



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

Departamento de Obras Civiles

APLICACIÓN DE MODELO DE FIABILIDAD Y VIDA ÚTIL REMANENTE POR DETERIORO DE FATIGA EN PUENTE VIAL EL TOYO

Memoria de Título presentada por

Salomón Francisco Martínez Silva

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

Ingeniería Civil

Profesor Guía
Marcelo Marquez Marambio

Profesor Correferente
Ramiro Bazáez Gallardo

junio de 2026



CONSTANCIA DE VALIDACIÓN Y CONFIDENCIALIDAD DE MONOGRAFÍA A REPOSITORIO ACADÉMICO

1.- IDENTIFICACIÓN DEL TRABAJO ACADÉMICO

Tipo de monografía (marcar una opción): ☒ Memoria o trabajo de título ☐ Tesis de Postgrado

Título del trabajo: APLICACIÓN DE MODELO DE FIABILIDAD Y VIDA ÚTIL REMANTE POR DETERIORO DE FATIGA EN PUENTE VIAL EL TOYO

Nombre del candidato(a): SALOMÓN FRANCISCO MARTÍNEZ SILVA

Carrera / Grado: INGENIERIA CIVIL

Campus: SAN JOAQUÍN **Departamento:** OBRAS CIVILES

2.- VALIDACIÓN DEL PROFESOR GUÍA/DIRECTOR DE TESIS

Yo, Ramiro Bazáez Gallardo en mi calidad de profesor(a) guía/director(a) del trabajo académico mencionado anteriormente **DEJO CONSTANCIA** que:

- He revisado esta versión del documento y corresponde a la versión final aprobada del trabajo.
- El trabajo cumple con los requisitos académicos y de formato establecidos por la institución.

3.- EVALUACIÓN DE CONFIDENCIALIDAD POR PROPIEDAD INDUSTRIAL (marcar una opción)

☒ El trabajo **NO contiene** información que amerite confidencialidad y puede ser publicado de inmediato en repositorio con acceso abierto.

☐ El trabajo **CONTIENE** información con potenciales implicancias de propiedad industrial o intelectual y requiere un periodo de confidencialidad (**embargo**) por (**marcar una opción**):

☐ 6 meses ☐ 12 meses ☐ 2 años ☐ 3 años ☐ 5 años ☐ 10 años

Fundamentación de la necesidad de confidencialidad (obligatorio si se solicita embargo):

4.- FIRMAS

Profesor(a) guía o director(a) de memoria o tesis: RAMIRO BAZÁEZ GALLARDO

Fecha: 06/10/2026

Firma:

Estudiante o Candidato(a): SALOMÓN FRANCISCO MARTÍNEZ SILVA

Fecha: 06/10/2026

Firma:

Este formulario debe ser insertado como página 2 de la memoria o tesis, completado y firmado por estudiante y profesor(a) antes de la entrega en portal PRISMA de Biblioteca USM.

TITULO DE LA MEMORIA:

Aplicación de modelo de fiabilidad y vida útil remanente por deterioro de fatiga en el puente vial El Toyo

AUTOR:

Salomón Francisco Martínez Silva

TRABAJO DE MEMORIA, presentado como requisito parcial para optar al título de la carrera de INGENIERIA CIVIL de la Universidad Técnica Federico Santa María.

	<u>Nombre</u>	<u>Firma</u>
Prof. Guía	Marcelo Marquez	
Miembro 1 Comisión	Ramiro Bazáez	

Santiago, Chile, junio de 2026

CONTENIDO

1. RESUMEN	1
2. CONTEXTUALIZACIÓN	1
3. OBJETIVOS	4
3.1 OBJETIVO GENERAL	4
3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
4. MARCO TEÓRICO	5
4.1 FATIGA EN PUENTES DE ACERO	5
4.1.1 Fenómeno de fatiga	5
4.1.2 Categorización de detalles estructurales (AASHTO)	5
4.1.3 Curvas S-N y resistencia nominal	6
4.2 PROCESAMIENTO DE SEÑALES DE MONITOREO	7
4.2.1 Descomposición de la señal: efectos térmicos vs tráfico	7
4.2.2 Algoritmo de conteo Rainflow	8
4.3 MODELOS DE EVALUACIÓN DE DAÑO	8
4.3.1 Rango de tensión efectivo (S_{er})	8
4.3.2 Modelo enfoque de corte vs bilineal	9
4.4 FIABILIDAD ESTRUCTURAL Y PREDICCIÓN DE VIDA ÚTIL	9
4.5 FUNCIÓN DE ESTADO LÍMITE	9
4.6 VARIABLES ALEATORIAS EN EL MODELO DE FATIGA	10
4.7 SIMULACIÓN DE MONTECARLO	10
4.8 ÍNDICE DE FIABILIDAD (B)	11
4.9 ESTIMACIÓN DE VIDA ÚTIL REMANENTE (RUL)	11
4.10 ENFOQUE DETERMINISTA	11
4.11 ENFOQUE PROBABILISTA	12
4.12 CRECIMIENTO DEL TRÁFICO	12
5. METODOLOGÍA	13
5.1 MODELACIÓN ESTRUCTURAL Y GENERACIÓN DE SEÑAL	13
5.2 CONSTRUCCIÓN DE ESPECTRO DE ESFUERZOS	13
5.3 ESTIMACIÓN DE DAÑO POR FATIGA	14
5.4 CUANTIFICACIÓN DE LA FIABILIDAD Y VIDA ÚTIL	14
6. DESARROLLO	15
6.1 CARACTERIZACIÓN DEL PUENTE	15
6.2 IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL Y RESULTADOS DE SOLICITACIONES	17
6.3 CARACTERIZACIÓN DE LA SEÑAL DE MONITOREO Y ESPECTRO DE ESFUERZOS	19
6.4 EVALUACIÓN DEL DAÑO ACUMULADO Y VIDA ÚTIL DETERMINÍSTICA	21
6.5 ANÁLISIS PROBABILÍSTICA DE FIABILIDAD	22
6.5.1 Caracterización de las variables aleatorias y distribuciones	22
6.5.2 Simulación de Montecarlo y proyección temporal	23
7. ANÁLISIS DE RESULTADOS	24
8. CONCLUSIONES	29
9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	31

APLICACIÓN DE MODELO DE FIABILIDAD Y VIDA ÚTIL REMANTE POR DETERIORO DE FATIGA EN PUENTE VIAL EL TOYO

Salomón Martínez Silva¹, Marcelo Márquez Marambio², Ramiro Bazáez Gallardo¹

¹ Departamento de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María

² Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas

1. Resumen

Esta memoria desarrolla la aplicación de un modelo para evaluar la fiabilidad estructural y la vida útil remanente por deterioro de fatiga en el puente vial El Toyo, integrando la modelación por elementos finitos en SAP2000 con el procesamiento de señales sintéticas de deformación en MATLAB. El estudio se fundamenta en la caracterización de detalles estructurales bajo normativa AASHTO y el uso del algoritmo de conteo Rainflow para transformar historias de carga irregulares en espectros de tensión. A través de la regla de Palmgren-Miner y simulaciones de Montecarlo, se propone un marco estocástico que considera las incertidumbres en la resistencia del acero y en el crecimiento del tráfico pesado.

Palabras claves: Fatiga de puentes, Fiabilidad estructural, Vida útil remanente, Puentes de acero.

2. Contextualización

La infraestructura vial cumple un rol estratégico en el desarrollo social, económico y territorial de Chile, siendo los puentes elementos críticos debido a la conectividad que garantizan. De acuerdo con el inventario oficial actualizado a enero de 2026 por la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas, el organismo tiene bajo su jurisdicción y tuición exclusiva un total de 6.912 puentes. Una proporción significativa de estas estructuras corresponde a tipologías tradicionales conformadas por superestructuras de vigas simplemente apoyadas o continuas que soportan una losa de calzada de hormigón armado. Al haber sido diseñadas bajo normativas antiguas y demandas de tráfico sustancialmente menores a las actuales, estas estructuras son vulnerables a mecanismos de deterioro acumulativo como la fatiga mecánica provocada por el tránsito pesado. Ante este escenario, la ingeniería vial internacional y nacional promueve la transición desde políticas de mantenimiento reactivas hacia modelos predictivos preventivos, destacando la necesidad de integrar metodologías de gestión con sistemas avanzados de Monitoreo de Salud Estructural (SHM) e instrumentación basada en sensores para evaluar la fiabilidad real de los activos en el tiempo.(Márquez M & Valenzuela M, 2026)

Una proporción significativa de las estructuras metálicas en operación fue diseñada bajo normativas y demandas de tráfico sustancialmente menores a las actuales, lo que las hace vulnerables a mecanismos de deterioro acumulativo como la fatiga. Este fenómeno, generado por la aplicación cíclica de cargas inducidas por el tránsito pesado, provoca la iniciación y propagación de fisuras que pueden comprometer la integridad estructural. Dado su carácter gradual e inicialmente imperceptible, la fatiga representa una amenaza crítica para la seguridad operacional (Maiorana et al., 2024; Souto et al., 2019).

En el ámbito internacional, la fatiga se aborda mediante modelos deterministas y probabilísticos, destacando el enfoque de curvas S-N, la mecánica de fractura y, recientemente, la integración de monitoreo de salud estructural (SHM) con algoritmos de inteligencia artificial. Países con infraestructura avanzada han validado el uso de técnicas de conteo de ciclos (p. ej., Rainflow) para estimar la vida útil remanente.

En Chile, la incorporación de modelos de fatiga en la gestión de puentes viales ha sido limitada. Si bien el Ministerio de Obras Públicas ha avanzado en diagnósticos generales mediante iniciativas como el programa “Puentes 2020-2023”, que incluye tecnologías de monitoreo (Retamal Pinto Jaime et al., 2022) la evaluación específica del deterioro por fatiga en estructuras metálicas sigue siendo escasa. Estudios recientes, como Seguel (2019), han propuesto la instrumentación y el monitoreo de salud estructural (SHM) como complemento a la inspección visual. Sin embargo, la falta de metodologías especializadas y normalizadas ha dificultado la implementación de sistemas de gestión de mantenimiento que integren el fenómeno de la fatiga como variable crítica.

El puente El Toyo, ubicado en el kilómetro 41 de la ruta G-27, comuna de San José de Maipo, tal como muestra la Figura 2-1, constituye un caso de estudio relevante debido a su ubicación estratégica, construido en 1987, la estructura consiste en un sistema de 2 vigas de acero tipo doble T de sección variable, con empalmes de vigas en terreno mediante soldadura y una losa de hormigón de 20 cm, con un único vano de 44,75 m, siendo desde el punto de vista estructura un puente no redundante. A pesar de registrar un TMDA de 1.735 vehículos (PNCV 2024), el puente soporta un flujo constante de vehículos pesados provenientes de las faenas mineras de lo alto del Cajón del Maipo. Debido a esta condición, ha sido seleccionado para un proyecto de sensorización en colaboración entre la Dirección de Vialidad y la empresa Geosinergia, ubicando sensores en el vano del puente (ver Figura 2-2 y Figura 2-3), proporcionando una fuente de datos empíricos para el análisis estructural.

Es importante destacar que en Chile existen muchos puentes en operación que tienen la misma configuración estructural que el puente el Toyo, incluso algunos de ellos han fallado por fractura frágil de sus elementos como fue el caso del puente Ventisquero en la región de Aysén, y por lo tanto se requiere estudiar de mejor manera el comportamiento de el puente El toyo para aplicar las lecciones aprendidas de este puente a las otras estructuras.

Bajo este escenario, el objetivo general de la presente memoria es determinar la vida útil remanente y el índice de fiabilidad del Puente El Toyo frente al fenómeno de fatiga, mediante la implementación de un modelo estocástico alimentado por mediciones generadas artificialmente. La metodología integra el procesamiento de señales de deformación, el conteo de ciclos mediante Rainflow y simulaciones de Montecarlo para gestionar las incertidumbres asociadas a la resistencia del acero y a la variabilidad de las cargas. Se espera que este trabajo no solo diagnostique la condición del puente, sino que establezca una base metodológica de referencial para el Departamento de Puentes del MOP, contribuyendo al desarrollo de una gestión vial más eficiente y tecnificada.

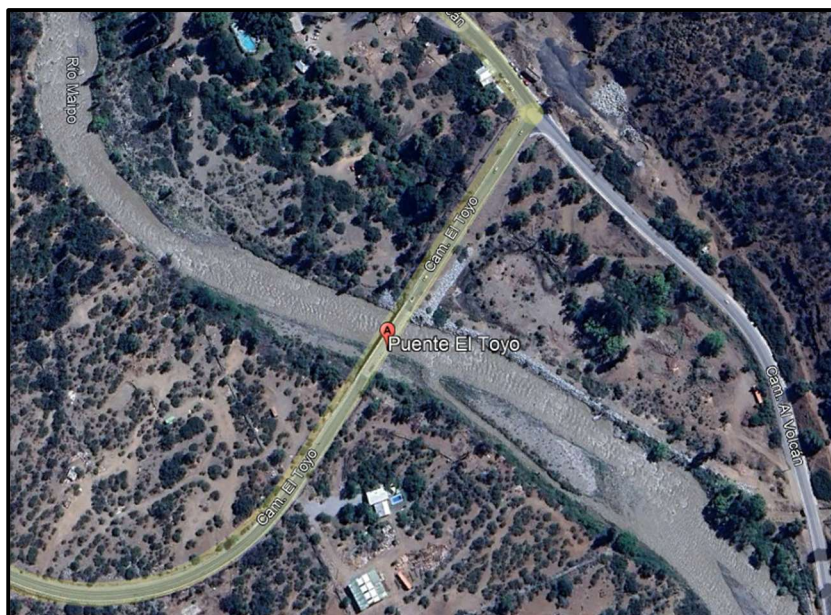


Figura 2-1 Imagen satelital ubicación Puente El Toyo – Fuente: Google Earth.



Figura 2-2 Vista general oriente Puente El Toyo.



Figura 2-3 Vista general poniente Puente El Toyo.

3. Objetivos

3.1 Objetivo General

Evaluación de la vida útil y fiabilidad por fatiga aplicada en puentes, a partir de una revisión bibliográfica y una simulación del puente en software de elementos finitos aplicada a un caso de estudio.

3.2 Objetivos Específicos

Ubicar zonas donde se concentran mayor esfuerzos y deformaciones, mediante la modelación del Puente El Toyo en software de elementos finitos y aplicación de condiciones de tránsito real.

Construir el espectro de tensiones a partir del monitoreo, mediante el procesamiento de mediciones para obtener esfuerzos, aplicar conteo de ciclos y obtener el espectro en la serie de tiempo ponderado.

Estimación de daño por fatiga y vida útil remanente determinística, mediante la aplicación de S-N + Miner por bloque, analizar y proyectar el daño en función del tiempo.

Cuantificar la fiabilidad a través de obtener probabilidad de falla, índice de fiabilidad y la vida útil remanente.

4. Marco Teórico

4.1 Fatiga en puentes de acero

La evaluación de la integridad estructural y la vida útil en puentes de acero sometidos a cargas vehiculares cíclicas se fundamenta en marcos normativos que definen tanto las cargas de diseño como la resistencia de los materiales. Esta investigación basa su marco teórico en las disposiciones de la (AASHTO, 2024), estándar internacional de referencia, y en la normativa nacional vigente establecida por la Dirección de Vialidad de Chile en el Manual de Carreteras Volumen N°3 (Dirección de Vialidad, 2023).

El Manual de Carreteras, en su capítulo de diseño de puentes, adopta los criterios de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) de la AASHTO, validando el uso de sus modelos de fatiga para la infraestructura vial chilena.

4.1.1 Fenómeno de fatiga

La fatiga se define como un proceso de daño progresivo y localizado que ocurre en materiales sometidos a cargas cíclicas repetitivas. A diferencia de la falla por fluencia o fractura frágil bajo carga estática, la fatiga puede ocurrir a niveles de tensión nominal muy por debajo de la resistencia elástica del material. El proceso se inicia típicamente en discontinuidades microscópicas o concentraciones de tensión geométricos (como soldaduras o agujeros de pernos), donde la acumulación de ciclos de carga provoca el inicio de grietas, su posterior propagación y, eventualmente, la falla frágil del componente. En el contexto de puentes de acero, la función principal de estas cargas cíclicas es el tráfico vehicular, cuyo volumen y peso determinan la vida útil de la estructura. (Alampalli & Lund, 2006; Ni et al., 2010).

4.1.2 Categorización de detalles estructurales (AASHTO)

La resistencia a la fatiga de un componente no depende únicamente de la resistencia a la tracción del acero, sino predominantemente de la geometría local, la calidad de la soldadura y las tensiones residuales. La normativa AASHTO LRFD 2024, en su Sección 6.6.1.2, establece un sistema de clasificación de detalles estructurales basado en su severidad como concentradores de tensiones.

Los detalles se agrupan en ocho categorías, desde la Categoría A (miembros de acero laminado sin discontinuidades, con la mayor resistencia) hasta la Categoría E' (detalles soldados con alta concentración de tensiones, con la menor resistencia). La Figura 4-1 junto con la Tabla 4-1 provenientes de la norma detalla estas categorías y sus correspondientes constantes de fatiga.

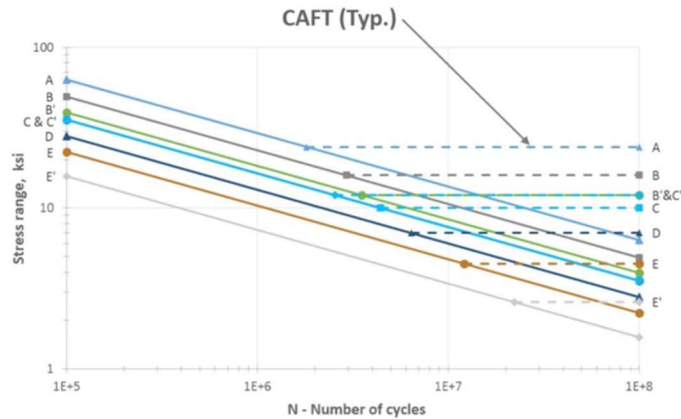


Figura 4-1 Curvas S-N de norma AASHTO.

Tabla 4-1 Valores típicos para curvas S-N de AASHTO LRFD.

Categoría	A_{SN} [MPa ³]	m	$S_{R,th}$	Tipo de detalle
A	$1,71 \times 10^{13}$	3	69	Detalles de acero base sin discontinuidades, placas apernadas.
B	$6,93 \times 10^{12}$	3	69	Soldaduras de alta calidad o uniones apernadas.
B'	$3,85 \times 10^{12}$	3	55	Soldaduras longitudinales de buena ejecución.
C	$2,26 \times 10^{12}$	3	41	Uniones soldadas en ala o almas en vigas
C'	$1,25 \times 10^{12}$	3	41	Soldaduras con ligeras concentraciones de tensión
D	$1,37 \times 10^{11}$	3	31	Uniones soldadas transversales, cordones en ala inferior
E	$1,25 \times 10^{10}$	3	24	Soldaduras con desalineaciones o defectos menores
E'	$3,44 \times 10^{10}$	3	17	Detalles con alta concentración de esfuerzos o irregularidades severas

4.1.3 Curvas S-N y resistencia nominal

La relación entre la magnitud del rango de tensión aplicado y la vida útil (número de ciclos hasta la falla) se modela mediante curvas de diseño S-N. Según la Ecuación 4-1 de la AASHTO LRFD 2024, la resistencia a la fatiga para un número finito de ciclos se define como:

$$\Delta \sigma^m = \left(\frac{A_{SN}}{N} \right)^{1/m} \quad \text{Ecuación 4-1}$$

Donde:

A_{SN} : Constante características de la categoría de detalle.

m: Pendiente de la curva (en acero estructural soldado, típicamente $m = 3$).

$\Delta \sigma$: rango de tensiones cíclicas [MPa].

A: Número de ciclos de carga.

Esta relación logarítmica lineal es consistente con los modelos presentados en guías técnicas complementarias como la FHWA-NHI y documentos de la National Steel Bridge Alliance (NSBA),

confirmando que el daño por fatiga es proporcional al cubo del rango de tensión aplicado.(FHWA, 2016; FHWA/AISC, 2022)

El modelo normativo incorpora un límite de corte (cut-off) asociado al umbral de fatiga de amplitud constante (CAFT). Según la Sección 6.6.1.2.5 de AASHTO, si el rango de tensión máximo calculado (generalmente asociado al camión de fatiga) es inferior al umbral CAFT de la categoría, se asume que el detalle tiene una vida infinita y no acumula daño. Este criterio de "vida infinita" es la base del enfoque determinista simplificado, aunque, como se discute en la literatura especializada (Soliman et al., 2013), enfoques probabilistas pueden considerar el daño bajo este umbral en escenarios de sobrecarga.

4.2 Procesamiento de señales de monitoreo

Los datos brutos obtenidos mediante sistemas de monitoreo de salud estructural en puentes contienen una superposición de efectos de distinta naturaleza, principalmente la respuesta estática y dinámica ante cargas vehiculares y las deformaciones inducidas por variaciones térmicas. Para una evaluación correcta de la fatiga, es imperativo procesar estas señales para aislar los ciclos de tensión causados exclusivamente por el tráfico, eliminando componentes no relevantes para el daño acumulativo por fatiga mecánica.

4.2.1 Descomposición de la señal: efectos térmicos vs tráfico

Las galgas extensiométricas instaladas en los puentes registran la deformación total (ϵ_{total}), la cual es la suma de la deformación mecánica producida por las cargas vivas ($\epsilon_{tráfico}$) y la deformación térmica o deriva térmica ($\epsilon_{termica}$), asociada a los ciclos diarios de calentamiento y enfriamiento de la estructura, además de ruido propio del sensor.

$$\epsilon_{total}(t) = \epsilon_{thermal}(t) + \epsilon_{tráfico}(t) + ruido \quad \text{Ecuación 4-2}$$

Dado que la variación térmica ocurre a una frecuencia muy baja (ciclos de 24 horas) en comparación con los eventos de tráfico (segundos), es posible separar ambos componentes en el dominio de la frecuencia. Esta investigación adopta el método de promedio móvil (Moving Average) como filtro pasa-altos para aislar la respuesta del tráfico, metodología validada por (Sawicki & Brühwiler, 2020) en el monitoreo de largo plazo del viaducto Chillon.

El procedimiento consiste en calcular una tendencia de variación lenta (componente térmica) mediante el promedio de la señal en una ventana de tiempo T_w y sustraerla de la señal original:

$$\epsilon_{tráfico}(t) = \epsilon_{total}(t) - \frac{1}{T_w} \int_{t-\frac{T_w}{2}}^{t+\frac{T_w}{2}} \epsilon_{total}(\tau) d\tau \quad \text{Ecuación 4-3}$$

Este preprocesamiento es fundamental para evitar que las fluctuaciones térmicas sean erróneamente contabilizadas como ciclos de carga de gran amplitud en el análisis de fatiga posterior. Asimismo, técnicas avanzadas como la descomposición empírica de modos (EMD) han demostrado ser eficaces para eliminar ruido de alta frecuencia y separar tendencias en señales no estacionarias de puentes. Esta última técnica no será aplicada en este estudio.

4.2.2 Algoritmo de conteo Rainflow

Una vez aislada la señal de tensión debida al tráfico, esta se presenta como una historia temporal de amplitud variable. Para aplicar las curvas S-N y la regla de Miner, es necesario transformar esta historia irregular en una serie de ciclos de histéresis cerrados con rangos de tensión ($\Delta\sigma$) y tensiones medias (σ_m) definidos.

Para este fin, se utiliza el algoritmo de conteo Rainflow, el cual es el método estándar aceptado universalmente para el análisis de fatiga bajo cargas aleatorias. En esta investigación, la implementación del algoritmo se realiza en estricto cumplimiento con la norma ASTM E1049-85 (ASTM, 2023).

El algoritmo Rainflow identifica ciclos cerrados analizando la secuencia de picos y valles de la señal, permitiendo capturar el daño asociado no solo a los eventos de carga principales, sino también a los ciclos menores intermedios. Su aplicación es un requisito estándar en procedimientos de evaluación de vida remanente según la literatura especializada en puentes de acero, siendo utilizado extensamente tanto en enfoques de daño determinista como en modelos probabilistas avanzados.

El resultado de este proceso es un histograma de espectro de tensiones, que discretiza los ciclos contados en bins o intervalos de magnitud, sirviendo como el input directo para el cálculo del rango de tensión efectivo (S_{re}) y la acumulación de daño.

4.3 Modelos de evaluación de daño

Una vez procesada la señal de monitoreo y obtenido el histograma de ciclos de tensión, es necesario utilizar un modelo de daño que permita comparar este espectro de carga variable con la resistencia del material definida en las curvas S-N. Esta sección describe la formulación del rango de tensión efectivo y discute los criterios para considerar o descartar ciclos de baja amplitud, justificando la metodología adoptada en esta investigación.

4.3.1 Rango de tensión efectivo (S_{re})

Dado que el tráfico vehicular real genera un historial de cargas de amplitud variable, no es posible aplicar directamente las curvas S-N, las cuales son derivadas de ensayos de amplitud constante. Para resolver esto, se utiliza el concepto de rango de tensión efectivo (S_{re}) o equivalente. Este parámetro representa un rango de tensión de amplitud constante hipotético que causaría la misma cantidad de daño acumulado que el espectro de carga variable medido en el puente.

Basado en la regla de Palmgren-Miner y asumiendo una pendiente de la curva de fatiga $m = 3.0$ (típica para acero estructural), el S_{re} se calcula mediante la raíz cúbica media (Root Mean Cube) de los ciclos de tensión:

$$S_{re} = \left(\sum \frac{n_i}{N_{total}} \cdot S_{ri}^3 \right)^{1/3} \quad \text{Ecuación 4-4}$$

Donde:

S_{ri} : Rango de tensión del intervalo.

n_i : Número de ciclos contados en dicho intervalo.

N_{total} : Número total de ciclos registrados en el periodo de evaluación.

Esta formulación es consistente con lo estipulado en la Sección 6.6.1.2.5 de la normativa AASHTO LRFD 2024, la cual permite utilizar este rango efectivo para verificar el estado límite de fatiga comparándolo directamente con la resistencia nominal del detalle.

4.3.2 Modelo enfoque de corte vs bilineal

Un aspecto crítico en la evaluación de fatiga es el tratamiento de los ciclos de tensión de baja amplitud, especialmente aquellos que caen por debajo del umbral de fatiga de amplitud constante (CAFT). Existen dos enfoques predominantes en la literatura técnica: el modelo de corte abrupto (Cut-off) y el modelo bilineal.

El modelo de umbral de corte (Standard AASHTO) es el enfoque normativo estándar utilizado en Norteamérica y adoptado por el Manual de Carreteras de Chile. Establece que si el rango de tensión efectivo (o en algunos casos, el rango máximo del espectro) es inferior al CAFT (ΔF_{TH}), se asume que la vida a fatiga es infinita y que dichos ciclos no contribuyen al daño acumulado.

Investigaciones clásicas, como las citadas por (Alampalli & Lund, 2006), sugieren que camiones con un peso bruto inferior a 20 kips (aprox. 9 toneladas) tienen una probabilidad muy baja de causar daño por fatiga, justificando el establecimiento de un umbral de filtrado para ciclos menores que no afectan la integridad estructural.

El modelo bilineal en estudios más recientes, como los presentados por (Soliman et al., 2013), argumentan que el modelo de corte puede ser optimista en puentes existentes deteriorados o bajo espectros de carga muy severos. Proponen un modelo bilineal donde la curva S-N cambia de pendiente (por ejemplo, de $m = 3.0$ a $m = 5$) por debajo del CAFT en lugar de volverse horizontal (infinita). Esto implica que los ciclos pequeños sí acumulan daño, aunque a una tasa menor.

Para este estudio, se ha implementado el modelo de umbral de corte (Cut-off) en consistencia con el código AASHTO LRFD 2024 y la práctica estándar de ingeniería vial. En el algoritmo de cálculo desarrollado, se aplica un filtro que descarta la contribución al daño de aquellos ciclos cuyo rango de tensión es inferior al límite CAFT correspondiente a la categoría del detalle, asumiendo el criterio de vida infinita para dichas amplitudes. Esta decisión se alinea con la literatura que valida el despreciar ciclos asociados a ruido de medición o tráfico liviano no dañino.

4.4 Fiabilidad estructural y predicción de vida útil

A diferencia del enfoque determinista, que entrega un valor único de vida útil basado en parámetros conservadores, el enfoque probabilista reconoce la incertidumbre inherente en las variables de carga (tráfico futuro, peso de vehículos) y resistencia (propiedades del material, calidad de la soldadura). Para cuantificar la seguridad de la estructura bajo estas incertidumbres, se utiliza la teoría de fiabilidad estructural, permitiendo estimar la probabilidad de falla en función del tiempo.

4.5 Función de estado límite

El análisis de fiabilidad se basa en la definición de una función de estado límite, $g(X)$, que separa matemáticamente el dominio de seguridad del dominio de falla. En el contexto de la fatiga acumulativa, esta función se formula comparando la capacidad de resistencia al daño con el daño acumulado en un tiempo t .

Si bien la formulación exacta puede cambiar según la variable de control (daño o ciclos), el principio físico es el mismo en la literatura especializada. Tenemos formulaciones basadas en número de ciclos presentada por (Szarszen et al., 1999), donde se define una función de estado límite en términos de

ciclos de carga y también tenemos formulaciones basadas en daño acumulado presentado por (Soliman et al., 2013). Este último enfoque es el adoptado en este análisis, en el cual la función de estado límite se define comparando el índice de daño crítico con el daño calculado por la regla de Miner.

$$g(t) = \Delta - D(t) \quad \text{Ecuación 4-5}$$

Donde:

Δ : Variable aleatoria que representa la resistencia del detalle estructural ante la acumulación de daño. (Soliman et al., 2013), la modelan como una variable aleatoria lognormal para capturar la incertidumbre en la regla de Miner, ya que la falla no ocurre determinísticamente a $D = 1.0$.

$D(t)$: Daño acumulado que es la suma del daño parcial generado por los ciclos de tráfico hasta el tiempo t .

El criterio de desempeño establece que si $g(t) > 0$, la estructura es segura y si $g(t) \leq 0$, el componente ha fallado

4.6 Variables aleatorias en el modelo de fatiga

Para reflejar la realidad física en la simulación, los parámetros deterministas de la ecuación de fatiga se reemplazan por variables aleatorias descritas por funciones de densidad de probabilidad (PDF).

La constante de fatiga (A) como la resistencia del material presenta dispersión debido a variaciones en la fabricación y metalurgia. Según estudios (Soliman et al., 2013; Szerszen et al., 1999), esta variable se modela típicamente con una distribución lognormal, caracterizada por una media y un coeficiente de variación que dependen de la categoría del detalle.

Existe incertidumbre asociada a la medición de tensiones y a la geometría local de la soldadura (factor de concentración de esfuerzos, SCF). (Ni et al., 2010) proponen tratar el SCF como una variable aleatoria para capturar la diferencia entre la tensión nominal medida y la tensión real en el hot spot de la grieta.

Para considerar la incertidumbre en la regla de Miner, se modela Δ como una variable lognormal, típicamente con una media de 1.0 y una variación de 0.3 según lo recomendado en estudios de fiabilidad (Ni et al., 2010; Soliman et al., 2013).

4.7 Simulación de Montecarlo

Para integrar analíticamente la función de densidad de probabilidad de todas las variables aleatorias involucradas, se usa la simulación de Montecarlo. Este método numérico permite estimar la probabilidad de falla generando un gran número de escenarios aleatorios (N_{sim}) basados en las distribuciones estadísticas de las variables de entrada.

Donde en cada iteración i se verifica si la estructura falla ($g_i \leq 0$). La probabilidad de falla (P_f) en el tiempo t se estima con la Ecuación 4-6.

$$P_f(t) \approx \frac{1}{N_{sim}} \sum_{i=1}^{N_{sim}} I(g_i(t) \leq 0) \quad \text{Ecuación 4-6}$$

Donde:

N_{sim} : número de escenarios aleatorios

Donde I es una función indicadora que vale 1 si hay falla y 0 si no. Este enfoque es ampliamente utilizado en la evaluación de puentes existentes cuando los modelos cerrados no pueden capturar la no linealidad o la complejidad de los datos de monitoreo.

4.8 Índice de fiabilidad (β)

La seguridad estructural se expresa mediante el índice de fiabilidad (Ecuación 4-7), el cual ofrece una medida estandarizada de la seguridad. Se relaciona inversamente con la probabilidad de falla mediante la función de distribución acumulada inversa de la normal estándar, tal como se define en (Ni et al., 2010) y (Soliman et al., 2013).

$$\beta(t) = -\Phi^{-1} \cdot P_f(t) \quad \text{Ecuación 4-7}$$

El índice de fiabilidad disminuye monótonamente a medida que el daño se acumula con el tiempo. La vida útil probabilista se define como el tiempo en el que $\beta(t)$ cae por debajo de un índice de fiabilidad objetivo. Para puentes existentes la literatura sugiere valores en el rango de 2.0 a 3.5, dependiendo de la redundancia del elemento y la importancia de la estructura.

4.9 Estimación de vida útil remanente (RUL)

Determinar el tiempo durante el cual la estructura puede operar con un nivel de seguridad aceptable. Este parámetro se estima proyectando la acumulación de daño futuro bajo diferentes escenarios de carga.

4.10 Enfoque determinista

Bajo el enfoque determinista normativo, la vida útil total de un detalle se define como el tiempo en años necesario para que el índice de daño acumulado según la regla de Miner alcance la unidad ($D = 1.0$). Fasl et al., (2015) destacan que el rango de tensión efectivo (S_{re}) es una métrica fundamental precisamente porque permite condensar todo el espectro de carga en un solo valor apto para este cálculo de vida remanente.

La AASHTO LRFD 2024 y guías de evaluación como la presentada por Alampalli & Lund, (2006) establecen la siguiente relación para la vida finita (Y_f).

La vida útil remanente se obtiene restando la edad actual del puente a la vida total calculada.

$$Y_f = \frac{f \cdot k \cdot 10^6}{T_a \cdot C \cdot (R_s \cdot R_{se})^3} \quad \text{Ecuación 4-8}$$

Donde:

T_a : Volumen diario promedio de camiones estimado en el carril de diseño.

C : Ciclos de tensión por paso de camión.

S_{re} : Rango de tensión efectivo calculado.

R_s : Factor de fiabilidad de diseño.

4.11 *Enfoque probabilista*

En el marco probabilista, la vida útil no es un valor fijo, sino una función del nivel de seguridad deseado. Dado que el índice de fiabilidad $\beta(t)$ decrece monótonamente con el tiempo debido a la acumulación de ciclos y la incertidumbre, la vida útil remanente se define como el intervalo de tiempo Δt hasta que la fiabilidad estructural cae por debajo de un umbral mínimo aceptable o índice de fiabilidad objetivo β_{target} .

$$RUL_{prob} = \{t \mid \beta(t) = \beta_{target}\} - t_{actual} \quad \text{Ecuación 4-9}$$

Este método de proyección fue validado por Szerszen et al., (1999) quienes demostraron que la relación entre el índice β y los años de servicio puede utilizarse directamente para predecir el fin de la vida útil del puente bajo incertidumbre. La literatura sugiere valores de β_{target} entre 2.0 y 3.5 para puentes existentes, criterio compartido por Ni et al., (2010) para la toma de decisiones de mantenimiento basada en riesgo explícito.

4.12 *Crecimiento del tráfico*

Tanto en el enfoque determinista como en el probabilista, la proyección de daño futuro debe considerar la evolución de la demanda. El volumen de tráfico pesado no suele ser constante, por ello modelos recientes como el de Leahy et al., (2016) incorporan una tasa de crecimiento anual α para proyectar el número total de ciclos acumulados N_t en un horizonte de Y años.

$$N_t = 365 \cdot N_d \cdot Y \cdot \left(1 + \frac{(Y-1)\alpha}{2}\right) \quad \text{Ecuación 4-10}$$

Donde N_d es el número de ciclos diarios actuales. Ignorar el crecimiento del tráfico con $\alpha = 0$ puede resultar en sobreestimaciones significativas de la vida remanente, especialmente en rutas con alta demanda tiende a aumentar, tal como se demuestra en estudios de puentes arco sometidos a cargas vehiculares crecientes.

5. Metodología

En este estudio se utilizó la siguiente metodología (Figura 5-1), la cual presenta 4 etapas, donde cada una está asociada a un objetivo específico.

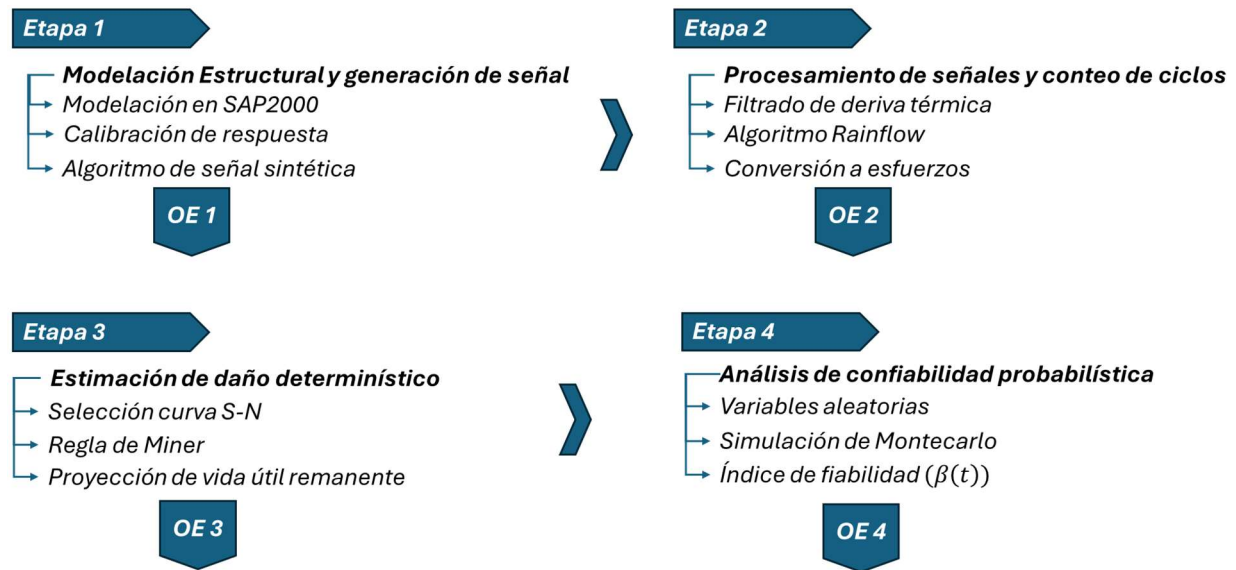


Figura 5-1 Diagrama metodológico.

5.1 Modelación estructural y generación de señal

Esta etapa inicial contempla la creación de una representación numérica de la estructura y la definición de su comportamiento mecánico básico.

- Se desarrolla un modelo de elementos finitos mediante el software SAP2000 para discretizar los componentes principales del tablero y las vigas.
- La generación de la señal sintética se hace mediante MATLAB, donde se sintetiza un historial temporal de deformaciones basada en la demanda de tráfico y la tipología de vehículos que circulan por la ruta.
- Para la calibración de señal se ajustan las magnitudes de la respuesta simulada comparándolas con los efectos producidos por vehículos de diseño normativos.

5.2 Construcción de espectro de esfuerzos

El objetivo de esta etapa es transformar las señales crudas en un formato apto para la evaluación de fatiga.

- Se emula la respuesta de sensores instalados en las vigas metálicas (galgas extensiométricas), incorporando efectos reales de operación como ruido y deriva térmica.
- Se aplica algoritmo de filtrado de MATLAB para aislar las deformaciones inducidas por el tráfico, removiendo las componentes de baja frecuencia no asociadas al daño mecánico.
- Se implementa el algoritmo Rainflow para el conteo de ciclos para identificar los rangos de tensión presente en la historia de carga, convirtiendo las deformaciones en una serie de tiempo de esfuerzos.

5.3 Estimación de daño por fatiga

En esta etapa se cuantifica el desgaste acumulado de la estructura bajo un enfoque determinista.

- Se selecciona la curva S-N y se identifican los parámetros de resistencia a la fatiga según la categoría de detalle estructural analizada.
- Se aplica la regla de Miner como algoritmo de acumulación de daño lineal para comparar la demanda del espectro de esfuerzos contra la capacidad cíclica del material.
- Se obtiene el índice de daño acumulado en el tiempo ($D(t)$).

5.4 Cuantificación de la fiabilidad y vida útil

La etapa final integra la incertidumbre para obtener métricas de seguridad y permanencia de estas en el tiempo.

- Definir la ecuación matemática $G = 1 - D$ para separar escenarios de seguridad y falla estructural.
- Identificar y asignar distribuciones de probabilidad a los parámetros críticos como la resistencia del acero y la variabilidad de las cargas.
- Ejecutar iteraciones masivas mediante simulación de Montecarlo para estimar la probabilidad de falla y el índice de fiabilidad a lo largo del horizonte de evaluación.
- Determinan la probabilidad de falla (P_f), índice de fiabilidad (β) y la vida útil remanente (RUL).

6. Desarrollo

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos de la aplicación de la metodología propuesta al puente vial El Toyo. Se detallan las consideraciones técnicas, parámetros de entrada y las herramientas utilizadas para la evaluación de fatiga y la fiabilidad estructural.

6.1 Caracterización del puente

A partir de la revisión de la plataforma del Ministerio de Obras Públicas, i3MOP 2.0: Sistema de Gestión de Puentes, se recopila la documentación técnica del Puente El Toyo, tanto como planos originales e historial de inspecciones y catastros. La recopilación de esta información permitió determinar datos necesarios para el análisis del puente, como dimensiones y materialidad.

Estructuralmente, el puente El Toyo se define como un sistema isostático de un único vano, cuya luz de cálculo alcanza los 45 metros. La superestructura consiste en una solución mixta conformada por dos vigas de acero de sección tipo doble T con perfiles de sección variable (Ver Figura 6-1). Algunos de los planos originales presentan las vistas longitudinal (Ver Figura 6-2), vista en planta (Figura 6-3) y vista transversal del puente (Figura 6-4).

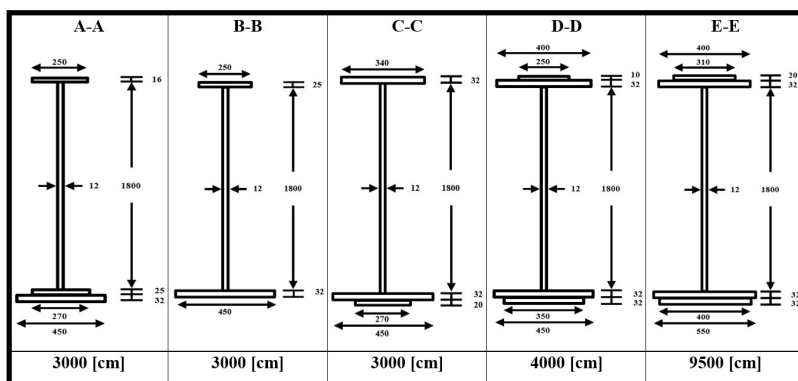


Figura 6-1 Secciones transversales vigas de acero.

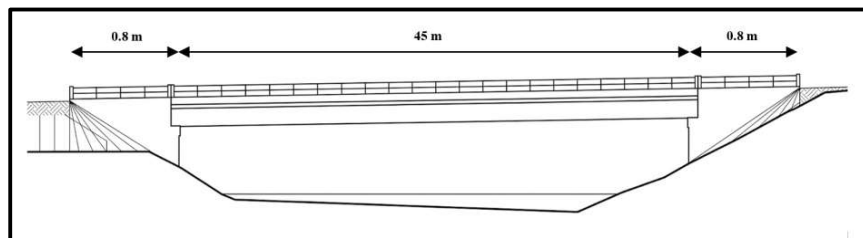


Figura 6-2 Vista longitudinal Puente El Toyo.

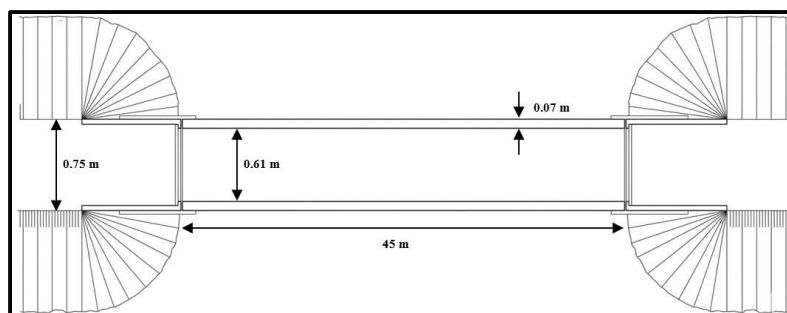


Figura 6-3 Vista en planta Puente El toyo.

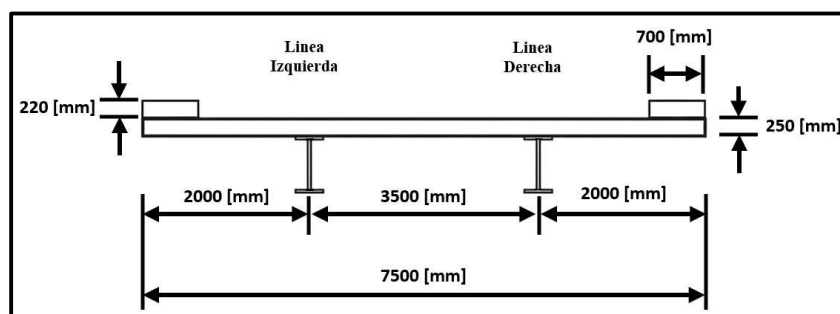


Figura 6-4 Vista transversal Puente El Toyo.

Dentro de los antecedentes técnicos recopilados, se identificaron las propiedades mecánicas de los materiales, parámetros que resultan determinantes para la correcta definición de la rigidez en el modelo de elementos finitos. En la Tabla 6-1 se resumen las propiedades mecánicas adoptadas para el acero estructural de las vigas principales y el hormigón de la losa de calzada.

Tabla 6-1 Propiedades de los materiales.

Sección / Material	Propiedad	Valor
Acero al carbono	Módulo de elasticidad	200.000 [MPa]
*Vigas: A52-34	Límite de fluencia	340 [MPa]
*Barras de refuerzo: A62-42H	Límite de fluencia	420 [MPa]
Hormigón	Resistencia a compresión	29,4 [MPa]
*Losa: clase E	Módulo de elasticidad	25.64,9 [MPa]

El puente vial El Toyo, emplazado en el kilómetro 41 de la ruta G-27 en la comuna de San José de Maipo, es una estructura isostática construida en 1987 que cumple un rol estratégico en la conectividad de la zona. Su relevancia para la infraestructura vial se ha visto intensificada por el desarrollo de faenas mineras en la zona alta del Cajón del Maipo, lo que demanda un flujo constante de suministros y transporte de material.

Los criterios actuales de diseño estructural para puentes definitivos en la red vial nacional, regulados por el manual de carreteras de Chile y las especificaciones de la norma AASHTO, imponen una vida útil de diseño de 75 años y consideran el camión de diseño HS20-44 +20%. En contraste, para el año de construcción del puente El Toyo (1987) la práctica de la dirección de vialidad era el uso de trenes de cargas con los camiones de diseño H20-35, H15-35 y H10-35 (Carracedo Manuel Contador, 1994)

Desde una perspectiva regulatoria, la operatividad del puente se rige por la Resolución 182 Exenta, disposición legal que prohíbe la circulación de vehículos de carga con más de dos ejes en tramos específicos de la ruta G-25. Esta restricción normativa convierte al puente El Toyo en la única vía de tránsito mandatorio para el transporte pesado de la región, forzando la canalización de la totalidad de camiones de gran tonelaje a través del puente.



Figura 6-5 Señalización presente en la ruta G-25

6.2 Implementación del modelo estructural y resultados de solicitudes

La modelación numérica en el software SAP2000 se realizó bajo un criterio de simplificación basado en la simetría geométrica y de carga del puente El Toyo. Dado que la estructura presenta una configuración simétrica respecto a su eje longitudinal (ver Figura 6-4), el modelo se llevó a cabo considerando solo una de las vigas principales de acero y el ancho tributario correspondiente a la mitad de la losa de hormigón armado. Esta aproximación se justifica técnicamente debido a que las vigas se encuentran proyectadas directamente bajo el centro de cada calzada, recibiendo de forma prioritaria la carga de los vehículos que transitan por su respectivo carril.

En la estructura real, la losa de 25 cm actúa como un elemento de repartición transversal que distribuye parte de las solicitudes de un carril hacia la viga adyacente. Dada esta configuración transversal del puente, se adoptó un factor de distribución de carga (DF) de 0.7. Este valor se fundamenta en la regla de la palanca (lever rule) estipulada en la AASHTO LRFD (sección 4.6.2.2.1), considerando que las vigas se encuentran centradas bajo cada calzada y actúan como elementos principales de soporte para un carril cargado.

Siguiendo lo indicado por el Manual de Carreteras (Vol. N°3), se incorporó un incremento por carga dinámica (IM) del 15%. Adicionalmente, para el análisis de fiabilidad por fatiga, se omitió el factor de presencia múltiple según lo describe en la sección 3.6.1.1.2 de la AASHTO dado que indica que el fenómeno de fatiga se evalúa bajo el paso recurrente de camiones individuales y no por cargas máximas simultáneas.

Bajo estas condiciones, se procedió a la obtención de la línea de influencia para el momento flector en la sección media del vano. Para esto, se empleó como carga móvil un vehículo pesado de diseño compuesto por un camión pesado de 3 ejes con una batea de 3 ejes igualmente, con un peso máximo de 45 toneladas. Dicha configuración estructural se fundamenta directamente con los registros históricos proporcionados por el Departamento de pesaje de la Dirección de vialidad.

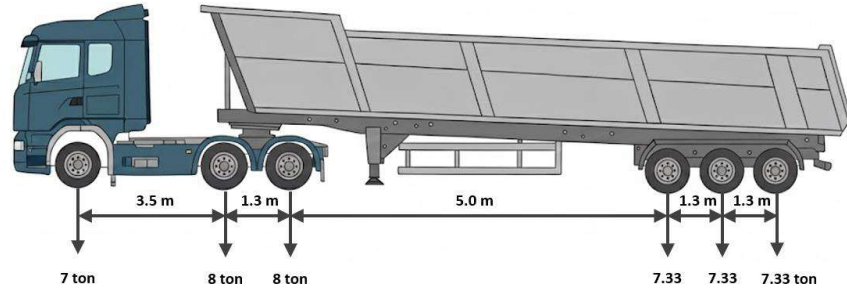


Figura 6-6 Configuración de ejes y cargas puntuales de diseño.



Figura 6-7 Tracto camión con batea circulando por puente El Toyo.

Se realizó un análisis de cargas móviles con el fin de identificar la respuesta tensional más exigente en la sección crítica del puente. Mediante el uso del camión de diseño normativo y la generación de envolventes de solicitaciones, el software SAP2000 permitió determinar el valor del momento flector máximo bajo el escenario de carga más desfavorable. Este procedimiento identifica la magnitud del esfuerzo crítico en el centro del vano, con la configuración longitudinal de los ejes del camión (ver Figura 6-6).

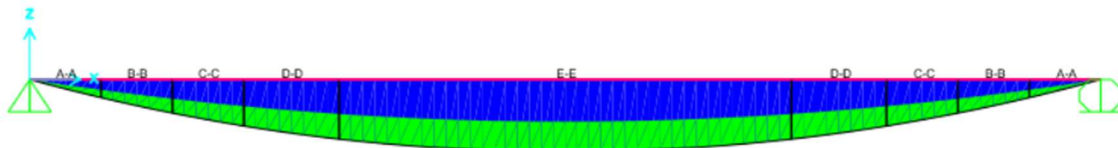


Figura 6-8 Diagrama momento flector.

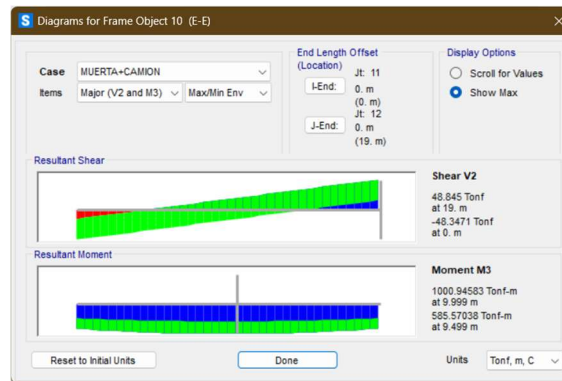


Figura 6-9 Valor momento máximo al centro del vano.

El modelo simplificado del puente en el software SAP2000 da un momento máximo de 1.000 tonf-m al centro del vano o al centro de la viga donde se tiene una sección transversal E-E (ver Figura 6-1).

6.3 Caracterización de la señal de monitoreo y espectro de esfuerzos

Para el análisis de la evolución temporal del daño, se ha definido una tasa de crecimiento anual del tránsito del 1%. Este valor se sustenta en las directrices del Manual de Carreteras Vol. 1 (sección 1.408.501) y en los criterios técnicos proporcionados por el Ministerio de Desarrollo Social y Familia para la evaluación de proyectos de infraestructura vial.

En cuanto a la demanda vehicular base, los datos del PNCV 2024 dictan un TMDA de 1.735 vehículos para el puente El Toyo. La caracterización específica de la carga pesada se obtuvo mediante registro del Departamento de Pesaje de la Dirección de Vialidad, quienes proporcionaron datos de 34.924 camiones registrados en un lapso de 660 días. El procesamiento de esta información permitió identificar un flujo promedio de 60 camiones de 45 toneladas por día, equivalente aproximadamente a un 4% del TMDA.

Para evitar una sobreestimación del daño acumulado, se realizó un ajuste al TMDA proyectándolo al año de construcción del puente (1987). Considerando un TMDA de 1.735 vehículos para el año 2024 y una tasa de crecimiento anual del 1%, se determinó mediante una serie geométrica inversa que el TMDA base para 1987 fue de aproximadamente 1.199 vehículos por día.

Con el propósito de evaluar la sensibilidad de la estructura ante distintos niveles de demanda, la presente investigación analiza dos escenarios de flujo vehículos pesados:

1. Escenario empírico: fundamentado en los datos reales de pesaje recopilados, con una media de 60 camiones pesados diarios. Este escenario representa la condición operativa actual y específica para la ruta.
2. Escenario normativo: basado en los criterios del Manual de Carreteras y la normativa AASHTO, que estima una participación de vehículos pesados equivalente al 15% del TMDA para rutas ubicadas en zonas rurales.

Una vez definida la demanda, se procedió a la generación de una señal sintética de monitoreo mediante el software MATLAB. Este registro emula un historial continuo de deformaciones durante un periodo de 48 horas, capturando con alta resolución los eventos dinámicos experimentados por la viga de acero. La señal bruta se construyó a partir de un modelo estocástico paramétrico basado en la

superposición cinematográfica de tres componentes fundamentales, la respuesta mecánica del tráfico, una deriva térmica de baja frecuencia y ruido blanco gaussiano.

El paso de cada vehículo pesado se formuló mediante una función de pulsos de distribución gaussiana con una duración cinemática de 2,5 segundos, parámetro definido según la velocidad de tránsito observadas en la visita a terreno del puente El Toyo. Esta respuesta se afectó por un factor de ajuste estructural ($CF = 0,80$) para incorporar los efectos de redundancia y aproximar las solicitaciones analíticas al comportamiento de la estructura real. Las magnitudes cinéticas se determinaron asumiendo un espectro continuo de pesaje en movimiento, acotado de manera uniforme entre las 38 ton y 54 ton en concordancia con los datos de pesaje recopilados, y escalado linealmente respecto a un vehículo de diseño de referencia de 45 t. Posteriormente, la señal de esfuerzos nominales se obtuvo mediante la ley de Hooke unidimensional, acoplada a un proceso de ruido blanco gaussiano estacionario ($\sigma_{ruido} = 0,05 \text{ MPa}$) para emular la incertidumbre instrumental de una red de sensores de monitoreo.

Finalmente, para el acondicionamiento de los datos sintéticos, se aplicó un filtro de promedio móvil (moving average). Se utilizaron ventanas de corta duración (0,5 s) con el objeto de mitigar el ruido aleatorio de alta frecuencia, y de larga duración (300 s) para sustraer la tendencia asociada a la deriva térmica. Como resultado de este procedimiento, se obtuvo una serie de tiempo limpia y centrada que representa las microdeformaciones inducidas de forma exclusiva por la carga viva.

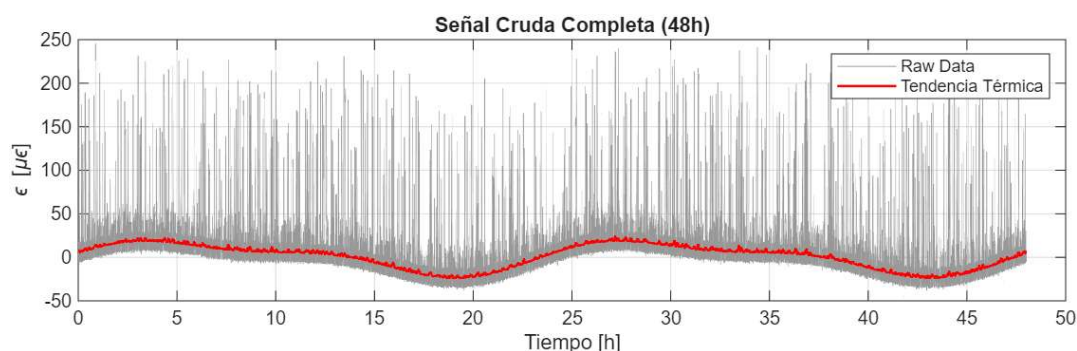


Figura 6-10 Señal cruda completa de deformación.

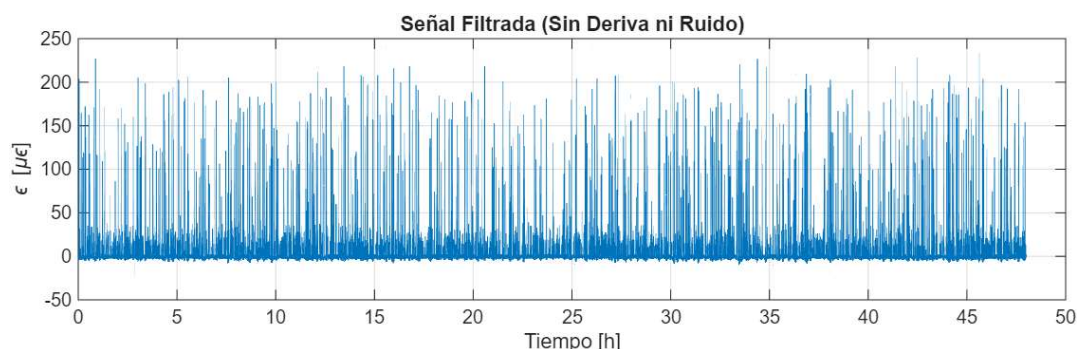


Figura 6-11 Señal completa de deformación filtrada.

Una vez obtenida la señal de microdeformaciones ($\mu\epsilon$) filtrada, se procede a su transformación en una señal de esfuerzos (σ). La representatividad física de esta señal se garantiza mediante una calibración basada en la modelación estructural en SAP2000. Se determinó que el paso de un vehículo de 45

toneladas induce un esfuerzo normal máximo (S11) de 10.667 tonf/m², lo que equivale a un esfuerzo de 104,6 MPa. Al aplicar la Ley de Hooke con un módulo de elasticidad del acero del puente (ver Tabla 6-1), se obtiene una deformación unitaria de 523 µε. Este valor actúa como la amplitud de referencia en el script de MATLAB donde cada evento vehicular generado estocásticamente se escala proporcionalmente a su peso tomando como base que 45 toneladas producen un pulso de 523 µε.

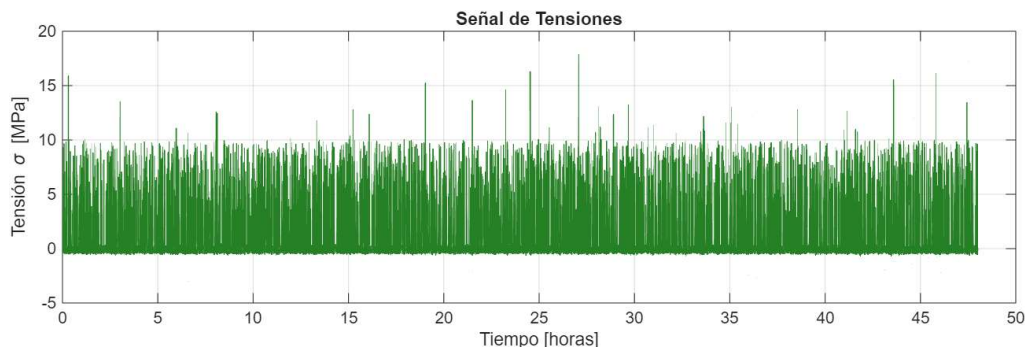


Figura 6-12 Señal completa de tensiones.

Finalmente, la señal de microdeformaciones filtrada se transforma íntegramente a esfuerzos mediante la Ley de Hooke (ver Figura 6-12), asumiendo que la estructura responde en el régimen elástico lineal del acero. Una vez escalada y convertida a mega pascuales (MPa), la señal se encuentra acondicionada para la ejecución del algoritmo Rainflow, el cual permite discretizar la historia de tensiones en un espectro de rangos de carga acumulados para el posterior cálculo del daño de Miner.

6.4 Evaluación del daño acumulado y vida útil determinística

Para cuantificar la degradación estructural del puente El Toyo, se procedió al cálculo del daño acumulado utilizando la hipótesis del daño lineal de Palmgren-Miner (Sección 4.3). Este método permitió integrar los esfuerzos obtenidos en la sección anterior, relacionando cada rango de tensión identificado con el número de ciclos de falla teórico definido por la curva de resistencia a la fatiga correspondiente.

Dado que el momento máximo se desarrolla en el centro de la viga, se selecciona el detalle que refleja el elemento crítico de esa zona, el cual corresponde a un detalle tipo C para uniones soldadas en ala o almas de la norma AASHTO (ver Figura 6-13), la cual define una constante de fatiga $A = 2.26 \times 10^{12} \text{ MPa}^3$ y una pendiente de la curva $m = 3$ (ver Tabla 4-1). El daño acumulado se calcula mediante el script de MATLAB como la suma de las fracciones de daños de cada ciclo, según la Ecuación 4-4.

La evaluación determinística considera la proyección de la demanda vehicular con una tasa de crecimiento del 1% anual, partiendo desde el año de construcción (1987) hasta el agotamiento de la capacidad del detalle o también cuando se llega a $D = 1$ (Ecuación 4-5). La evaluación determinística se llevó a cabo para los dos escenarios de tráfico mencionado anteriormente.



Figura 6-13 Imágenes al inferior de vigas y atiesadores del puente.

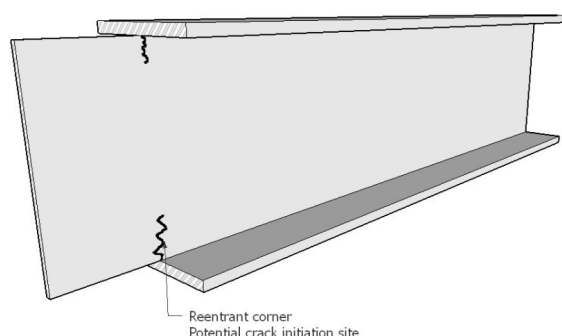


Figura 6-14 Ilustración detalle C – FHWA 2016.

6.5 Análisis probabilística de fiabilidad

Para el análisis del puente El Toyo, se implementó la función límite $G(X,t)$ detallada en el marco teórico (Ecuación 4-5). En el script de MATLAB, esta función se programa para evaluar la diferencia entre el algoritmo de la capacidad de resistencia del detalle (definida por la constante de fatiga A) y el algoritmo de la demanda de daño acumulada en el tiempo.

A diferencia del cálculo previo, aquí la función no arroja un valor único, sino que se evalúa para un vector de realizaciones aleatorias, permitiendo identificar la frontera donde la demanda supera la capacidad estructural del atiesador en la sección $L/2$ de la viga.

6.5.1 Caracterización de las variables aleatorias y distribuciones

El análisis probabilístico requiere la definición de los parámetros estadísticos que caracterizan a las variables aleatorias involucradas. Basado en la bibliografía técnica y en los requerimientos del script de simulación, se han adoptado las siguientes distribuciones.

- Siguiendo los criterios de las curvas S-N para la categoría C, se modela como una variable con distribución Log-normal. Se toma como un valor medio el parámetro 2.26×10^{12} MPa³ y se le asigna un coeficiente de variación que representa la dispersión propia de los ensayos de fatiga en detalles soldados similares a los puentes del caso en estudio.
- Para compensar las simplificaciones del modelo de viga aislada en SAP2000 y la variabilidad en los registros de pesaje de la Dirección de Vialidad, se introdujo un factor de sesgo con distribución normal, centrado en la unidad para considerar la incertidumbre del modelo de carga y respuesta.
- En cuanto a la regla de acumulación de daño, la incertidumbre asociada a la linealidad de la regla de Miner se incorpora mediante una distribución lognormal, asumiendo que el fallo crítico puede ocurrir en un entorno probabilístico alrededor del valor unitario ($D = 1$).

6.5.2 Simulación de Montecarlo y proyección temporal

La cuantificación de la fiabilidad se realizó mediante el método de simulación de Montecarlo, integrando el script principal de la investigación. El proceso de desarrollo consiste en los siguientes pasos:

1. Primeramente, se genera un muestreo de un millón de muestras aleatorias para cada variable, asegurando la convergencia estadística de los resultados de probabilidad de falla.
2. Luego para la evaluación temporal, la función de estado límite se evalúa de manera iterativa para cada año del horizonte de proyecto (120 años), incorporando en cada paso la tasa de crecimiento del tráfico del 1% anual definida anteriormente.
3. Finalmente, para el cálculo de los indicadores, para cada año simulado, el algoritmo contabiliza los eventos de falla ($G \leq 0$) para determinar la evolución del índice de fiabilidad (β) y la probabilidad de falla (P_f).

Para la cuantificación de la fiabilidad mediante el script de MATLAB, se definieron algunos parámetros técnicos de ejecución para garantizar la estabilidad estadística de los resultados.

- Se ejecutaron un millón de simulaciones para cada año de horizonte de evaluación. Este tamaño permite tener una estimación precisa del índice de fiabilidad con un error relativo mínimo.
- La simulación proyecta el comportamiento de la estructura durante un periodo de 120 años comenzando desde la fecha de puesta en servicio del puente (1987). Se adoptó un paso de tiempo mensual, lo que permite observar la degradación progresiva de la seguridad estructural a medida que el tráfico crece exponencialmente.
- En cada iteración anual, el algoritmo actualiza el número de ciclos de carga aplicando la tasa de crecimiento del 1% anual compuesto. Esto significa que el daño acumulado $D(t)$ no es lineal, sino que se recalcula estocásticamente para reflejar una demanda vehicular cada vez mayor sobre el atiesador de la viga.
- La verificación de la convergencia se realizó mediante el análisis de coeficiente de variación del estimador de la probabilidad de falla y el monitoreo de la estabilidad del índice β . Se constató que, al alcanzar el millón de iteraciones, la fluctuación del resultado se reduce a un margen del 5%.

7. Análisis de resultados

Para la interpretación de los resultados, es importante recalcar que los valores obtenidos provienen de una simulación de Montecarlo con 1 millón de iteraciones, procesada con una resolución temporal mensual. El análisis comienza en 1987 con un TMDA ajustado de 1.199 vehículos creciendo al 1% anual, también se aplicó un factor de distribución de 0.7 y un impacto dinámico de 15%, siguiendo las recomendaciones para fatiga del Manual de carreteras y la norma AASHTO. También se utilizó un límite de fatiga de amplitud constante de 41 MPa, correspondiente a un detalle categoría C.

Los resultados obtenidos para la estimación de la vida útil remanente determinística, se basó en el método que define la vida útil total de un detalle estructural como el tiempo requerido para que el índice de daño acumulado, calculado mediante la regla de Palmgren-Miner, alcance el valor de $D = 1.0$.

En la Figura 7-1 se presenta la evolución del daño acumulado para los dos escenarios de tráfico pesado analizados en el Puente El Toyo, proyectados desde su construcción en 1987.

Ambas curvas presentaron un crecimiento exponencial debido a la combinación de la acumulación lineal de los ciclos y la tasa de crecimiento anual del 1% del tráfico. Bajo el escenario más desfavorable, con un tráfico pesado del 15% del TMDA, el detalle experimentó una tasa de deterioro acelerada, la falla teórica se alcanza aproximadamente en el año 2029. Para el escenario empírico del 4% del TMDA, la acumulación de daño es progresiva con una pendiente más suave. Para este caso el detalle alcanzaría el agotamiento físico de su vida útil teórica cerca del año 2097.

Bajo el criterio de diseño tradicional, el escenario del 4% proyectaría una estructura con amplios márgenes de operación segura durante gran parte del ciclo. Sin embargo, este enfoque determinista se basa en valores medios y parámetros nominales de resistencia que no consideran la dispersión del material ni las incertidumbres en la carga.

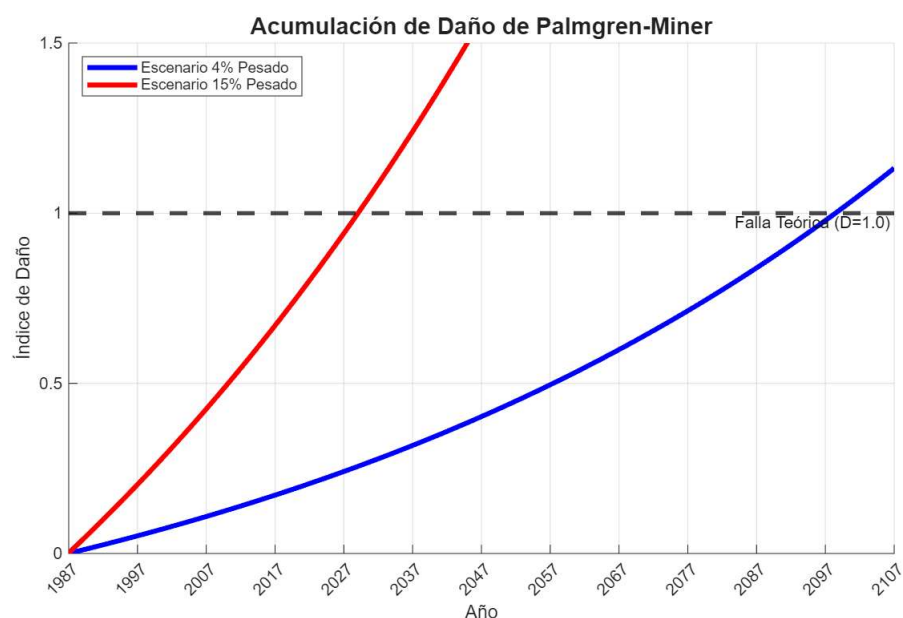


Figura 7-1 Curvas de daño acumulado de Palmgren-Miner.

Las señales sintéticas de tensiones generadas (Figura 7-2) permite observar la severidad del tráfico de camiones pesados sobre las vigas principales. Por lo mismo se analizaron 2 escenarios, primero un escenario del 4% del TMDA, este proviene de datos de pesajes reales y el escenario del 15% del TMDA según lo indicado por la AASHTO.

Tabla 7-1 Cantidad de camiones pesados.

Escenario	Camiones (48h)	Dañinos (>41MPa)
4%	96	96
15%	364	364

El modelo de SAP2000, donde usamos el camión referencial de 45 ton genera una deformación unitaria de 523 $\mu\epsilon$, que genera un esfuerzo base (sin factores) de 104.6 MPa y aplicando el factor de distribución (0.7) y el factor de impacto dinámico (1.15) generó una tensión de 83.68 MPa, este valor es lo que sentirá la viga si pasa exactamente un camión de 45 ton.

En el script que se desarrolló se definió que los camiones pesados varían entre 38 y 54 toneladas (rango obtenido de los datos reales de pesajes), donde los ciclos mínimos (38 ton) generan tensiones de 70.66 MPa y los ciclos máximos (54 ton) generan 100.42 MPa. Por tanto, todos los ciclos de carga que genera el tráfico pesado superan el límite de fatiga de amplitud constante (41 MPa), esto se puede ver en la Figura 7-2 y en Tabla 7-1.

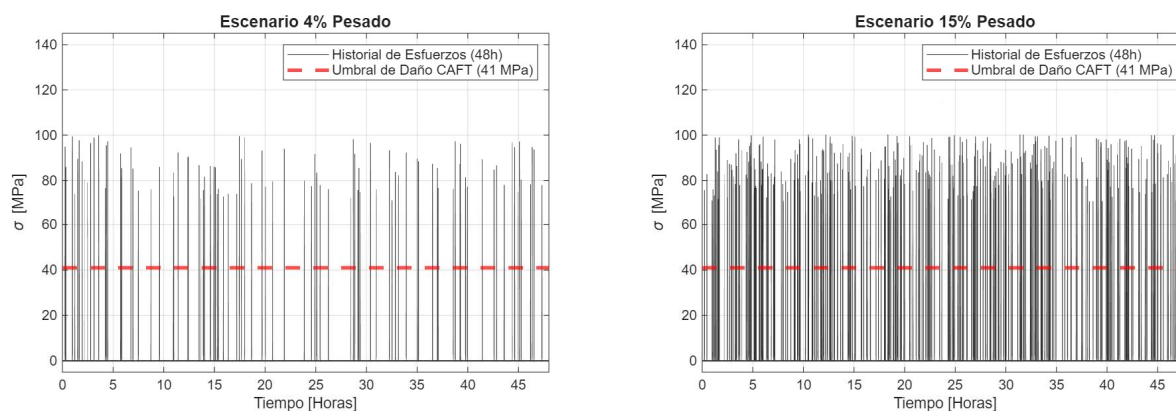


Figura 7-2 Tensiones generadas por señal sintética de 48h para ambos escenarios.

En las gráficas obtenidas de evolución del índice de fiabilidad β (Figura 7-3), se observa que ambas curvas inician horizontales en un techo de fiabilidad máxima ($\beta \approx 8$) antes de experimentar un descenso vertical. Este comportamiento no representa un error de cálculo, sino que constituye una característica de los modelos de fiabilidad en el ciclo de vida, ampliamente documentada por autores como Dan Frangopol (Kwon & Frangopol, 2010).

Durante las etapas iniciales de la proyección temporal, el daño acumulado por fatiga resulta despreciable en comparación con la capacidad resistente nominal del acero, lo que genera una probabilidad de falla (P_f) que es numéricamente infinitesimal. Dado que el índice de confiabilidad (β) se define mediante la transformación inversa de la función de distribución normal estándar acumulada ($\beta = -\Phi^{-1}(P_f)$), dicho parámetro se estabiliza de forma asintótica en su límite numérico superior mientras la probabilidad de falla permanezca en los citados niveles de magnitud nula.

El salto abrupto o la caída vertical ocurre en el momento exacto en que la distribución estadística de la carga acumulada (daño de Miner) comienza a solaparse con la distribución de la resistencia del material. Una vez que el daño acumulado sale de la zona de “imposibilidad estadística” que explicamos anteriormente, la probabilidad de falla aumenta rápidamente en ordenes de magnitud despreciables a valores medibles. Dada la sensibilidad logarítmica de la función $-\Phi^{-1}$, este primer contacto entre las distribuciones se traduce visualmente en una caída libre del índice β .

El contraste entre los dos niveles de tráfico pesado revela la sensibilidad de la estructura ante la demanda del tráfico pesado. Bajo la exigencia máxima de la normativa AASHTO (escenario del 15% del TMDA), el detalle estudiado experimenta su punto de quiebre hacia 1992. El cruce del límite de fiabilidad objetivo ($\beta=3.0$) ocurre en el año 1997. Este resultado evidencia que una demanda de tráfico pesado equivalente al 15% del TMDA agotaría aceleradamente la reserva de seguridad teórica de la soldadura del atiesador. Para el escenario empírico (4% del TMDA) este modelo reflejó la realidad operativa actual basada en los datos de pesajes recopilados. El salto de fiabilidad se posterga hasta el año 2003, y el índice β cruza el umbral crítico aproximadamente en el año 2022. Este dato es relevante, ya que indica que, bajo las condiciones de cargas reales, el detalle de la soldadura de los atiesadores ha alcanzado el final de su vida útil teórica de diseño precisamente en el periodo de evaluación haciendo probable la aparición de grietas o fisuras provocadas por fatiga.

Es importante mencionar que el descenso de β por debajo del umbral 3.0 no significa un colapso de la estructura, sino solo el fin de su periodo de “vida infinita” o libre de fisuras.

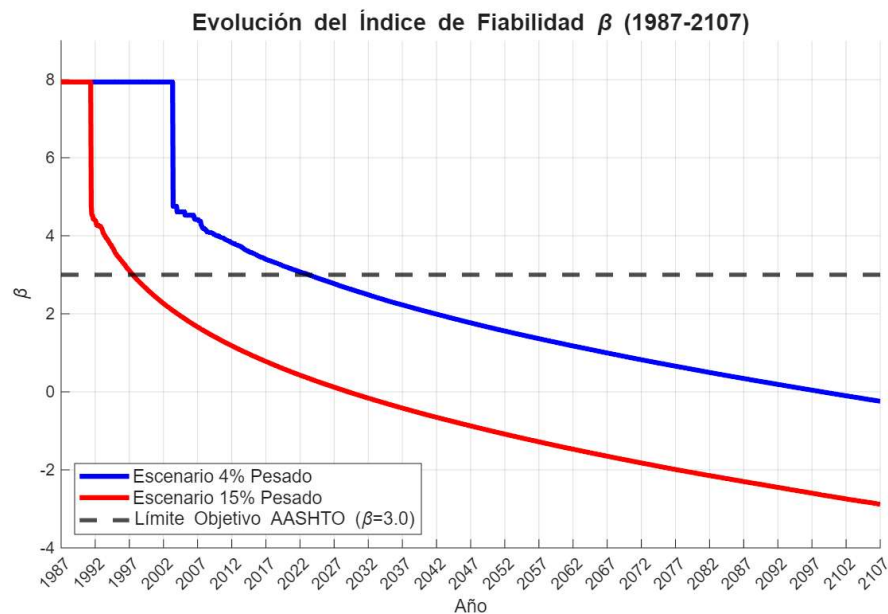


Figura 7-3 Curvas de índice de fiabilidad.

En este análisis la probabilidad de falla (P_f) acumulada, representa un indicador probabilista fundamental para determinar el riesgo de agotamiento de la vida útil por fatiga. Los resultados obtenidos mediante simulación de Montecarlo con una resolución temporal mensual permiten observar la evolución del riesgo desde la puesta en marcha de la estructura en 1987.

Las curvas de P_f obtenidas presentadas en la Figura 7-4 exhiben una forma característica en la cual se identificaron tres fases técnicas.

Inicialmente una fase de latencia, ambas curvas se mantienen en un valor de 10^{-15} . Este piso representa un escenario donde el daño acumulado por la regla de Miner es tan reducido que el solapamiento entre la distribución de carga y la resistencia del material es inexistente en términos prácticos.

Luego se observa una transición vertical drástica que eleva la P_f a valores de 10^{-6} . Este salto representa el momento en que el daño acumulado entra a la cola inferior de la distribución de resistencia del acero. Este es el punto donde la incertidumbre estructural se manifiesta, matemáticamente, pasar de una probabilidad de 1 en un billón a 1 en un millón es un abismo que visualmente se traduce en ese salto vertical. En términos de Kwon & Frangopol, (2010), ocurre lo mismo que con el índice de fiabilidad, este es el punto de posible agrietamiento del detalle estudiado.

Por último, la fase de crecimiento asintótico, tras el salto, el riesgo progresa de forma acelerada hacia la unidad de $P_f = 1.0$, reflejando el consumo irreversible de la capacidad cíclica del detalle estructural.

En cuanto a los escenarios de tráfico pesados que se analizaron, la vulnerabilidad del detalle C se ve directamente afectada por la densidad de ciclos de cargas registrados. En el escenario del 15% del TMDA, con una densidad de 364 camiones en 48 horas, el salto de probabilidad ocurre hacia el año 1992. La alta tasa de recurrencia de ciclos dañinos provoca que la curva alcance una probabilidad de falla del 1% antes del año 2000. En cuanto al escenario del 4% del TMDA, con una densidad de 96 camiones en 48 horas, el riesgo se mantiene latente durante 16 años, experimentando el salto vertical en el año 2003. A partir de este punto, el incremento del riesgo es sostenido, situándose actuamente en una zona de alta pendiente, lo que confirma que el puente se encuentra en su etapa de mayor tasa de deterioro acumulado.

Una probabilidad de falla cerca de 1.0 en este modelo de análisis no es sinónimo de un colapso estructural. En este contexto de fatiga de puentes de acero, la falla definida por la función de estado límite (Ecuación 4-5) representa la probabilidad de iniciación de una grieta crítica en el detalle estructural analizado.

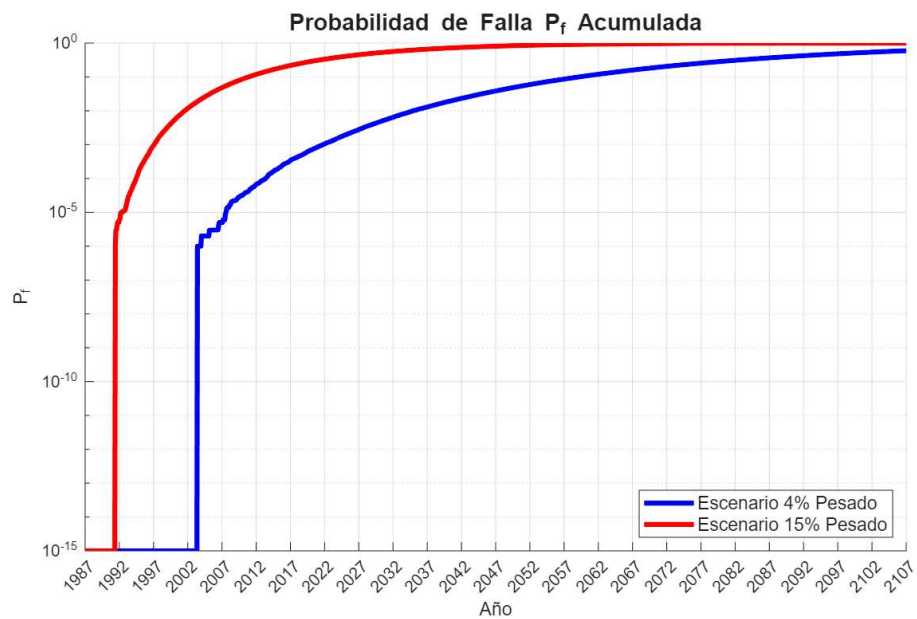


Figura 7-4 *Curvas de probabilidad de falla.*

8. Conclusiones

A partir de la aplicación del modelo de fiabilidad y el análisis de los resultados obtenidos para el puente vial El Toyo, se concluye que el enfoque probabilístico constituye una herramienta de gestión superior a los métodos tradicionales. Este enfoque permitió identificar que, bajo el escenario de tráfico real con camiones pesados de 45 ton, la estructura alcanzó el final de su vida útil de diseño en el año 2022, hito marcado por el cruce del índice de fiabilidad β bajo el umbral de seguridad de 3.0 establecido por la normativa AASHTO, la cual indica que bajo este umbral la probabilidad de la generación de grietas es alta. Este resultado revela una brecha crítica de 75 años respecto al análisis determinista, el cual proyecta el agotamiento físico del material recién para el año 2097, esta diferencia sustancial subraya la alta sensibilidad de la estructura ante las incertidumbres de carga y la degradación del material.

Estas proyecciones analíticas se complementaron mediante una campaña de inspección visual en terreno, orientada a caracterizar el estado de conservación superficial del puente El Toyo. Durante el levantamiento, los principales deterioros diagnosticados correspondieron a procesos de degradación y desprendimiento localizados de pintura de protección en almas de vigas principales y elementos de arriostramiento transversal. Asimismo, se constató la presencia de focos pequeños de corrosión superficial en uniones soldadas, en conjunto con acumulaciones de material particulado y deposición de sedimentos adheridos a los perfiles estructurales.

La severidad del tránsito pesado actual (camiones de 45 ton) es el factor determinante en este proceso de degradación acelerada y consumo de vida útil, ya que se comprobó que el 100% de los camiones pesados simulados generan rangos de tensiones entre 70.7 y 100.4 MPa. Al situarse todos estos eventos significativamente por encima del umbral de fatiga de amplitud constante de 41 MPa correspondiente al detalle de categoría C, se confirma que cada paso de transporte pesado contribuye de manera irreversible a la propagación de microfisuras, invalidando la posibilidad de una vida infinita para los componentes analizados. Es fundamental destacar la alta sensibilidad de la estructura a la composición del flujo vehicular, mientras que el escenario empírico muestra una degradación manejable hasta el año 2023, el escenario normativo del 15% habría colapsado la fiabilidad en menos de 10 años. No obstante, se concluye que la precisión de este análisis puede detallarse y optimizarse aún más en futuras etapas si se lograra integrar el historial real de tránsito desde el año de construcción en 1987 hasta la actualidad, junto con una caracterización más exhaustiva de la distribución real de los tipos de vehículos, lo que permitiría de pasar de estimaciones a datos reales y así ajustar las colas de la distribuciones de carga y reducir las incertidumbres del modelo.

El comportamiento observado en las gráficas de fiabilidad, caracterizado por una estabilidad inicial prolongada seguida de un descenso vertical abrupto de la fiabilidad, encuentra su justificación técnica en las teorías de Kwon & Frangopol (2010) sobre el ciclo de vida estructural. Se concluye que el puente ha transitado de una fase de latencia a una de deterioro activo, donde el daño acumulado comenzó a solaparse con la incertidumbre de la resistencia del acero. Este salto visual valida que el modelo estocástico captura la realidad del agotamiento de la reserva de seguridad mucho antes de que se manifiesten daños físicos visibles de gran magnitud, indicando que, si bien el descenso del índice β bajo los límites normativos no implican un colapso inminente, si marca la entrada de la estructura en una ventana potencial de grietas por fatiga.

Bajo las condiciones tomadas, la aplicación estricta de la normativa AASHTO y el Manual de Carreteras esta memoria concluye que el Puente El Toyo se encuentra actualmente en una ventana de inspección necesaria y prioritaria, debiendo enfocarse los esfuerzos específicamente en la revisión de

las uniones entre los atiesadores y las vigas principales al centro del vano, puntos donde el modelo predice una mayor acumulación de daño. Ante este escenario, se establece la recomendación de transitar desde una gestión de mantenimiento reactiva hacia una predictiva basada en el monitoreo de salud estructural (SHM), permitiendo validar los modelos teóricos con datos físicos en tiempo real. La implementación de estas conclusiones generará un beneficio directo y estratégico en la gestión de puentes para los organismos de vialidad, permitiendo optimizar el uso de recursos fiscales al fundamentar la toma de decisiones en el riesgo y la evidencia técnica, garantizando así la extensión de la vida operativa de esta infraestructura crítica de manera segura e informada.

En definitiva, la trascendencia de este estudio radica en su capacidad para lograr una convergencia técnica entre el modelo matemático estocástico desarrollado en MATLAB, las exigencias de seguridad de la normativa AASHTO y el Manual de Carreteras y la compleja realidad operativa de las carreteras chilenas. A partir de esta integración, se concluye que la durabilidad y seguridad del Puente El Toyo no dependen de una insuficiencia en la capacidad resistente global de sus vigas principales, sino de la vulnerabilidad localizada en sus detalles críticos. Específicamente, la fatiga en las uniones soldadas de los atiesadores (categoría C) es el factor limitante que define el agotamiento de la vida útil operativa, demostrando que los esfuerzos de monitoreo e inspección deben priorizar estos puntos específicos de conexión para mitigar el riesgo de fisuración antes de que la integridad de los elementos primarios se vea comprometida.

Como principal línea de recomendación para la continuidad de esta investigación, se propone aprovechar los datos empíricos que se recopilarán tras la sensorización del puente El Toyo. A partir de estos antecedentes, será posible replicar el procedimiento de procesamiento de señales desarrollado en este estudio, sustituyendo la señal sintética por mediciones reales, para dar continuidad a los análisis determinístico y probabilístico aquí planteados, obteniendo así resultados más fieles a las condiciones operativas reales de la estructura. Asimismo, se sugiere extender esta metodología de evaluación de fiabilidad a otros puentes de la red vial que cuenten con sistemas de instrumentación, promoviendo una implementación sólida y sistemática del Monitoreo de Salud Estructural (SHM) en la gestión y conservación de puentes definitivos administrada por la Dirección de Vialidad.

Cabe destacar que los resultados obtenidos en este trabajo no reflejan el estado estructural actual ni el comportamiento real del puente El Toyo. Dado que este estudio se basa en un análisis teórico y simulado mediante modelos matemáticos y supuestos operacionales, las conclusiones presentadas deben interpretarse exclusivamente como una aproximación académica y no como un diagnóstico técnico de las condiciones físicas actuales de la estructura.

9. Referencias bibliográficas

- AASHTO. (2024). *LRFD bridge design specifications*. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Alampalli, S., & Lund, R. (2006). Estimating Fatigue Life of Bridge Components Using Measured Strains. *Journal of Bridge Engineering*, 11(6), 725–736. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2006\)11:6\(725\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2006)11:6(725))
- ASTM. (2023). *Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis*. <https://doi.org/10.1520/E1049-85R17>
- Carracedo Manuel Contador. (1994). *De Pontibus*.
- Dirección de Vialidad. (2023). *Manual de Carreteras Volumen N°3*.
- Fasl, J., Helwig, T., Wood, S. L., & Frank, K. (2015). Evaluating accumulation of fatigue damage in steel bridges using measured strain data. *Engineering Journal*, 52(3), 175–184. <https://doi.org/10.62913/ENGJ.V52I3.1086>
- FHWA. (2016). *Design and Evaluation of Steel Bridges for Fatigue and Fracture (NHI-16-016)*. <http://www.nhi.fhwa.dot.gov/training/nhistore.aspx>
- FHWA/AISC. (2022). *Steel Bridge Design Handbook – Chapter 12: Design for Fatigue*. www.aisc.org/nsba.
- 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>
- Leahy, C., O'Brien, E., & O'Connor, A. (2016). The Effect of Traffic Growth on Characteristic Bridge Load Effects. *Transportation Research Procedia*, 14, 3990–3999. <https://doi.org/10.1016/j.trpro.2016.05.496>
- Maiorana, E., Aloisio, A., Tasse, V., & Briseghella, B. (2024). Prediction of fatigue life of a bolted joint in railway steel arch bridge using multiaxial fatigue criteria. *Engineering Failure Analysis*, 166, 108908. <https://doi.org/10.1016/J.ENGFAILANAL.2024.108908>
- Márquez M., & Valenzuela M. (2026). *Bridge Maintenance Management System of the Chilean Roads Administration*.
- Ni, Y. Q., Ye, X. W., & Ko, J. M. (2010). Monitoring-Based Fatigue Reliability Assessment of Steel Bridges: Analytical Model and Application. *Journal of Structural Engineering*, 136(12), 1563–1573. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000250](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000250)
- Retamal Pinto Jaime, Márquez Marambio Marcelo, Bianchi Pinilla Fernando, & Flores Martínez Valentina. (2022). *Plan de Puentes 2020-2030*.
- Sawicki, B., & Brühwiler, E. (2020). Long-term strain measurements of traffic and temperature effects on an RC bridge deck slab strengthened with an R-UHPFRC layer. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 10(2), 333–344. <https://doi.org/10.1007/s13349-020-00387-3>

- Soliman, M., Frangopol, D. M., & Kown, K. (2013). *Fatigue Assessment and Service Life Prediction of Existing Steel Bridges by Integrating SHM into a Probabilistic Bilinear S-N Approach*. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE))
- Souto, C. D. S., Correia, J. A. F. O., De Jesus, A. M. P., & Calcada, R. A. B. (2019). Fatigue Damage Tool (FDT) - A tool for fatigue damage assessment according to design codes. *Procedia Structural Integrity*, 22, 376–385. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2020.01.047>
- Szerszen, M. M., Nowak, A. S., & Laman, J. A. (1999). Fatigue reliability of steel bridges. En *Journal of Constructional Steel Research* (Vol. 52). www.elsevier.com/locate/jcsr