecuación 42.

$$PVF = \frac{1 - \exp(-rT)}{r} \quad (42)$$

Si el costo inicial C_i se expresa como una función de la P_f , y se hace uso de las constantes C_1 y C_2 , donde esta última representa el incremento del costo inicial requerido para reducir la P_f por un factor $e \approx 2.71$ como se observa en la siguiente ecuación.

$$C_i = C_1 + C_2 \ln(P_f) \quad (43)$$

Entonces la P_f óptima se puede calcular minimizando el costo total esperado del ciclo de vida ($\partial E[C_t]/\partial P_f = 0$ Stahl, 1986), es decir:

$$P_f = \frac{0.435 * C_2}{PVF * (C_d)} \quad (44)$$

Así, el índice de confiabilidad óptimo se calcula con la relación $\beta_a = \phi^{-1}(1 - P_f)$, que depende de la distribución acumulada normal $\phi(x)$, con media $\mu = 0$ y desviación estándar $\sigma = 1$ y la tabla del anexo A. En este trabajo, para poder obtener la confiabilidad óptima aceptable, se usará un valor de vida útil de $T=50$ años y una tasa de descuento r de 8%. Además se empleará una relación de $C_2/C_1 = 0.045$.

2.6.2. Criterios de decisión (β VS β_a)

Una vez finalizado el ACR de la estructura y de haber obtenido el valor del índice de confiabilidad real (β) inherente a las propiedades de diseño y el índice de confiabilidad óptimo (β_a) tomando en cuenta los costos de consecuencias de falla, se deberán comparar estos valores para hacer recomendaciones a los diseñadores en el caso de que se esté planeado la construcción, o a los responsables de mantenimiento, en caso de que ya esté construida. Para el caso del puente vehicular en estudio, se utilizarán los resultados para fines de mantenimiento.

Básicamente existen 3 posibles resultados al comparar el β y β_a , que son los siguientes:

- Si $\beta_a > \beta$, entonces la estructura debe ser atendida y revisada para alcanzar, y de ser posible, superar el valor aceptable de confiabilidad. En este sentido, las decisiones de mantenimiento y re-estructuración son relevantes para incrementar el valor de β .
- Si $\beta_a = \beta$, esto significaría que la estructura es confiable aunque el deterioro provocado por el paso del tiempo la conducirá seguramente, a disminuir su índice actual de confiabilidad y llegar a estar por debajo del óptimo. Es recomendable cuidar la estructura mediante inspecciones en el futuro para que su β no quede por debajo del óptimo.
- Finalmente, si $\beta_a < \beta$, esto implica que la estructura es confiable pues su β está por encima del óptimo. Aquí se recomienda tener medidas de mantenimiento preventivo para prolongar la vida útil de la estructura.

Ya que se han definido los principales conceptos aquí utilizados para el análisis de confiabilidad y riesgo de una estructura, en el capítulo siguiente se describirán brevemente las características generales del puente en estudio y se determinarán las acciones permanentes y variables a las que está expuesto.

CAPÍTULO III

DESCRIPCIÓN DEL PUENTE EN ESTUDIO Y METODOLOGÍA PARA DETERMINAR LAS ACCIONES

Realizando un recorrido por las principales avenidas de la Zona Metropolitana del Valle de Toluca (ZMVT), se observó que la vialidad paseo Tollocan (figura 18) cuenta con importantes puentes que debido a la falta de mantenimiento presentan daños en sus elementos estructurales, siendo la corrosión del acero de refuerzo, el daño más significativo y el que se estudia en la presente tesis. Para determinar el grado de afectación que sufre un puente de esta vialidad, se tomó como caso de estudio el puente que se ubica en la intersección de esta vialidad con la Av. José María Pino Suárez ya que en sus elementos se puede observar se ha iniciado el fenómeno de la corrosión.

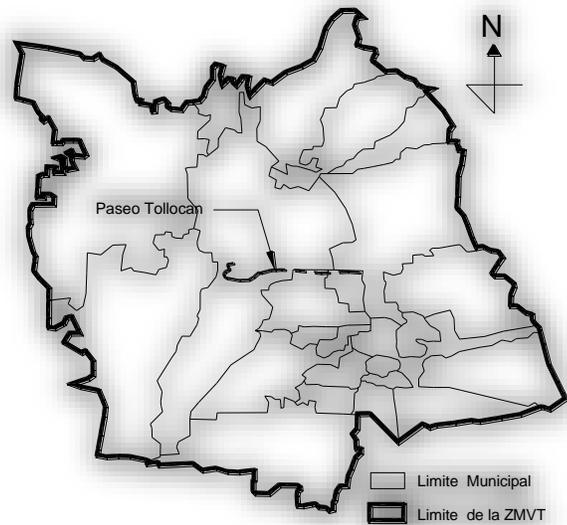


Figura 18. Distribución territorial del Valle de Toluca (ZMVT, 2012).

3.1. Descripción del puente Tollocan - Av. José María. Pino Suárez

a) Definición de paso superior vehicular (PSV)

La Secretaria de Comunicaciones y Transportes (2001), define a un paso superior vehicular como una estructura que se construye en un cruce de la carretera de referencia por encima de otra vialidad y cuyas dimensiones quedan definidas por las características geométricas y rasantes de ambas vialidades [31].

b) Antecedentes

El puente fue construido en el año de 1992 por la Dirección General de Obras Públicas Del Gobierno del Estado de México con el objetivo de agilizar el tráfico que se generaba en la intersección de estas dos importantes avenidas. El PSV fue puesto en servicio en el año de 1993 y hasta el presente año 2015 sigue agilizando el tráfico en esta intersección de la capital Mexiquense, permitiendo principalmente el tránsito continuód hacia el Distrito Federal.

c) Localización

Se localiza al sur de la ciudad de Toluca en las coordenadas: Latitud $19^{\circ}16'30.84''$ N, Longitud: $99^{\circ}38'48.15''$ O (figura 19.). La ciudad cuenta con un clima templado sub-húmedo con una temperatura media anual de 14.7°C .

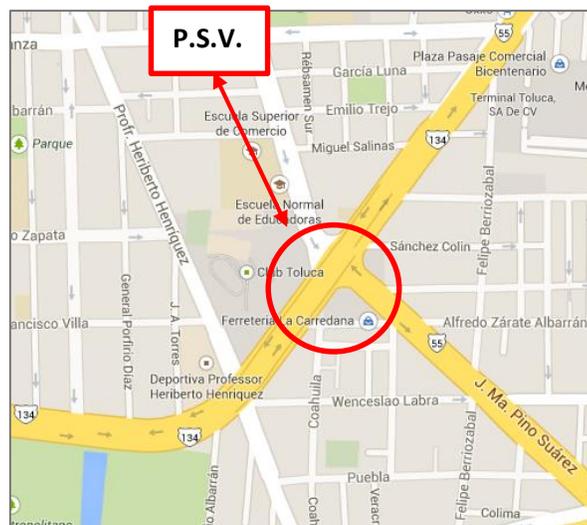


Figura 19. Ubicación del puente en estudio (Google Maps, 2014).

d) Características generales

Está construido a base de concreto reforzado para la subestructura y concreto presforzado para la superestructura debido a la longitud de los claros. Cuenta con dos cuerpos principales, uno por cada sentido de circulación (Toluca-México y México-Toluca), estos trabajan de manera independiente en la parte central y de manera conjunta en los extremos, cada cuerpo con 3 carriles de circulación. La longitud total del puente es de aproximadamente 312 m compuesta en tres tramos: uno integrado por tres claros de vigas presforzadas de 30 m de longitud y dos terraplenes de acceso. Los claros centrales están apoyados sobre 2 pilas que cuentan en la parte superior con elementos portante tipo cabezal que tienen 3 metros de voladizo en ambos lados.

Con el objetivo de simplificar la presente tesis el análisis solo se enfocara en analizar la sección transversal del claro A del cuerpo sureste (dirección Toluca- México), debido a que el análisis de riesgo y confiabilidad de un puente muy complejo. En la figura 20 se muestra un corte por elevación y la planta del cuerpo en estudio (cuerpo México-Toluca), mientras que en la figura 21 se puede apreciar una vista lateral del claro A.

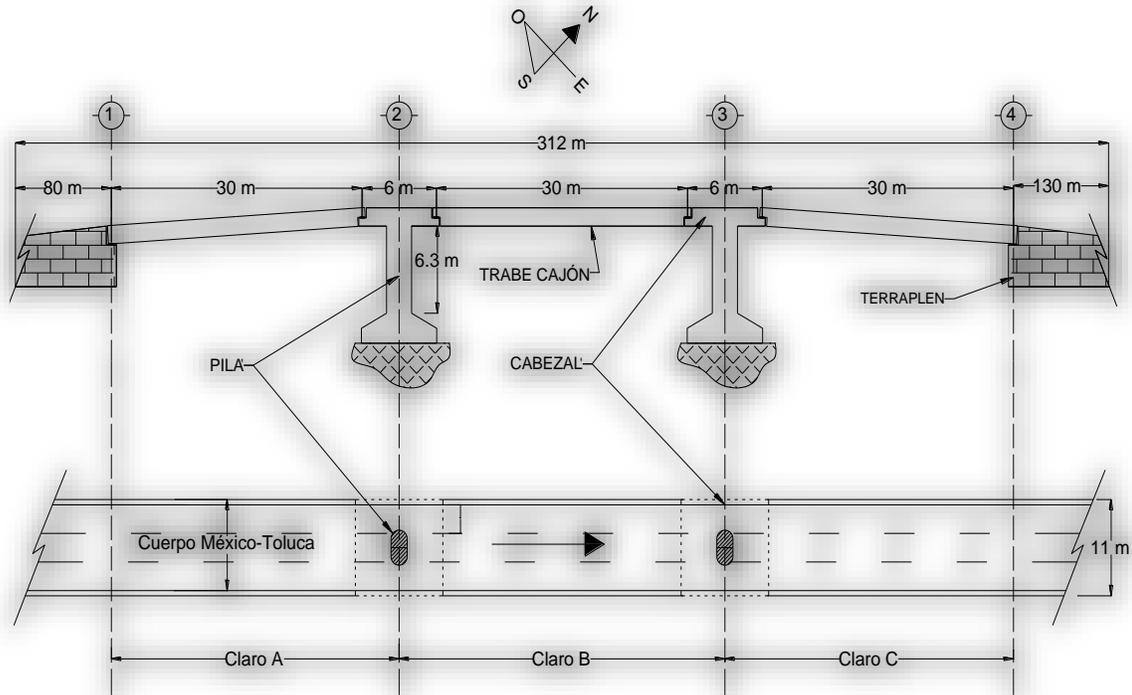


Figura 20. Corte por elevación y planta del cuerpo sureste (G.E.M., 1992).



Figura 21. Vista lateral del claro A, cuerpo sureste del puente.

e) Superestructura

La superestructura en sus tres claros está formada por una sección transversal de 11 m de ancho, integrados por una losa de concreto de 0.15 m de espesor y por 6 traveses presforzados tipo cajón de 1.35 m de peralte, 1.81 m de ancho de aletas y 30 m longitud, reforzadas con 38 torones de 1.27 cm de diámetro ($F_{sr}= 19,000 \text{ kg/cm}^2$) y 2 varillas del #6 ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$), la resistencia del concreto en la losa es de $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ y en las traveses de $f'_c=400 \text{ kg/cm}^2$. Las traveses están apoyadas en sus extremos sobre placas de neopreno que las hace trabajar como traveses simplemente apoyadas. En la figura 22 se aprecia la sección transversal del tablero y en la figura 23 se pueden observar los detalles geométricos de la sección compuesta de la trabe tipo cajón con la losa de concreto.

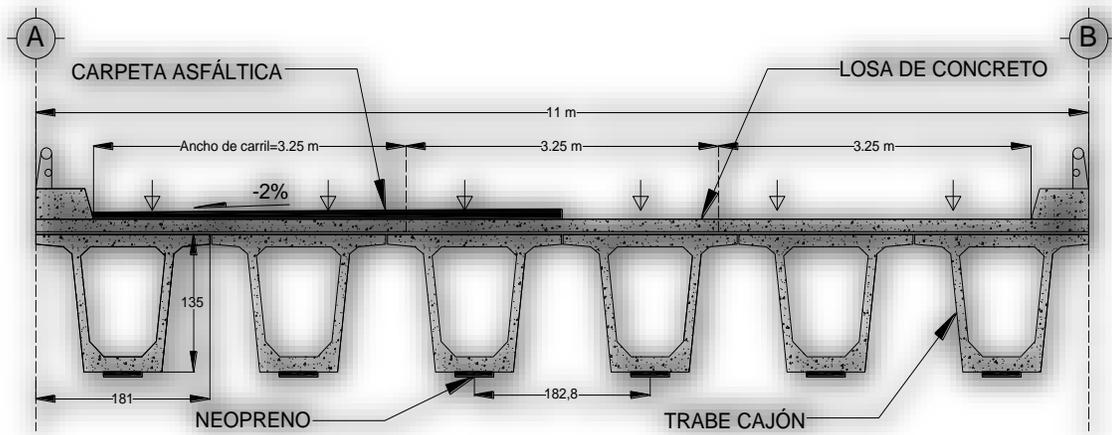


Figura 22. Sección transversal del tablero de la superestructura (G.E.M., 1992).

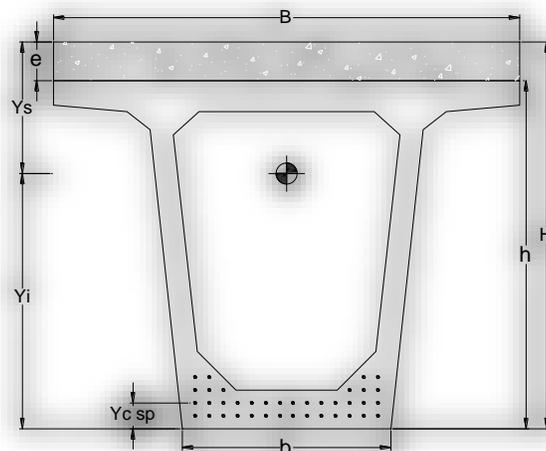


Figura 23. Sección de la trabe tipo cajón que forman los tableros (G.E.M., 1992).

Datos de la sección compuesta:

H=	1.50 m	e=	0.15 m	Ys=	0.510 m
h=	1.35 m	A=	0.832410 m ²	Ss=	0.439 m ³
B=	1.81 m	I=	0.223908 m ⁴	Si=	0.226 m ³
b=	0.81 m	Yi=	0.990 m	Yc sp=	0.100 m

Los cabezales de la columnas que sostienen a los tableros suspendidos (elementos portantes) son de sección reticular de 7.0 m X 11.0 m (figura 24). La resistencia del concreto es de $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$.

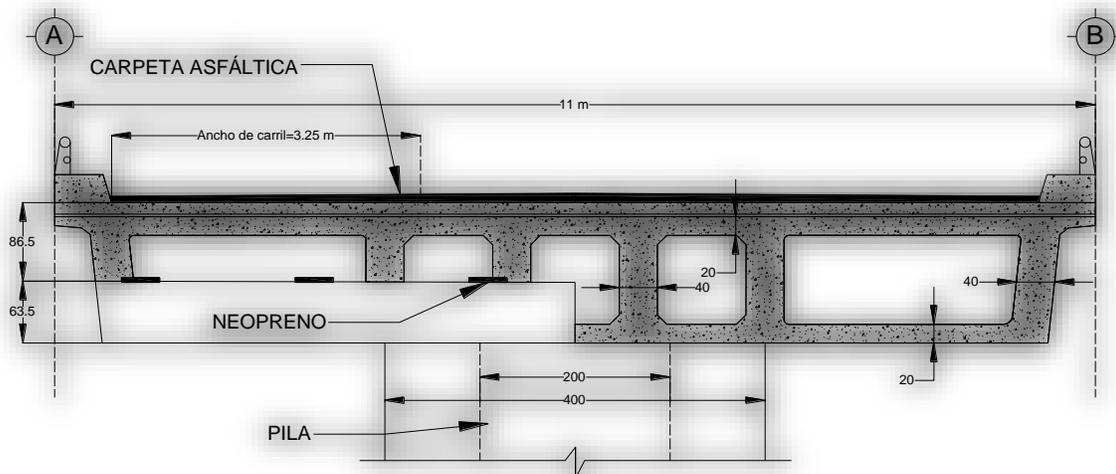


Figura 24. Elemento portante de sección reticular (G.E.M., 1992).

f) Subestructura

La subestructura del puente cuenta en los extremos con dos terraplenes de acceso (tierra armada): el primero con una longitud de 80 m (lado cuerpo A) y el segundo con una longitud 130 m (lado cuerpo B). Los tres claros en su parte central se apoyan sobre 2 pilas de concreto reforzado con una resistencia de $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ separadas a 36 m una de otra. Las pilas tiene una forma compuesta: rectangular en la parte central y semielíptica en los extremos de aproximadamente 2.0 X 4.0 m y una altura de 5.40 m. Con respecto a la cimentación es a base de zapatas aisladas de 9.0 X 6.0 m como se muestra en la figura 25.

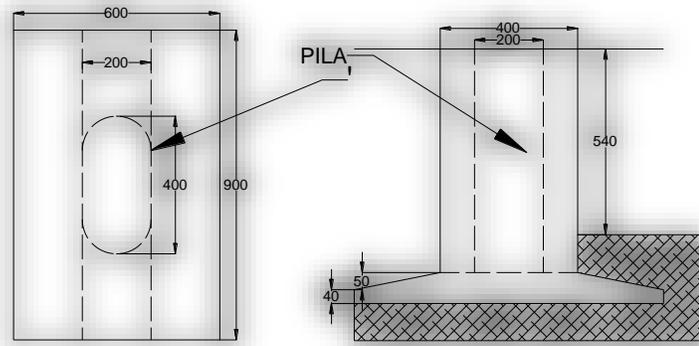


Figura 25. Planta y elevación de zapatas y pilas, cotas en cm. (G.E.M., 1992).

g) Propiedades mecánicas de los materiales.

En la tabla 7 se muestran las propiedades mecánicas del concreto, mientras que en la tabla 8 se muestran las del acero de refuerzo y presfuerzo, ambos materiales al momento de la construcción del puente.

Tabla 7. Propiedades mecánicas del concreto (G.E.M., 1992).

Propiedad	Trabes tipo cajón y losa	Cabezales, pilas y estribos	Unidades
$f'_c=$	400	250	kg/cm ²
$E=$	280,000	221,360	kg/cm ²
$\gamma=$	2,400	2,400	kg/m ³

Tabla 8. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo y Presfuerzo (G.E.M., 1992).

Propiedad	As refuerzo	As presfuerzo	Unidades
$f_{pu}=$	6,300	19,000	kg/cm ²
$f'_y=$	4,200	15,200	kg/cm ²
$E=$	2,100,000	2,100,000	kg/cm ²
$\gamma=$	4,800	4,800	kg/m ³

Para el caso de que se quisiera conocer la resistencia que actualmente tiene el concreto, ésta, se puede determinar mediante técnicas no destructivas como: medición con sonda Windsor, ultrasonidos, prueba de esclerómetro y extracción de núcleos y/o vigas entre otras. La utilización de alguno de los métodos anteriores radica en su relativa simplicidad, rapidez y en la posibilidad de realizar un gran número de determinaciones sobre la estructura sin alterar su resistencia y funcionalidad a un relativo bajo costo.

3.2. Daños por corrosión en el puente

Para conocer el grado de afectación por corrosión que los elementos estructurales tienen actualmente, se realizó un levantamiento visual de daños al puente que arrojó lo siguiente:

a) Daños en la superestructura

Las traveses presforzadas tipo cajón presentan defectos constructivos como: porosidad en la parte inferior por deficiente compactación (figura 27), el sistema de drenaje es inadecuado debido a que todas las traveses exteriores en toda su longitud se pueden observar escurrimientos que propician la corrosión (figura 28), además se observa que la mayoría de las traveses presentan grietas con un ancho promedio de 0.5 mm (figura 28), principalmente en la cara donde se encuentran los escurrimientos. La trabe con mayor índice de afectación se encuentra en el cuerpo sureste, claro A, viga externa del lado izquierdo en el sentido del flujo vehicular (figura 26).



Figura 26. Trabe desfavorable, claro A del cuerpo sureste.



Figura 27. Trabe con porosidad.



Figura 28. Trabe con escurrimientos y grietas.

b) Daños en la subestructura

En general los cuatro cabezales presentan deterioro por corrosión, sin embargo el cabezal del cuerpo noroeste claro A (sentido México-Toluca) es el que presenta un severo grado de afectación en la nariz donde descansan las traveses presforzadas. Sobre este elemento se puede observar un fuerte agrietamiento de aproximadamente 5.0 mm y escurrimientos que han originado almacenamiento de materia orgánica que ocasiona que sobre las paredes del concreto crezcan hongos y bacterias, (figura 39).



Figura 29. Cabezal con grietas e inicio de corrosión en el concreto.

Con respecto a las pilas se observó que no presentan ningún tipo de daño superficial. Por otra parte, como la estructura no presenta asentamientos o desplazamientos considerables se asume que la cimentación funciona de manera correcta.

En general, se observa la falta de mantenimiento en todos y cada uno de los elementos estructurales del puente, cabe resaltar que a pesar de que en el 2013 la dependencia encargada de la infraestructura carretera en el estado de México realizó trabajos de mantenimiento a base de pintura en los puentes de Paseo Tollocan, esto no fue suficiente, debido a que solo se maquillaron y taparon los problemas superficiales sin realizar un estudio a fondo que permita determinar la situación actual de los puentes y con ello mitigar los posibles daños que pudieran presentar a futuro.

3.3. Metodología para determinar las solicitaciones

Debido a que en la presente tesis sólo se estudiará un tablero de la superestructura, a continuación se presentaran los cálculos de las traveses tipo cajón que constituyen los tableros del puente.

a) Criterio de diseño

El puente en estudio fue diseñado con las normas de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO-1993), tomando en cuenta el diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y por las limitaciones de los materiales empleados de acuerdo con las especificaciones AASHTO. El puente se proyectó considerando las siguientes cargas y fuerzas que a continuación se definen.

- Permanentes: Son aquellas que actúan permanentemente sin variar significativamente (asfalto, losa, traveses, diafragmas, banquetas, guarniciones y parapeto, etc...).
- Cargas variables: Son aquellas que tienen una variación importante durante la vida útil de la estructura, con una alta frecuencia de ocurrencia (cargas vehiculares y peatonales).
- Cargas eventuales: Son aquellas que ocurren ocasionalmente durante la vida útil de la estructura (sismo y viento).

b) Carga muerta

De acuerdo a la geometría y dimensiones de la superestructura, para una trabe tipo cajón se tiene la siguiente carga y elementos mecánicos que se muestran en la tabla 19 debido al peso propio de la estructura.

Tabla 9. Análisis de carga muerta sobre una trabe.

Losas	W Los=	651.6	kg/m
Trabe	W Tra=	1,346.2	kg/m
Asfalto	W asf=	195.0	kg/m
Guarnición	W guar=	72.0	kg/m
Parapeto	W pto=	20.0	kg/m
• Carga muerta	W m=	2.285	Ton/m
• Momento por carga muerta:	M cm max=	257.04	Ton*m
• Cortante por carga muerta:	V cm max=	34.30	Ton

NOTA: Los valores del cortante (V cm max) y momento (M cm max) máximo en la trabe por carga muerta se determinaron como si fuera una viga simplemente apoyada.

c) Carga viva

Para el caso de la carga viva, existen dos tipos de elementos mecánicos producidos por esta: unos son los producidos por los vehículos que fueron considerados durante el diseño del puente y los otros son los producidos por los vehículos que circulan actualmente por él.

- **Carga viva de proyecto**

Para el cálculo de la carga viva de proyecto se consideró en un carril un vehículo tipo T3-S2-R4 (figura 30) y en los otros dos restantes dos HS-20 (figura 31).

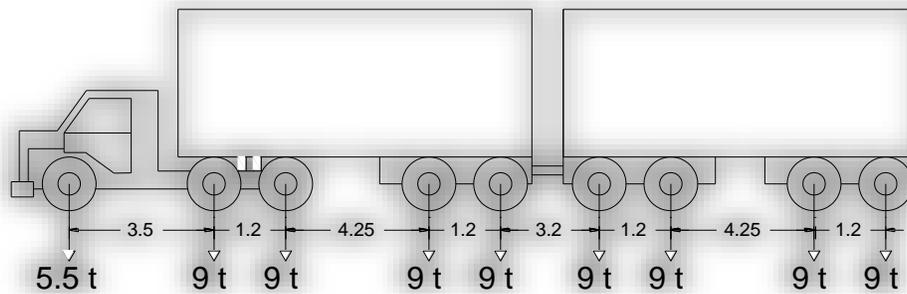


Figura 30. Camión tipo T3-S2-R4 (77.5 Ton).

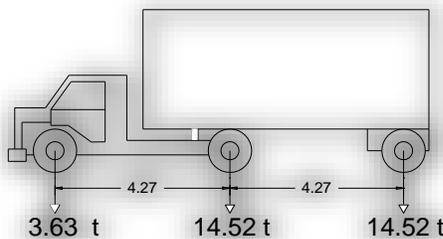


Figura 31. Camión tipo HS-20 (32.6 Ton).

Los valores del Cortante y Momento máximo debido a carga viva de proyecto en una trabe son los siguientes: **$M_{cv\ max} = 192.9\ \text{Ton}\cdot\text{m/trabe}$** y **$V_{cv\ max} = 27.7\ \text{Ton/trabe}$** . En el anexo B se pueden observar los cálculos que dieron como resultado estos valores.

- **Carga viva real**

De acuerdo con Castillo (2011), en aforos realizados durante los días 17, 19 y 22 de marzo del año 2010 sobre el PSV de Paseo Tolloacan esquina con Av. 5 de Mayo (localizado a 900 m del puente en estudio), en horarios de 7:00 a 9:00, de 13:00 a 15:00 y de 18: 20 hrs (horas pico), la cantidad y tipo de vehículos que transitan sobre esta vialidad son los que se observan en la tabla 10 y tabla 11 respectivamente.

Tabla 10. Cantidad y tipo de vehículos por día (Castillo, 2011).

Día	A	B	C2	C3	Representación esquemática
17/03/2010	26,988	278	60	4	
19/03/2010	27,917	920	52	7	
22/03/2010	26,737	266	54	2	
TOTAL=	81,642	1,464	166	13	
TOTAL (%)=	98.78	1.01	0.20	0.02	

Debido a la cercanía del puente aforado por Castillo (2011), se afirma que el flujo vehicular sobre el puente en estudio del presente trabajo es similar. En la tabla 11 se muestran los esquemas de los vehículos de acuerdo a la clasificación de la NOM-012-SCT-2-2008 [41].

Tabla 11. Esquema de los vehículos que transitan por el PSV en estudio (SCT, 2008).

Tipo de vehículo	Esquema
A (Automóviles)	
B2 (Autobuses)	
C2 (Camión con 2 ejes) Para caminos ET Y A W max=17.5 Ton L max=14.0 m	
C3 (Camión con 3 ejes) Para caminos ET Y A W max= 21.5 Ton L max=14.0 m	

En base a que el aforo realizado por Castillo se realizó en horas pico y no durante todo el día. Para obtener el Transito Diario Promedio Anual máximo y mínimo (TDPA min y TDPA max) que actualmente circula por el puente, se recurrió a datos recolectados por una estación maestra colocada por la JCEM en el año 2006 y, se proyectaron para el año 2014 dando como resultado: **TDPA min = 48,659 Vehículos/día** y **TDPA max = 53,445 Vehículos/día**. Los cálculos que dieron como resultado estos valores se desarrollan en el anexo C.

A partir de los datos obtenidos del aforo en el año 2010 (tabla 10 y 11), se puede observar que los vehículos de mayor peso que circulan por el puente son del tipo C2 (dos ejes) y C3 (tres ejes), para éstos, se investigó con los principales fabricantes de vehículos el Peso Bruto Vehicular Máximo (PBV) que son capaces de transmitir sus unidades hacia la calzada de una carretera. Entre las marcas investigadas se encuentran las siguientes: Hyundai (HD), Izuzu (IZ), Chevrolet (CH), Kenworth (KW) e International (IN), los resultados de esta investigación se describen a continuación:

- Para vehículos tipo C2 el promedio de PBV fue de 14.03 ton para el análisis de confiabilidad del tablero crítico se utilizará un vehículo con un peso total de 14.5 ton que es similar al promedio de los vehículos investigados. Este peso será repartido a través de sus ejes como se muestra en el esquema de la tabla 11.

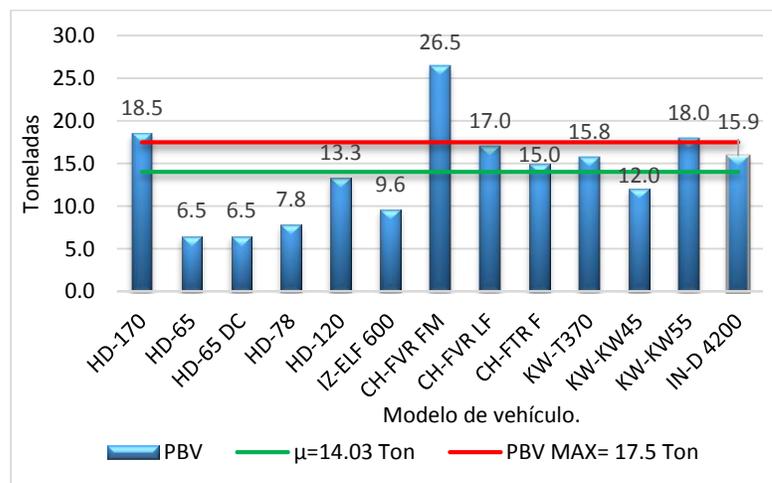


Figura 32. Pesos brutos vehiculares de vehículos tipo C2.

- Para vehículos tipo C3 el promedio de PBV fue de 24.9 ton, para el análisis de confiabilidad del tablero crítico se utilizará un vehículo con un peso total de 21.5 ton que es el máximo permitido por la norma, dicho peso será repartido a través de sus ejes como se muestra en el esquema de la tabla 11

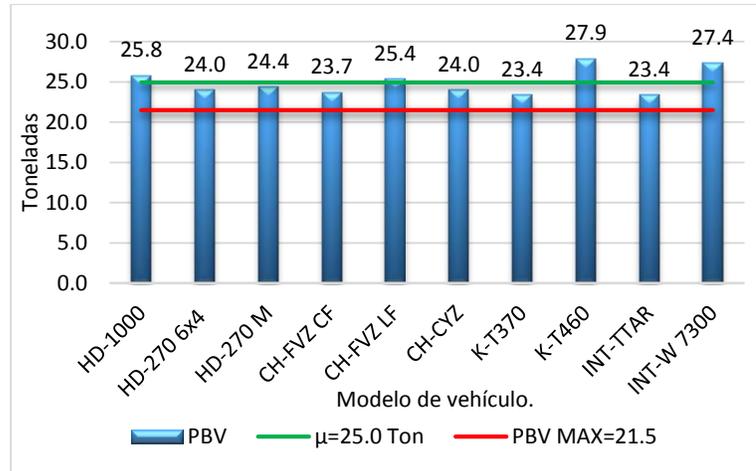


Figura 33. Pesos brutos vehiculares de vehículos tipo C3.

Con los PBV de los vehículos antes mencionados se obtuvieron los siguientes elementos mecánicos debido a la carga viva real: **M cv max =70.1 Ton*m/trabe** y **V cv max =10.1 Ton/trabe**. Con estos se revisara la confiabilidad del tablero desfavorable. En el anexo B se pueden observar Los caculos que dieron como resultado estos valores.

3.3.1. Momento (Mu) y Cortante (Vu) último actuante por trabe:

Para calcular estos elementos mecánicos sobre las trabes, se utilizaron los criterios AASTHO-1993 y la carga viva real que actualmente transita por el puente (vehículos tipo C2 y C3), dando como resultado los valores que se muestran en la tabla 12.

Tabla 12. Cortante y Momento último.

Reacción	M cm max	M cvr max	Mu y Vu	Unidades
M act=	257.0	70.1	485.90	Ton*m
V act=	34.3	10.1	66.31	Ton

Una vez que se ha descrito el puente en estudio y se han obtenido las solicitaciones que tiene en la actualidad, en el capítulo siguiente se procederá a realizar el análisis de confiabilidad y riesgo para obtener el índice de confiabilidad inherente a la estructura y el índice de confiabilidad optimo que minimice los costos de consecuencias de falla y poder realizar recomendaciones con respecto al mantenimiento del puente.

CAPÍTULO IV.

ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD Y RIESGO DEL PUENTE EN ESTUDIO EXPUESTO A CORROSIÓN

INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se obtendrá teóricamente la disminución del acero de refuerzo y presfuerzo (diferentes periodos) y, su correspondiente disminución de confiabilidad de las trabes presforzadas tipo cajón que forman los tableros de un puente vehicular ubicado en Toluca, Edo. Méx dañado por el fenómeno de corrosión. Para lograr lo anterior, se utilizó el modelo de durabilidad de Tuutti (1982) y, se considera que la corrosión se inicia por carbonatación del concreto debido a la ubicación del puente. Así mismo se considera que el tiempo de vida útil de las trabes concluye cuando éstas presentan un índice de confiabilidad $\beta \leq 2.0$ que de acuerdo a Nowak (2007) para este valor de β , una estructura deja de ser segura. Aunado a lo anterior se determinaran los costos que se tendrán en caso de que las trabes del tablero fallen, con los cuales, se calculara el índice de confiabilidad óptimo que minimice los anteriores y en base a los criterios de decisión del apartado 2.6.2 se puedan dar recomendaciones que prolonguen la vida útil de las trabes.

La metodología a seguir para lograr lo anterior es la siguiente:

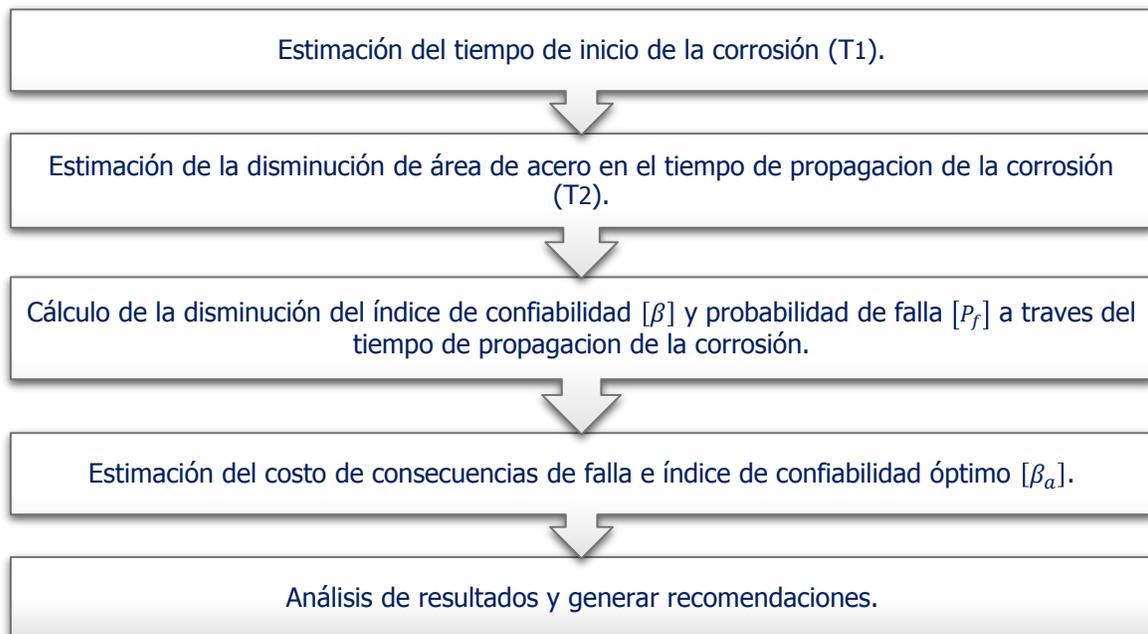


Figura 34. Metodología para el análisis de las trabes del puente, con base al riesgo por corrosión.

Debido a que el análisis de confiabilidad y riesgo completo de un puente es complejo, para la presente tesis el análisis se simplificara de la siguiente manera, sin olvidar, que el análisis completo de una estructura comprende el estudio de todos los elementos que la conforman.

1. Se considerará solamente el análisis de las traves que conforman el tablero A del sentido México-Toluca (figura 20), siendo éste el más crítico ya que sus traves presentan: porosidad, escurrimientos y grietas con un ancho de hasta 0.5 mm.
2. Se analizará solo una trave presforzado tipo cajón (figura 35) del tablero crítico, debido que todas son idénticas, y se supondrá que la corrosión es uniforme en todas ellas.
3. Del análisis de cargas y sollicitaciones preliminares se determinaron los elementos mecánicos actuantes reales a los que está expuesta la estructura. Para el análisis de confiabilidad, estos se mantendrán fijos y los que variaran son los resistentes, debido a la pérdida del área del acero por el fenómeno de la corrosión.
4. Se utilizará la ecuación propuesta por Cornell para obtener el índice de confiabilidad β y valores recomendados de coeficientes de variación.

Como se mencionó en la descripción del puentes, cada tablero está formado por 6 traves tipo cajón cuyas características geométricas y de armado se muestran a continuación.

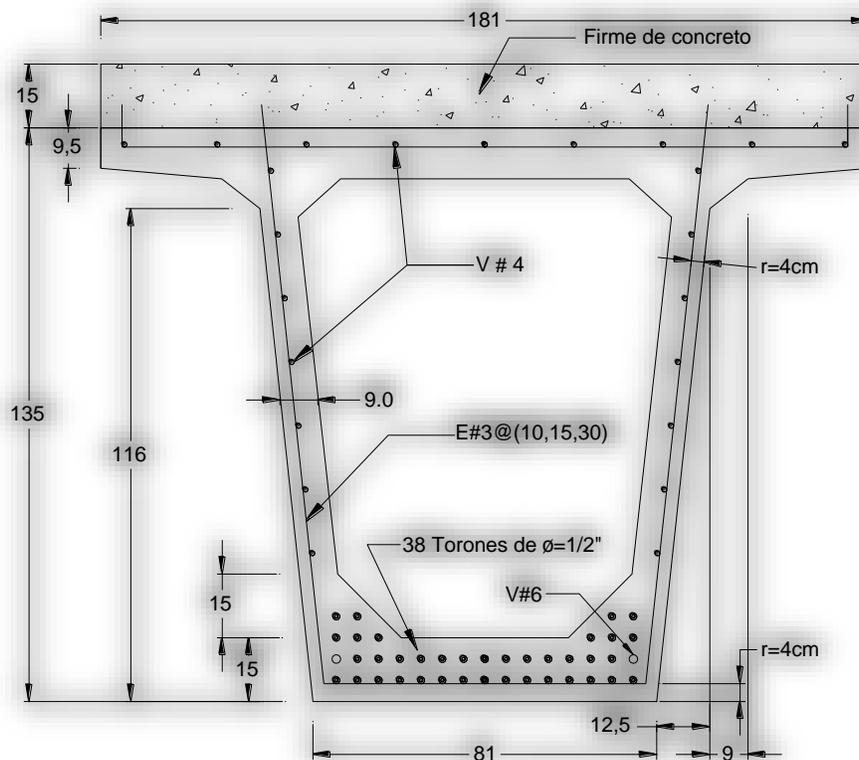


Figura 35. Sección transversal de las traves tipo cajón, cotas en cm. (G.E.M., 1992).

4.1. Determinación del perfil de confiabilidad del tablero del puente expuesto a corrosión [β]

4.1.1. Deterioro de las trabes por corrosión en el acero de refuerzo/presfuerzo

Para obtener el deterioro de las trabes por la corrosión, se utilizó el modelo de vida útil de una estructura propuesto por Tuutti (1982), (ver figura 10). Éste modelo considera el tiempo de vida útil (T_{vu}) como la suma del tiempo de inicio de la corrosión en el concreto (T_1), más el tiempo de la propagación de la corrosión en acero de refuerzo/presfuerzo (T_2).

- **Tiempo del inicio de la corrosión (T_1)**

El T_1 , es el tiempo que tardan los agentes agresores en atravesar el recubrimiento de concreto, llegar al acero de refuerzo/presfuerzo y desencadenar la corrosión. Para la presente tesis se reconoce que debido a la contaminación existente en la ciudad de Toluca, la corrosión se inicia por carbonatación y el T_1 se puede determinar con la ecuación 45 propuestas por el Ministerio de Fomento Español [39]:

$$X_c = K_c * \sqrt{t} \quad (45)$$

Donde X_c es la profundidad de penetración para la edad t y K_c el coeficiente de carbonatación. Como se mencionó en el apartado 1.3.1, el grado de saturación es un factor importante. De acuerdo al Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto (IMCYC), si una estructura no está protegida contra la lluvia, el K_c tiene valores de aproximadamente $K_c \sim 2 \text{ mm/año}^{1/2}$, mientras que para estructuras protegidas con humedad relativa significativa en el ambiente, el coeficiente llega a tomar valores de $K \sim 8 \text{ mm/año}^{1/2}$, [40].

Utilizando la ecuación 45 y considerando un $K_c = 6 \text{ mm/año}^{1/2}$, debido a la humedad relativa de la ciudad y, aunado a la porosidad y grietas en las trabes por defectos constructivos que favorece el proceso de la carbonatación y posteriormente variando el tiempo de exposición de la estructura al medio ambiente carbonatado, se obtiene la profundidad de carbonatación en el concreto como se muestra en la figura 36.

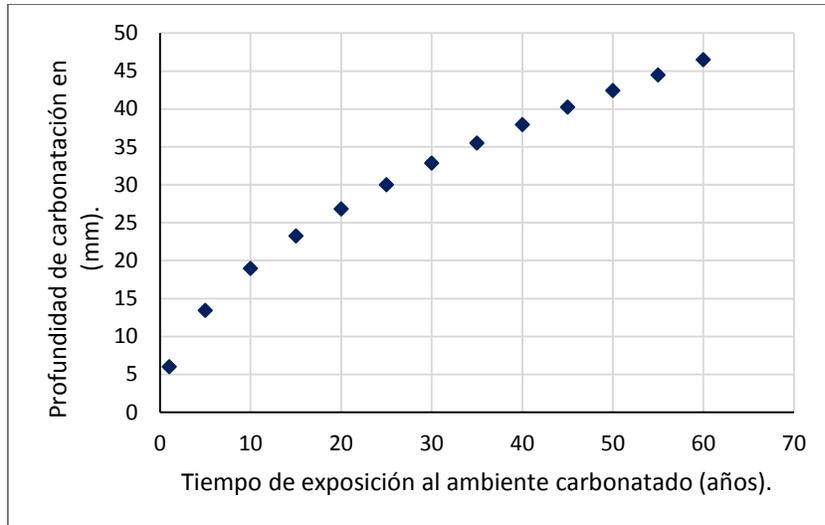


Figura 36. Profundidad de carbonatación en el concreto a través del tiempo.

En la figura 36 se observa que la carbonatación del concreto a la profundidad a la que se encuentra el acero de refuerzo y presfuerzo (recubrimiento igual a 40 mm aproximadamente) se alcanza en 44.5 años, tiempo en el cual se inicia la corrosión del acero de refuerzo/presfuerzo.

- **Tiempo de propagación de la corrosión (T₂)**

Una vez que los agentes degradantes han penetrado el recubrimiento de concreto que protege al acero, se calcula la reducción de área del acero de refuerzo/presfuerzo que se tiene a través del tiempo. Para determinar cómo el acero pierde área transversal en a través del tiempo de propagación debido a la corrosión se utilizan ecuaciones las de tabla 1. Los pasos a seguir los siguientes:

1. Determinar la profundidad de penetración de la corrosión P_x .

$$P_x = 0.0115 * I_{corr} * t \quad (46)$$

Donde t es el tiempo en años y I_{corr} es la velocidad de corrosión en $\mu\text{m/año}$, de acuerdo a las observaciones de Muñoz (2009) se estimó este valor entre 1.5 y 2.0 $\mu\text{m/año}$ [22].

- 2.** Variación del ancho de grieta ($\Delta W(t)$): En el presente trabajo el ΔW se calculara con la ecuación 47 (Díaz, 2012), la cual corresponde a una zona de exposición de borde de un elemento estructural.

$$W = -2.73 \left[\frac{C}{\emptyset} \right]^{-1} - 6.89[P_x] + 62.68 \left[\frac{P_x}{C/\emptyset} \right] \quad (47)$$

Donde C es el recubrimiento del concreto en mm, \emptyset el diámetro del acero de refuerzo/presfuerzo en mm y P_x la profundidad de corrosión en mm.

- 3.** Pérdida de diámetro ($\Delta\emptyset(t)$): Para este cálculo se utilizó la ecuación 48 del modelo propuesto por Thoft-Christensen (2000).

$$\Delta\emptyset(t) = \frac{\left[\frac{\emptyset/2}{(\emptyset/2)+c} + 1 \right] * C * \Delta W(t)}{[(\alpha - 1) * \pi * \emptyset]} \quad (48)$$

Donde C es el recubrimiento del concreto en mm, \emptyset el diámetro del presfuerzo o acero de refuerzo en mm, ΔW es el ancho de grieta en la superficie del concreto en mm y α es la relación entre las densidades del acero (ρ_{acero}) y los productos de corrosión (ρ_{herr}).

$$\alpha = \frac{\rho_{acero}}{\rho_{herr}} \quad (49)$$

Valores típicos de α oscilan entre 2 y 4.

- 4.** Área de acero o presfuerzo reducida ($A_r(t)$): Una vez que se halla calculado la perdida de diámetro $\Delta\emptyset(t)$, se calcula la nueva área de la sección transversal del refuerzo con la siguiente ecuación:

$$A_r(t) = A_0 - \Delta A_s(t) \quad (50)$$

Donde A_0 es el área inicial de acero y $\Delta A_s(t)$ es la pérdida del área de las barras de acero de presfuerzo o refuerzo en el tiempo t y se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta A_s(t) = \frac{\pi(\Delta\emptyset(t))^2}{4} \quad (51)$$

Utilizando las ecuaciones anteriores (46-51), se calcula la reducción del acero de presfuerzo longitudinal (Torón $\varnothing=1/2''$), y la del acero de refuerzo transversal ($\varnothing=3/8''$) de las trabes tipo cajón del puente en estudio. Para realizar los caculos se tomó en cuenta lo siguiente:

- Refuerzo longitudinal: la corrosión solo en el primer nivel de torones (14 pzas.), debido a que son los que cuentan con menor espesor de recubrimiento, ver figura 35.
- Refuerzo transversal: corrosión en ambos costados de la trabe, ver figura 35.

La tabla 13 muestra los valores utilizados para determinar le reducción del área de acero, tanto longitudinal como transversal, mientras que en las figuras 37 y 38 se muestran gráficamente los resultados. Cabe resaltar que estos se presentan a partir del tiempo de inicio de la corrosión en concreto de 44.5 años.

Tabla 13. Datos para el cálculo de la reducción del área de acero.

Descripción	Unidades	Acero longitudinal (torón de $\varnothing=1/2''$)	Acero transversal (varilla $\varnothing=3/8''$)
Diámetro del acero, $[\varnothing]$.	mm	12.7	9.5
Numero de barras de acero, $[\#]$.	Pza.	14	2
Área total inicial del acero, $[Ao]$.	mm ²	1381.8	142.0
Recubrimiento de concreto, $[C]$.	mm	40	40
Velocidad de corrosión media anual, $[icorr]$.	$\mu\text{m/año}$	2.0	2.0
Densidad de productos de corrosión. $[\rho_{hrr}]$.	Ton/m ³	3.6	3.6
Densidad del acero, $[\rho_{acero}]$.	Ton/m ³	7.8	7.8
Tiempo de propagación de la corrosión $[t]$.	Años	1-20	1-20

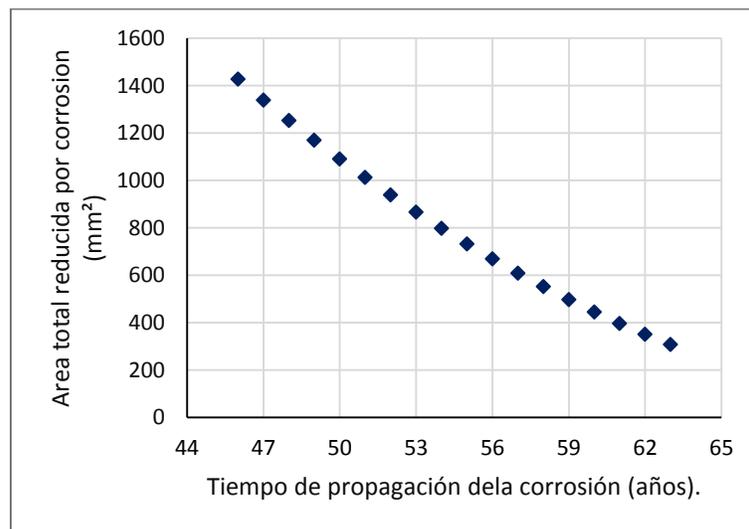


Figura 37. Variación del área total del refuerzo longitudinal (torones de $\varnothing=1/2''$), en el T2.

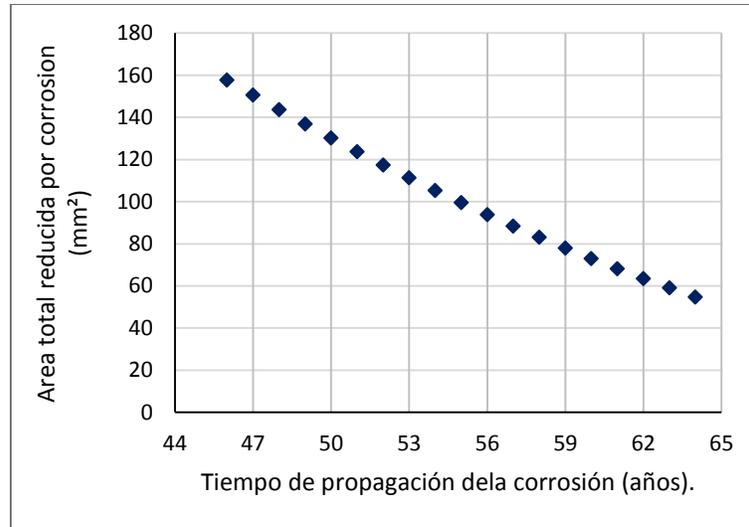


Figura 38. Variación del área total del refuerzo transversal (varilla del #3), en el T2.

4.1.2. Variación del índice de confiabilidad de las trabes considerando el daño por corrosión en el acero de refuerzo/presfuerzo a través del tiempo

Los métodos para obtener el índice de confiabilidad $[\beta]$ y su correspondiente probabilidad de falla $[P_f]$ se describen en el capítulo II. Para la presente tesis él β y la P_f se determinaran empleando la ecuación propuesta por Cornell (1969):

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (52)$$

Donde μ_R es la media de la resistencia, μ_S es la media de las solicitaciones (cargas actuantes), σ_R y σ_S son las desviaciones estándar de la resistencia y las solicitaciones respectivamente, éstas se calculan con la siguiente expresión:

$$CV_{R,S} = \frac{\sigma_{V_{R,S}}}{V_{V_{R,S}}} = \frac{\sigma_{M_{R,S}}}{\mu_{M_{R,S}}} \quad (53)$$

Donde $CV_{R,S}$ es el coeficiente de variación de la resistencia y de las cargas actuantes. Debido a que en las trabes sólo se analiza el cortante y momento flexionaste, V_{V_R} y V_{V_S} son los cortantes y μ_{M_R} y μ_{M_S} son los momentos resistentes y actuantes respectivamente.

De acuerdo con estudios realizados por De León y Delgado (2014) [44], se puede utilizar un coeficiente de variación para las cargas actuantes $CV_S = 0.3$ y otro para las $CV_R = 0.1$, esto significa que la variación de las cargas vehiculares actuantes representa tres veces aquella asociada a las cargas resistentes. Dicha situación se presenta debido a que el diseñador tiene cierto control sobre la resistencia del elemento y no lo tiene sobre las cargas actuantes.

Por otro lado como en la presente tesis se analiza la pérdida de resistencia en las trabes presforzadas debido a la corrosión del acero de refuerzo/presfuerzo, se considerara que la resistencia varía en función del tiempo conforme avanza la corrosión y que las cargas actuantes reales permanecen fijas (**Mu=485.90 ton*m y Vu=66.31 ton**).

A partir de los datos obtenidos acerca de la pérdida de área transversal en el refuerzo/presfuerzo (figura 37 y 38) y con la aplicación de la ecuación 52 se obtiene el índice de confiabilidad (β) y su respectiva probabilidad falla (P_f) en función del tiempo tanto, para momento flexionante como para fuerza cortante. Los resultados se presentan en la tabla 14, mientras que en la figura 39 se observa de forma gráfica la disminución del índice de confiabilidad de la trabe a través del tiempo, estos datos a partir del tiempo de inicio de la corrosión.

Tabla 14. Disminución del índice de confiabilidad en función del tiempo M y V.

Tiempo de medición de la corrosión (años)	Momento				Cortante			
	As total (cm ²)	MR (ton*m)	β	P_f	As total (cm ²)	VR (ton*m)	β	P_f
44	1381.80	966.79	3.30	0.0005	142.00	159.89	4.90	0.000001
46	1339.36	956.76	3.23	0.0006	139.10	157.07	4.85	0.000005
48	1253.63	936.72	3.09	0.0010	135.00	156.13	4.70	0.000001
50	1090.67	896.40	2.82	0.0024	130.18	155.19	4.50	0.000005
52	939.06	862.58	2.58	0.0049	117.43	142.96	4.03	0.0001
54	798.78	828.53	2.35	0.0094	105.33	131.67	3.45	0.0003
56	669.85	794.21	2.12	0.0170	93.89	121.32	2.92	0.0018
57	597.80	777.00	2.00	0.0228	88.41	115.6	2.52	0.0065
58	552.26	766.67	1.93	0.0268	83.10	110.97	2.38	0.0087
60	446.01	738.98	1.74	0.0409	72.98	103.44	2.00	0.0228
62	351.10	714.59	1.57	0.0582	63.51	93.09	1.46	0.0722
64	267.53	697.12	1.45	0.0735	54.70	84.63	1.03	0.1515

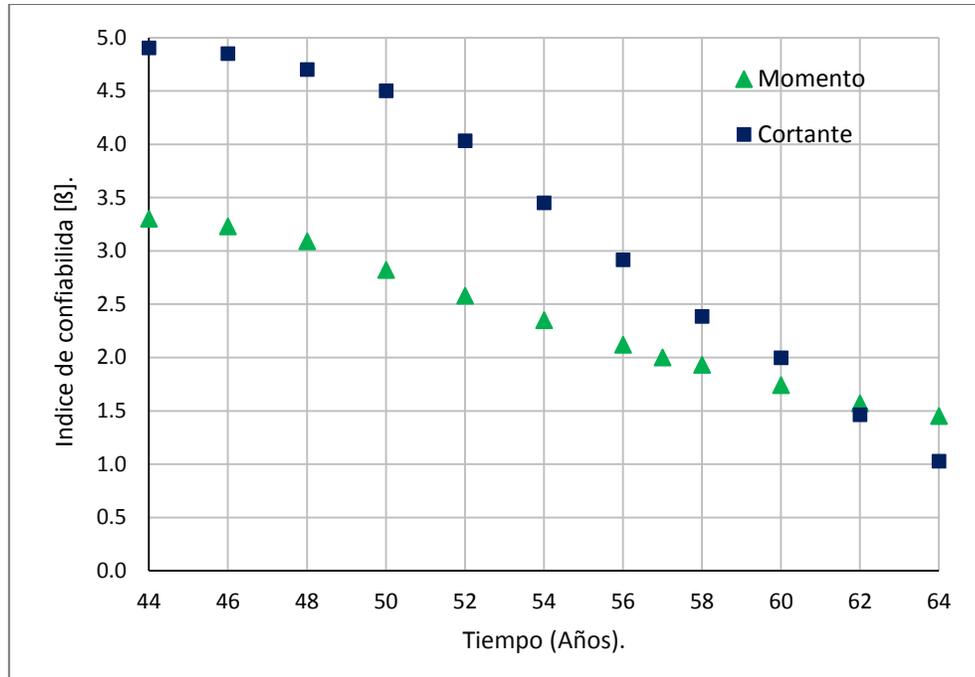


Figura 39. Índice de confiabilidad de la trabes a través del tiempo.

4.2. Determinación del índice de confiabilidad óptimo del tablero del puente expuesto a corrosión [β_a]

Este es el valor deseable para la estructura, ya que es el índice que minimiza todos los costos y reduce al máximo las probabilidades de falla. De aquí que los índices de confiabilidad (β) para este y cualquier otro diseño, deben ser mayores al índice óptimo (β_a), para considerar a la estructura como segura; siendo esto el problema de la optimización estructural.

Es así que el planteamiento más sólido es el que consiste en hacer mínimo el costo total de la estructura [C_T], pero incluyendo una medida del daño probable causado por las posibles fallas. Como se mencionó en el apartado 2.6, el C_T de una estructura se compone de la suma del costo inicial [C_i] más el costo de daño [C_D] en caso de que el tablero del puente es estudio falle.

En el anexo D se presenta el análisis de cada uno de los costos que conforman el C_T del puente (tabla 15). Para el análisis se considera que el cuerpo del puente deja de ser útil cuando falla el tablero que presenta mayor índice de corrosión.

Tabla 15. Resumen de costos, C_i y C_d .

Costo	Importe
• Costo inicial [C_i].	\$ 34,411,764.27
• Costo de daño [C_d].	\$ 64,869,657.14
Costo de reparación/sustitución	\$ 39,573,528.91
Costo de pérdidas económicas por interrupción de servicio	\$ 6,062,603.23
Costo de fatalidad	\$ 19,203,525.00

Para el análisis de β_a , se consideró los siguientes datos.

T_{vu} (Vida útil) = 50 años.

r (Tasa de descuento) = 8.0 %

Relación (C_2/C_i) = 0.045.

A partir de los datos anteriores y con el uso de la ecuación 42 se obtiene un factor de valor presente $PVP = 12.5$.

En la tabla 16 se muestran los cálculos para obtener el índice de confiabilidad óptimo (β_a), para un rango de valores del C_d de 30 a 175 mdp, esto, con la finalidad de obtener las gráficas que se muestran en las figuras 40 y 41. De la misma manera se muestran las probabilidades de falla calculadas a partir de la ecuación 44 y el índice óptimo de confiabilidad (β_a) asociado a dicha probabilidad utilizando la tabla del anexo A.

Tabla 16. Cálculo de los índices de confiabilidad β_a .

Cd	Cf/Ci	P_f	β_a
175	5.09	0.00031	3.48
150	4.36	0.00036	3.42
125	3.63	0.00043	3.37
100	2.91	0.00054	3.29
80	2.32	0.00067	3.22
64.87	1.89	0.00083	3.14
50	1.45	0.00108	3.07
30	0.87	0.00180	2.91

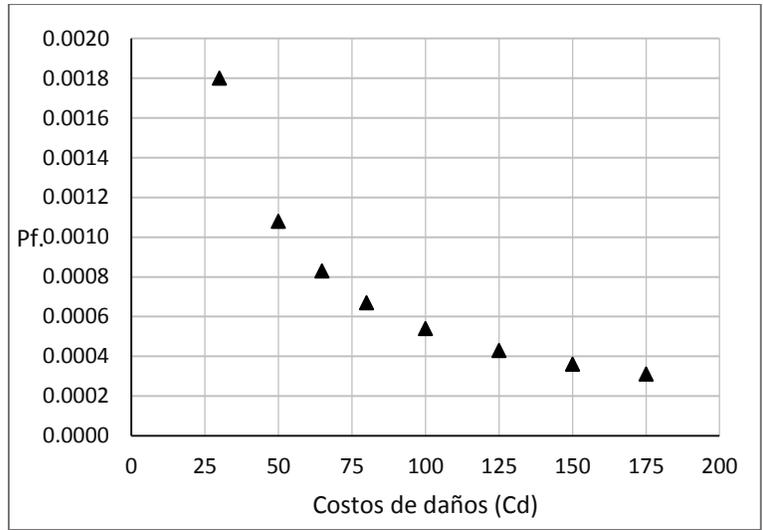


Figura 40. Probabilidad de falla vs costos de las consecuencias de falla.

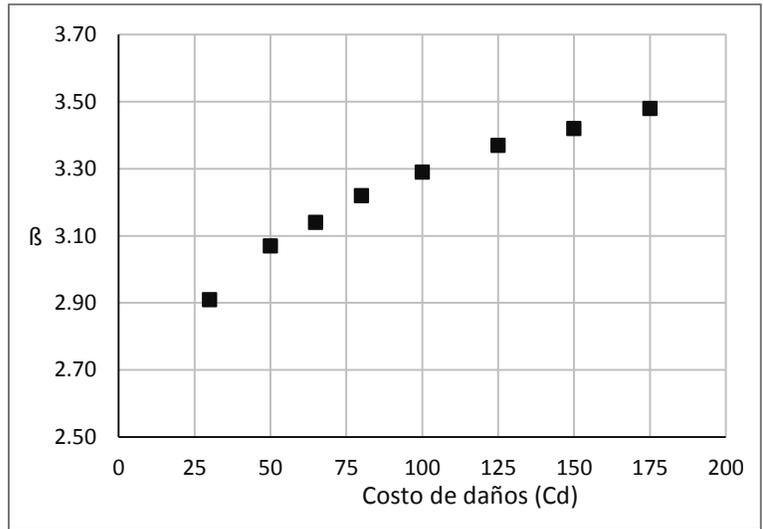


Figura 41. Índice de confiabilidad óptimo vs costos de las consecuencias de falla.

4.3. Costos de mantenimiento

De acuerdo con el departamento de conservación de infraestructura vial de la Junta de Caminos del Estado de México región Toluca, los costos promedio por conservación y mantenimiento de un puente vehicular sobre la vialidad Paseo Tollocan, así como los periodos, tipos intervención y actividades son los que se muestran en la tabla 17. Para el puente en estudio, esta dependencia señala que el mantenimiento periódico se realiza aproximadamente cada 3 años y que el costo promedio es de 400 mil pesos por intervención. Considerando que la vida útil de la superestructura del puente en estudio es aproximadamente de 57 años y que

fue construido en año 1992, entonces, para el año 2014 a éste le restaran 35 años de vida útil y, el costo de mantenimiento e inspección al terminar su vida útil a partir del presente año será de **4.67 mdp.**

Tabla 17. Costos de mantenimiento (Junta de caminos, Edo. Méx.)

Tipo de Mantenimiento	Descripción	Personal	Herramientas	Tiempo de inspección	Costo (\$)
1.- Rutinario	Limpieza manual o mecánica general y del sistema de drenaje en elementos estructurales, juntas, apoyos y accesorios, así como alumbrado.	Cuadrilla de 10 trabajadores especialistas en trabajos de mantenimiento de estructuras	Un vehículo (tipo volteo), herramienta menor (palas, picos, escobas, carretillas, etc.) y señalamiento preventivo	Una vez al mes (todo el año)	200 mil pesos/año
2.- Periódico	Revisión de elementos, desplazamientos, asentamientos u algún otro tipo de daño.	Especialistas	Herramienta y equipo especial para (Topografía, mecánica de suelos, laboratorio, etc.)	3 a 5 años	400 mil pesos/inspección
3.- Correctivo	Evaluación costo-beneficio de reparar o construir una nueva estructura.			Indefinido, se realiza cuando el puente se reporta en estado crítico	En función del resultado de la evaluación

Una vez calculados los índices de confiabilidad y los costos de mantenimiento, a continuación se presenta los resultados del análisis de confiabilidad y riesgo de las trabes presforzadas tipo cajón del puente en estudio expuesto a corrosión en el valle de Toluca.

4.4. Análisis de resultados

El tiempo de inicio de la corrosión (T_1) tanto para el acero de refuerzo (cortante) como para el presfuerzo (momento flexionante) es de $T_1 = 44.5$ años (ver figura 36). Por otro lado de acuerdo con Nowak (2007), una estructura no garantiza condiciones aceptables de seguridad a partir de valores de $\beta = 2.0$, por lo tanto, el tiempo de propagación de la corrosión a partir de su inicio, es de: $T_2 = 15.5$ años para el acero de refuerzo y $T_2 = 12.5$ años para el presfuerzo, siendo éste último el que rige por ser la condición más crítica (ver figura 39).

El índice de confiabilidad inherente al diseño real de las traveses del tablero del puente antes de que se propague la corrosión en el acero para la condición crítica (momento flexionante) es de $\beta = 3.30$ y resulta mayor que el índice de confiabilidad óptimo de $\beta_a = 3.14$ para un costo de daño de 64.9 mdp en caso de que el tablero del puente falle como se observa en la figura 42.

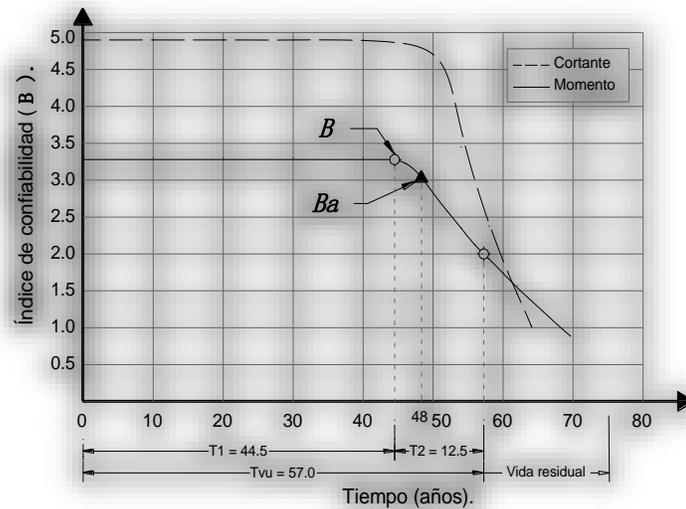


Figura 42. Tiempo de vida útil del tablero del puente en estudio.

Al realizar una comparación entre el costo inicial del cuerpo del puente $C_i = 34.4$ mdp y el costo de consecuencias de fallas $C_D = 64.9$ mdp queda explícitamente comprobado que es conveniente invertir en el análisis de confiabilidad y riesgo ya que los costos de consecuencias de falla representan 1.9 la inversión inicial. De la misma manera se deduce que mientras mayores sean los costos de las consecuencias de falla C_D , se deberá contar de igual forma un índice de confiabilidad óptimo β_a mucho mayor como se observa en la figura 41.

Debido a que el análisis de confiabilidad y riesgo demostró que la superestructura no tiene problemas de seguridad en base al riesgo por corrosión hasta el tiempo de vida útil de 57 años (año 2049) y, considerando actividades de inspección y mantenimiento periódico cada 5 años, el costo de dichas actividades en el tiempo restante de vida útil de superestructura (35 años), es de **2.8 mdp** que representa un ahorro del 66.7% con respecto a las actividades actuales.

Una vez finalizado el análisis de confiabilidad y riesgo de las traveses que conforman la superestructura del puente afectada por el fenómeno de la corrosión se realizan las siguientes conclusiones y recomendaciones, para prolongar la vida útil del puente.

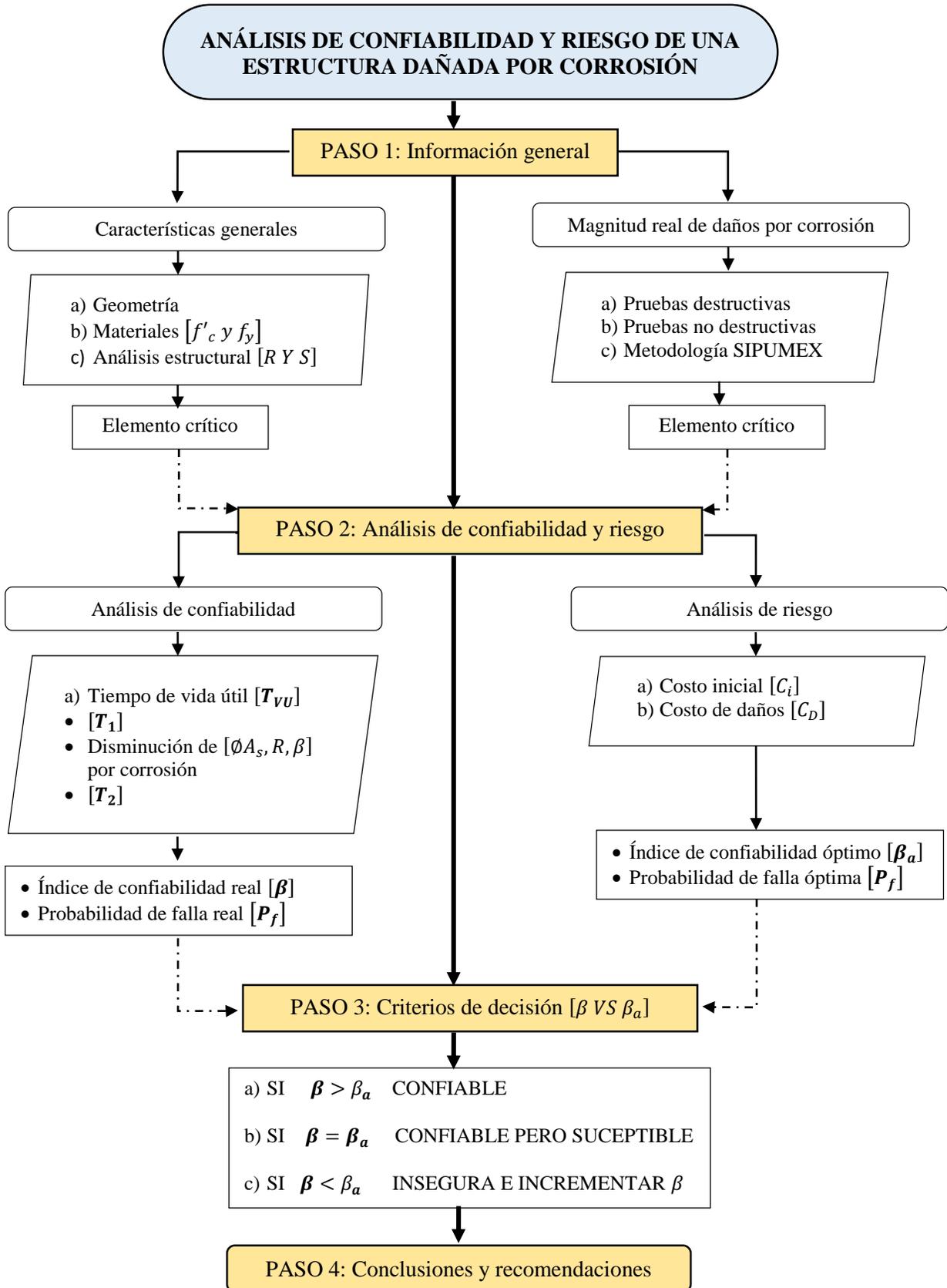
CONCLUSIONES

- Se concluye que las traveses del tablero del puente fallarían por momento flexionante, ya que éste es el que presenta el valor de $\beta = 2.0$ en menor tiempo.
- El tiempo de vida útil de las traveses de la superestructura es de 57 años, siendo este tiempo la suma del tiempo de inicio de la corrosión $T_1 = 44.5$, más el tiempo de propagación $T_2 = 12.5$. En base a que el puente fue construido en el año 1992, lo anterior significa que en el año 2036.5 se iniciará la corrosión del acero y, en el año 2049 terminará el tiempo de propagación, comenzando en este último año su vida residual.
- Se concluye que el índice de confiabilidad inherente al diseño real del puente $\beta = 3.30$ es mayor que índice de confiabilidad óptimo $\beta_a = 3.14$. Con base a los criterios de decisión del apartado 2.6.1 se está en el caso ideal, donde $\beta > \beta_a$, lo cual indica que la estructura es confiable y segura pues su β está por encima del óptimo β_a .
- En base a que el costo de mantenimiento para el tiempo de vida útil programado con técnicas actuales es de 4.67 mdp y el costo programado a partir del análisis de confiabilidad y riesgo realizado en este trabajo es de 2.8 mdp. Se concluye que es conveniente invertir en estos estudios, pues se minimizan los costos de dicho mantenimiento hasta en un 66.6 % con respecto a las prácticas actuales.
- El procedimiento basado en confiabilidad para explorar el tiempo de vida útil de las traveses del puente, de acuerdo al avance de la corrosión, es útil ya que los resultados permiten respaldar y complementar la programación de inspecciones de puentes afectados por corrosión en el Estado de México.
- El análisis de confiabilidad y riesgo puede ser aplicado en la etapa de diseño o planeación de una estructura importante para alcanzar y mantener niveles óptimos de confiabilidad para minimizar costos a largo plazo.
- La propuesta aquí realizada para el tiempo de vida útil de las traveses del puente únicamente considera las afectaciones por corrosión y, si el puente presenta otro tipo de daños, se debe establecer un análisis particular para el tipo y la ubicación de esos daños.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda adaptar el presente estudio para cubrir otros tipos estructurales, otros peligros (sismo, viento y asentamientos), materiales y otros niveles de corrosión para extender las recomendaciones y poder establecer bases para una normatividad nacional para diseño de puentes.
- Se recomienda mejorar el análisis de confiabilidad, ya que fue simplificado para un solo elemento y daño estructural; y así para resolver casos en donde el índice de confiabilidad calculado sea igual o se encuentre por debajo del aceptable.
- Se recomienda realizar pruebas no destructivas a las traveses del puente como: extracción de corazones, que permitan determinar las propiedades mecánicas y estado actual que tienen los materiales (concreto y acero), a fin de determinar de forma más precisa el índice confiabilidad real que éstos tienen.
- Debido a que el análisis de riesgo y confiabilidad del presente trabajo se realizó con la carga viva real de mayor peso bruto vehicular que circula por el puente (vehículos tipo C2 y C3), se recomienda que independientemente de la situación, éste tipo de vehículos sean los más pesados que se les permita transitar por el puente, con la finalidad de que éste, mínimo, alcance una vida útil 57 años.
- Debido a que las traveses del puente afectadas por corrosión presentaron un problema significativo de seguridad hasta los 57 años y, a que los puentes en el Estado de México cuentan con una clasificación promedio de daño físico de 2.1 en la escala de SIPUMEX, se recomienda dar mantenimiento y monitoreo a las traveses del puente mínimo cada 5 años.
- Se recomienda realizar un estudio detallado de costos de fallas y costos de mantenimiento en puentes, ya que en al presente tesis estos se realizaron de forma simplificada.
- Para estudios futuros de análisis de confiabilidad y riesgo de estructuras dañadas por el fenómeno de la corrosión, se recomienda seguir la siguiente la metodología, propuesta y utilizada en la presente tesis.

Figura 43. Metodología propuesta en esta tesis para análisis de confiabilidad y riesgo de una estructura dañada por corrosión.



BIBLIOGRAFÍA

- [1] Aguilar, A. E. (2013). "Evaluación Elástica por Fatiga de un Puente de Acero". Tesis de Maestría. Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco. México, Distrito Federal.
- [2] Díaz, S. A. (2012). "Estimación del Impacto del Tiempo de Corrosión en la Evolución del Riesgo de Estructuras de Concreto Reforzado" Tesis Doctoral. Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma del Estado de México. Toluca, Estado de México
- [3] Torres, A., & Martínez, M. (2001). Diseño de Estructuras de Concreto con Criterios de Durabilidad, Publicación Técnica No 181. Sanfandila, Querétaro, México: Secretaría de Comunicaciones y Transportes-Instituto Mexicano del Transporte.
- [4] Martínez, M., Tezozómoc, P. L., & del Valle, A. (2001). "El Fenómeno de la Corrosión en Estructuras de Concreto Reforzado", Publicación Técnica No. 182. Sanfandila, Querétaro, México: Secretaría de Comunicaciones del Transportes-Instituto Mexicano del Transporte.
- [5] Torres, A., Matínez, M., & Pérez, J. T. (2010). "Plan Nacional de Evaluación de Puentes Federales, Libres de Peaje Dañados por Corrosión (2000-2005). Una Cuantificación de Resultados Proyecto y Colaboraciones", Publicación Técnica No. 327. Sanfandilla, Querétaro, México: Secretaría de Comunicaciones y Tansportes-Instituto Mexicano del Transporte.
- [6] Carrioo, F. J., Acosta, M. A., & Hernández, J. (1999). "Estudios de Corrosión de Concreto Presforzado-Cables de Pre-esfuerzo" Publicación Técnica 122. Sanfandila, Querétaro México: Secretaría de Comunicaciones y Tansportes-Instituto Mexicano del Transporte.
- [7] Kusenberger, F., & Barton, J. (1981). Detection of Flaws in Reinforcing Steel in Prestressed Concrete Bridge Member. Report No. FHWA/RD-81/087, Federal Highway Administration, Washington, D. C.
- [8] Rivera, R. (1998). La Durabilidad del Concreto Afectada por la Contaminación Ambiental. Universidad Autónoma de Nuevo León. Nuevo León, México.
- [9] IMCO. (24 de Septiembre de 2013). <http://imco.org.mx/home/>. Obtenido de <http://imco.org.mx/home/>: http://imco.org.mx/medio_ambiente/la-contaminacion-del-aire-un-problema-que-dana-la-salud-y-la-economia/.
- [10] RAMA-ZMVT. (01 de Enero de 2014). Red Automática de Monitoreo Atmosférico de la Zona Metropolitana del Valle de Toluca. Obtenido de http://portal2.edomex.gob.mx/rama/contaminacion_atmosferica/index.htm
- [11] GEM. (01 de Enero de 2014). Secretaría de Finanzas del Estado de México. Obtenido de <http://portal2.edomex.gob.mx/sfinanzas/inicio/index.htm?ssSourceNodeId=582&ssSourceSiteId=sfinanzas>
- [12] DRAE. (01 de Enero de 2001). Real Academia Española. Obtenido de <http://lema.rae.es/drae/?val=>
- [13] IMCYC. (Octubre 2011 • No. 07). "Corrosión del Acero de Refuerzo". Construcción y Tecnología en Concreto.
- [14] Askeland, D. R., & Phulé, P. P. (2006). "Ciencia e Ingeniería de los Materiales". México: Thomson Editores, S. A. de C.V.
- [15] Fontana, M. (1987). "Corrosion Engineering Third Edition". Singapore: McGraw-Hill Book Company.
- [16] West, J. M. (1986). "Corrosión y Oxidación-Fundamentos". México: Limusa.

- [17] Muciño, R., & Coyoli, E. A. (2009). "Materiales para Ingeniería Civil". Toluca, México: Editorial Kali-Xotl.
- [18] IMCYC. (Diciembre de 2008). "La Carbonatación, Enemigo Olvidado del Concreto". Obtenido de Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto: https://www.google.com.mx/search?q=LA+CARBONATACION+ENEMIGO+OLVIDADO+DEL+CONCRETO%2C+IMCYC&oq=LA+CARBONATACION+ENEMIGO+OLVIDADO+DEL+CONCRETO%2C+IMCYC&aqs=chrome..69i57.1113j0j4&sourceid=chrome&es_sm=122&ie=UTF-8
- [19] Castro, D. G. (2010). "Vida Útil en Estructuras de Concreto Armado Desde el Punto de Vista de Comportamiento del Material". Trujillo Peru.
- [20] Carrión, F. J., Hernández, J., & Acosta, M. (1999). "Estudio de Corrosión en Puentes de Concreto Pres-Esforzado", Publicación Técnica No. 122. Sanfandila, Querétaro, México: Instituto Mexicano del Transporte-Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- [21] Tuutti, K. (1982). "Corrosion of steel in concrete". Stockholm, Sweden.
- [22] Muñoz, A. (2009). "Comportamiento de Vigas Hiperestaticas de Hormigón Armado Corroidas y Reparadas con Mortero, Pérdida de Propiedades Mecánicas del Acero de Refuerzo y Fisuración del Recubrimiento de Hormigón por Corrosión". Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Estructuras, Universidad Politécnica de Madrid España. Madrid, España.
- [23] Andrade, C., & Torres, A. (2010). "Correlación entre Ancho de Grieta del Recubrimiento del Concreto y Corrosión del Refuerzo en Elementos Expuestos a un Ambiente Natural Contaminado por Cloruros". Concreto y Cemento Investigación y Desarrollo, IMCYC, 30-41.
- [24] Andrade, C., Alonso, C., & Molina, F. (1993). "Cover Cracking as a Funtion of Bar Corrosion: Part 1-Experimental Test" Material and Structures, Vol. 26, pp 453-464.
- [25] Thoft-Christensen, P. (2000). "Modelling of the Deterioration of Reinforced Concrete Structures", Paper No 199. Aalborg, Denmark.
- [26] Poblano, C. (2000). "Sistemas de Protección Contra la Corrosión en Puentes Investigaciones Recientes". Publicación Técnica No. 158 Querétaro, Querétaro.: Instituto Mexicano del Transporte-Secretaría de Comunicaciones del Transporte.
- [27] Meli, R. (2008). Diseño Estructural. México: Editorial Limusa.
- [28] Ley, R. (2001). "Análisis de Incertidumbre y Riesgo Para la Toma de Decisiones". Comunidad Morelos. Morelos, México.
- [29] Díaz, V. (2008). "Análisis Estadístico y Modelación Probabilística de las Variables que Intervienen en el Análisis de Confiabilidad de un Puente Vehicular", Tesis de Licenciatura. Universidad Autónoma del Estado de México. Toluca, México.
- [30] ZMVT. (2012). "Aspectos Demográficos de la Zona Metropolitana del Valle de Toluca". Gobierno del Estado de México. 12-70.
- [31] Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2001). "Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares", Norma N-PROY-CAR-6-01-001/01, Libro: Proyecto, Tema: Carretera, Parte: 6 Proyecto de Puentes y Carreteras.
- [32] Castillo, C. (2011). "Modelo para Deterioro Estructural en un Puente Bajo Riesgo Sísmico", Tesis de licenciatura. Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma del Estado de México. Toluca, México.

- [34] Walpole, R. E., Myers, R., Myers, S. L., & Ye, K. (2007). "Probabilidad y Estadística para Ingeniería y Ciencias", 8va Edición. México: Editorial Pearson Educación de México.
- [35] Ang, A.-S., & Tang, W. (2007). "Probability Concepts in Ingeneering". United States of America: John Wiley.
- [36] Ditlevsen, O., & Madsen, H. (1989). "Proposal for a Code for the Direct Use of Reliability Methods in Structural Design". Joint committee on structural safety (JCSS), 18.
- [37] Nowak, A. (2007). "Risk Analysis for Bridges". University of Nebraska. Lincoln, EE.UU.
- [38] IMP. (2004). "Especificaciones de Diseño para Plataformas y Ductos Marinos del Activo Litoral de Tabasco". Proyecto F.37151, Reporte para PEMEX.
- [39] Ministerio de Fomento. (28 de Agosto de 2008). Ministerio de Fomento-Gobierno de España. Obtenido de www.fomento.gob.es/
- [40] IMCYC. (Enero de 2013). "La Carbonatación en el Concreto Reforzado". Obtenido de Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto: <http://www.imcyc.com/revistacyt/enero2013/pdfs/ingenieria.pdf>
- [41] Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2008). "Norma Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-2008. México.
- [43] Sthal, B., (1986). "Reliability Engineering and Risk Analysis, Chapter 5 from "Planning and Design of Fixed Offshore Platforms". McClelland, B. and Reifel M. D.
- [44] De León, D., Delgado, J., Arteaga, J. C., Martínez, H., & Rangel, J. G. (2014). "Corrosion Initiation Time Updating by Epistemic Uncertainty as an Alternative to Schedule the first Inspection Time of Pre-Stressed Concrete Vehicular Bridge Beams". Journal of Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance. DOI:10.1080/15732479.2013.780084, ISSN 1573-2479, pp 998-1010, Volume 10, Issue 8. London, UK

A N E X O S

ANEXO A
ÁREA BAJO LA CURVA NORMAL ESTÁNDAR

Z	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
-3.4	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002
-3.3	0.0005	0.0005	0.0005	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0003
-3.2	0.0007	0.0007	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005
-3.1	0.0010	0.0009	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.0007	0.0007
-3.0	0.0013	0.0013	0.0013	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	0.0010
-2.9	0.0019	0.0018	0.0018	0.0017	0.0016	0.0016	0.0015	0.0015	0.0014	0.0014
-2.8	0.0026	0.0025	0.0024	0.0023	0.0023	0.0022	0.0021	0.0021	0.0020	0.0019
-2.7	0.0035	0.0034	0.0033	0.0032	0.0031	0.0030	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026
-2.6	0.0047	0.0045	0.0044	0.0043	0.0041	0.0040	0.0039	0.0038	0.0037	0.0036
-2.5	0.0062	0.0060	0.0059	0.0057	0.0055	0.0054	0.0052	0.0051	0.0049	0.0048
-2.4	0.0082	0.0080	0.0078	0.0075	0.0073	0.0071	0.0069	0.0068	0.0066	0.0064
-2.3	0.0107	0.0104	0.0102	0.0099	0.0096	0.0094	0.0091	0.0089	0.0087	0.0084
-2.2	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0125	0.0122	0.0119	0.0116	0.0113	0.0110
-2.1	0.0179	0.0174	0.0170	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.0150	0.0146	0.0143
-2.0	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192	0.0188	0.0183
-1.9	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.0250	0.0244	0.0239	0.0233
-1.8	0.0359	0.0351	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307	0.0301	0.0294
-1.7	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384	0.0375	0.0367
-1.6	0.0548	0.0537	0.0526	0.0516	0.0505	0.0495	0.0485	0.0475	0.0465	0.0455
-1.5	0.0668	0.0655	0.0643	0.0630	0.0618	0.0606	0.0594	0.0582	0.0571	0.0559
-1.4	0.0808	0.0793	0.0778	0.0764	0.0749	0.0735	0.0721	0.0708	0.0694	0.0681
-1.3	0.0968	0.0951	0.0934	0.0918	0.0901	0.0885	0.0869	0.0853	0.0838	0.0823
-1.2	0.1151	0.1131	0.1112	0.1093	0.1075	0.1056	0.1038	0.1020	0.1003	0.0985
-1.1	0.1357	0.1335	0.1314	0.1292	0.1271	0.1251	0.1230	0.1210	0.1190	0.1170
-1.0	0.1587	0.1562	0.1539	0.1515	0.1492	0.1469	0.1446	0.1423	0.1401	0.1379
-0.9	0.1841	0.1814	0.1788	0.1762	0.1736	0.1711	0.1685	0.1660	0.1635	0.1611
-0.8	0.2119	0.2090	0.2061	0.2033	0.2005	0.1977	0.1949	0.1922	0.1894	0.1867
-0.7	0.2420	0.2389	0.2358	0.2327	0.2296	0.2266	0.2236	0.2206	0.2177	0.2148
-0.6	0.2743	0.2709	0.2676	0.2643	0.2611	0.2578	0.2546	0.2514	0.2483	0.2451
-0.5	0.3085	0.3050	0.3015	0.2981	0.2946	0.2912	0.2877	0.2843	0.2810	0.2776
-0.4	0.3446	0.3409	0.3372	0.3336	0.3300	0.3264	0.3228	0.3192	0.3156	0.3121
-0.3	0.3821	0.3783	0.3745	0.3707	0.3669	0.3632	0.3594	0.3557	0.3520	0.3483
-0.2	0.4207	0.4168	0.4129	0.4090	0.4052	0.4013	0.3974	0.3936	0.3897	0.3859
-0.1	0.4602	0.4562	0.4522	0.4483	0.4443	0.4404	0.4364	0.4325	0.4286	0.4247
0.0	0.5000	0.4960	0.4920	0.4880	0.4840	0.4801	0.4761	0.4721	0.4681	0.4641

z	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

ANEXO B

CARGA VIVA EN EL PUENTE

a) Carga viva de proyecto

La carga viva de diseño que circula por el puente se calculó con los criterios de diseño de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO-1993), utilizando como vehículos de diseño un T3-S2-R4 (77.5 Ton) y dos HS-20 (32.7 Ton) distribuidos como se muestra en la figura B1.

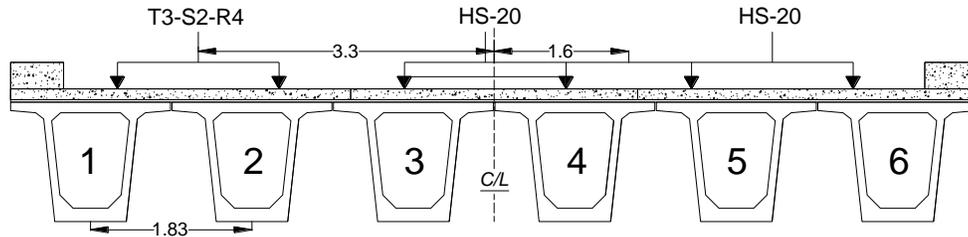


Figura B1. Distribución de los vehículos de diseño.

- **Momento [M_{cv}] y Cortante [V_{cv}] por carga viva:** estos se calcularon con el método de línea de influencia y son los que se muestran en la tabla B1:

Tabla B1. Momento y Cortante por vehículo.

E. Mec.	T3-S2-R4	HS-20	Unidades
M _{cv} =	376.2	206.4	Ton*m/carril
V _{cv} =	54.00	29.6	Ton/carril

- **Calculo del factor de impacto [Fi]:** ecuación B1 [42].

$$I = \frac{15.24}{38 + L} = \frac{15.24}{38 + 30} = .2238 = 22.4\% \quad (B1)$$

Dónde: L es la longitud total de la viga en metros (L=30).

- **Factor de Courbon [Fc]:** ecuación B2.

$$F_c = \frac{\#}{n} \left(1 + \frac{6 * (n + 1) - 2 * i * e}{n^2 - 1} * \frac{e}{s} \right) \quad (B2)$$

Donde: # es número de vehículos, n el número de travesaños (n=6), i el número de travesaño analizada (i=1), e es la excentricidad y s la separación entre travesaños (s=1.83 m). Sustituyendo los valores en la ecuación B2, se obtienen los siguientes valores:

Tabla B2. Factor de Courbon para cada vehículo.

Vehículo	e (m)	Fc.
T3-S2-R4	3.3	0.42
HS-20	-1.6	0.083

- **Momento y cortante máximo por trabe:** ecuaciones B3 y B4 respectivamente.

$$M_{\max cv} = 0.9 * M_{cv_{veh i}} * Fc * (1 + I) \quad (B3)$$

$$V_{\max cv} = 0.9 * V_{cv_{veh i}} * Fc * (1 + I) \quad (B4)$$

Donde: $M_{cv \max}$ y $V_{cv \max}$ son el momento y cortante máximo por carga viva (Ton*m/trabe) y 0.9 es el factor de reducción para tres carriles. Sustituyendo los valores en las ecuaciones B3 y B4 se tiene lo siguiente:

$$M_{cv \max} = [(376.2*0.42) + (206.4*0.083)]*1.224*0.9 = \mathbf{192.9 \text{ Ton*m/trabe}}$$

$$V_{cv \max} = [(54*0.42) + (29.6*0.083)]*1.224*0.9 = \mathbf{27.8 \text{ Ton/trabe}}$$

b) Carga viva real

Debido a que los vehículos más pesados que transitan sobre el puente son de tipo C2 (14.5 Ton) y C3 (21.5 Ton), se obtendrán para éstos, los elementos mecánicos sobre las trabes utilizando la misma metodología del inciso a, intercambiando en la distribución de los vehículos de la figura B1 de la siguiente manera: T3-S2-R4 por el C3 y el HS-20 por el C2.

- **Momento y Cortante debido a la carga viva por carril:** tabla B3.

Tabla B3. Momento y Cortante por vehículo.

E. Mec.	C3	C2	Unidades
M _{cv} =	132.8	94.3	Ton*m/carril
V _{cv} =	19.1	13.6	Ton/carril

- **Calculo del factor de impacto:** ecuación B1.
- **Factor de Courbon:** ecuación B2.
- **Momento y cortante máximo por trabe:** ecuaciones B3 y B4 respectivamente.

$$M_{cv \max} = [(132.8*0.42) + (94.3*0.083)]*1.224*0.9 = \mathbf{70.1 \text{ Ton*m/trabe}}$$

$$V_{cv \max} = [(19.1*0.42) + (13.6*0.083)]*1.224*0.9 = \mathbf{10.1 \text{ Ton/trabe}}$$

ANEXO C

TRÁNSITO DIARIO PROMEDIO ANUAL (TDPA)

Para obtener el TDPA se recurrió a la estación maestra (instrumento mecánico que realiza un aforo vehicular) colocada por la Junta de Caminos del Estado de México en el mes de diciembre del 2006 a la altura de Pfizer planta Toluca, en el km 60 de la carretera Toluca-México. Los datos obtenidos por la estación durante las 24 horas se muestran en la tabla C1.

Tabla C1. Aforos vehiculares (Estación Maestra, 2006).

Hora	Sáb 09/12	Dom 10/12	Lun 11/12	Mar 12/12	Mie 13/12	Jue 14/12	Vie 15/12
01:00	979	852	470	519	548	408	523
02:00	744	619	209	300	337	233	311
03:00	583	509	168	277	252	179	223
04:00	543	377	167	221	237	179	181
05:00	419	340	275	256	254	254	224
06:00	719	454	858	674	644	798	729
07:00	1069	616	1737	1535	1398	1652	1507
08:00	1401	811	2557	2438	2187	2483	2434
09:00	1771	1021	2470	2361	2300	2488	2407
10:00	1906	1316	2245	2157	2181	2058	2260
11:00	2045	1561	2059	1926	2024	2059	1969
12:00	2172	1799	1989	1960	1986	2075	2093
13:00	2305	1974	2083	2045	2134	2103	2039
14:00	2365	2143	2183	2229	2286	2230	2276
15:00	2333	2127	2385	2320	2376	2386	2450
16:00	2134	2013	2267	2288	2274	2302	2327
17:00	1935	1981	2120	2088	2152	2101	2186
18:00	1915	2014	2043	2050	2111	2093	2055
19:00	1999	2066	2245	2204	2244	2174	2216
20:00	1867	1976	2177	2123	2120	2129	2189
21:00	1839	1943	2095	2019	2064	2068	2074
22:00	1621	1530	1695	1733	1770	1657	1899
23:00	1332	1246	1297	1339	1373	1229	1487
00:00	1138	786	840	845	1008	780	940
Vol. Diario	37,134	32,074	38,634	37,907	38,260	38,118	38,999
						TDPS=	37,304

Con los datos se determinó el TDPS utilizando la ecuación C1.

$$TDPS = \frac{\sum_{i=1}^7 TD_i}{N} \quad (C1)$$

Donde: TD_i es el tránsito diario (# Vehículos) y N son los días de la semana.

De acuerdo a estudios realizados por la Junta de Caminos del Estado de México, se estimó una tasa de crecimiento vehicular anual del 4% para carreteras en el Valle de Toluca. Empleando la ecuación C2 se calculó la proyección del TDPA para el año 2014 (tabla C2).

$$TF = TA * [1 + ta]^n \quad (C2)$$

Donde: TF es el tránsito futuro, TA el tránsito actual, ta la Tasa de crecimiento anual (4%) y n es el número de años (8 años).

Tabla C2 Proyección del tránsito para el año 2014.

Hora	Sáb	Dom	Lun	Mar	Mie	Jue	Vie
01:00	1340	1166	643	710	750	558	716
02:00	1018	847	286	411	461	319	426
03:00	798	697	230	379	345	245	305
04:00	743	516	229	302	324	245	248
05:00	573	465	376	350	348	348	307
06:00	984	621	1174	922	881	1092	998
07:00	1463	843	2377	2101	1913	2261	2062
08:00	1917	1110	3499	3337	2993	3398	3331
09:00	2424	1397	3380	3231	3148	3405	3294
10:00	2608	1801	3072	2952	2985	2817	3093
11:00	2799	2136	2818	2636	2770	2818	2695
12:00	2973	2462	2722	2682	2718	2840	2864
13:00	3155	2702	2851	2799	2921	2878	2791
14:00	3237	2933	2988	3051	3129	3052	3115
15:00	3193	2911	3264	3175	3252	3265	3353
16:00	2921	2755	3103	3131	3112	3150	3185
17:00	2648	2711	2901	2858	2945	2875	2992
18:00	2621	2756	2796	2806	2889	2864	2812
19:00	2736	2827	3072	3016	3071	2975	3033
20:00	2555	2704	2979	2905	2901	2914	2996
21:00	2517	2659	2867	2763	2825	2830	2838
22:00	2218	2094	2320	2372	2422	2268	2599
23:00	1823	1705	1775	1833	1879	1682	2035
00:00	1557	1076	1150	1156	1380	1067	1286
Vol. Diario	50,821	43,894	52,872	51,878	52,362	52,166	53,374
						TDPS=	51,052

A través del TDPS es posible calcular el TPDA, con las ecuaciones que se muestran a continuación [33].

$$TDPA = TPDS \pm K * \sigma \quad (C3)$$

$$\sigma = \frac{S}{\sqrt{n}} \left[\sqrt{\frac{N-n}{N-1}} \right] \quad (C4)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (TD_i - TDPS)^2}{n-1}} \quad (C5)$$

Donde: σ es el estimador de la desviación estándar poblacional, S es la desviación estándar de la distribución de los volúmenes de tránsito diario, n el tamaño de la muestra en número de días de aforo (7 días), N el tamaño de la población en número de días del año (365 días), TD_i el volumen de tránsito del día "i", K el número de desviaciones estándar correspondiente al nivel de confiabilidad (tabla C3).

Tabla C3. Valores de K para distintos niveles de confiabilidad, (Cal y Mayor, 2000).

Nivel de confiabilidad	K
89.6	1.5
90	1.64
95	1.96
96	2
98.1	2.5

De las ecuaciones C4 y C5 se puede conocer la desviación estándar poblacional y la desviación estándar de la distribución de los volúmenes de tránsito diario respectivamente.

$$S = 3257$$

$$\sigma = 1221$$

Utilizando la ecuación C3 y un valor de K=1.96 para un nivel de confiabilidad del 95%, se obtiene el TDPA que circula por el puente.

TDPA min. = 48,659 Vehiculos

TDPA max. = 53,445 Vehiculos

ANEXO D

ANÁLISIS DE COSTOS DE CONSECUENCIAS DE FALLA

Para obtener el costo de daño esperado de que las traveses del tablero del puente fallen, es necesario estimar los costos que lo integran: costo de reparación, costo por interrupción de servicio y costo de fatalidad. A continuación se presenta el análisis de cada uno de estos.

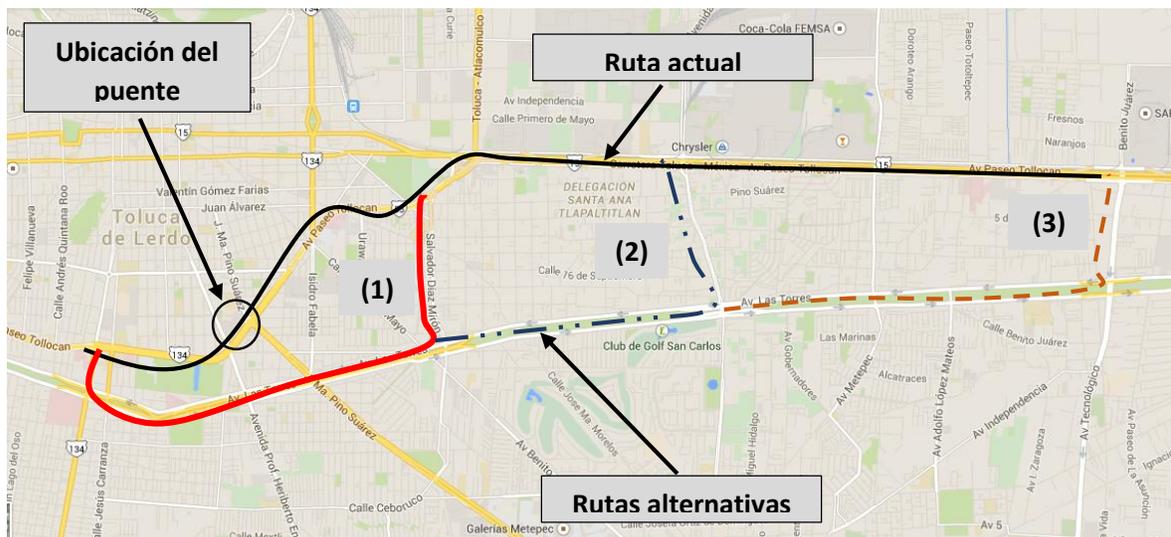
a) Costo de pérdidas económicas por interrupción de servicio [C_e]

Éste se refiere a las pérdidas económicas durante el tiempo de reparación o sustitución de la estructura que ha fallado, y se compone de los siguientes costos: Costo por operación vehicular extraordinaria y costo por la pérdida de vehículos que circulan en el momento del colapso del tablero. En base a que el tiempo de construcción del puente fue de un año, se considera que el tiempo de reconstrucción del tablero del cuerpo será de aproximadamente un mes.

- **Costo por operación vehicular extraordinaria [C_{oe}]**

Representa el costo que tendrán los usuarios del puente en tener que rodear la zona para poder llegar a su destino, para estimarlo, es necesario contar con información acerca de la ruta alternativa, precios de los combustibles, salarios, rendimiento y depreciación de los vehículos. En la figura D1 se observan tres posibles rutas alternativas (1.-Salvador Díaz Mirón, 2.-Ignacio Comonfort y 3.-Av. Tecnológico.) que podrían ser utilizadas al cierre del cuerpo dañado, éstas, suponiendo que inician en Av. Colón para posteriormente continuar por Av. Solidaridad las Torres e incorporarse nuevamente a Paseo Toluca.

Figura D1. Ruta alternativa por inactividad del cuerpo (sentido Toluca-México).



En la tabla D1 se muestra el incremento de longitud que tendría que recorrer un vehículo por una ruta alternativa al cierre del puente, mientras que en las tablas D2, D3 Y D4 se muestran los precios de los combustibles, rendimientos de los vehículos y los salarios mínimos generales (para jornadas de 8 hrs de trabajo) respectivamente.

Tabla D1. Longitudes actuales y alternativas de las rutas de transporte

Ruta (Origen-Destino)	Longitud actual (Km)	Longitud alternativa (Km)	Δ Longitud
1.-Paseo Colón-Av. Salvador Díaz Mirón.	3.70	5.17	1.47
2.-Paseo Colón-Av. Ignacio Comonfort.	6.00	7.60	1.60
3.-Paseo Colón-Av. Tecnológico.	9.80	10.90	1.10

Tabla D2. Precio de los combustibles (PEMEX, octubre 2014).

Combustible	Precio (\$)
Gasolina	13.89
Diésel	13.72

Tabla D3. Rendimiento de los vehículos (PROFECO, 2006).

Vehículo	Rendimiento (km/litro)
A	9
B	13
C	15

Tabla D4. Salario mínimo (CONASAMI, 2014).

Área geográfica	Salario mínimo
A	67.29
B	63.77

En la tabla D5 se presenta el costo por operación extraordinaria en un día, en la primer columna se muestra la clasificación vehicular, en la segunda la cantidad de vehículos que circula por el cuerpo del puente, en la tercera el costo promedio de cada tipo de vehículo, en la cuarta el incremento de distancia de la ruta alternativa (tabla D1), en la quinta el precio del combustible (tabla D2). Posteriormente en las columnas siguientes se presentan los costos por el incremento en la ruta: importe del combustible gastado (velocidad en la nueva ruta será de 45 km/hora), depreciación del vehículo (en promedio un vehículo recorre 700 mil kilómetros durante su vida útil) y costo de horas hombre por demoras (Toluca pertenece a la zona geográfica "B" y se considera que viaja en promedio una persona por vehículo), columnas 6, 7 y 8 respectivamente.

Finalmente en la columna 9 se presenta la suma de las anteriores que representa el costo de un día por operación extraordinaria.

Tabla D5. Costo por operación extraordinaria en un día.

1 Tipo	2 TDPA	3 \$ Veh.	4 Δ Km.	5 \$ Comb.	6 \$/Δkm	7 \$/Dep.	8 \$/H.H.	9 Costo/Día
A	52391	\$45,000	1.60	13.89	\$2.5	\$0.10	\$0.28	\$ 151,035.77
B	939	\$200,000	1.60	13.72	\$1.7	\$0.46	\$0.28	\$ 2,288.48
C2	107	\$220,000	1.60	13.72	\$1.5	\$0.50	\$0.28	\$ 244.27
C3	8	\$220,000	1.60	13.72	\$1.5	\$0.50	\$0.28	\$ 18.26
Costo por día=								\$ 153,586.77

El costo total por operación extraordinaria para 30 días es:

$$C_{oe} = (153,586.77 * 30) = \$ 4,607,603.30$$

- **Costo de pérdida de vehículos en el momento del colapso [C_{pv}]**

- Carriles superiores.

De acuerdo al aforo vehicular del anexo C el TDPA es de 53,445 vehículos, sin embargo, el mayor número de afluencia se realiza durante el día (12 hrs), por lo cual se tiene que el tránsito es de 75 veh/min. Considerando una longitud del cuerpo de 100 m y tomando en cuenta que la velocidad en horas pico sobre el puente es de aproximadamente 30 km/h, el tiempo de recorrido sobre el tablero será de 0.2 minutos. Así que, en el momento del colapso se encontraran sobre el tablero aproximadamente 15 veh (5 por carril). Por otro lado debió a que en el aforo vehicular se observa que el 98% del TDPA son vehículos del tipo A, se considera que son de este tipo los 15 veh que circulan en el tablero al momento del colapso.

- Carriles inferiores

Por debajo del puente se localizan 9 carriles de circulación en los cuales se considerara que durante el colapso se encuentran sobre ellos 2 vehículos/carril del tipo A, con un solo pasajero. Considerando un costo de 45,000.00 \$/Vehículo, el costo de pérdida de vehículos en el momento del colapso será:

$$C_{pv} = (15 + 18) * 45,000.00 = \$ 1,485,000.00$$

Por lo tanto el costo de pérdidas económicas por interrupción de servicio es de:

$$C_e = C_{oe} + C_{pv} = 4,607,603.30 + 1,485,000.00 = \$ 6,092,603.23 \text{ (millones)}$$

b) Costo de fatalidad

Para el cálculo del costo asociado a pérdidas humanas, tomaremos en cuenta que el promedio de pasajeros por automóvil es de una persona y que el promedio anual de ingresos por cada persona será de \$ 23,277.00 (salario mínimo de \$63.77), por otro lado se supone que el promedio de vida útil laboral de cada persona es de 25 años. Considerando los 33 los vehículos que se encontraran en el momento del colapso, el importe total del costo por fatalidad es:

$$C_f = 23,277 \frac{\$ * \text{año}}{\text{persona}} * 33 \text{ personas} * 25 = \$ 19,203,525.00 \text{ (millones)}.$$

c) Costo de reparación/sustitución [C_r]

El costo de reparación o sustitución es el costo de retirar los escombros de la estructura que ha fallado y de volver a construir otra estructura, su valor es de aproximadamente 1.15 el costo inicial [C_i]. Debido a que no se cuenta con el C_i del cuerpo del puente (sentido Toluca-México), para la presente tesis se realizó un análisis de costos aproximados de los conceptos que estarían involucrados en la construcción de un cuerpo nuevo (tabla D6).

Los precios unitarios que se muestran en catálogo, son precios reales extraídos de presupuestos de puentes vehiculares de trabes de concreto presforzado (longitud de claro aprox. de 30 m) que se construyeron o se están construyendo en el presente año 2014. Entre los puentes citados para esta investigación se encuentran: Distribuidor Vial Av. 5 de Mayo-Prolongación Salvador Díaz Mirón, Distribuidor Vial Av. Alfredo del Mazo-José López Portillo, Av. las Torres- Heriberto Enríquez y Carretera Atlacomulco-Palmillas. El análisis de precios da como resultado un C_i de:

$$C_i = \$34,411,764.27$$

Finalmente el costo de remplazo del tablero asociado a un estado límite donde las cargas actuantes son mayores que las resistentes sería de:

$$C_r = \$ 39,573,529.00 \text{ (millones)}.$$

Tabla D6. Cálculo del costo de reparación del tablero del puente en estudio.

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U. (\$)	Importe (\$)
PRELIMINARES				
Corte, extracción y remoción del material superficial no apto para terracerías, P.U.O.T.	M3	932.20	\$ 50.13	\$ 46,731.19
Excavaciones para estructuras a cualquier profundidad, P.U.O.T.	M3	4,344.60	\$ 163.19	\$ 708,973.55
Obras preliminares: limpieza general, demolición y retiro de obras existentes, acarreo de escombros, trazo y nivelación, P.U.O.T.	OBRA	1.00	\$ 1,300,000.00	\$ 1,300,000.00
ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO				
Trabes postensadas y pretensadas, coladas en sitio o elementos precolados, P.U.O.T.	PZA.	18.00	\$ 288,742.42	\$ 5,197,363.52
Colocación de elementos estructurales tipo precolados incluye: cargas, transporte, descargas hasta el sitio de colocación, izamiento y montaje a cualquier altura, P.U.O.T.	PZA.	18.00	\$ 60,892.89	\$ 1,096,071.97
ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO COLADAS EN SITIO				
De $f'c=250$ kg/cm ² y $f_y= 4200$ kg/cm ² en zapatas de cimentación, pilas, estribos, caballetes, cabezales, losa de concreto y diafragmas P.U.O.T.	M3	719.13	\$ 3,748.73	\$ 2,698,065.95
De $f'c=200$ kg/cm ² y $f_y= 4200$ kg/cm ² en guarniciones y parapetos, P.U.O.T.	M3	120.24	\$ 2,073.49	\$ 249,316.44
ACERO DE REFUERZO				
Suministro y habilitado de varillas, alambres, cables, barras, soleras, ángulos, rejillas o mallas de alambre, metal desplegado u otras secciones que se utilicen P.U.O.T.	KG.	180,000.00	\$ 25.84	\$ 4,651,200.00
TERRAPLENES				
Suministro y fabricación de paneles de concreto hidráulico premezclado $f'c=250$ kg/cm ² para recubrimiento de terraplenes mecánicamente estabilizado, P.U.O.T.	M2	1,665.00	\$ 1,841.91	\$ 3,066,780.15
Colocación y montaje de paneles de concreto hidráulico prefabricados. P.U.O.T.	M2	1,665.00	\$ 404.45	\$ 673,409.25
Relleno en terraplenes a base de material de banco P.U.O.T.	M3	16,775.00	\$ 568.96	\$ 9,544,304.00
CARPETA ASFALTICA				
Riego de impregnación de material asfáltico, con emulsión asfáltica tipo ECI-60., P.U.O.T.	M2	3,340.00	\$ 27.11	\$ 90,547.40
Construcción de carpeta de concreto asfáltico de 10 cm., P.U.O.T.	M3	350.00	\$ 3,526.12	\$ 1,234,142.00
COMPLEMENTOS				
Parapeto metálico formado principalmente con placa de acero A-36, tubo de Fo. Go., P.U.O.T.	ML	700.00	\$ 1,545.39	\$ 1,081,773.00
Apoyos integrales vulcanizados en planta (placas de neopreno), P.U.O.T.	DM3	360.00	\$ 417.45	\$ 150,282.00
Junta de dilatación tipo MKFLEX 80 o similar, P.U.O.T.	ML	66.00	\$ 3,292.05	\$ 217,275.30
Obras de conducción y captación para drenar el agua pluvial de la superestructura, P.U.O.T.	ML	400.00	\$ 72.16	\$ 28,864.00
Rayas que limitan la zona neutral (separando flujos en un solo sentido) de 20 cm de ancho, en color blanco reflejante, P.U.O.T.	ML	800.00	\$ 52.37	\$ 41,896.00
Seguridad vial (incluye personal, accesorios y anuncios informativos), P.U.O.T.	OBRA.	1.00	\$ 334,768.57	\$ 334,768.57
Obras inducidas al cierre de la obra.	OBRA	1.00	\$ 2,000,000.00	\$ 2,000,000.00
			TOTAL=	\$34,411,764.27