

## Calibración basada en confiabilidad de los factores de carga por fatiga para puentes de acero bajo incertidumbre en el crecimiento del tránsito.

E. Barragán González<sup>1\*</sup>  J. G. Rangel Ramírez<sup>2</sup> 

\*Autor de Contacto: [eb@emmanuelbarragan.com](mailto:eb@emmanuelbarragan.com)

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v16i3.1054>

Recibido: 03/06/2026 | Correcciones recibidas: 09/08/2026 | Aceptado: 24/08/2026 | Publicado: 01/09/2026

### RESUMEN

Se calibró por confiabilidad el factor de carga por fatiga, como estudio de caso, para un puente de acero mexicano. Se calcularon esfuerzos con distribuciones empíricas de peso por eje, conteo Rainflow, daño de Palmgren-Miner y Monte Carlo sobre un estado límite probabilístico. Para 2.5% anual durante 75 años, la curva S-N bilineal del Eurocódigo arrojó factores de 1.34 ( $\beta=1.0$ ) y 0.70 ( $\beta=3.0$ ). El análisis está condicionado a un solo puente y modelo estructural idealizado. La originalidad radica en tratar el crecimiento del tránsito como dato explícito de calibración y no como suposición implícita. La tasa de crecimiento resultó la principal incertidumbre, desplazando el índice de confiabilidad 6.5 unidades en el rango examinado y respaldando su formulación en futuras calibraciones.

**Palabras clave:** fatiga; confiabilidad; factor de carga; crecimiento del tráfico; puente de acero.

**Citar como:** Barragán González, E., Rangel Ramírez, J. G. (2026), “Calibración basada en confiabilidad de los factores de carga por fatiga para puentes de acero bajo incertidumbre en el crecimiento del tránsito.”, Revista ALCONPAT, 16 (3), pp. 536 – 557, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v16i3.1054>

<sup>1</sup> Tecnologías Sostenibles y Civil, Tecnológico de Monterrey, Campus Puebla.

<sup>2</sup> Profesor, PhD, Tecnologías Sostenibles y Civil, Tecnológico de Monterrey, Campus Puebla.

### Contribución de cada autor

En este trabajo, el autor A contribuyó 50% a la experimentación y el desarrollo del modelo, 100% a la recolección de datos, 100% a la escritura del trabajo, y 50% a la discusión de los resultados; el autor B contribuyó 100% a la idea original, 50% a la experimentación y al desarrollo del modelo, y 50% a la discusión de los resultados.

### Licencia Creative Commons

Los derechos de autor (2026) son propiedad de los autores. Este trabajo es un artículo de acceso abierto publicado bajo los términos y condiciones de una licencia internacional Creative Commons Attribution 4.0 International License ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

### Discusiones y correcciones posteriores a la publicación

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2027 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2027.

## Reliability-based calibration of fatigue load factors for steel bridges under traffic growth uncertainty.

### ABSTRACT

A reliability-based calibration of the fatigue load factor was performed as a case study for a Mexican steel bridge (Puente Calapa). Empirical Mexican axle-weight distributions gave stresses, processed by rainflow counting, Palmgren-Miner damage accumulation, and Monte Carlo evaluation of a probabilistic limit state. For 2.5%/year growth over 75 years, the Eurocode bilinear S-N curve yielded factors of 1.34 ( $\beta=1.0$ ) and 0.70 ( $\beta=3.0$ ). The analysis is conditional on a single bridge and idealized structural model. The study's originality lies in making the annual traffic growth rate an explicit calibration input rather than an implicit assumption. Growth rate emerged as the dominant uncertainty, shifting the reliability index by 6.5 units across the examined range and supporting its explicit formulation in code calibration.

**Keywords:** fatigue; reliability; load factor; traffic growth; steel bridge.

## Calibração baseada em confiabilidade dos fatores de carga por fadiga para pontes de aço sob incerteza no crescimento do tráfego.

### RESUMO

Calibrou-se por confiabilidade o fator de carga de fadiga, como estudo de caso, para uma ponte de aço mexicana. Foram calculadas as tensões com distribuições empíricas de peso por eixo, contagem Rainflow, dano de Palmgren-Miner e método de Monte Carlo num estado-limite probabilístico. Para 2.5% ao ano durante 75 anos, a curva S-N bilinear do Eurocódigo apresentou fatores de 1.34 ( $\beta=1.0$ ) e 0.70 ( $\beta=3.0$ ). A análise limita-se a uma ponte e a um modelo estrutural idealizado. A originalidade reside em tratar o crescimento do tráfego como dado de calibração e não como suposição implícita. A taxa de crescimento revelou-se a principal incerteza, deslocando o índice de confiabilidade em 6.5 unidades no intervalo examinado e respaldando sua formulação em futuras calibrações.

**Palavras-chave:** fadiga; confiabilidade; fator de carga; crescimento do tráfego; ponte de aço.

### Información Legal

Revista ALCONPAT es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A. C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel. +52 1 983 419 8241, [alconpat.int@gmail.com](mailto:alconpat.int@gmail.com), Página Web: [www.alconpat.org](http://www.alconpat.org)

Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor.

La reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación se realiza en apego al código COPE y a la licencia CC BY 4.0 de la Revista ALCONPAT.

## 1. INTRODUCCIÓN

La fatiga es uno de los principales mecanismos de deterioro a largo plazo que afectan a los puentes carreteros de acero, junto con la corrosión y la interacción corrosión-fatiga, y la calibración de los factores de carga por fatiga constituye, en consecuencia, una de las tareas centrales del desarrollo normativo moderno de puentes. Dado que el daño por fatiga se acumula de manera irreversible a lo largo de la vida útil de una estructura, los factores de carga adoptados en la etapa de diseño también determinan cómo se evalúa el margen de seguridad remanente de un puente existente durante su operación y, por lo tanto, se relacionan directamente con la planeación de inspecciones, la estimación de la vida útil y las decisiones de intervención.

Tanto las AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (AASHTO, 2024) como el Eurocódigo (CEN, 2005; CEN, 2006) proporcionan factores parciales de seguridad para la verificación por fatiga, derivados de estudios de confiabilidad a nivel poblacional de puentes, datos de pesaje en movimiento (WIM, por sus siglas en inglés) y curvas S-N. La calibración de los estados límite de resistencia de las AASHTO LRFD realizada por Nowak (1999) estableció la pauta para este tipo de trabajo, y desde entonces se han reportado calibraciones análogas del estado límite de fatiga en Moses et al. (1987), Bowman et al. (2012), Berwick (2012) y TRB (2014) para el marco de la AASHTO, y en D'Angelo y Nussbaumer (2017) y Sørensen (2012) para el marco del Eurocódigo. Una característica común de estas calibraciones es que el patrón de tránsito a largo plazo supuesto queda fijado al momento de derivar los factores de carga. La tasa de crecimiento del tránsito pronosticada entra en la calibración de manera implícita, a través de la elección del vehículo de diseño y de la acumulación supuesta durante la vida útil. Una vez incorporado en los factores, el supuesto de crecimiento subyacente ya no es ajustable por el ingeniero en la etapa de diseño: un escenario de crecimiento de 2% anual y uno de 5% anual, aplicados al mismo puente sobre un horizonte de 75 años, conducen a daños por fatiga acumulados sustancialmente distintos, pero el factor de carga AASHTO Fatigue I de 1.75 (o Fatigue II de 0.80) es el mismo en ambos casos. En entornos donde la tasa real de crecimiento del tránsito pesado se aparta sustancialmente de los supuestos implícitos de las normas, esto puede introducir un sesgo no cuantificado en la confiabilidad calibrada al término de la vida de diseño.

México es uno de esos entornos. Se han reportado tasas históricas de crecimiento anual del tránsito acumulado de camiones en las principales carreteras de cuota mexicanas en el rango de 2.5 a 3.0 por ciento anual; este valor es además ampliamente consistente con el extremo superior del rango global citado en el Reporte 299 del National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) (Moses et al., 1987).

Las configuraciones vehiculares legales mexicanas, establecidas en la NOM-012-SCT-2 (DOF, 2017), también difieren sustancialmente de los vehículos de diseño de la AASHTO contra los cuales se calibraron las normas: la configuración legal mexicana más pesada (T3-S2-R4, nueve ejes) tiene un límite base de peso bruto vehicular de 66.5 t (~652.1 kN), ampliado a 75.5 t (~740.4 kN) con la tolerancia por suspensión neumática y sistemas de seguridad, lo que corresponde a aproximadamente 2.28 veces el vehículo de diseño HS20-44 de la AASHTO (325 kN, 33 t). Los datos de campo de pesaje en movimiento del Instituto Mexicano del Transporte (IMT, 2016) muestran que aproximadamente una cuarta parte de los vehículos T3-S2-R4 exceden incluso el límite legal mexicano, con valores máximos observados de 92.4 t (~906 kN), es decir, 1.22 veces el máximo legal.

La desconexión entre las cargas contra las cuales se calibraron las normas existentes y aquellas realmente observadas en la infraestructura mexicana motiva una calibración de los factores de fatiga basada en confiabilidad y específica para México, como ya han argumentado Avendaño et al. (2013) y García-Soto et al. (2015).

Las consecuencias de esta desconexión no se limitan al diseño nuevo. Una porción sustancial de los puentes carreteros federales mexicanos existentes fue construida en la década de 1990 o antes,

bajo modelos de carga que no anticipaban los volúmenes ni las configuraciones de tránsito actuales, y estas estructuras operan hoy con un avance considerable en su vida útil supuesta. Para tales estructuras, la pregunta práctica no es qué factor adoptar para un diseño nuevo, sino cuánto del margen de fatiga supuesto ya se ha consumido y con qué rapidez se está agotando el resto bajo el tránsito observado. Una calibración que convierte el crecimiento supuesto en un dato explícito aborda esta pregunta de manera directa. El presente estudio se plantea, por lo tanto, como un estudio de caso de una estructura en servicio y no como un ejercicio de diseño.

El presente estudio contribuye a esta línea de trabajo de una manera específica: convierte la tasa de crecimiento del tránsito supuesta en un dato explícito de la calibración y reporta el factor de carga calibrado como función de dicho dato. La metodología combina datos empíricos de tránsito mexicano con un estado límite de fatiga probabilístico en la forma propuesta por Kwon y Frangopol (2010) y sistematizada por D'Angelo y Nussbaumer (2017), aplicado a un puente específico de estudio de caso (Puente Calapa, en la carretera de cuota Cuacnopalan-Oaxaca) para el cual se dispone de distribuciones empíricas de peso por eje y aforos vehiculares provenientes de fuentes públicas del gobierno mexicano. El resultado es un conjunto de factores de carga calibrados, indexados por la tasa de crecimiento anual supuesta, que expone la influencia de este único dato sobre la confiabilidad calibrada al término del periodo de análisis. El Puente Calapa ha estado en servicio desde 1995 y se reporta como operativo, lo que permite interpretar los factores calibrados frente a una ausencia observada de daño por fatiga (sección 8.5) y no frente a una estructura puramente hipotética.

El resto del artículo se estructura como sigue. La sección 2 describe el puente de estudio de caso, las fuentes de datos de tránsito y la modelación probabilística vehicular, y desarrolla el modelo estructural, adoptando una corrección por continuidad para aproximar la geometría real de cinco claros continuos como un análisis equivalente de un solo claro. La sección 3 introduce el conteo de ciclos, las curvas S-N, la acumulación de daño de Palmgren-Miner y la función de estado límite probabilística. La sección 4 desarrolla el modelo de crecimiento exponencial del tránsito y la trayectoria de daño en forma cerrada. Las secciones 5 y 6 describen la evaluación de confiabilidad por Monte Carlo y el procedimiento de calibración, incluidos los dos objetivos de confiabilidad ( $\beta_{\text{target}} = 1.0$  y  $\beta_{\text{target}} = 3.0$ ) empleados para acotar las convenciones de la AASHTO y del Eurocódigo, respectivamente. La sección 7 reporta los resultados de la calibración en el escenario base, la dependencia del factor calibrado respecto de la tasa de crecimiento supuesta y la sensibilidad del índice de confiabilidad en el horizonte de diseño frente al crecimiento. La sección 8 discute la interpretación de los factores calibrados, la divergencia entre las convenciones S-N del Eurocódigo y de la AASHTO observada para este espectro, la comparación entre las cargas mexicanas y las de diseño, y el predominio de la incertidumbre en la tasa de crecimiento sobre los demás supuestos de modelación, así como las limitaciones del estudio. La sección 9 reúne los hallazgos principales y señala la posible extensión hacia una calibración a nivel poblacional con formulación explícita de la tasa de crecimiento.

## 2. MODELACIÓN DEL TRÁNSITO Y DEL MODELO ESTRUCTURAL

El análisis de fatiga combina una representación de las cargas de tránsito mexicanas, una caracterización empírica del peso por eje basada en datos de pesaje en movimiento y un modelo estructural del puente de estudio de caso.

### 2.1 Estudio de caso: Puente Calapa.

La estructura de estudio de caso es el Puente Calapa, un puente de acero de varios claros ubicado en la carretera de cuota Cuacnopalan-Oaxaca (km 70.7), en el centro de México (véase la Figura 1).



Figura 1. Puente Calapa, estructura de estudio de caso. (a) Vista general del puente, tomada de Suarez, 2025. (b) Ubicación en la carretera de cuota Cuernavaca–Oaxaca, centro de México. Obtenida con Google Earth.

La superestructura es mixta y consta de cinco claros continuos de 75.6 o 57.6 m, apoyados sobre traveses de acero comunes. El puente ha estado en servicio desde 1995. No se dispuso de planos estructurales detallados; las propiedades geométricas empleadas en este análisis fueron estimadas por Meneses Rojas (2026) mediante el escalamiento de dimensiones representativas de traveses de acero (Figura 2). Estas propiedades son: segundo momento de área  $I = 0.1089 \text{ m}^4$ , área de la sección transversal  $A = 0.1637 \text{ m}^2$  y distancia al centroide  $y = 1.0 \text{ m}$ , para una de las dos traveses principales de acero descritas en la misma fuente. Asimismo, se supone acero A572 Gr. 50.

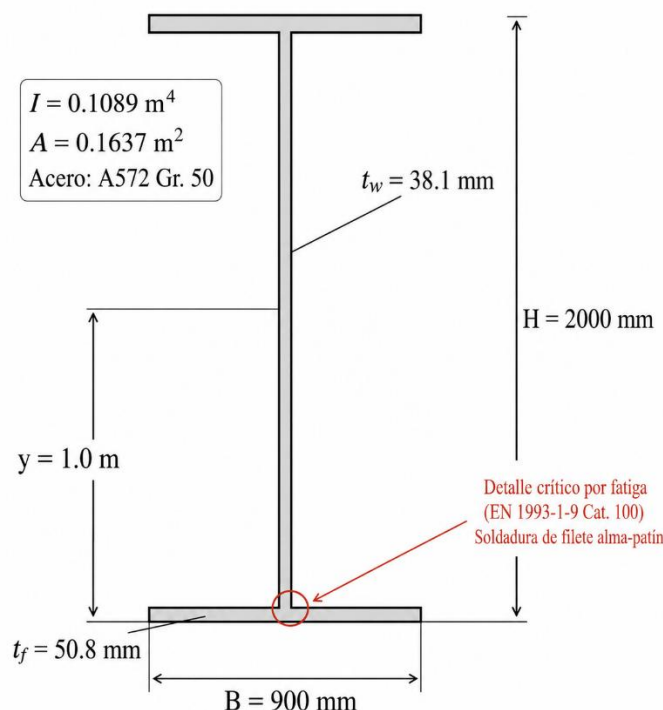


Figura 2. Sección transversal de la trabe analizada.

El análisis adopta las propiedades de la sección de acero sola, sin considerar la acción compuesta, e idealiza una sola trabe simplemente apoyada sobre un claro  $L = 76.5 \text{ m}$ , aproximando uno de los claros centrales de la estructura continua real. En la sección 2.4 se introduce un factor de corrección por comportamiento de claro continuo para compensar esta simplificación.

## 2.2 Datos de tránsito y estadísticas por clase vehicular.

Las cargas de tránsito se caracterizan mediante dos fuentes públicas de datos complementarias para el sitio de estudio. El conjunto de datos *Datos Viales* de la Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes (SCT, s.f.) proporciona el tránsito diario promedio anual (TDPA) y su desglose por clase vehicular. El TDPA reportado por la SCT es bidireccional; dado que cada trabe del puente soporta el tránsito de un solo sentido, la tasa de carga por trabe se toma como la mitad del valor reportado. Empleando la línea base histórica de 1995, correspondiente al año de apertura del puente, se obtiene una tasa por trabe de 2,772 vehículos por día. Dado que cada trabe es cargada por un solo carril de circulación, no se aplica reducción ni amplificación por presencia multicarril.

La distribución por clase vehicular en la misma estación está dominada por vehículos de pasajeros, mientras que las configuraciones pesadas de carga de múltiples ejes representan una fracción pequeña pero desproporcionadamente dañina del flujo vehicular. Las probabilidades por clase empleadas en la simulación, expresadas como porcentajes del total diario, son 0.9% motocicletas, 69.2% automóviles, 6.4% autobuses, 4.9% C2, 6.4% C3, 5.9% T3-S2, 1.7% T3-S3, 3.7% T3-S2-R4 y 0.9% otras configuraciones, siguiendo el desglose reportado por Meneses Rojas (2026).

## 2.3 Modelación probabilística de vehículos y cargas por eje.

Cada vehículo simulado se representa como una secuencia de ejes con un número, separaciones entre ejes y distribuciones de peso por eje específicos de su clase. Las separaciones entre ejes se toman como deterministas, fijadas en los valores estándar de cada configuración, consistentes con las definiciones legales de la NOM-012-SCT-2 (DOF, 2017).

Los pesos por eje de las clases pesadas de carga (C2, C3, T3-S2, T3-S3 y T3-S2-R4) se muestrean de las distribuciones empíricas reportadas en el *Estudio Estadístico de Campo del Autotransporte Nacional* del Instituto Mexicano del Transporte (IMT, 2016), estación PC Tehuacán, que contiene 16,165 registros vehiculares individuales. Para cada clase se ajusta una distribución normal a la media y la desviación estándar empíricas por eje, y los pesos por eje se muestrean de manera independiente. Dos hallazgos de este conjunto de datos tienen un impacto inmediato en la caracterización de las cargas. Primero, la configuración legal mexicana más pesada (T3-S2-R4) tiene nueve ejes. Segundo, y más importante, de los 704 vehículos T3-S2-R4 con registro de peso en el conjunto de datos, aproximadamente 24% exceden el límite legal de peso bruto vehicular de 75.5 t establecido en la NOM-012-SCT-2, con una observación máxima de 92.4 t (1.22 veces el límite legal). Este factor de sobrecarga es una característica de las condiciones de carga actuales que cualquier análisis de fatiga específico para la infraestructura mexicana debería probablemente incorporar.

Los automóviles, motocicletas y autobuses no fueron pesados en la campaña del IMT y se representan mediante valores sustitutos con distribución normal, basados en supuestos de peso típicos para cada clase. Estas clases contribuyen individualmente con un daño despreciable. Un automóvil produce rangos de esfuerzos del orden de 1.5 MPa, frente a rangos máximos que superan los 60 MPa para las configuraciones más pesadas.

Los cruces vehiculares se simulan de manera secuencial y los tiempos de llegada no se modelan explícitamente. Este tratamiento es apropiado para el presente análisis porque la acumulación de Palmgren-Miner es independiente del orden, de modo que la secuencia en que ocurren los cruces no afecta el daño acumulado, y porque la geometría de un solo carril por sentido del puente de estudio de caso impide que dos vehículos pesados carguen simultáneamente la región del centro del claro (véase la sección 2.4). El proceso de llegadas, por lo tanto, no influye en el espectro de rangos de esfuerzos obtenido de la simulación.

## 2.4 Modelo estructural y cálculo del momento flexionante en el centro del claro.

La historia temporal del momento flexionante en el centro del claro para cada paso vehicular se

obtiene mediante la teoría clásica de vigas. La trabe se idealiza como simplemente apoyada con un claro  $L = 76.5$  m, y el vehículo se desplaza longitudinalmente en incrementos pequeños. En cada posición, solo contribuyen los ejes ubicados sobre el puente; las reacciones en los apoyos se calculan por equilibrio estático y el momento en el centro del claro se obtiene del análisis de equilibrio de la sección izquierda. El resultado es una serie temporal discreta del momento flexionante en el centro del claro  $M(t)$  para cada cruce.

La idealización como simplemente apoyada sobrestima los momentos en el centro del claro respecto del comportamiento real de trabe continua del Puente Calapa. Johnson et al. (2020) compararon puentes simplemente apoyados y puentes continuos de tres claros, con claros comunes de 75 pies, bajo cargas móviles, y reportaron que el momento equivalente máximo en el centro del claro de un tramo continuo es consistentemente menor que el de la referencia simplemente apoyada, con reducciones del orden de 25% a 35%. Para incorporar este efecto de manera aproximada, sin un análisis explícito de líneas de influencia de la estructura continua de cinco claros, se aplica un factor constante de corrección del momento (Ecuación 1), con  $k = 0.7$  para todas las simulaciones reportadas a continuación.

$$M_{midspan}^{corrected}(t) = k \cdot M_{midspan}(t) \quad (1)$$

Este valor es un punto medio conservador del rango reportado por Johnson et al. (2020) y representa la principal simplificación de modelación del análisis estructural. Una corrección similar se aplicó también al momento por carga muerta.

El Puente Calapa cuenta con un carril de circulación por sentido, y cada trabe es cargada por el tránsito de un solo sentido; la tasa de carga por trabe adoptada en la sección 2.2 refleja esta configuración. Bajo este arreglo, los vehículos pesados que circulan en el mismo carril están limitados por la distancia mínima de seguimiento seguro y no pueden producir físicamente una carga de dos vehículos sobre el claro dentro de condiciones legales de circulación. La presencia simultánea de vehículos en sentidos opuestos se transmite solo parcialmente a la trabe analizada a través de la losa del tablero y, de manera conservadora, se supone (como se indica en la sección 2.2) que cada trabe soporta la totalidad de la carga de su carril, en lugar de distribuirla a la otra trabe. La modelación explícita de la presencia multivehicular se deja como una posible extensión para una calibración a nivel poblacional en la que se representen puentes de múltiples carriles.

Finalmente, no se aplicó un factor de carga dinámica a las historias de momento simuladas. La amplificación dinámica de la respuesta del puente ante vehículos en movimiento está gobernada por la relación entre la frecuencia de carga y la frecuencia fundamental de la estructura, y es más pronunciada en claros cortos y rígidos. Para el claro de 76.5 m analizado aquí, el tiempo de cruce del vehículo a velocidad carretera es del orden de tres segundos, lo que corresponde a un evento de carga muy por debajo de la frecuencia fundamental esperada para un claro de esta longitud. Por lo tanto, la respuesta es cercana a la cuasiestática.

Cualquier contribución dinámica residual no capturada por el tratamiento cuasiestático incrementaría los rangos de esfuerzos simulados, por lo que los factores de carga calibrados aquí reportados resultan, en ese sentido, no conservadores. Esto se señala como una limitación en la sección 8.6.

## 2.5 Cálculo de esfuerzos.

La historia temporal corregida del momento flexionante se convierte a esfuerzo en la ubicación crítica por fatiga (centro del claro, patín inferior) mediante la relación elástica dada en la Ecuación 2, donde  $y = 1.0$  m es la distancia del centroide de la sección a la fibra inferior.

$$\sigma_b(t) = \frac{M_{midspan}^{corrected}(t) \cdot y}{I} \quad (2)$$

El esfuerzo por carga muerta en la sección transversal analizada, calculado a partir del peso propio del acero y de una contribución de la losa por trabe, es de 187 MPa. Este valor se reporta aquí como contexto sobre las propiedades de la sección; bajo la convención S-N basada únicamente en rangos adoptada en la sección 3.2, el esfuerzo por carga muerta no entra en la función de estado límite de fatiga.

## 2.6 Resumen del procedimiento de simulación estocástica.

La simulación de tránsito procede como sigue. Para cada uno de los 1,011,780 cruces vehiculares que componen un año al TDPA de referencia, se muestrea una clase vehicular de la distribución categórica de probabilidades por clase dada en la sección 2.2. Condicionado a la clase, el número de ejes y las separaciones entre ejes se asignan de manera determinista a partir de las definiciones de configuración de la NOM-012-SCT-2-2017 (sección 2.3), y cada peso por eje se muestrea de manera independiente de una distribución normal ajustada a la media y la desviación estándar por eje reportadas para esa clase en la campaña de campo del IMT (2016) en la estación PC Tehuacán, que comprende 16,165 registros vehiculares con pesaje. Los vehículos con peso total menor a 200 kgf (1.96 kN) se excluyen del cómputo del daño, ya que producen rangos de esfuerzos despreciables.

Los elementos estocásticos de la simulación de tránsito son, por lo tanto, la clase vehicular y los pesos individuales por eje. Todas las demás cantidades que intervienen en el cálculo del momento (longitud del claro, propiedades de la sección, separaciones entre ejes, corrección por continuidad) son deterministas. La tasa de crecimiento del tránsito se trata como un parámetro determinista de escenario y se barre a lo largo del rango dado en la sección 4.3, en lugar de asignársele una distribución.

Existen dos variables aleatorias adicionales, pero en la etapa de confiabilidad y no en la de tránsito: el daño crítico de Miner en la falla  $\Delta$  y el factor de incertidumbre de modelación  $e$ , ambos lognormales, según se describe en la sección 3.4. Estas se muestrean  $N = 5 \times 10^5$  veces por cada evaluación independiente del estado límite, mediante Monte Carlo, según se describe en la sección 5.1.

No fue posible una validación directa del espectro de esfuerzos simulado contra mediciones de campo, ya que no se dispone de datos de monitoreo instrumentado para la estructura de estudio de caso. En su lugar se aplicaron dos verificaciones de consistencia. Primero, el esfuerzo por carga muerta calculado en la sección analizada coincide con el valor reportado de manera independiente para la misma estructura por Meneses Rojas (2026). Segundo, la vida a fatiga nominal obtenida con tránsito constante es consistente con la operación continua del puente desde 1995 sin daño por fatiga reportado (sección 8.5). La validación contra historias de deformación medidas sería un siguiente paso natural y se señala como una limitación en la sección 8.6.

## 3. MODELO PROBABILÍSTICO DE FATIGA

La evaluación de confiabilidad a fatiga combina un algoritmo de conteo de ciclos aplicado a las historias de esfuerzos simuladas, una curva S-N, la regla de acumulación de daño de Palmgren-Miner y una función de estado límite probabilística que captura la incertidumbre en la resistencia a fatiga.

### 3.1 Conteo de ciclos y representación del rango de esfuerzos.

El conteo de ciclos Rainflow conforme al algoritmo de cuatro puntos de la norma ASTM E1049-85 (ASTM, 2017; Matsuishi y Endo, 1968) resuelve cada historia de esfuerzos simulada en una lista de ciclos cerrados, cada uno descrito por un rango  $\Delta\sigma_i$ , un esfuerzo medio  $\sigma_{m,i}$  y un conteo  $n_i$  (1.0 para ciclos completos cerrados y 0.5 para medios ciclos residuales).

Para el claro de 76.5 m analizado aquí, el grupo de ejes de incluso la configuración legal mexicana más larga ocupa aproximadamente una cuarta parte del claro, y la línea de influencia resultante en el centro del claro produce un único evento suave de carga y descarga por cruce; el algoritmo de conteo Rainflow resuelve en consecuencia cada paso vehicular en un solo ciclo contabilizado. El algoritmo se conserva, en lugar de sustituirse por un simple rango pico-valle, porque constituye el tratamiento estándar para historias de amplitud variable y porque la estructura de subciclos que captura resultaría significativa en claros más cortos, donde la longitud del vehículo es comparable a la del claro.

La Figura 3 muestra la historia de esfuerzos simulada para un cruce representativo de un vehículo T3-S2-R4. La forma suave, de un solo pico, refleja el paso del vehículo a lo largo del claro, con los nueve ejes actuando como una carga efectivamente concentrada sobre la línea de influencia de la sección analizada.

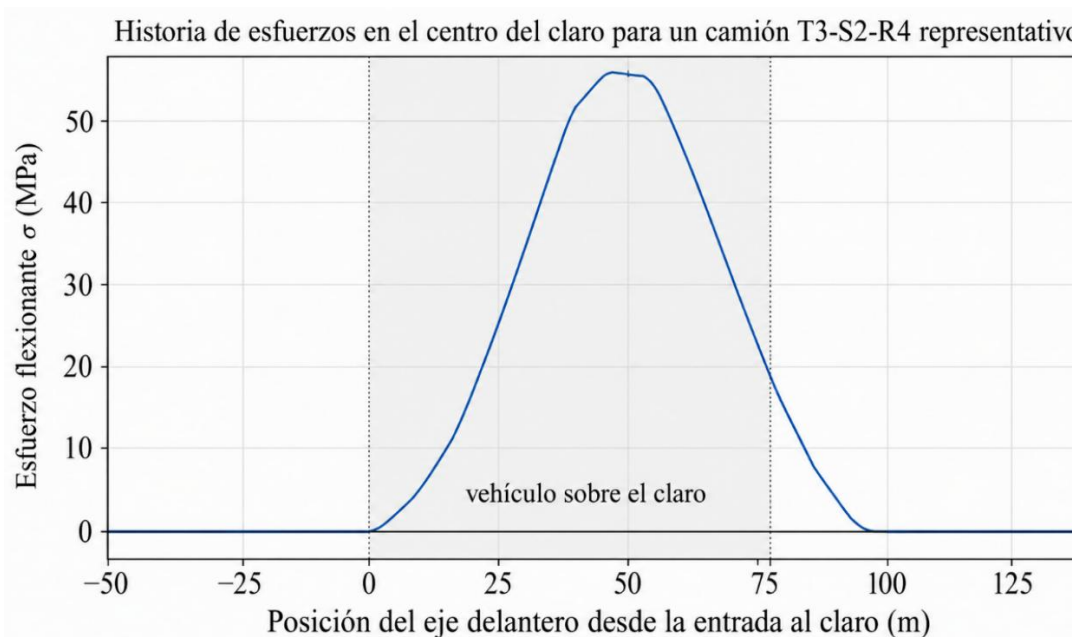


Figura 3. Historia simulada del esfuerzo flexionante en el centro del claro para un cruce representativo de un vehículo T3-S2-R4.

### 3.2 Curva S-N

La resistencia a fatiga se representa mediante la curva S-N bilineal del Eurocódigo 3 Parte 1-9 (CEN, 2005), dada por la Ecuación 3:

$$N(\Delta\sigma) = \begin{cases} N_C \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_C}{\Delta\sigma}\right)^{m_1} & \text{para } \Delta\sigma \geq \Delta\sigma_D \\ N_D \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_D}{\Delta\sigma}\right)^{m_2} & \text{para } \Delta\sigma_L \leq \Delta\sigma < \Delta\sigma_D \\ \infty & \text{para } \Delta\sigma < \Delta\sigma_L \end{cases} \quad (3)$$

donde  $\Delta\sigma_C$  es la resistencia a fatiga de la categoría de detalle en  $N_C = 2 \times 10^6$  ciclos,  $\Delta\sigma_D = \Delta\sigma_C \cdot (N_C/N_D)^{1/m_1}$  es el límite de fatiga de amplitud constante (CAFL, por sus siglas en inglés) en  $N_D = 5 \times 10^6$  ciclos, y  $\Delta\sigma_L = \Delta\sigma_D \cdot (N_D/N_L)^{1/m_2}$  es el límite de corte (*cut-off limit* en inglés) en  $N_L = 10^8$  ciclos. La pendiente de la curva S-N es  $m_1 = 3$  por encima del CAFL y  $m_2 = 5$  por debajo de él.

Ante la ausencia de información detallada sobre el detalle crítico por fatiga en el centro del claro, se adopta la categoría de detalle  $\Delta\sigma_C = 100 \text{ MPa}$  de la EN 1993-1-9, correspondiente a una

soldadura de filete longitudinal continua entre el alma y el patín inferior de una trabe armada. La sensibilidad del factor de carga calibrado a este supuesto se discute en la sección 8.6.

También se calcula, con fines de comparación, la curva S-N de pendiente única de la AASHTO LRFD (AASHTO, 2024), en la que  $m = 3$  para todas las categorías de detalle y los rangos de esfuerzos por debajo del umbral de fatiga de amplitud constante contribuyen con daño nulo. Ambas formulaciones coinciden por encima del CAFL, pero difieren en el régimen inferior al CAFL, donde la sección  $m = 5$  del Eurocódigo continúa acumulando daño y la de la AASHTO no. Esta distinción se examina cuantitativamente en los resultados.

### 3.3 Daño acumulado.

El daño por fatiga se acumula linealmente mediante la regla de Palmgren-Miner (Miner, 1945), dada por la Ecuación 4:

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_i(\Delta\sigma_i)} \quad (4)$$

donde  $n_i$  y  $\Delta\sigma_i$  son el conteo de ciclos y el rango obtenidos del análisis Rainflow, y  $N_i$  es el número de ciclos a la falla obtenido de la Ecuación (3). Los ciclos por debajo del límite de corte  $\Delta\sigma_L$  contribuyen con daño nulo. El daño anual  $D_{base}$  se obtiene simulando el TDPA a lo largo de un año completo.

### 3.4 Modelación probabilística de la incertidumbre.

Dos variables aleatorias entran en el estado límite. Primero, el daño crítico de Miner en la falla  $\Delta$  da cuenta de la naturaleza estocástica de la fatiga y de la bien documentada desviación respecto de la unidad de la suma empírica de Miner en la falla. Siguiendo a Wirsching (1984), quien estableció el ajuste lognormal mediante el análisis estadístico de un amplio conjunto de datos experimentales de fatiga en detalles soldados de acero,  $\Delta$  se modela como una variable lognormal con media  $\mu_\Delta = 1.0$  y coeficiente de variación  $COV_\Delta = 0.30$ . Esta elección distribucional ha sido adoptada como distribución de referencia en el Probabilistic Model Code, Parte 3.12, del JCSS (Joint Committee on Structural Safety) (JCSS, 2011). Segundo, un único factor multiplicativo de incertidumbre de modelación,  $e$ , del lado de la carga, captura las contribuciones combinadas de la incertidumbre en el efecto de carga, la concentración de esfuerzos y la incertidumbre del modelo S-N. Siguiendo la formulación de Kwon y Frangopol (2010),  $e$  se modela como lognormal con  $\mu_e = 1.0$  y  $COV_e = 0.15$ .

La tasa de crecimiento del tránsito  $\alpha_{traffic}$  se trata como un parámetro de entrada determinista, barrido a lo largo de un rango de valores plausibles para establecer la sensibilidad del factor de carga calibrado al crecimiento supuesto.

### 3.5 Función de estado límite.

El estado límite de fatiga para el horizonte de diseño  $t$  está dado por la Ecuación 5:

$$g(t) = \Delta - e \cdot x_F \cdot D_{grown}(t) \quad (5)$$

donde  $x_F$  es el factor de carga determinista bajo calibración y  $D_{grown}(t)$  es el daño acumulado de Miner a lo largo del año  $t$ , incluyendo el efecto del crecimiento del tránsito (definido formalmente en la sección 4). La falla ocurre siempre que  $g(t) < 0$ .

Cada iteración de Monte Carlo consiste, por lo tanto, en una realización independiente de  $(\Delta, e)$  a partir de sus respectivas distribuciones lognormales, manteniendo fijas las cantidades deterministas  $x_F$  y  $D_{grown}(t)$ .

La estructura de la Ecuación (5) se deriva directamente de la Ecuación 10 de Kwon y Frangopol

Calibración basada en confiabilidad de los factores de carga por fatiga  
para puentes de acero bajo incertidumbre en el crecimiento del tránsito.

(2010), con dos adaptaciones: se introduce el factor de carga determinista  $x_F$  y el término de daño se hace evolucionar en el tiempo para capturar el crecimiento exponencial del tránsito a lo largo del horizonte de diseño. Dentro de la categorización de la calibración de factores parciales del Eurocódigo propuesta por D'Angelo y Nussbaumer (2017), esto corresponde al "Esquema de Verificación 3" (acumulación de daño).

## 4. MODELACIÓN DEL CRECIMIENTO DEL TRÁNSITO

La calibración por fatiga de la sección 6 está parametrizada por una única tasa anual de crecimiento del tránsito, supuesta y determinista. Esta sección formaliza el modelo de crecimiento y deriva la expresión de la trayectoria de daño.

### 4.1 Crecimiento exponencial y contexto en la literatura.

El pronóstico del tránsito a largo plazo emplea comúnmente un modelo de crecimiento exponencial, en el que el tránsito diario en el año  $t$  se relaciona con el valor del año de referencia mediante  $V(t) = V_0 \cdot (1 + \alpha_{traffic})^t$ , donde  $\alpha_{traffic}$  es la tasa de crecimiento anual y  $V$  es el volumen de tránsito diario promedio. La forma exponencial es recomendada para la evaluación por fatiga en el Reporte 299 del NCHRP, que observa que los volúmenes de tránsito suelen crecer a una tasa anual de entre 3 y 5 por ciento hasta alcanzar un valor límite muy alto (Moses et al., 1987). Trabajos de calibración más recientes continúan adoptando la misma forma: Zhang et al. (2024) formulan la confiabilidad a fatiga de largo plazo como función de un coeficiente exponencial de crecimiento del tránsito.

El modelo exponencial es conservador para horizontes muy largos, ya que omite los efectos de saturación (Moses et al., 1987); sin embargo, sobre el horizonte de diseño de 75 años adoptado aquí, la forma exponencial es la elección estándar y se conserva a lo largo de todo el análisis.

### 4.2 Daño acumulado bajo crecimiento exponencial.

Si  $D_{base}$  es el daño anual de Miner correspondiente al volumen de tránsito diario promedio de referencia (supuesto estacionario dentro de un año calendario), y el tránsito crece exponencialmente, entonces el daño acumulado a lo largo del año  $t$  se obtiene mediante la Ecuación 6:

$$D_{grown}(t) = D_{base} \sum_{k=1}^t (1 + \alpha_{traffic})^k \quad (6)$$

Para el caso límite  $\alpha_{traffic} = 0$ , la Ecuación (6) se reduce a  $D_{grown}(t) = D_{base} \cdot t$ , es decir, la acumulación con tránsito constante. La razón  $D_{grown}(T)/(D_{base} \cdot T)$  cuantifica el efecto del crecimiento sobre el daño en el horizonte de diseño: para  $T = 75$  años y tasas de crecimiento mexicanas centrales de 2 a 3% anual, el multiplicador es de aproximadamente 2.6 a 3.5 respecto del tránsito constante.

### 4.3 La calibración como función del crecimiento.

La sustitución de la Ecuación (6) en la función de estado límite  $g(t) = \Delta - e \cdot x_F \cdot D_{grown}(t)$  convierte  $\alpha_{traffic}$  en un parámetro de entrada determinista del análisis de confiabilidad. Para cada combinación de  $(\alpha_{traffic}, \beta_{target}, \text{convención S-N})$ , el procedimiento de calibración de la sección 6 produce un factor de carga calibrado  $x_F$ . La calibración se realiza, por lo tanto, no con una única tasa de crecimiento nominal, sino a lo largo de un rango de escenarios plausibles, con el fin de mapear explícitamente la dependencia  $x_F = x_F(\alpha_{traffic})$ .

El rango de tasas de crecimiento empleado en el análisis de sensibilidad es  $\alpha_{traffic} \in \{0.5, 1.0, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 5.0\} \text{ \%/año}$ . El rango se extiende por debajo de las observaciones

históricas mexicanas para incluir escenarios de bajo crecimiento, y por encima de ellas hasta el extremo superior del intervalo citado en el Reporte 299 del NCHRP.

## 5. ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD POR MONTE CARLO

La probabilidad de falla por fatiga dependiente del tiempo se evalúa mediante simulación directa de Monte Carlo de la función de estado límite definida en la Ecuación (5).

### 5.1 Muestreo.

Para cada evaluación de  $g(t)$  se generan  $N$  realizaciones independientes de las variables aleatorias  $\Delta$  y  $e$  a partir de sus respectivas distribuciones lognormales. El factor de carga determinista  $x_F$  y la trayectoria determinista de daño  $D_{grown}(t)$  entran como valores fijos para esa evaluación. A lo largo de este estudio se emplean  $N = 5 \times 10^5$  muestras por cada punto  $(t, x_F)$ .

### 5.2 Probabilidad de falla e índice de confiabilidad.

La probabilidad de falla en el instante  $t$  está dada por la Ecuación 7:

$$P_f(t) = P(g(t) < 0), \quad (7)$$

estimada dentro del marco de Monte Carlo como la fracción de fallas, obtenida mediante la Ecuación 8:

$$P_f(t) \approx \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N \mathbb{1}(g_j(t) < 0), \quad (8)$$

donde  $\mathbb{1}(\cdot)$  es la función indicadora. Finalmente, el índice de confiabilidad se obtiene directamente de  $P_f$ , como se muestra en la Ecuación 9:

$$\beta(t) = -\Phi^{-1}(P_f(t)), \quad (9)$$

donde  $\Phi^{-1}$  es la función de distribución acumulada normal estándar inversa.

### 5.3 Probabilidad de falla dependiente del tiempo.

Dado que  $D_{grown}(t)$  es estrictamente creciente en  $t$ ,  $P_f(t)$  también es creciente y  $\beta(t)$  es, por lo tanto, decreciente para cualquier  $x_F$  fijo. La trayectoria completa de  $\beta(t)$  se obtiene evaluando  $g(t)$  sobre una malla discreta de años desde  $t = 1$  hasta  $t = T_{design} + 25$ , con el horizonte de diseño  $T_{design}$  marcado explícitamente en todas las curvas reportadas. El perfil de confiabilidad dependiente del tiempo constituye la base del procedimiento de calibración de la sección 6.

## 6. CALIBRACIÓN DEL FACTOR DE CARGA

El factor de carga por fatiga  $x_F$  se calibra de manera que el índice de confiabilidad al término del periodo de diseño alcance un objetivo prescrito.

### 6.1 Confiabilidad objetivo.

Se consideran dos índices de confiabilidad objetivo, que reflejan las dos convenciones principales empleadas en la calibración normativa por fatiga:

- $\beta_{target} = 1.0$ , consistente con el estado límite de fatiga de la AASHTO LRFD. Trabajo previo de Berwick (2012) estimó la confiabilidad implícita del estado límite Fatigue I de la

AASHTO anterior al SHRP2 (segundo Strategic Highway Research Program) en  $P_f \approx 0.025$  (equivalente a  $\beta \approx 2.0$ ); sin embargo, el objetivo operativo adoptado en la recalibración SHRP2 R19B que produjo los factores de carga Fatigue I y Fatigue II vigentes fue  $\beta = 1.0$ , aplicado de manera uniforme tanto a elementos de acero como de concreto sujetos a fatiga (TRB, 2014; Bowman et al., 2012). Este valor se adopta aquí para el caso alineado con la AASHTO.

- $\beta_{target} = 3.0$ , consistente con la práctica del Eurocódigo para detalles soldados de acero críticos por fatiga. D'Angelo y Nussbaumer (2017) derivan este valor a partir de los índices de confiabilidad objetivo recomendados por el JCSS:  $\beta_{target} = -\Phi^{-1}[\Phi(4.2)]^{100} = 3.0$  para un periodo de referencia de 100 años, y lo adoptan como objetivo para la calibración por fatiga alineada con el Eurocódigo.

Reportar la calibración bajo ambos objetivos hace que los resultados sean comparables con un marco normativo alineado con la AASHTO o con el Eurocódigo. Las probabilidades de falla objetivo están dadas por la Ecuación 10:

$$P_{f,target} = \Phi(-\beta_{target}) \quad (10)$$

De donde se obtiene  $P_{f,target} = 0.159$  para  $\beta_{target} = 1.0$  y  $P_{f,target} = 1.35 \times 10^{-3}$  para  $\beta_{target} = 3.0$ .

## 6.2 Horizonte de diseño.

El horizonte de diseño se toma como  $T_{design} = 75$  años, consistente con el supuesto estándar de vida de servicio de puentes de la AASHTO LRFD (AASHTO, 2024). Este horizonte se emplea tanto para el objetivo de calibración como para todos los análisis de sensibilidad reportados.

## 6.3 Procedimiento de calibración.

Para cada combinación de  $\beta_{target}$  y tasa de crecimiento del tránsito  $\alpha_{traffic}$ , la calibración procede como sigue. Se construye una malla de factores de carga de prueba  $x_F \in [0.05, 4.0]$ . El límite superior se fijó en 4.0 porque la calibración del Eurocódigo (la calibración de interés principal) queda cómodamente dentro de este rango para ambos objetivos de confiabilidad. Para cada candidato se calcula la trayectoria de daño acumulado  $D_{grown}(t)$  y se emplea el procedimiento de Monte Carlo de la sección 5 para evaluar  $\beta(T_{design})$ . El resultado es un conjunto de pares  $(x_F, \beta(T_{design}))$ .

El factor de carga calibrado  $x_F$  se define entonces como el valor que satisface la Ecuación 11:

$$\beta(T_{design}; x_F) = \beta_{target} \quad (11)$$

El valor calibrado se obtiene por interpolación lineal de los pares calculados. Este procedimiento se repite de manera independiente para cada convención S-N (Eurocódigo y AASHTO), cada  $\beta_{target}$ , y cada valor de escenario de  $\alpha_{traffic}$ , produciendo las curvas de calibración reportadas en los resultados.

## 6.4 Interpretación del factor calibrado.

Un valor calibrado  $x_F > 1$  indica que la carga simulada produce un índice de confiabilidad por encima del objetivo en el horizonte de diseño, y que la estructura podría en principio soportar  $x_F$  veces la carga simulada antes de que la confiabilidad descienda exactamente al objetivo. En este caso, el factor representa el margen de seguridad multiplicativo respecto del objetivo elegido.

Un valor calibrado  $x_F < 1$  indica que la carga simulada produce un índice de confiabilidad por

debajo del objetivo. En este caso, el factor representa la fracción de la carga simulada con la cual el objetivo se alcanza justamente. De manera equivalente, la carga tendría que reducirse en un factor de  $1 - x_F$  para llevar la confiabilidad al objetivo.

Esta doble interpretación es relevante para los resultados del estudio de caso: la carga sin factorizar, con  $x_F = 1$  produce una confiabilidad situada entre los dos objetivos adoptados, superando el objetivo alineado con la AASHTO de  $\beta_{target} = 1.0$  pero quedando por debajo del objetivo alineado con el Eurocódigo de  $\beta_{target} = 3.0$ . Los dos factores calibrados presentan, por lo tanto, signos opuestos de desviación respecto de la unidad, lo que refleja que el puente cumple un objetivo con margen y no alcanza el otro bajo los supuestos de modelación adoptados.

## 7. RESULTADOS

El marco de las secciones 2 a 6 se aplicó al puente de estudio de caso empleando el TDPA histórico de línea base de 1995, de 2,772 vehículos por día por trabe. Se simularon en total  $N_{veh} = 1,011,780$  cruces vehiculares individuales durante un año calendario, lo que produjo 1,002,583 ciclos de esfuerzo Rainflow tras aplicar el algoritmo de conteo de ciclos de la sección 3.1. La evaluación del estado límite por Monte Carlo empleó  $N = 5 \times 10^5$  muestras por punto.

### 7.1 Verificación de los rangos de esfuerzos.

La Figura 4 muestra la distribución de los rangos de esfuerzos simulados iguales o superiores a 5 MPa. Los ciclos por debajo de este umbral, producidos predominantemente por vehículos de pasajeros y comerciales ligeros, representan aproximadamente 70% del conteo total y se omiten para mayor claridad. El espectro restante muestra una cola superior pesada, producida principalmente por camiones T3-S2-R4.

El rango de esfuerzos máximo simulado es de 86.62 MPa, el rango correspondiente al percentil 99 es de 61.18 MPa y el del percentil 95 es de 32.08 MPa.

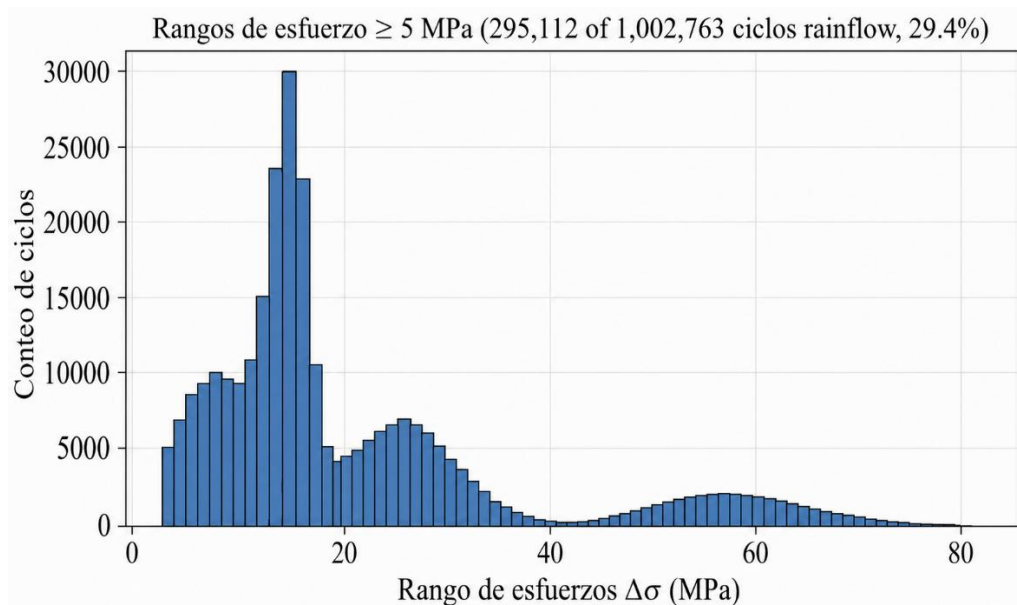


Figura 4. Distribución de los rangos de esfuerzos Rainflow simulados en la sección transversal analizada. Se muestran los ciclos con  $\Delta\sigma \geq 5$  MPa. Los ciclos por debajo de este umbral, producidos predominantemente por vehículos de pasajeros y comerciales ligeros, se omiten para mayor claridad.

## 7.2 Daño anual y vida a fatiga nominal.

Bajo la curva S-N bilineal del Eurocódigo, el daño anual de Miner correspondiente al volumen de tránsito diario promedio de referencia es  $D_{base} = 2.35 \times 10^{-3}$ . Bajo la curva de pendiente única de la AASHTO,  $D_{base} = 7.42 \times 10^{-5}$ . Los años nominales correspondientes para alcanzar  $D = 1$  con tránsito constante son 425.4 (Eurocódigo) y 13,469.9 (AASHTO).

La razón de 30 veces entre ambos valores es consecuencia de la posición del espectro de esfuerzos simulado respecto del límite de fatiga de amplitud constante. Para la categoría de detalle 100, el CAFL es  $\Delta\sigma_D = 73.7 \text{ MPa}$  y el límite de corte es  $\Delta\sigma_L = 40.5 \text{ MPa}$ . Aproximadamente 3.7% de los ciclos simulados se ubican en la banda de 40.5 a 73.7 MPa, donde la sección  $m_2 = 5$  del Eurocódigo continúa acumulando daño, mientras que el modelo de umbral de la AASHTO le asigna una contribución nula. Los ciclos por encima de 73.7 MPa, donde ambas formulaciones coinciden, constituyen menos de 0.1% del total. La formulación del Eurocódigo captura, por lo tanto, el daño proveniente de la pequeña población de ciclos de amplitud intermedia que la formulación de la AASHTO descarta. Este efecto se examina en detalle en la discusión.

## 7.3 Calibración en el escenario central.

Para el escenario central de crecimiento  $\alpha_{traffic} = 2.5\%/año$  y  $T_{design} = 75 \text{ años}$ , los factores de carga calibrados se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1. Factor de carga calibrado  $x_F$  en el escenario central  
( $\alpha_{traffic} = 2.5\%/año$ ,  $T_{design} = 75 \text{ años}$ ).

| Convención S-N                    | $\beta_{target} = 1.0$ | $\beta_{target} = 3.0$ |
|-----------------------------------|------------------------|------------------------|
| Eurocódigo bilineal (EN 1993-1-9) | 1.34                   | 0.70                   |
| AASHTO de pendiente única         | $> 4.0^*$              | $> 4.0^*$              |

\* Calibración en el límite superior de la malla de búsqueda.

Bajo la convención S-N bilineal del Eurocódigo, la calibración arroja  $x_F = 1.34$  para  $\beta_{target} = 1.0$  y  $x_F = 0.70$  para  $\beta_{target} = 3.0$ . Bajo la convención de pendiente única de la AASHTO, la calibración no queda acotada por el límite superior de la malla de búsqueda para ninguno de los dos objetivos, lo que indica que el modelo de umbral no identifica el espectro del estudio de caso como crítico por fatiga para ningún factor de carga de interés práctico. La Figura 5 muestra la variación del índice de confiabilidad frente a distintos valores posibles del factor de carga.

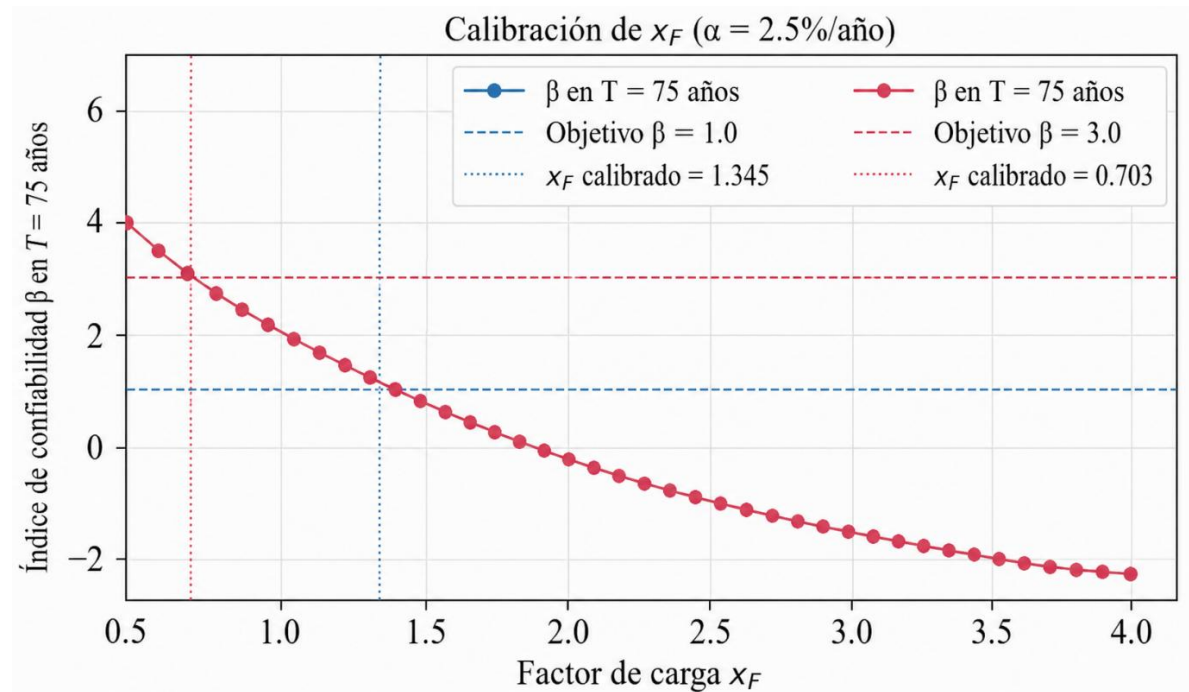


Figura 5. Curva de calibración: índice de confiabilidad  $\beta(T_{design})$  como función del factor de carga  $x_F$ , bajo la convención S-N bilineal del Eurocódigo y en el escenario central de crecimiento. Las líneas horizontales marcan los dos objetivos de confiabilidad adoptados; las líneas verticales marcan los valores calibrados correspondientes.

#### 7.4 Sensibilidad a la tasa de crecimiento del tránsito.

Manteniendo el factor de carga fijo en el valor calibrado para el escenario central con  $\beta_{target} = 1.0$  ( $x_F = 1.34$ ), se evalúa el índice de confiabilidad en el horizonte de diseño a lo largo de todo el rango de tasas de crecimiento introducido en la sección 4. La Figura 6 muestra las trayectorias de  $\beta(t)$  resultantes. El índice de confiabilidad a  $T = 75$  años es de aproximadamente 3.68 para el escenario de menor crecimiento ( $\alpha_{traffic} = 0.5\%/año$ ) y de aproximadamente  $-2.87$  para el de mayor crecimiento ( $\alpha_{traffic} = 5\%/año$ ), es decir, una amplitud de 6.5 unidades en el índice de confiabilidad producida por una variación de diez veces en la tasa de crecimiento supuesta. Dentro de las limitaciones de los supuestos de modelación presentes, esta sensibilidad resultó el efecto numérico más influyente observado. No se observó que otros parámetros de entrada examinados, incluidas la elección de la convención S-N y la categoría de detalle supuesta, produjeran cambios comparables en el índice de confiabilidad al término del periodo de diseño.

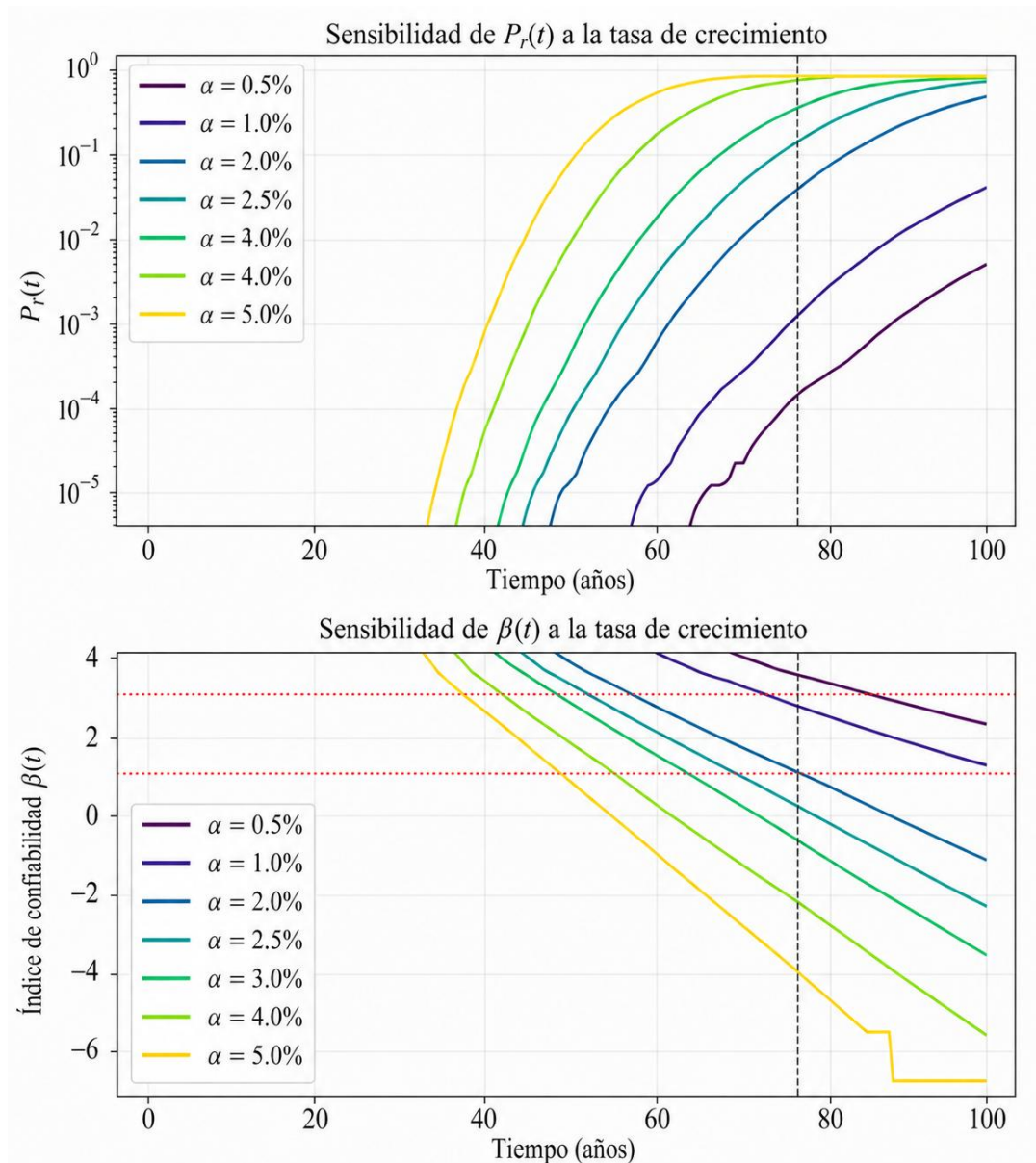


Figura 6. Sensibilidad de la probabilidad de falla  $P_f(t)$  y del índice de confiabilidad  $\beta(t)$  a la tasa anual de crecimiento del tránsito supuesta  $\alpha_{traffic}$ , con el factor de carga fijo en el valor calibrado para el escenario central ( $x_F = 1.34$ ,  $\beta_{target} = 1.0$ ).

## 8. DISCUSIÓN

### 8.1 Interpretación de los factores calibrados.

Conforme a la convención establecida en la sección 6.4, un valor calibrado  $x_F > 1$  indica que la carga simulada produce un índice de confiabilidad por encima del objetivo y que, por lo tanto, podría en principio admitirse  $x_F$  veces más carga antes de que la confiabilidad descienda al objetivo. Un valor calibrado  $x_F < 1$  indica que la carga simulada produce una confiabilidad por debajo del objetivo, y el factor representa la fracción de la carga simulada con la cual el objetivo se alcanzaría.

Para el escenario central de crecimiento con  $\beta_{target} = 1.0$ , la calibración del Eurocódigo arroja  $x_F = 1.34$ , lo que indica que el puente podría en principio soportar 34% más carga antes de que su confiabilidad descienda al objetivo alineado con la AASHTO. El mismo escenario con

$\beta_{target} = 3.0$  arroja  $x_F = 0.70$ , lo que indica que la carga simulada tendría que reducirse en 30% para llevar la confiabilidad al objetivo alineado con el JCSS. La carga sin factorizar, con  $x_F = 1$ , produce por lo tanto un índice de confiabilidad situado entre los dos objetivos: por encima de  $\beta = 1.0$  (el puente cumple con margen el objetivo alineado con la AASHTO) pero por debajo de  $\beta = 3.0$  (el puente no alcanza el objetivo alineado con el Eurocódigo).

## 8.2 Vehículos legales mexicanos comparados con los vehículos de diseño.

El entorno operativo mexicano presenta pesos brutos vehiculares sustancialmente mayores que los de los vehículos de diseño empleados para calibrar los modelos de carga por fatiga tanto de la AASHTO como del Eurocódigo. El vehículo de diseño HS20-44 de la AASHTO tiene un peso bruto de aproximadamente 325 kN (3 ejes); la configuración legal mexicana más pesada, T3-S2-R4, tiene un peso bruto máximo de 740.4 kN (75.5 t, 9 ejes) (DOF, 2017), aproximadamente 2.28 veces el vehículo de diseño de la AASHTO. García-Soto et al. (2015) reportan un modelo probabilístico de camión de diseño mexicano con un peso bruto medio de aproximadamente 652 kN, intermedio entre ambos. Más allá de los límites legales, la campaña de campo del IMT en la estación del estudio de caso muestra una sobrecarga en servicio considerable: 24% de los vehículos T3-S2-R4 pesados excedieron el límite legal de 740.4 kN (75.5 t), y el peso bruto vehicular máximo observado alcanzó 92.4 t (1.22 veces el límite legal). De manera acumulada, la observación individual más pesada de la campaña del IMT excede la carga de diseño HS20-44 de la AASHTO por un factor de aproximadamente 2.79. La desconexión entre las cargas contra las cuales se calibraron las normas y aquellas realmente observadas en la infraestructura mexicana constituye, en sí misma, una fuerte motivación para una calibración explícita de los factores de carga por fatiga específica para México. Avendaño et al. (2013), a partir de los datos de la encuesta de sobrecarga de la SCT (2001), propusieron un vehículo de diseño con un peso bruto vehicular de 958.2 kN, representativo de la media superior de los vehículos T3-S2-R4 sobrecargados observados en aquel momento.

## 8.3 Divergencia entre el Eurocódigo y la AASHTO.

La diferencia entre los daños anuales calculados con el Eurocódigo y con la AASHTO merece una discusión más amplia. Ambas formulaciones son matemáticamente idénticas por encima del límite de fatiga de amplitud constante ( $\Delta\sigma \geq \Delta\sigma_D = 73.7 \text{ MPa}$  para la categoría de detalle 100), donde ambas adoptan  $m = 3$  y la misma ordenada al origen. Difieren únicamente en el régimen inferior al CAFL: la curva bilineal del Eurocódigo continúa acumulando daño a lo largo de una sección  $m_2 = 5$  hasta un límite de corte en  $\Delta\sigma_L = 40.5 \text{ MPa}$ , mientras que la curva de pendiente única de la AASHTO asigna daño nulo a todos los ciclos por debajo del umbral.

Para el espectro del estudio de caso, la cola superior de los rangos de esfuerzos se ubica predominantemente en esta banda de 40.5 a 73.7 MPa: aproximadamente 3.7% de los ciclos se sitúan ahí, pero su contribución bajo la sección  $m_2 = 5$  del Eurocódigo domina el daño total, ya que los ciclos con  $\Delta\sigma > 73.7 \text{ MPa}$  son escasos (menos de 0.1% del total). La formulación de la AASHTO podría, por lo tanto, estar despreciando lo que aparenta ser, para este espectro, la contribución principal al daño. La razón de 30 veces es consecuencia de la posición de la cola superior del espectro respecto del CAFL, una propiedad del puente y de sus cargas. En un puente con cargas más pesadas y con una fracción sustancial de ciclos por encima de 73.7 MPa, ambas formulaciones convergerían.

La formulación bilineal del Eurocódigo se prefiere como herramienta principal de calibración. Los resultados de la AASHTO se reportan junto a los del Eurocódigo con fines comparativos.

## 8.4 La tasa de crecimiento como posible fuente dominante de incertidumbre.

A lo largo de todo el rango de sensibilidad examinado, la tasa anual de crecimiento del tránsito

supuesta produce un desplazamiento de 6.5 unidades en el índice de confiabilidad al término del horizonte de diseño. Con el factor de carga fijo, variar la tasa de crecimiento en un factor de diez, de 0.5% a 5% anual, desplaza  $\beta(T = 75)$  de aproximadamente 3.7 a aproximadamente -2.8. En comparación, supuestos alternativos sobre el coeficiente de incertidumbre de modelación  $COV_\epsilon$  en el rango de 0.10 a 0.20 producen desplazamientos menores a 5% en el factor calibrado, y un cambio de una categoría en la categoría de detalle (Cat 80 frente a Cat 125) produce desplazamientos de aproximadamente 30%. La tasa de crecimiento podría ser, por lo tanto, la incertidumbre de entrada dominante para la calibración a lo largo de un periodo de 75 años. Esto identifica una posible brecha en la práctica normativa actual, dado que los factores de carga por fatiga de las normas de diseño no se formulan en función de la tasa de crecimiento local.

### 8.5 Servicio continuo del puente de estudio de caso.

El puente de estudio de caso ha estado en servicio desde 1995 y se reporta como operativo. Los años nominales a la falla bajo la formulación del Eurocódigo (425 años con tránsito constante; del orden de 100 años bajo el escenario central de crecimiento) resultan consistentes con esta observación empírica, y no contradictorios con ella: bajo los supuestos de modelación adoptados, la fatiga constituye una revisión de diseño relevante en el sitio del estudio de caso, pero no es el modo de falla determinante con las cargas actuales. La contribución de la calibración consiste en establecer cómo evoluciona este margen bajo el crecimiento proyectado, y no en predecir una falla inminente de la estructura existente.

### 8.6 Limitaciones.

La calibración reportada arriba está condicionada a varias decisiones de modelación que merecen un reconocimiento explícito. En primer lugar, la calibración se basa en un solo puente y en una sola estación de pesaje en movimiento. Una calibración a escala nacional de un factor de carga por fatiga, en la línea del Reporte 368 del NCHRP (Nowak, 1999), requeriría una población representativa de puentes, múltiples estaciones WIM y una ponderación estructurada de tipos de puente y entornos de tránsito. Por lo tanto, los factores aquí reportados deben leerse como demostraciones específicas del caso de la metodología de calibración, y no como propuestas generalizadas para su adopción normativa.

Asimismo, el puente de estudio de caso es una estructura mixta continua de cinco claros. El análisis idealiza una sola trabe de acero como simplemente apoyada sobre un claro de 76.5 m y aplica un factor de corrección constante  $k = 0.7$  al momento simulado en el centro del claro para considerar de manera aproximada el comportamiento de claro continuo, siguiendo a Johnson et al. (2020). De igual modo, la acción compuesta entre la trabe de acero y la losa de concreto se reconoce pero no se modela explícitamente. La acción compuesta desplazaría el eje neutro hacia arriba y reduciría el esfuerzo. Finalmente, las propiedades mismas de la sección transversal ( $I = 0.1089 \text{ m}^4$ ,  $A = 0.1637 \text{ m}^2$ , peralte 2.0 m) son estimaciones escaladas de Meneses Rojas (2026), quien señala que la geometría es una aproximación.

En relación con la idealización estructural, el análisis trata la interacción vehículo-puente como cuasiestática y no aplica un factor de carga dinámica, por las razones expuestas en la sección 2.4. Un refinamiento del presente marco incorporaría una amplificación dinámica dependiente del claro y de la velocidad, en lugar de un único factor uniforme, idealmente calibrada contra mediciones de campo de la estructura de estudio de caso. Esto permitiría representar la contribución dinámica en el espectro de esfuerzos mismo, y no como un escalamiento uniforme de la historia de momentos. La configuración del Puente Calapa (un carril por sentido, dos trabes) permite que el análisis del estudio de caso evite la modelación explícita de la presencia multivehicular simultánea, como se discutió en la sección 2.4. Esta simplificación no sería aplicable a puentes de múltiples carriles, donde varios vehículos pesados pueden compartir el área tributaria de una misma trabe a velocidad carretera. Por lo tanto, extender la calibración a tales configuraciones constituye una posible

dirección de trabajo futuro. De igual manera, mediciones de deformación en la estructura de estudio de caso proporcionarían una validación independiente del espectro de esfuerzos simulado. Finalmente, se supone que el detalle crítico por fatiga en la sección transversal analizada corresponde a la categoría de detalle 100 de la EN 1993-1-9 (soldadura de filete longitudinal continua entre el alma y el patín inferior de una trabe armada). Un detalle determinante distinto desplazaría el CAFL y modificaría el espectro de esfuerzos simulado. Como se discutió en la sección 8.3, la razón entre el daño calculado con el Eurocódigo y con la AASHTO es sensible a este posicionamiento; el factor de carga calibrado es, en consecuencia, sensible a la categoría de detalle supuesta.

## 9. CONCLUSIONES

Este estudio presentó una calibración basada en confiabilidad del factor de carga por fatiga para un puente de acero mexicano, en la cual la tasa anual de crecimiento del tránsito se trató como un dato explícito de la calibración, en lugar de quedar incorporada implícitamente en el factor resultante. Para el escenario central de crecimiento ( $\alpha_{traffic} = 2.5\%/año$ ,  $T_{design} = 75 años$ ), la convención S-N bilineal del Eurocódigo arroja factores de carga calibrados de  $x_F = 1.34$  para  $\beta_{target} = 1.0$  y  $x_F = 0.70$  para  $\beta_{target} = 3.0$ , lo que indica que la carga sin factorizar produce una confiabilidad situada entre los dos objetivos adoptados. A lo largo del rango de crecimiento examinado, la tasa anual de crecimiento supuesta desplazó el índice de confiabilidad en el horizonte de diseño en aproximadamente 6.5 unidades, un efecto mayor que el observado para cualquier otro parámetro de entrada examinado en el presente análisis. Dentro de las limitaciones del estudio de caso de un solo puente, esto sugiere que la formulación explícita de los factores de carga por fatiga en función de la tasa local de crecimiento del tránsito constituye una posible dirección para trabajos futuros de calibración normativa, en entornos donde el crecimiento del tránsito pesado difiera sustancialmente de los supuestos implícitos en los factores vigentes.

## 10. REFERENCIAS

- AASHTO. (2024), *LRFD Bridge Design Specifications*, 10th Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC. ISBN: 978-1-56051-828-0
- ASTM International. (2017), *ASTM E1049-85 Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis*. <https://doi.org/10.1520/E1049-85R17>
- Avendaño, A., Gómez-Soberón, M., Perea, T. (2013), *Evaluación elástica simplificada por fatiga de un puente de acero tipo ortotrópico bajo cargas móviles típicas de México*. XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Boca del Río, Veracruz, México. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
- Berwick, B. (2012), *Calibrating the steel-members fatigue limit states of the AASHTO LRFD bridge design specifications*, PhD thesis, University of Delaware. Recuperado en abril de 2026 de <http://udspace.udel.edu/handle/19716/12642>
- Bowman, M. D., Fu, G., Zhou, Y. E., Connor, R. J., Godbole, A. A. (2012), *Fatigue evaluation of steel bridges (NCHRP Report 721)*. Transportation Research Board, Washington, D.C. ISBN: 978-0-309-25826-5. <https://doi.org/10.17226/22774>
- CEN (European Committee for Standardization). (2005), *Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-9: Fatigue (EN 1993-1-9)*. CEN, Brussels.
- CEN (European Committee for Standardization). (2006), *Eurocode 3: Design of steel structures — Part 2: Steel bridges (EN 1993-2)*. CEN, Brussels.

- D'Angelo, L., Nussbaumer, A. (2017), *New framework for calibration of partial safety factors for fatigue design*. Journal of Constructional Steel Research, 139:466–472. <https://doi.org/10.1016/J.JCSR.2017.10.006>
- DOF (Diario Oficial de la Federación). (2017), *NOM-012-SCT-2-2017, Sobre el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos de autotransporte que transitan en las vías generales de comunicación de jurisdicción federal*. Recuperado en junio de 2026 de [https://www.dof.gob.mx/nota\\_detalle\\_popup.php?codigo=5508944](https://www.dof.gob.mx/nota_detalle_popup.php?codigo=5508944)
- García-Soto, A. D., Hernández-Martínez, A., Valdés-Vázquez, J. G. (2015), Probabilistic assessment of a design truck model and live load factor from weigh-in-motion data for Mexican Highway bridge design. Canadian Journal of Civil Engineering, 42(11). <https://doi.org/10.1139/cjce-2015-0216>
- Google Earth. (2026, agosto 5), [Imagen satelital de 18°09'46.73"N 97°15'35.07"W]. Recuperado de <https://earth.google.com/>
- IMT (Instituto Mexicano del Transporte). (2016), *Estudio de Origen–Destino y Peso, Estación PC Tehuacán, Carretera Cuacnopalan–Oaxaca (Cuota), km 40+850. Estudio Estadístico de Campo del Autotransporte Nacional (EECAN)*, Coordinación de Seguridad y Operación del Transporte. Campaña del 31 mayo hasta 03 junio 2016. Archivo: 357PcTehuacan.DBF. Recuperado en mayo de 2026 de <https://www.gob.mx/imt/articulos/estudio-estadistico-de-campo-del-autotransporte-nacional>
- JCSS (Joint Committee on Structural Safety). (2011), *JCSS Probabilistic Model Code, Part 3.12: Fatigue Models for Metallic Structures*. Recuperado en junio 2026 de <https://www.jcss-lc.org/publications/jcsspmc/JCSS-3-12-Fatigue.pdf>
- Johnson, C., Rakoczy, A., Otter, D., Dick, S. (2020), *Comparison of continuous spans versus simply supported spans* (Technology Digest TD20-024). Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, CO. Recuperado en mayo de 2026 de <https://www.mxvtrail.com/technology-digest/comparison-of-continuous-spans-versus-simply-support-spans/>
- Kwon, K., Frangopol, D. M. (2010), *Bridge fatigue reliability assessment using probability density functions of equivalent stress range based on field monitoring data*. International Journal of Fatigue, 32(8):1221–1232. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2010.01.002>
- Matsuishi, M., Endo, T. (1968), *Fatigue of metals subjected to varying stress*. Proceedings of the Kyushu District Meeting, Japan Society of Mechanical Engineers, Fukuoka, Japan. Recuperado en mayo de 2026 de <https://www.semanticscholar.org/paper/Fatigue-of-metals-subjected-to-varying-stress-Matsuichi-Endo/467c88ec1feaa61400ab05f8b9f69046e59260>
- Meneses Rojas, L. A. (2026), *Metodología de estimación de confiabilidad de fatiga por daño acumulado en puentes vehiculares bajo carga cíclica*, MSc thesis, Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.
- Miner, M. A. (1945), *Cumulative Damage in Fatigue*. Journal of Applied Mechanics, 12(3):A159–A164. <https://doi.org/10.1115/1.4009458>
- Moses, F., Schilling, C. G., Raju, K. S. (1987), *Fatigue evaluation procedures for steel bridges*. NCHRP Report 299. Recuperado en abril de 2026 de <https://trid.trb.org/View/282602>, ISSN: 0077-5614
- Nowak, A. S. (1999), *Calibration of LRFD Bridge Design Code (NCHRP Report 368)* Transportation Research Board, Washington, DC. ISSN 0077-5614
- SCT (Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes). (s.f.), *Datos Viales*. Recuperado en abril de 2026 de <https://micrs.sct.gob.mx/infraestructura/direccion-general-de-servicios-tecnicos/datos-viales/>
- Sørensen, J. D. (2012), *Reliability-based calibration of fatigue safety factors for offshore wind turbines*. International Journal of Offshore and Polar Engineering, 22(3):234–241.

Suarez, J. (2025), *Puente Calapa, una peligrosa ruta entre Puebla y Oaxaca—El Sol de Puebla*. El Sol de Puebla. Recuperado en agosto de 2026 de <https://oem.com.mx/elsoldepuebla/local/puente-calapa-una-peligrosa-ruta-entre-puebla-y-oaxaca-23407734>

TRB (Transportation Research Board and National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine). (2014), *Bridges for Service Life Beyond 100 Years: Service Limit State Design*. The National Academies Press, Washington, DC. <https://doi.org/10.17226/22441>

Wirsching, P. H. (1984), *Fatigue Reliability for Offshore Structures*. Journal of Structural Engineering, 110(10), 2340–2356. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1984\)110:10\(2340\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:10(2340))

Zhang, M., Wang, X., Li, Y. (2024), *Fatigue Reliability Assessment of Bridges Under Heavy Traffic Loading Scenario*. Infrastructures, 9(12):238. <https://doi.org/10.3390/infrastructures9120238>