





Certificación ISO 9001:2008 ‡

Efecto de las variaciones del peso máximo de vehículos doblemente articulados en el deterioro de un puente atirantado

Juan Antonio Quintana Rodríguez Francisco Carrión Viramontes Saúl Enrique Crespo Sánchez Andrés Hernández Guzmán Daniel Rodríguez Naranjo Daniel Arceo Mariñelarena

> Publicación Técnica No. 399 Sanfandila, Qro. 2014

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

Efecto de las variaciones del peso máximo de vehículos doblemente articulados en el deterioro de un puente atirantado

Publicación Técnica No. 399 Sanfandila, Qro. 2014

Esta investigación fue realizada en la Coordinación de Ingeniería Vehicular e Integridad Estructural del Instituto Mexicano del Transporte, por el Dr. Juan Antonio Quintana Rodríguez, el Dr. Francisco Carrión Viramontes, el M. C. Saúl Enrique Crespo Sánchez, el Ing. Andrés Hernández Guzmán, el M. C. Daniel Rodríguez Naranjo y el M. C. Daniel Arceo Mariñelarena.

Se agradece la colaboración del Dr. Miguel Martínez Madrid, Coordinador de Ingeniería Vehicular e Integridad Estructural del Instituto Mexicano del Transporte, por la revisión y las facilidades para la realización del presente trabajo.

Contenido

Resume	n		V
Abstract			vii
Resume	n eje	cutivo	ix
Capítulo	1	Introducción	1
Capítulo	2	Antecedentes	5
2	2.1	Sobre los pesos máximos vehiculares	5
2	2.2	El primer reglamento	6
2	2.3	Reglamento de 1980	7
2	2.4	Modificaciones 1980-1993	7
	2.5	Proyecto de norma 1993	7
	2.6	La NOM-012-SCT-2-1994	8
	2.7	La NOM-012-SCT-2-1995	8
	2.8	La NOM-012-SCT-2-2008	9
Capítulo	3	Metodología para el análisis de confiabilidad	11
;	3.1	Simulación Monte Carlo para la prognosis estructural	12
÷	3.2	Modelo de deterioro para el elemento de anclaje	16
Capítulo	4	El puente Río Papaloapan	19
4	4.1	Antecedentes de la falla del elemento de anclaje	20
2	4.2	Inspección ultrasónica de los elementos del puente	23
4	4.3	Rehabilitación del puente Río Papaloapan	25
4	4.4	Distribución estadística de las cargas vivas	25
4	4.5	Distribución estadística de las tensiones en los tirantes	30
Capítulo	5	Confiabilidad por diferentes límites de carga viva	35
Capítulo	6	Conclusiones	39
Bibliogra	afía		41

Anexo 1 Distribuciones estadísticas del Peso Bruto Vehicular para las diferentes configuraciones vehiculares

Resumen

En el año 2013 la norma NOM-012-SCT-2008, la cual refiere a las dimensiones y peso máximo permitido para circular sobre las carretas y puentes de la red federal, estuvo sujeta a revisión por un panel de expertos designado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Uno de los principales temas de revisión radicó sobre el peso máximo que puede ser transportado por los vehículos de carga tomando en cuenta dos consideraciones principales: garantizar la seguridad de los usuarios y conservar la infraestructura carretera.

Esta investigación fue realizada para evaluar el efecto del peso bruto vehicular en la vida útil de los puentes, considerando diferentes límites para el peso máximo de los vehículos. El análisis fue realizado utilizando el puente Río Papaloapan como caso de estudio.

La metodología propuesta se basa en el análisis de confiabilidad estructural, ejecución de simulación Monte Carlo y el uso de un Modelo de Elemento Finito calibrado del puente en estudio. Las cargas vivas son simuladas con las distribuciones estadísticas actuales considerando la composición vehicular y el peso bruto vehicular. Los resultados indican que la vida útil del puente se puede incrementar en un 12% si se establece como límite de carga 66.5 toneladas tomando como referencia las condiciones actuales y un 5% si el límite de carga se establece en 80 toneladas.

Abstract

In 2013, the Mexican official standard NOM-012-SCT-2008, concerning the maximum weight and dimensions of heavy vehicles that circulate on roads and bridges under federal jurisdiction, was under review by a board of experts designed by the Secretary of Communications and Transport (SCT) authorities. One of the main topics to be reviewed was the maximum weight that vehicles can take considering two main aspects: safety assurance and road infrastructure integrity.

This research was done assessing the effect of gross vehicle weight on the useful life of highway bridges and taking into account different limits for the maximum vehicle's weight. The analysis was exemplified with the case of the Rio Papaloapan Bridge.

The proposed methodology is based on the structural reliability analysis, Monte Carlo simulation and a finite element model that is calibrated to the bridge under study. Live loads are simulated using statistical distributions considering the traffic composition and gross weight. Results show that enforcing the 66.5 tons limit, the useful life increases in 12% from actual conditions and a 5% if the limit is 80 tons.

Resumen ejecutivo

Para determinar el efecto en el incremento de la carga autorizada sobre la vida útil de los puentes en servicio, se aplicó la metodología propuesta al caso del puente Río Papaloapan, que por su condición particular, su deterioro es especialmente sensible a las cargas dinámicas. El estudio prospectivo, se realizó mediante simulación Monte Carlo, limitando las cargas a 66.5, 68, 72, 75.5, 80 84, 88, 92 toneladas (sin existir los casos de vehículos sobrecargados), además de la condición sin límite de carga utilizando las distribuciones estadísticas actuales en la cuales circulan un porcentaje importante de vehículos con sobrecargas de más de 90 toneladas.

Para el estudio, se consideraron las distribuciones estadísticas del peso bruto vehicular que circula por la red federal carretera, la composición vehicular actual y una proyección de crecimiento del 4% anual en el tránsito vehicular sobre el puente. La distribución y configuraciones del tránsito se proyectan en la misma proporción para los diferentes tipos de vehículos en los siguientes 30 años, con lo que se realiza un estudio de confiabilidad estructural utilizando un modelo de elemento finito calibrado y simulación Monte Carlo con un modelo de deterioro para el material constitutivo, para calcular la reducción de la vida útil de la estructura en estudio en función del peso máximo permitido.

Los resultados, que son de naturaleza particular del caso de estudio, muestran que la metodología propuesta permite pronosticar el deterioro de estructuras complejas ante cargas cíclicas. Un aspecto fundamental para estas aplicaciones es la comprensión de los mecanismos de deterioro y la aplicación de modelos adecuados para estos mismos. En el tema del puente Río Papaloapan, se encuentra que, tomando como referencia el límite de 66.5 toneladas para el peso bruto vehicular máximo, la vida útil tiene un decremento del 5% cuando el límite aumenta a 80 toneladas y de un 12% con los niveles de sobrecarga que se reportan actualmente.

1 Introducción

En las carreteras federales mexicanas, según el censo del SIPUMEX (figura 1.1) de 2012, se tienen cerca de 8 265 puentes distribuidos de la siguiente manera: 456 con superestructura de acero, 4 692 de concreto reforzado, 604 puentes mixtos (concreto reforzado y acero), 2 356 de concreto presforzado, 61 puentes de estructura espacial (tridilosa) y 96 de mampostería (SIPUMEX, 2013).

A partir de evaluaciones visuales, el SIPUMEX califica la condición estructural de cada puente a partir de inspecciones visuales rutinarias. El índice que califica la condición estructural de un puente puede tomar valores entre 1 y 5, donde 1 es un estado en excelente condición, mientras que el 5 indica una condición estructural crítica que requiere acción inmediata. En la figura 1.2 se presenta la distribución porcentual de los puentes de la Red Federal en México según su calificación estructural.



Figura 1.1 Distribución por tipo de puente en la Red Federal de Carreteras de México



Figura 1.2 Índice de la condición estructural de los puentes en México

De igual forma que la descripción estadística del tipo de puentes, su condición estructural y las características generales de estos, el SIPUMEX proporciona información sobre cuando fueron construidos los puentes y los criterios de diseño utilizados para ellos (SIPUMEX, 2013). Al analizar la distribución de las edades de los puentes por lustros (figura 1.3), se puede observar que la edad promedio de los puentes es mayor a los 30 años y hay un número significativo de puentes con más de 40 años.



Figura 1.3 Número de puentes por periodo de construcción

De las figuras 1.2 y 1.3, es importante destacar que el 21% del inventario de los puentes tienen una calificación de 3 o mayor, que representa una condición estructural que obliga a su rehabilitación en el corto plazo. Adicionalmente, la mayoría de estos puentes fueron construidos antes de 1980 con diseños que utilizan en criterios que se basaban en los vehículos de diseño H-15 y H-20, que consideraron cargas menores a las que permite el actual reglamento y mucho menores a las cargas que circulan por las carreteras.

Desde 1991, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y el Instituto Mexicano del Transporte han realizado estudios de campo para medir los pesos y las dimensiones de los vehículos de autotransporte que circulan por las carreteras federales (Gutiérrez y Mendoza, 2003). De ahí, se ha encontrado que el 18% del total de los vehículos de carga circulan con sobrecarga, pero por tipo de vehículo, el 46% de los T3-S3 y el 39,4% de los T3-S2-R4 son los que reportan mayores porcentajes de sobrecargados. La tabla 1.2 resume los porcentajes promedio de sobrecargados por tipo de vehículo considerando el total de vehículos, mientras que la tabla 1.3 indica los valores promedio de sobrecarga y sobrecarga máxima por tipo considerando únicamente los sobrecargados (Gutiérrez y Soria, 2013).

Tipo de Vehículo	Porcentaje de Sobrecargados
C2	4.6
C3	17.2
T3-S2	17.8
T3-S3	46.1
T3-S2-R4	39.4
Promedio	17.9

Tabla 1.2 Sobrecargados por tipo de vehículo

Tipo de Vehículo	Peso Máximo Reglamentario*	Peso Promedio de Sobrecargados	Sobrecarga Máxima
C2	17.5 (19.0)	21	27.9
C3	24.5 (27.5)	30.1	41.1
T3-S2	41.5 (46.5)	50.8	71.7
T3-S3	48.0 (54.0)	59.7	87.4
T3-S2-R4	66.5 (80.0)	80.9	103.1

*Los valores en paréntesis indican máximo reglamentario por incentivos

Así pues, considerando la necesidad de tener una referencia del daño que pueden sufrir los puentes por el incremento del peso autorizado de los vehículos que circulan sobre la Red Federal de Carreteras, se presenta una metodología de análisis para pronosticar el deterioro estructural de estos con base en el análisis de confiabilidad y la aplicación de modelos de deterioro *ad hoc* a los tipos de estructuras. El procedimiento analítico se basa en el uso de la simulación Monte Carlo y toma en cuenta los mecanismos de degradación de los materiales constitutivos, la edad de los puentes, los criterios de diseño utilizados en los diferentes periodos de construcción de estos y el comportamiento histórico del tránsito vehicular. El método propuesto se basa fundamentalmente en los datos

específicos que se tienen de un puente y la descripción estadística de las cargas vivas y, con ello, obtener una primera aproximación del grado de la influencia que la sobrecarga tiene sobre el deterioro de los puentes y una comparación de los resultados de simulación con la evolución real de los puentes según los registros del sistema de gestión.

2 Antecedentes

La construcción de caminos en México se inició formalmente con la creación de la Comisión Nacional de Caminos en 1925, la cual, en 1932 se transformó en la Dirección Nacional de Caminos (DNC), dependiente de la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas (SCOP). Posteriormente, la DNC se extendió y fue formando varias Direcciones Generales (Carreteras Federales, Cooperación, Conservación, etc.), todas ellas incorporadas a la Secretaría de Obras Públicas (SOP), la cual se convirtió subsiguientemente en la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP) y luego, como es ahora, en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

2.1 Sobre los pesos máximos vehiculares

Aún teniendo un desarrollo sistemático de la red de carreteras y manteniendo un control de los vehículos que circulaban por ellas, no fue sino hasta el año de 1960 cuando se propuso un reglamento que limitara los pesos y dimensiones de los vehículos de carga que circulaban por las carreteras de la red federal. Este reglamento se aplicó a partir de 1962 mediante la publicación del "Instructivo sobre el Peso y Dimensiones de los Vehículos" (DGAF, 1960). Posteriormente, en 1980 se actualizó el reglamento para permitir configuraciones y pesos mayores atendiendo la evolución y las demandas del transporte terrestre nacional (DGAF, 1980). Con la finalidad de simplificar la aplicación del reglamento, la SCT propuso en el año 1993 emitir una norma obligatoria sobre el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción nacional, la cual se identifica actualmente como la norma NOM-012-SCT-2 (SCT, 1993).

En la práctica, la propuesta de norma de 1993 no se llega a publicar y la primera versión oficial de la norma (NOM-012-SCT-2-1994) se publicó el 29 de noviembre de 1994 (DOF, 1994). Casi inmediatamente, en 1995 se actualiza la norma, la cual se publica el 7 de enero de 1997 (DOF, 1997). Finalmente, en 2008 se emite una nueva versión de la norma que hasta 2013 se mantiene vigente (DOF, 2008).

Al analizar las diversas versiones de la norma, se encuentra que la configuración más grande que se permitió hasta 1980 fue el vehículo denominado T3-S2 (DGAF, 1980), pero a partir de entonces a la fecha, la configuración de mayor peso y dimensión que se permite es el T3-S2-R4, aunque en sus distintos momentos, los pesos máximos han variado por limitaciones en los pesos máximos por eje e incentivos por el uso de dispositivos auxiliares que pretenden incrementar la seguridad y reducir el daño al pavimento.

Por lo general, el criterio básico que determina el peso máximo por eje y, por tanto, el peso máximo de las distintas configuraciones vehiculares, es el criterio de daño al pavimento, sin embargo en configuraciones de gran tamaño, la limitante en el peso máximo está determinada por la llamada "Fórmula Puente", que no es más que un criterio de restricción basado en la capacidad de resistencia estructural de los puentes carreteros. Así pues, en el caso de los vehículos T3-S2-R4, es este criterio el que limita su peso máximo.

La "Fórmula Puente" -que es un criterio que determina el peso máximo permitido en vehículos de transporte pesado atendiendo a sus dimensiones y la resistencia de los puentes- se definió en los EUA, con base en un estudio de campo realizado en los años 50's por la *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) (TRB, 1962; NCHRP, 2007). En 1974 esta fórmula fue promulgada por el Congreso de los EUA como obligatoria para limitar los pesos máximos de los vehículos de carga. El objeto de la Fórmula Puente no es tan solo limitar el peso máximo según el tipo de vehículo, sino también, de acuerdo a sus dimensiones, prevenir concentraciones de carga muy grandes que pudieran dañar a los puentes.

La Fórmula Puente de los Estados Unidos de América está dada por la siguiente relación:

$$w = 500 \left(\frac{lN}{N-1} + 12N + 36\right)$$

Dónde: / = es la distancia en pies (ft) de los ejes extremos del vehículo en cuestión

N = es el número total de ejes del vehículo

w = es el peso máximo determinado por la fórmula en libras (lb)

Cabe mencionar que la traducción de esta fórmula a unidades de L en metros y el *PBV* en kilogramos es:

$$PBV = 744 \left(\frac{LN}{N-1} + 3.66N + 11\right)$$

2.2 El primer reglamento

El primer reglamento sobre pesos y dimensiones de vehículos pesados que hubo en México fue publicado en el Diario Oficial de la Federación de 1960 (DGAF, 1960) dentro de la Ley de Vías Generales de Comunicación, en el capítulo XI la sección de Explotación de Caminos. En este reglamento, los vehículos más grandes que se consideraron fueron el T3-S2 y el C3-R2, que estaban restringidos para los caminos tipo A con un peso máximo de 34 toneladas. El criterio para limitar el daño a puentes se determinó por la siguiente Fórmula Puente:

$$PBV = 1635(L + 5.85)$$

Donde *PBV* es el Peso Bruto Vehicular en kilogramos y *L* es la longitud total del vehículo en metros, la cual estaba limitada a 15 metros y, por tanto, el peso máximo resultante era de 34 toneladas. Si bien, no hay referencia sobre el origen de esta fórmula, es posible suponer que se estableció partiendo de los pesos máximos por eje para las dos configuraciones mayores, ya que aplicando ambos criterios el límite máximo es el mismo.

2.3 Reglamento de 1980

Ante las condiciones socio-económicas y de desarrollo del país, en 1980 se hizo necesaria la revisión y actualización del reglamento de pesos y dimensiones de los vehículos de carga (DGAF, 1980). En esta ocasión, se incluyeron vehículos de doble articulación (T2-S1-R2, T3-S1-R2, T3-S-R2, T3-S2-R3 y T3-S2-R4), pero también se eliminó la regulación que limitaba el peso por el criterio de daño en puentes y el peso máximo se delimitaba por el del daño al pavimento, que correspondía a 77.5 toneladas.

2.4 Modificaciones 1980-1993

En el periodo de 1980 a 1993, hubo varias modificaciones al reglamento que fundamentalmente estaban enfocadas a revisar las longitudes máximas de los vehículos; así por ejemplo, la longitud inicial del T3-S2-R4 de 25.3 metros se incrementó al final a 28 metros, pero en algún momento llegó a ser de hasta 31 metros. Estos incrementos fueron motivados por la necesidad de incluir remolques de 40 pies de longitud. En cuanto a los pesos, se mantuvieron los mismos del reglamento de 1980 y de la misma forma, no se consideró ningún criterio que limitara la carga por daño a los puentes.

2.5 Proyecto de norma 1993

En 1993 se propone por primera vez la elaboración de la norma NOM-012-SCT-2, sobre el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción federal (SCT, 1993). El proyecto de norma elaborado en 1993 consideraba incrementos en los pesos y la aplicación de una Fórmula Puente (basada en la de los EUA y ajustada a los vehículos nacionales); lo anterior limitaba la carga de los T3-S2-R4 a 66.5 toneladas en caminos tipo A (L=26.2 m). La Fórmula Puente propuesta era:

$$PBV = 899,4\left(\frac{LN}{N-1} + 3,66N + 11\right)$$

En este mismo proyecto de norma, con base en un estudio del IMT, ya se autorizaba un incremento del 5% del peso por eje en vehículos con suspensión neumática, excepto el eje direccional, lo que permitía casi 70 toneladas de carga en las configuraciones de los ahora llamados "fulles". Es importante destacar que este incremento sólo tiene sustento técnico considerando la disminución de la

carga dinámica transmitida al pavimento; sin embargo, no lo tiene en cuanto a la carga que soportan los puentes.

2.6 La NOM-012-SCT-2-1994

El proyecto de norma de 1993 sufrió varias modificaciones hasta el 29 de noviembre de 1994, cuando se publicó en el Diario Oficial la primera versión de la norma identificada como NOM-012-SCT-2-1994 (DOF, 1994). En esta versión se omitió la Fórmula Puente y el peso máximo autorizado de los T3-S2-R4 era 66.5 toneladas con posibilidad de aumentar un 5% por la suspensión neumática (70.5 toneladas). La consideración del límite de 66.5 toneladas se puede interpretar como una inclusión implícita de la fórmula puente propuesta en el proyecto de norma de 1993, aunque perdió consistencia ante el incremento en la longitud máxima de los vehículos, que llegó a 31 metros (L=28.8 m) y correspondería a un peso máximo de 68.6 toneladas. Igualmente, los "fulles" que trasladaran gases químicos estaban autorizados a cargar hasta 72,5 toneladas por un periodo de 5 años a partir de la expedición de la norma (esto como concesión especial en virtud de las características de los autotanques existentes).

2.7 La NOM-012-SCT-2-1995

En 1995 se actualizó la norma y se publicó el 7 de enero de 1997 (DOF, 1997). En esta ocasión, se mantiene la longitud máxima a 31 metros, el peso máximo del T3-S2-R4 sigue siendo 66.5 toneladas y por primera vez, se proponen los vehículos diferenciados, los cuales pueden transportar hasta 72.5 toneladas por un periodo de 5 años si cuentan con sistema auxiliar de frenos, independiente al de balatas, para luego nuevamente ajustarse a 66.5 toneladas. Por otra parte, se autoriza 1 tonelada por eje de carga y 1.5 toneladas por eje motriz si cuentan con suspensión neumática. En esta ocasión se menciona específicamente que "5.1.1.2 Las concentraciones máximas de carga que se autorizan para el tractocamión articulado se rigen de acuerdo con la resistencia de puentes"; sin embargo, no establecen la Fórmula Puente explícitamente, aunque nuevamente, queda expresada en el límite de 66.5 toneladas, que corresponde al mismo que se establece desde el proyecto de norma de 1993.

En la norma de 1995 explícitamente establece en el inciso 5.1.2.2 que "Cualquier incremento mayor, estará sujeto al resultado que se obtenga de los estudios y análisis técnicos que se realicen para poder determinar las ventajas y/o desventajas sobre el daño de pavimentos y puentes por el uso de suspensión neumática". En este caso no queda claro si el "incremento mayor" se refiere al límite de 66.5 toneladas, lo cual implicaría que el aumento por la suspensión neumática aplicaría únicamente a vehículos más pequeños a los doblemente articulados, o bien, si se aplica considerando algunos o todos los incrementos mencionados. Tampoco se tiene conocimiento de algún estudio o análisis específico que se haya derivado de esta norma en cuanto a este tema.

Finalmente, de acuerdo con esta norma, el T3-S2-R4 podía cargar hasta 81.5 toneladas por 5 años y luego 75.5 toneladas.

Es importante destacar que, de acuerdo con los pesos permitidos por ejes de esta misma norma (6.5 toneladas para eje sencillo, 19.5 toneladas por tándem motriz de 8 llantas y 18 ton por tándem de 8 llantas), el peso máximo que se podría permitir a un T3-S2-R4 es de 80 toneladas.

2.8 La NOM-012-SCT-2-2008

En la actualización del 2008 de la norma (DOF, 2008), que se conoce ampliamente, además de establecer la Fórmula Puente explícitamente, el límite para los T3-S2-R4 sigue siendo de 66.5, pero se autoriza a los vehículos diferenciados un límite de hasta 75.5 toneladas y un incremento adicional de 4.5 toneladas por 5 años. La norma se publicó el 1° de abril de 2008, por lo que el segundo transitorio se vencía el 1° de abril de 2013, sin embargo, por varias circunstancias, se suspendió en el 2012. En esta misma versión, el límite de longitud máxima sigue siendo de 31 metros. Cabe mencionar que la Fórmula Puente de 2008 es diferente, respecto al proyecto de norma de 1993:

$$PBV = 870 \left(\frac{L N}{N-1} + 3.66 N + 11\right)$$

Lo anterior se puede explicar por un ajuste de la fórmula por el incremento en la longitud máxima de 28 a 31 metros (28.8 metros entre ejes extremos) y para mantener el máximo en 66.5 toneladas.

En la tabla 2.1 se presenta una síntesis de la evolución de pesos máximos permitido por eje y para las 3 configuraciones vehiculares de mayor peso.

		1980	1993 1994				1995				2008			
Configuración	1960		Normal	Susp. neumática	Normal	Susp. neumática	Auto- tanques*	Normal	Suspensión neumática	Freno auxiliar	Ambos	Normal	Incentivos seguridad	2° Transitorio
Eje sencillo	5.0	5.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5
Tandem motriz 4 llantas	14.5	18.0	18.0	18.9	19.5	20.5	20.5	19.5	22.5	19.5	22.5	18.0	21.0	21.0
Tandem sencillo 8 llantas	14.5	18.0	18.0	18.9	18.0	18.9	18.9	18.0	20.0	18.0	20.0	17.0	19.0	19.0
Tridem 12 llantas	na	22.5	22.5	23.6	22.5	23.6	23.6	22.5	25.5	22.5	25.5	23.5	26.5	26.5
T3-S2	34.0	41.5	42.5	44.3	44.0	45.9	45.9	44.0	49.0	44.0	49.0	41.5	46.5	46.5
T3-S3	na	46.0	47.0	49.0	48.5	50.6	50.6	48.5	54.5	48.5	54.5	48.0	54.0	54.0
T3-S2-R4 ^(Nota 1)	na	77.5	78.5	82.1	80.0	83.7	83.7	80.0	89.0	80.0	89.0	75.5	84.5	84.5
T3-S2-R4 (Nota 2)	na	na	66.5	69.8	66.5	70.5	72.5	66.5	75.5	72.5	81.5	66.5	75.5	80.0

Tabla 2.1 Evolución de pesos máximos por ejes y configuracionesvehiculares

na = No Aplica

*Aplica por un periodo de 5 años

Nota 1: Peso máximo vehicular considerando únicamente la suma de los pesos máximos permitidos por eje

Nota 2: Peso máximo por la norma o la fórmula puente

3 Metodología para el análisis de confiabilidad

Del análisis del Capítulo 2, se puede observar que el desarrollo de la fórmula puente y, por tanto, del criterio que limita las cargas de los vehículos de autotransporte para prevenir el daño a los puentes, está basado en un estudio que se realizó en la década de los años 50's y no se ha actualizado, independientemente del desarrollo de nuevos diseños estructurales, materiales o de nuevos criterios y normas. Así también, las características del tránsito vehicular son actualmente muy distintas a las consideradas en el estudio para el desarrollo de esta fórmula puente y en este momento se registran pesos que superan los de aquella época; además, el número de vehículos y sus características son muy distintas. Lo anterior, sin considerar que el desarrollo de la fórmula puente mexicana no cuenta con algún fundamento teórico o experimental y, más bien, considera argumentos empíricos y necesidades específicas del autotransporte.

Por otra parte, los criterios de diseño de puentes han variado significativamente desde la década de los 50's. Los códigos de diseño de la AASHTO (AASHTO, 2013), el canadiense (CSA, 2006) o el europeo (Eurocódigo) (AENOR, 2013), por mencionar los más importantes, consideran cargas de diseño cada vez mayores y más demandantes. En nuestro país, esta evolución ha derivado en el establecimiento de modelos de carga viva para el diseño de estos sistemas (modelo IMT 22.5 y 66.5), los cuales producen elementos mecánicos superiores a los generados por los modelos de carga establecidos en otros códigos, y a la configuración vehicular más pesada que transita en nuestra red con 77.5 toneladas de peso, sin embargo, su reciente establecimiento y el empleo de vehículos de diseño de otros códigos, genera incertidumbre respecto a la condición estructural actual de la infraestructura existente (figura 3.1). De acuerdo con el SIPUMEX, en México tenemos un inventario con un gran número de puentes con más de 30 años de servicio y los criterios de diseño utilizados para estos utilizaron cargas vehiculares que han sido excedidas por las actuales, sin considerar que en algunos casos éstas llegan a excederse hasta un 50% del límite permitido.

Ante las condiciones antes descritas, es importante el desarrollo de metodologías para el análisis y prognosis del deterioro estructural de puentes por cargas vivas cambiantes y por configuraciones vehiculares distintas. Es por ello que en este capítulo se describe brevemente un procedimiento de análisis basado en la simulación Monte Carlo para pronosticar el deterioro estructural de los elementos estructurales de puentes por efecto de cargas vivas.



Figura 3.1 Análisis comparativo de los momentos flexionantes por las cargas de los vehículos de diseño de puentes

3.1 Simulación Monte Carlo para la prognosis estructural

Prognosis es un término que tiene su origen en la lengua griega ($\pi\rho o\gamma v\omega\sigma \iota \sigma$) y se trata del saber con anticipación a un cierto acontecimiento y se asocia con un pronóstico o una predicción. Estrictamente, prognosis se deriva de *pro*, ($\pi\rho o$) que significa antes o delante, y de *gnosis* ($\gamma v\omega \sigma \iota \sigma$), que significa conocimiento, por lo tanto, prognosis es el pronóstico o la estimación del desarrollo probable de eventos en el futuro. Actualmente, el término se ha aplicado a estructuras, como los puentes, donde las condiciones cambiantes y evolutivas bajo las que trabajan hacen necesario los estudios de prognosis estructural para anticipar y prevenir condiciones críticas indeseables.

Dada la naturaleza aleatoria de las cargas vivas que actúan sobre los puentes y el alto número de variables que intervienen, los estudios de prognosis estructural se basan en los fundamentos de la confiabilidad estructural y de la simulación Monte Carlo. La primera, para determinar y aplicar los criterios probabilísticos que hacen aceptable la condición de una estructural y la segunda, basados en distribuciones estadísticas que describan los fenómenos involucrados, para evaluar la probabilidad de falla y la evolución probabilística del deterioro estructural. La combinación de ambas proporciona una metodología muy poderosa que permite evaluar la condición de cualquier estructura, particularmente de puentes, para estudios de prognosis.

Las figuras 3.2 y 3.3 muestran los diagramas para el estudio de prognosis estructural del caso particular de los elementos de anclaje superior del puente Río Papaloapan. En la figura 3.2 se muestra el diagrama para calcular las distribuciones estadísticas de las tensiones en los 112 tirantes del puente a partir de las distribuciones estadísticas de las cargas vivas por viento y cargas vehiculares, considerando las distribuciones estadísticas de carga para los distintos tipos de vehículos y configuraciones que circulan por las carreteras mexicanas. El análisis considera igualmente las distribuciones estadísticas de carga por la posición relativa de los vehículos sobre el puente y considerando las variaciones del flujo vehicular diario con una determinada razón de crecimiento.

En la figura 3.3 se muestra el diagrama de flujo de simulación Monte Carlo para estimar la probabilidad de falla de los elementos de anclaje del puente Río Papaloapan considerando las distribuciones estadísticas de los tirantes obtenidas del estudio probabilístico por cargas vivas, aplicando un modelo de deterioro para los elementos de anclaje basado en mecánica de la fractura y el crecimiento tráfico vehicular diario (TDP) en un periodo de análisis.



Figura 3.2 Diagrama de Simulación Monte Carlo para estimar distribuciones estadísticas de los tirantes por cargas vivas



Figura 3.3 Diagrama de flujo para estimar la probabilidad de falla de elementos de anclaje con modelo de deterioro y simulación Monte Carlo

3.2 Modelo de deterioro para el elemento de anclaje

Aplicando los conceptos de mecánica de la fractura (Anderson, 1991), se utiliza el modelo más simple para estimar el factor de intensidad de esfuerzos K y que se expresa según la fórmula siguiente:

$$K = 1,12\sigma\sqrt{\pi a}$$

En ese caso, el intervalo de variación del factor de intensidad de esfuerzos ante cargas cíclicas es:

$$\Delta K = 1,12\Delta\sigma\sqrt{\pi a}$$

Donde ΔK es el intervalo de fluctuación cíclica de los esfuerzos.

Así, el modelo de Paris (Anderson, 1991) establece la siguiente relación para predecir el crecimiento de una grieta *a*, por efecto de un determinado número de ciclos *n*, dadas ciertas condiciones de carga cíclica que producen una variación en la intensidad de esfuerzos ΔK según fórmula la siguiente.

$$\frac{da}{dn} = C\Delta K^m$$

Finalmente, los valores de C y m, que son propiedades de material, se utilizan para integrar la ecuación de Paris para obtener finalmente la siguiente relación:

$$\int_{a_o}^{a_f} \frac{da}{C * (1,12\Delta\sigma\sqrt{\pi a})^m} = \Delta n$$

Integrando, lo anterior resulta finalmente en:

$$a_{f} = \left[a_{0}^{1-m/2} + \Delta n * C(1,12\Delta\sigma\sqrt{\pi})^{n}(1-m/2)\right]^{2/2+m}$$

A partir de esta ecuación, utilizando simulación Monte Carlo, se calcula el crecimiento de una grieta con valores iniciales según la función de distribución correspondiente (figura 3.4). Los esfuerzos de carga se determinan estadísticamente según las distribuciones de esfuerzos por carga viva y las propiedades mecánicas del material (m y C).



Figura 3.4 Distribución de probabilidad típica de los defectos en una pieza de acero

4 El puente Río Papaloapan

El puente Río Papaloapan, que se localiza en el estado de Veracruz, es del tipo atirantado con un claro de 203 m y una longitud total de 407.21 m. El puente tiene 112 cables distribuidos en 8 semi-arpas con 14 cables cada una. Para simplificar la identificación, las semi-arpas fueron etiquetadas de la 1 a la 8 según se indica en la figura 4.1 y los cables fueron marcados del 1 al 14, iniciando del más corto al más largo.



Figura 4.1 Vista de frente y superior del puente Río Papaloapan

El diseño único del sistema de anclaje superior de los cables fue desarrollado por Astiz (Astiz, 1997) y consiste de una placa de acero soldado al elemento de anclaje, el cual es de forma cilíndrica en un lado donde va enroscado el capuchón que sostiene el cable, y plano del otro lado en donde se une por soldadura a la placa (figura 4.2).

Efecto de las variaciones del peso máximo de vehículos doblemente articulados en el deterioro de un puente atirantado



(a) Diseño del ensamble (b) Ensamble antes de la instalación

Figura 4.2 Ensamble del anclaje superior utilizado en el sistema de cables del puente Río Papaloapan

4.1 Antecedentes de la falla del elemento de anclaje

En enero de 2000, el anclaje superior del cable 11 de la semi-arpa 7 presentó una falla (figura 4.3) que dio lugar a una serie de estudios para determinar la causa raíz del problema y, de ahí, tomar acciones para prevenir fallas futuras. En general, de los análisis de falla, se concluyó que el material constitutivo estaba estructuralmente deficiente (Aguirre y Carbajal, 2000; López y Poblano, 2000) por tener una gran cantidad de poros y defectos internos y no cumplir con todas las especificaciones mecánicas requeridas para este tipo de aplicación.

Dado que la fractura de este elemento tuvo lugar en una zona cercana a la zona afectada por el calor (ZAC), los estudios se enfocaron principalmente a comprobar alguna de las dos hipótesis planteadas: la primera basada en posibilidad de que el tratamiento post-soldadura no fuera adecuado, y la segunda en que el tratamiento térmico de normalización de la pieza, después de la fundición, no se haya aplicado correctamente.

A partir de los resultados obtenidos se pudo comprobar que la composición química del acero, el esfuerzo de cedencia y el esfuerzo último de ruptura estaban dentro de las especificaciones de diseño para un acero ASTM A148-80/50 (ASTM, 1998), sin embargo, se detectaron tres problemas principales (López y Poblano, 2000): un alto contenido de poros (figura 4.4), una microestructura con un tamaño de grano grande ASTM 2 (figura 4.5) y un porcentaje de elongación del 3%, que está muy por debajo del 22% que establece la norma. Como la pieza fue fabricada a partir de un proceso de fundición, se concluyó que el principal problema se originó por un deficiente control de calidad en este proceso y, por lo tanto, no se evitaron los poros y no se aplicó en forma adecuada el tratamiento térmico de normalizado que permite obtener una microestructura de tamaño de grano

pequeño (ASTM 8), con lo cual hubiera cumplido con las especificaciones mecánicas requeridas.



Figura 4.3 Falla del elemento de anclaje superior del cable 11, semi-arpa 7 (2000)







Figura 4.5 Microestructura del elemento de anclaje superior

Para complementar el análisis, se realizaron ensayos de fatiga para estimar la tenacidad a la fractura y determinar los parámetros que describen la propagación de grietas de acuerdo al modelo de Paris (Anderson, 1991). El ensayo se realizó con el método de flexión en tres puntos de acuerdo a la norma ASTM E399 (ASTM, 2005), se utilizaron probetas estándar con un ancho de 16 mm y una grieta inicial con longitud de 5.2 mm; la prueba fue ejecutada de acuerdo a la norma ASTM E647 (ASTM, 2005) y una relación de fuerzas de 0.1.

En la figura 4.6, se muestra la gráfica de la razón crecimiento de grieta (*da/dn*) como función de ΔK , la cual resultó de la prueba realizada y con los datos corregidos al modelo de Paris (Anderson, 1991). Los cálculos de las pruebas experimentales, la tenacidad a la fractura y los coeficientes de la ecuación de Paris para el anclaje de acero son presentados en la tabla 4.1. Cabe mencionar que, los valores típicos del acero para el exponente en la ecuación de Paris (*m*) se encuentran entre 2 y 4; esto es que, un valor de 10.9 corresponde a un acero frágil con una alta velocidad de crecimiento de grietas, comparados con los valores típicos.

Propiedades r	Valor Experimental	
Coeficientes del modelo	т	10.9
de la ecuación de Paris	С	1.9 X 10 ⁻¹⁹
Tenacidad a la fractura	<i>K_{IC}</i> [MPa √m]	26

Tabla 4.1 Coeficientes del modelo de Paris	y la tenacidad a la fractura
--	------------------------------



Figura 4.6 Resultados de las pruebas de propagación de grietas *da/dn* vs. (ΔK), de acuerdo al modelo de Paris^[14]

4.2 Inspección ultrasónica de los elementos de anclaje del puente

Del estudio anterior surgió la necesidad de inspeccionar los elementos de anclaje superior en servicio y que se encuentran parcialmente embebidos en el concreto de las torres del puente Río Papaloapan. El objeto del estudio fue identificar los elementos de anclaje que pudieran tener las mismas deficiencias microestructurales que se encontraron en el que falló en el año 2000.

La inspección se concentró en la evaluación de los 111 elementos de anclaje restantes y se decidió utilizar la técnica ultrasonido que tiene la capacidad de evaluar la microestructura del acero. La aproximación principal tiene como base el análisis de las reflexiones de la pared posterior de un haz de ultrasonido, el cual es altamente dependiente del tamaño de grano del material (ASM, 2005). Para calibrar el método de inspección, se fabricó un bloque de referencia con el mismo acero del elemento de anclaje que falló en el año 2000, y el cual se manufacturó con dos tamaños diferentes de grano como se indica en la figura 4.7, tomando en cuenta que la energía de disipación en un tamaño de grano grande es significativamente diferente a uno con tamaño de grano fino.



TN 800 1 0 H 849.408

9-BELAY

A-HINTH MAGNIFY FREEZE

(a) Reflejo de pared posterior de un material con tamaño de grano ASTM 1 y 2

(b) Reflejo de pared posterior de un material con tamaño de grano ASTM 7 y 8

Figura 4.7 Comparación de las reflexiones de pared posterior de dos materiales con tamaño de grano diferente de un block de referencia

Como los elementos de anclaje están en gran parte embebidos en concreto, las inspecciones en campo estuvieron limitadas a la accesibilidad de la superficie expuesta (figura 4.8). Por esta razón, las inspecciones fueron complementadas con la técnica de haz angular a 45° para examinar las zonas internas de los elementos de anclaje cerca de la zona de soldadura para detectar grietas en el material (figura 4.9).

A partir de las inspecciones por ultrasonido en los elementos de anclaje superior, se identificaron y clasificaron las deficiencias como microestructura de tamaño de grano grande, microestructura con probable tamaño grande y microestructura con alto contenido de poros (Carrión at al, 2003). La clasificación de probable tamaño

grande fue definida por una dispersión de energía alta, pero menor que la observada con un tamaño ASTM 2. La tabla 4.2 muestra un resumen de los resultados de las inspecciones por ultrasonido. Cabe aclarar, que el puente tiene 3 diseños diferentes para los elementos de anclaje superior: 26 son del catalogado como tipo 1, 62 son del tipo 2 y 24 son del tipo 3. De estos, todos los elementos encontrados con tamaños de grano grande y probable tamaño grande, fueron del tipo 2, mientras que los que tuvieron un alto contenido de poros fueron del tipo 1 y 3.



Figura 4.8 Accesibilidad para la inspección por ultrasonido de un elemento de anclaje



(a) Haz recto





(c) Haz angular a 45° para la soldadura

(b) Haz angular a 45° para zona interna

Figura 4.9 Regiones inspeccionadas con haz recto y angular con la técnica de ultrasonido

Deficiencia estructural	Número de elementos de anclaje	Tipo de elemento
Tamaño de grano grande (ASTM 2)	8	2
Alto contenido de poros	2	1 y 3
Probable tamaño de grano grande	6	2

Tabla 4.2 Resumen de resultados	s de las	pruebas po	or ultrasonido
---------------------------------	----------	------------	----------------

4.3 Rehabilitación del puente Río Papaloapan

Del estudio por ultrasonido se concluyó que era necesario reparar los 16 elementos de anclaje superior identificados como estructuralmente disfuncionales. Por otra parte, de un estudio financiero se concluyó que la mejor alternativa para asegurar la integridad del puente era sustituir los elementos ya identificados como deficientes, incluyendo la sustitución de cuatro elementos clasificados como buenos para obtener información de sus propiedades mecánicas y realizar un estudio de confiabilidad estructural para determinar la probabilidad de falla en los 92 elementos restantes.

Como resultado, el IMT desarrolló el proyecto de Asesoría para la Rehabilitación y Estudio de Integridad de los Elementos de Anclaje Superior del Puente Río Papaloapan (Carrión at al, 2009), mismo que se inició formalmente en 2007 y se terminó en el mes de marzo de 2009. De este estudio se concluyó que los trabajos de reparación elevaron el índice de confiabilidad de 3.64 a 3.76, aunque resultó relativamente bajo, se logró elevar la vida útil en casi un 50% para incrementos de tráfico del 4% al 6% anual. Con ello, el efecto del mantenimiento del puente fue suficientemente efectivo y da validez a los supuestos que sirvieron de base para los análisis técnico-económicos realizados anteriormente.

4.4 Distribuciones estadísticas de las cargas vivas

Para obtener las distribuciones estadísticas de las cargas vivas, fue necesario contar con un modelo calibrado de elemento finito del puente Río Papaloapan, mediante el cual se calculan las tensiones de cada uno de los tirantes ante las diferentes condiciones de carga que se simulan por carga viva (tránsito vehicular y viento, principalmente). La información obtenida de estas simulaciones es usada para calcular la probabilidad de falla de los elementos de anclaje siguiendo otro esquema de simulación Monte Carlo que considera las condiciones del material constitutivo de los elementos de anclaje y el mecanismo de falla, como se mencionó en el capítulo anterior. El algoritmo de simulación Monte Carlo considera prácticamente todas las variables que afectan el comportamiento dinámico de los tirantes, entre las cuales se destacan la probabilidad de ocupación del puente (*i.e.* el número de vehículos que hay sobre el puente en un instante dado), la probabilidad de ocupación de vehículos por carril, el tipo de vehículos en sus

diferentes configuraciones, las distribuciones de peso bruto vehicular de acuerdo al tipo y las distribuciones estadísticas del viento.

Los datos obtenidos para simular de forma aleatoria las variables fueron obtenidos de diversas fuentes de información. En el caso del porcentaje de ocupación del puente, el tipo de vehículos y la recurrencia por carril fueron obtenidos de un aforo vehicular realizado por investigadores del Instituto Mexicano del Transporte. Las distribuciones de peso se tomaron del Estudio Estadístico de Campo del Autotransporte Nacional "Análisis Estadístico de la Información Recopilada en las Estaciones Instaladas en el 2002", documento técnico número 31 del IMT. Finalmente, la distribución estadística del viento fue generada a partir de los datos recopilados por la Comisión Nacional del Agua para el Puerto de Alvarado del año 2001.

4.4.1 Tráfico vehicular

Para definir las condiciones aleatorias de carga vehicular que se deben simular, fue necesario obtener la probabilidad de ocupación del puente para determinar el número de vehículos para cada simulación, considerando el número de vehículos que circula diariamente. Una vez conocido el número de vehículos en cada simulación, se asigna el carril que ocupa cada uno de ellos en el puente de acuerdo a la probabilidad que existe de que un vehículo ocupe un carril determinado; posteriormente, es necesario asignar el tipo de vehículo con base en las estadísticas para saber si es un vehículo ligero o de carga y, en el caso de ser de carga, determinar su configuración. El siguiente paso consiste en asignar la posición relativa de cada vehículo sobre el puente en forma aleatoria; el penúltimo paso consiste en asignar, de acuerdo a las distribuciones de peso de los vehículos, el peso bruto de cada vehículo; y por último, asignar la velocidad del viento para ese escenario. El programa con todos estos datos, modifica el modelo de elemento finito del puente agregando las cargas vivas del puente y ejecuta una simulación por elemento finito usando StaDyn (Doyle, 1991). Los datos que se guardan corresponden a las tensiones de todos y cada uno de los 112 tirantes, para posteriormente generar las distribuciones estadísticas que corresponden a cada uno de ellos.

El aforo vehicular, el cual es utilizado para determinar el porcentaje de ocupación del puente, la recurrencia con la que se circula por cada carril y el tipo de vehículo que circula, se basa en un estudio de campo realizado en 2009 en el puente Río Papaloapan. Los resultados del estudio de campo se resumen en la tabla 4.3.

Fecha	Hora de Inicio	Intervalo de tiempo	Flujo vehicular estimado por hora	Flujo vehicular estimado por Día
2009/03/11	18:08:39	0:53:29	329.8	7 915.7
2009/03/12	06:53:48	1:00:00	367.0	8 808.0
2009/03/12	07:53:48	1:00:00	350.0	8 400.0
2009/03/12	08:53:48	0:37:27	363.7	8 728.4
2009/03/12	12:52:31	1:00:00	436.0	10 464.0
2009/03/12	13:52:31	0:18:31	463.4	11 120.8
2009/03/12	17:26:33	1:00:00	477.0	11 448.0
2009/03/11	18:26:33	0:13:29	511.7	12 281.8
	Promedio		412.3	9 895.8

Tabla 4.3 Datos del aforo vehicular en el puente Río Papaloapan

De igual forma, para asignar el porcentaje de ocupación del puente de acuerdo al flujo vehicular diario, se registró el lapso de tiempo en el que los vehículos pasaban sobre un mismo punto, considerando una velocidad promedio de 90 Km. por hora en una longitud total del puente de 407.6 m, se obtiene que un vehículo en promedio tarda en cruzar el puente 16.248 segundos. Con estos valores se hizo un programa que genera intervalos de tiempo de 16 segundos, con un segundo de desplazamiento de tiempo para cada periodo de grabación y calcula la frecuencia de los vehículos de acuerdo al total de intervalos generados en un periodo de grabación. La tabla 4.4 contiene los datos de ocupación vehicular actual del puente Río Papaloapan generados por el programa a partir de las mediciones del aforo vehicular.

	Tabla 4.4 Porcentajes de ocupación del puente Papaloapan del 2009
--	---

. .

Número de vehículos	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Probabilidad de ocurrencia (%)	19.98	26.31	28.74	15.17	6.51	2.43	0.67	0.10	0,040	0.002

La tabla 4.5 muestra el tipo de vehículos que circula sobre el puente Río Papaloapan y su respectivo porcentaje, y en la tabla 4.6 se puede ver la probabilidad que existe de que tome cada uno de los cuatro carriles. Todos estos datos fueron obtenidos del procesamiento de los datos de la medición del aforo vehicular en el puente.

Tipo de Vehículos	Vehículos ligeros	B2	B3	C2	C3	T3-S2	T3-S3	T3-S2-R4
Porcentaje (%)	51.74	2.40	0.60	6.37	5.53	14.32	4.45	14.56

Tabla 4.5 Tipo de vehículos y porcentajes de uso

Tabla 4.6 Porcentajes de uso de carriles en el Puente Río Papaloapan

	Dirección Co	osamaloapan	Dirección Cosoloacaque				
Carril	Carril de Baja velocidad	Carril de Alta velocidad	Carril de Baja velocidad	Carril de Alta velocidad			
Porcentaje (%)	35.61	14.23	35.82	14.32			

Los datos estadísticos de carga de los vehículos pesados fueron recopilados de un estudio estadístico de campo realizado en el año 2002 (Gutiérrez y Mendoza, 2003). Para el caso de los vehículos ligeros y Vehículos tipo B2 y B3 se tomó un peso constante de 3.0, 17.5 y 26.0 toneladas, respectivamente divididas en cuatro puntos de apoyo, los cuales representan dos neumáticos por eje para dos ejes teóricos en el caso del vehículo tipo B3. El espacio entre ejes teórico es de 1.75 m para los vehículos particulares y 5.25 m para los vehículos B2 y B3. Para cada una de las configuraciones vehiculares se consideró un peso constante para todos los vehículos cuando circulan sin carga de acuerdo a la tabla 4.7, donde también se muestra el número de apoyos en los que se repartió la carga y la distancia entre ejes teórica tomada para cada configuración. Dado que las simulaciones se hicieron en condiciones estáticas, para considerar el efecto dinámico todas las cargas vivas por viento o flujo vehicular, se consideró un factor de amplificación dinámica de 1.5.

Tipo de Vehículos	Vehículos ligeros	B2	B3	C2	C3	Т3-	S2	T3-S3		T3-S2-R4			
Peso del vehículo sin carga (Ton)	3.0	17.5	26.0	4.0	8.0	20.0		26.0		41.0			
Número de ejes teóricos	2	2	2	2	2	3		3		5			
Distancia entre ejes	1.75	5.25	5.25	5.25	5.25	ejes 1-2	ejes 2-3	ejes 1-2	ejes 2-3	ejes 1-2	ejes 2-3	ejes 3-4	ejes 4-5
(m)						1.75	10.5	1.75	10.5	1.75	8.75	1.75	8.75

Tabla 4.7 Pesos de los vehículo	s sin carga y	y distancia entre	ejes teórica
---------------------------------	---------------	-------------------	--------------

Otros datos obtenidos después del procesamiento del Estudio Estadístico de Campo del Autotransporte Nacional es el porcentaje de vehículos pesados con carga y sin carga los cuales son mostrados en la tabla 4.8. Cabe mencionar que en el caso de los vehículos T3-S2-R4, fue necesario hacer dos sub-divisiones adicionales con el objetivo de que describen mejor el comportamiento de los vehículos de este tipo que registran sobrepeso.

Tipo de Vehículos	C2	C3	T3-S2	T3-S3		T3-S2-R4	
Porcentaje de vehículos sin carga	38.00%	22.54%	20.68%	36.30%		39.69%	
Porcentaje de vehículos con	62.00%	77.46%	79.32%	63.7%	Carga 44 a 74 Ton	Carga 84 a 93 Ton	Carga 94 a 100 Ton
carga					44.73%	9.30%	6.28%

Tabla 4.8 Porcentaje de vehículos con carga

4.4.2 Viento

Con respecto a los datos para generar las cargas vivas por viento se tomaron los informes de la Comisión Nacional del Agua para el Puerto de Alvarado del año 2001. Con estos datos se obtuvo una distribución tipo "Extreme Value" de las velocidades del viento para esta región la cual es mostrada en la figura 4.10.



Figura 4.10 Distribución estadística de la velocidad viento del puerto de Alvarado (2001)

Las cargas vivas originadas por viento se aplicaron lateralmente sobre el tablero y sobre cada uno de los tirantes. La carga equivalente aplicada al tablero se calculó con un factor de topografía de 1, que corresponde a campo abierto con terreno plano, y una altura de gradiente *z* de 70 m, un factor de ráfaga F_R de 1.3 m y un

coeficiente de empuje C de 1.75, con base en la información anterior se calcula la presión ejercida por el viento utilizando la siguiente ecuación.

$$P = 0.0048 \times V_z^2 \times [F_R \times (0.1 z)^{0.1}]^2 \times C \times G$$

Donde *G* es el factor de reducción de densidad de la atmósfera a la altura *h*, medido en kilómetros sobre el nivel del mar. Para este caso se tomó un valor de *G*=0.9914 y *V_z* es la velocidad del viento (km/h). De la ecuación anterior, se obtiene que la presión ejercida sobre la parte lateral del tablero es $P = 0.02415 V_z^2$, donde *P* tiene unidades de kg/m², que en N/m² resulta en $P = 0.2369 V_z^2$.

Para el caso de las cargas vivas en los tirantes se tomó la siguiente ecuación:

$$P = \frac{1}{2} C \rho V_z^2$$

En donde *C* es el coeficiente de empuje en un semicírculo y es igual a 0,42, ρ es la densidad del aire, la cual es igual a 1,165 Kg/m³, por lo que *P* = 0.4893 V_z^2 , en unidades de N/m².

Estas presiones se ejercen sobre el tablero que tiene un área igual a 407.2 m de largo por 1.75 m de altura en promedio, mientras que en el caso de los tirantes estos tienen diferentes áreas de acuerdo al número de torones que conforman el tirante y su longitud. Los valores del área efectiva fueron determinados a partir del número de torones promedio de los subconjuntos de tirantes clasificados de acuerdo a su longitud. Con este valor y mediciones en campo del perímetro de algunos tirantes, se pudo obtener el diámetro promedio de cada tirante.

4.5 Distribuciones estadísticas de las tensiones en los tirantes

Con todos los valores estadísticos referidos anteriormente, se calculó la distribución estadística de los 112 tirantes para las condiciones actuales de flujo vehicular. Dada la necesidad de establecer condiciones futuras de carga en el puente se establecieron diferentes escenarios de flujo vehicular para los siguientes 10, 20 y 30 años, suponiendo una tasa de crecimiento anual del 4%, que corresponde a la tasa de crecimiento reportada en la última década. Las proyecciones se tomaron considerando un flujo vehicular inicial de 9 500 vehículos; los resultados de estas proyecciones se pueden ver en la figura 4.11, comparándolas con otras tasas de crecimiento de 2% (pesimista) y 6% (optimista).



Figura 4.11 Flujo vehicular proyectado en los siguientes años con diferentes tasas de crecimiento anual

Con los valores de flujo vehicular para una tasa de crecimiento anual del 4%, se elaboró el programa para obtener las distribuciones estadísticas de las tensiones en los tirantes considerando 9 500, 14 062, 20 816 y 30 812 vehículos diarios.

Para incorporar estos flujos vehiculares dentro del programa y obtener las distribuciones estadísticas de las tensiones en los tirantes, se utilizó el porcentaje de ocupación del puente que se tendría bajo estos nuevos escenarios de carga. Por ello, se consideró el intervalo de tiempo en el que un vehículo pasa para cada flujo vehicular, por ejemplo, para un flujo de 11 580 vehículos se tendría que un vehículo pasa cada 0.134 segundos. Con este valor y tomando una velocidad promedio de circulación sobre el puente de 90 Km/h, se dividió el puente en 16 ventanas de un segundo de duración, ya que para la velocidad referida un vehículo tarda aproximadamente en cruzar 16.248 segundos. Siguiendo con el ejemplo de un flujo de 11 580 vehículos por tanto en un segundo se tendría una probabilidad de 13.4% de encontrar un vehículo, si se considera a cada ventana como un evento independiente la probabilidad de encontrar 0, 1, 2... hasta 16 vehículos estaría dada por (tabla 4.9):

Ocupación del Puente	Probabilidad
0 vehículos	$(1 - P_v)^{16}$
1 vehículo	$16 \times (1 - P_v)^{15} \times P_v$
2 vehículos	$120\times(1-\boldsymbol{P}_v)^{14}\times(\boldsymbol{P}_v)^2$
3 vehículos	$560\times(1-\boldsymbol{P}_v)^{13}\times(\boldsymbol{P}_v)^3$
4 vehículos	$1820\times(1-P_v)^{12}\times(P_v)^4$
5 vehículos	$4368\times(1-P_v)^{11}\times(P_v)^5$
6 vehículos	$8008 \times (1 - P_v)^{10} \times (P_v)^6$
7 vehículos	$11420 \times (1-P_v)^9 \times (P_v)^7$
8 vehículos	$12870\times(1-P_v)^8\times(P_v)^8$
9 vehículos	$11420 \times (1-P_v)^7 \times (P_v)^9$
10 vehículos	$8008 \times (1 - P_v)^6 \times (P_v)^{10}$
11 vehículos	$4368 \times (1-P_v)^5 \times (P_v)^{11}$
12 vehículos	$1820\times(1-\boldsymbol{P}_v)^4\times(\boldsymbol{P}_v)^{12}$
13 vehículos	$560 \times (1 - P_v)^3 \times (P_v)^{13}$
14 vehículos	$120 \times (1 - P_v)^2 \times (P_v)^{14}$
15 vehículos	$16 imes (1 - P_v) imes (P_v)^{15}$
16 vehículos	$(P_{v})^{16}$

Tabla 4.9 Probabilidad de Ocupación del Puente

 P_v es la probabilidad de encontrar un vehículo en un segundo

Al calcular cada uno de los seis nuevos escenarios de flujo vehicular se obtienen las siguientes probabilidades de ocupación del puente Río Papaloapan mostradas en la tabla 4.10.

Número de vehículos	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	Flujo vehicular diario
Q	10,00	24,76	28,74	20,76	10,44	3,87	1,10	0,24	0,04	-	-	-	-	-	-	-	-	11580
DA	5,76	17,99	26,36	24,02	15,24	7,14	2,55	0,71	0,15	0,02	-	-	-	-	-	-	-	14117
	2,86	11,39	21,24	24,65	19,92	11,89	5,42	1,92	0,53	0,11	0,02	-	-	-	-	-	-	17208
BAE	1,21	6,17	14,68	21,75	22,43	17,09	9,94	4,50	1,60	0,45	0,10	0,01	-	-	-	-	-	20816
NO NO	0,08	0,76	3,17	8,22	14,80	19,69	20,01	15,85	9,88	4,87	1,88	0,57	0,13	0,02	-	-	-	30812
đ	-	-	-	0,03	0,18	0,74	2,34	5,73	11,06	16,85	20,22	18,90	13,50	7,11	2,61	0,59	0,06	54563

Tabla 4.10 Ocupación del puente con diferentes escenarios de flujo vehicular

Calculados los datos de ocupación del puente Río Papaloapan con diferentes flujos vehiculares, se generaron los datos estadísticos de las tensiones de los cables para cada uno de ellos y se obtuvo su distribución estadística.

5 Confiabilidad por diferentes límites de carga viva

Para realizar el análisis de confiabilidad se partió de la información estadística de las cargas vivas (tráfico y viento) que se describe en el capítulo anterior. De ahí y del modelo de elemento finito del puente, se realizó una primera etapa de simulación Monte Carlo para obtener las distribuciones estadísticas de la tensión para cada uno de los tirantes y para las condiciones de tráfico presentes y futuras en un escenario de 30 años con una tasa de crecimiento del 4% del tránsito vehicular. Posteriormente, utilizando los modelos de elemento finito de los 3 distintos tipos de botellas y las distribuciones de las tensiones, se calcularon las distribuciones estadísticas de los esfuerzos de Von Mises en la región crítica de las botellas que comprende una sección de 10 centímetros a partir del plano de la soldadura. En este estudio, se consideraron diferentes límites de carga máxima para los vehículos T3-S2-R4 para pronosticar el desempeño de los elementos de anclaje y evaluar el efecto que tiene ante la variación del límite en estas cargas. Para el estudio los límites considerados fueron 66.5, 68, 72, 75.5, 80, 84, 88, 92 toneladas y sin límite. Cabe mencionar que las cargas se determinan con base en el estudio de pesos y dimensiones realizado en 2003 (Gutiérrez y Mendoza, 2003) y sólo se restringieron las cargas excedentes al límite establecido, pero manteniendo la misma distribución estadística. El estudio no considera el efecto de variación de la distribución estadística por variación del límite máximo permitido.

En lo que se refiere a los defectos internos en las botellas, se utilizó la distribución de la figura 3.4 como punto de partida y, de ahí, utilizando el modelo de deterioro con simulación Monte Carlo se calcularon las distribuciones estadísticas de defectos futuras en intervalos de diez años hasta treinta años y con un crecimiento de tráfico del 4%.

Una tercera etapa de simulación Monte Carlo permitió calcular la probabilidad de falla de cada botella para cada condición de tráfico (dada por la distribución estadística correspondiente de los esfuerzos de Von Mises) y la distribución estadística de defectos correspondiente. Con base en esto, la probabilidad de falla se calculó de la razón de los casos de falla entre los casos totales simulados. Para determinar los casos de falla, se compararon el esfuerzo máximo de Von Mises en la botella con el esfuerzo de cedencia y el factor de intensidad de esfuerzos con la tenacidad a la fractura, y la condición de falla se estableció cuando se excedía el valor de cedencia o de tenacidad a la fractura.

Una vez determinada la probabilidad de falla P_{f} , se calcula el índice de confiabilidad β a través de la función inversa de la distribución normal de la

probabilidad de falla, con promedio cero y varianza 1.0 (Deshmukh y Sanford, 2000), según la ecuación siguiente:

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f)$$

Donde,

$$\Phi(x) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{x} e^{-t^2} dt$$

Los resultados finales se grafican en las figuras 5.1 y 5.2. La figura 5.1 muestra la variación del índice de confiabilidad para los distintos límites de carga considerados. En la figura 5.2 se muestran los pronósticos del índice de confiabilidad para los elementos de anclaje para 66.5 toneladas, 80 toneladas y sin límite. En este caso se omitieron las otras cargas ya que su variación es pequeña y se tomaron únicamente las más representativas.

Al analizar la vida útil para los diferentes límites del PBV y considerando como referencia el índice de confiabilidad de 3.5, se tiene que con 80 toneladas, respecto a la referencia de 66.5 toneladas, la vida útil se reduce en 5.13%, mientras que sin límite, la vida útil se reduce en un 12.73%. Estos valores de reducción de vida se pueden utilizar para calcular el costo por deterioro estructural de este puente, por efecto del incremento de la carga límite en el peso bruto vehicular y considerando únicamente las variaciones para el T3-S2-R4.

PBV Límite	% Reducción de Vida Útil
66.5	0.0
68.0	0. 57
72.0	2.09
75.5	3.42
80.0	5.13
84.0	6.65
88.0	8.17
92.0	9.69
Sin límite	12.73

Tabla 5.1 Relación vida útil vs. PBV



Figura 5.1 Efecto del PBV sobre el índice de confiabilidad para un periodo de 30 años



Figura 5.2 Prognosis a 30 años de tres condiciones de cargas significativas



Figura 5.3 Vida útil, determinada por un índice de confiabilidad de 3.5, para diferentes límites de carpa para el peso bruto vehicular (PBV)

6 Conclusiones

En este estudio se encuentra, para un puente bajo condiciones y características determinadas como las descritas para el Puente Río Papaloapan, que se puede estimar la reducción de su vida útil como función del incremento en el peso bruto vehicular máximo permitido; así, tomando como referencia el límite de 66.5 toneladas, se descubre que ésta se disminuye en un 5% cuando el límite es de 80 toneladas y alcanza una reducción de hasta un 12% si el PBV límite se incrementa a más de 100 toneladas. Es evidente que este resultado depende de, además de las cargas vivas y su pronóstico, del modelo particular que describa el deterioro estructural del puente y de sus componentes críticos.

Para llegar a este resultado, es importante destacar que la información base utilizada para describir las distribuciones estadísticas de las cargas de los pesos brutos vehiculares, provienen de un estudio de campo cuando el límite máximo del PBV era de 80 toneladas. Esto quiere decir que, en realidad, si se reduce el límite a 66.5 toneladas, la vida útil del puente se incrementa en más del 12%, mientras que si se aplica únicamente el reglamento y se impide la sobrecarga, la vida útil se incrementa en un 5%. Todo ello supone que, al aplicar alguna de estas acciones, el comportamiento estadístico de las cargas vehiculares se mantienen iguales o no se modifican sustantivamente, sin embargo, es posible suponer que cualquier acción en uno u otro sentido, vayan a modificar igualmente el comportamiento de las distribuciones estadísticas para los pesos brutos vehiculares y, por tanto, influir en el efecto neto sobre la variación de la vida útil del puente.

Lo anterior destaca la importancia de llevar a cabo una serie de estudios e investigaciones que permitan extrapolar este tipo de resultados a un universo mayor de puentes y así, hacer posible un estudio técnico-económico del impacto del PBV límite sobre la vida de los puentes. Dentro de los estudios a los que se hace referencia, se destacan la determinación del efecto de las cargas límite sobre el comportamiento estadístico de los pesos brutos vehiculares reales y el desarrollo de modelos de deterioro para puentes, por lo menos, para aquellos más comunes o típicos.

Adicionalmente y en forma complementaria, se destaca la importancia de evaluar, correlacionar y actualizar la capacidad estructural de los puentes según su código de diseño, para desarrollar una "Fórmula Puente" que sea congruente con la realidad actual del país y no utilizar criterios empíricos para la determinación de los pesos máximos que son difíciles de justificar. Esta nueva fórmula deberá considerar las características de las carreteras y los diferentes tipos de vehículos que circulan por ellas. Por otra parte, es importante considerar que un gran número de los puentes han llegado al límite de su vida útil de diseño y que aún

operan con un aceptable desempeño, por lo que la estimación de su capacidad de carga y estimación de vida remanente son fundamentales para un programa de actualización o conservación de puentes.

Bibliografía

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). LRFD Bridge Design Specifications. 6th Edition with 2013 Interim Revisions. Washington, D. C. 2013.

Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR). Eurocódigos para el Proyecto de Estructuras de Hormigón y Mixtas. 2ª Edición. España, 2013.

Aguirre, A. y Carbajal, J. Análisis de Falla en el Tirante no. 11 del Puente Papaloapan. Corporación Mexicana de Investigación en Materiales, S. A. de C. V., Reporte Interno AF-IFT/00-087. Saltillo, Coah., México, 2000.

Anderson, T. L. Fracture Mechanics, Fundamentals and Applications. CRC Press, Boca Raton, USA. 1991.

ASM International. Nondestructive Evaluation and Quality Control. ASM Handbook Committee, ASM Handbook, Vol. 17. 1997.

Astiz, M. A. Composite Construction in Cable-Stayed Bridge Towers. International Conference on Composite Construction - Conventional and Innovative, Conference Report. 16 - 18 September. Innsbruck, Austria. pp. 127-132. 1997.

ASTM. Standard specification for steel casting, high strength for structural purposes, ASTM Designation. A148/A148M-93B (Rev. 98). West Conshohocken, PA, USA. 1998.

ASTM. Standard test method for linear-elastic plane-strain fracture toughness KIC of Metallic Materials. ASTM Designation, E399. West Conshohocken, PA, USA. 2005.

ASTM. Standard test method for measurement of fatigue crack growth rates. ASTM Designation, E647. West Conshohocken, PA, USA. 2005.

Carrión, F., Lomelí, G., López, A., Pérez, J., Terán, J. y Jiménez, R. Estudio para la Evaluación de los Dispositivos de Soporte Superior (Botellas) de los Anclajes de los Tirantes del Puente Río Papaloapan. Instituto Mexicano del Transporte. Informe de Investigación EE 05/03. Sanfandila, Qro., México. 2003.

Carrión, F., López, J., Quintana, J. A. y Orozco, P. Asesoría para la Rehabilitación y Estudio de Integridad de los Elementos de Anclaje Superior del Puente Río Papaloapan. Instituto Mexicano del Transporte, Informe de Investigación EE-01-04. Sanfandila, Qro. 31 de mayo 2009.

Carrión, F., Quintana, J. A. and López, J. A. Prognosis and Reliability Analysis of a Stayed Bridge Using Monte Carlo Simulation. International Conference on Structural Health Monitoring on Intelligent Infrastructure (SHMII-5). Proceedings of the International Society for Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure. Cancún, México. December 11-15, 2011.

CSA. Canadian Highway Bridge Design Code. Canadian Standards Association, CAN CSA S6 06CAN/CSA S6-06. Ontario, Canada. 2006.

Deshmukh, P., and Sanford Bernhardt, K. L. Quantifying Uncertainty in Bridge Condition Assessment Data. Proceedings of the Mid-Continent Transportation Symposium. pp. 138-141. 2000.

DOF. NOM-012-SCT-2-1994 Norma Oficial Mexicana Sobre el Peso y Dimensiones Máximas con los que Pueden Circular los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal. Diario Oficial de la Federación, México, D. F. 29 de noviembre de 1994.

Diario Oficial de la Federación (DOF). NOM-012-SCT-2-1995 Norma Oficial Mexicana Sobre el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos de autotransporte que transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal. México, D. F. 7 de enero de1997.

Diario Oficial de la Federación (DOF). NOM-012-SCT-2-2008 Norma Oficial Mexicana Sobre el Peso y Dimensiones Máximas con los que Pueden Circular los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal. México, D. F. 1 de abril de 2008.

Dirección General de Autotransporte Federal (DGAF). Capítulo Sobre Explotación de Caminos, Ley de Vías Generales de Comunicación. México, D. F. 1960.

Dirección General de Autotransporte Federal (DGAF). Capítulo Sobre Explotación de Caminos, Ley de Vías Generales de Comunicación. México, D. F. 1980.

Gutiérrez, J. L., y Mendoza, A. Estudio Estadístico de Campo del Autotransporte Nacional. Análisis Estadístico de la Información Recopilada en las Estaciones Instaladas en 2002. Instituto Mexicano del Transporte, Documento Técnico No. 31. Sanfandila, Qro. 2003.

Gutiérrez, J. L., y Soria, V. Estudio Estadístico de Campo del Autotransporte Nacional. Análisis Estadístico de la Información Recopilada en las Estaciones Instaladas en 2012. Instituto Mexicano del Transporte, Documento Técnico No.54. Sanfandila, Qro. 2013.

López, A., y Poblano, C. Análisis de Falla y Pruebas de Fatiga del Anclaje Desprendido del Tirante 11, Lado Agua, Torre 3, del Puente Río Papaloapan. Instituto Mexicano del Transporte, Reporte Final Interno EQ001/00. Sanfandila, Qro. México. 2000. National Cooperative Highway Research Program (NCHRP). Legal Truck Loads ad AASHTO Legal Loads for Posting. Report 575. Washington D. C. USA. 2007.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Reglamento sobre el Peso, las Dimensiones y la Capacidad de los Vehículos de Autotransporte de Pasajeros, Exclusivo de Turismo y de Carga que Transiten por el Sistema Nacional de Carreteras de Jurisdicción Federal. México, D. F. 1993.

Dirección General de Conservación de Carreteras. Sistema de Puentes Mexicanos (SIPUMEX). Secretaría de Comunicaciones y Transportes. México, D. F. 2013.

Transportation Research Board (TRB). Dynamic Studies of Bridges on the AASHO Road Test. National Academy of Science, Special Report 225. Washington, D. C. 1962.

Doyle, J. Static and Dynamic Analysis of Structures: with An Emphasis on Mechanics and Computer Matrix Methods. Kluwer Academic Publishers. 1991.

Anexo 1 Distribuciones estadísticas del Peso Bruto Vehicular para las diferentes configuraciones vehiculares

A1.1 Distribuciones estadísticas para los vehículos tipo C2



Figura A1.1 Distribución estadística para los carriles con dirección a Cosamaloapan



Figura A1.2 Distribución estadística para los carriles con dirección a Cosoloacaque

A1.2 Distribuciones estadísticas para los vehículos tipo C3



Figura A1.3 Distribución estadística para los carriles con dirección a Cosamaloapan



Figura A1.4 Distribución estadística para los carriles con dirección a Cosoloacaque

A1.3 Distribuciones estadísticas para los vehículos tipo T3-S2



Figura A1.5 Distribución estadística para los carriles con dirección a Cosamaloapan

Efecto de las variaciones del peso máximo de vehículos doblemente articulados en el deterioro de un puente atirantado



Figura A1.6 Distribución estadística para los carriles con dirección a Cosoloacaque

A1.4 Distribuciones estadísticas para los vehículos tipo T3-S3



Figura A1.7 Distribución estadística para los carriles con dirección a Cosamaloapan



Figura A1.8 Distribución estadística para los carriles con dirección a Cosoloacaque

A1.5 Distribuciones estadísticas para los vehículos tipo T3-S2-R4



Figura A1.9 Distribución estadística para los carriles con dirección a Cosamaloapan



Figura A1.10 Distribución estadística para los carriles con dirección a Cosoloacaque

A1.6 Distribuciones estadísticas para los vehículos tipo T3-S2-R4 (Sobre cargados I)



Figura A1.11 Distribución estadística para los carriles con dirección a Cosamaloapan



Figura A1.12 Distribución estadística para los carriles con dirección a Cosoloacaque

A1.7 Distribuciones estadísticas para los vehículos tipo T3-S2-R4 (Sobre cargados II)



Figura A1.13 Distribución estadística para los carriles con dirección a Cosamaloapan



Figura A1.14 Distribución estadística para los carriles con dirección a Cosoloacaque







Carretera Querétaro-Galindo km 12+000 CP 76700, Sanfandila Pedro Escobedo, Querétaro, México Tel +52 (442) 216 9777 ext. 2610 Fax +52 (442) 216 9671

publicaciones@imt.mx

http://www.imt.mx/