



REVISTA INGENIO

Evaluación patológica del puente concordia (bolivia) mediante ensayos no destructivos; inviabilidad técnica y recomendación de demolición

Pathological evaluation of the Concordia Bridge (Bolivia) by means of non-destructive test: Technical infeasibility and demolition recommendation

Sidney Salvatierra Quiroga | Universidad Privada del Valle / Dpto. de Ingeniería Civil

Graciela Goren Espada | Universidad Privada del Valle / Dpto. de Ingeniería Civil

Roger Joel Ríos Gonzales | Universidad Privada del Valle / Dpto. de Ingeniería Civil

Jhoselyn Claros Román | Universidad Privada del Valle / Dpto. de Ingeniería Civil

Recibido: 29/04/2026

Recibido tras revisión: 29/06/2026

Aceptado: 15/07/2026

Publicado: 31/07/2026

PALABRAS CLAVE

Evaluación patológica, ensayos no destructivos, puentes de hormigón, obra paralizada, demolición estructural

KEY WORDS

Pathological evaluation, non-destructive testing, concrete bridges, paralyzed construction site, structural demolition

RESUMEN

La paralización prolongada de obras de infraestructura vial en Latinoamérica genera condiciones de deterioro acelerado que comprometen la seguridad estructural y la viabilidad técnica de su reactivación. El presente estudio tuvo como objetivo evaluar la condición patológica del Puente Concordia (Quillacollo, Bolivia), una obra paralizada desde 2018, para determinar la factibilidad de su rehabilitación o demolición. Se empleó una metodología mixta (cualitativa-cuantitativa) de nivel descriptivo-diagnóstico, aplicando ensayos no destructivos (END) basados en normas internacionales: esclerometría (ASTM C805-18), pachometría, fisurometría (ACI 224R-01) y nivelación láser (ISO 17123-3), complementados con inspección visual, verificación geométrica y modelación estructural en CSI Bridge v.24.0 bajo AASHTO LRFD 2020. Los resultados evidenciaron carbonatación generalizada en toda la superestructura, recubrimientos de armaduras hasta 10 mm por debajo del mínimo normativo, fisuras (0,05-0,60 mm) y grietas de hasta 3 mm en vigas cabezal, así como asentamientos diferenciales de 31 mm entre pilas con rotación de 18 mm en el cabezal izquierdo. Si bien la esclerometría indicó resistencias superficiales elevadas (328-570 kg/cm²), estas se encuentran mayoradas por la carbonatación y no reflejan la integridad interna. Las discrepancias geométricas entre el diseño y lo ejecutado generaron pérdidas de rigidez del 20-30% en vigas. Se concluye que la superestructura del Puente Concordia presenta un deterioro irreversible que la hace técnicamente inviable para cualquier intervención de rehabilitación, por lo que se recomienda su demolición total y reconstrucción. Este caso evidencia la necesidad de implementar protocolos obligatorios de inspección periódica para obras paralizadas en contextos latinoamericanos.

ABSTRACT

The prolonged stoppage of road infrastructure works in Latin America generates conditions of accelerated deterioration that compromise structural safety and the technical feasibility of its reactivation. The objective of this study was to evaluate the pathological condition of the Concordia Bridge (Quillacollo, Bolivia), a work paralyzed since 2018, to determine the feasibility of its rehabilitation or demolition. A mixed methodology (qualitative-quantitative) of descriptive-diagnostic level was used, applying non-destructive testing (NDT) based on international standards: sclerometry (ASTM C805-18), pachometry, fisurometry (ACI 224R-01) and laser leveling (ISO 17123-3), complemented with visual inspection, geometric verification and structural modeling in CSI Bridge v.24.0 under AASHTO LRFD 2020. The results showed widespread carbonation throughout the superstructure, reinforcement coatings up to 10 mm below the normative minimum, cracks (0.05-0.60 mm) and cracks of up to 3 mm in head beams, as well as differential settlements of 31 mm between piers with rotation of 18 mm in the left head. Although sclerometry indicated high surface resistances (328-570 kg/cm²), these are higher due to carbonation and do not reflect internal integrity. The geometric discrepancies between the design and the execution generated rigidity losses of 20-30% in beams. It is concluded that the superstructure of the Concordia Bridge presents an irreversible deterioration that makes it technically unfeasible for any rehabilitation intervention, so its total demolition and reconstruction is recommended. This case shows the need to implement mandatory periodic inspection protocols for paralyzed works in Latin American contexts.

1. INTRODUCCION

Los puentes constituyen elementos fundamentales en la infraestructura vial. La supervisión y el mantenimiento resultan determinantes para preservar su comportamiento estructural a lo largo de su vida útil [1], [2]. La ausencia de un mantenimiento planificado, sumada a la exposición ambiental agresiva, genera deterioros progresivos e irreversibles.

A nivel internacional, diversos informes han identificado que patologías como la corrosión de armaduras, la delaminación del concreto, la fisuración por cargas repetidas, la fatiga en conexiones metálicas y las pérdidas de recubrimiento representan las principales causas de disminución de la capacidad resistente y funcionalidad en puentes carreteros [1]–[3], [12], [21]. Estudios realizados en Norteamérica y Europa indican que más del 40% de los puentes en servicio presentan algún nivel de deterioro significativo, destacando casos emblemáticos como el colapso del puente I-35W en Estados Unidos (2007) y el del Ponte Morandi en Italia (2018), donde fallas acumulativas no detectadas oportunamente derivaron en colapsos con severas consecuencias [4], [5].

En Latinoamérica, investigaciones recientes han documentado problemáticas asociadas a corrosión acelerada por ambientes agresivos, fallas por socavación, segregación del concreto y fisuración por efectos térmicos [6], [7], [9]. Estas patologías subrayan la necesidad de implementar planes de mantenimiento adaptados a las condiciones locales [8].

En los últimos años, los ensayos no destructivos (END) se han constituido como herramientas prácticas para la inspección de estructuras existentes, permitiendo obtener información del material sin afectar su integridad [8], [15], [16].

En Bolivia, el mantenimiento inadecuado ha sido evidenciado en casos como el colapso del puente de la avenida 6 de Agosto en Cochabamba (2014), ocurrido diez meses después de su inauguración [3]. Asimismo, estructuras como los puentes Antezana, Cala Cala y Huayculi han mostrado deterioros prematuros relacionados con corrosión y desprendimientos de recubrimiento [4].

Un escenario particularmente crítico en Bolivia, y menos documentado, es el de las obras paralizadas. La suspensión prolongada de la construcción expone a las estructuras a condiciones ambientales severas sin las protecciones propias de una obra en servicio o en ejecución activa, generando incertidumbre sobre su viabilidad técnica [6], [7], [9].

En este contexto, el Puente Concordia, ubicado sobre el río Rocha en el municipio de Quillacollo (Cochabamba, Bolivia), constituye un caso de estudio relevante. Concebido para vincular los distritos 3 y 6 y mejorar el acceso a la Terminal Interdepartamental de Buses, la obra quedó paralizada en 2018 [5]. La suspensión prolongada, sumada a la exposición ambiental durante aproximadamente ocho años, ha

generado incertidumbre sobre la viabilidad técnica y funcional de la estructura. En contextos similares, como puentes rurales y urbanos en regiones andinas y subtropicales, se ha observado que la ausencia de protección superficial acelera los procesos de degradación, requiriendo evaluaciones integrales que incluyan la identificación temprana de fisuras y grietas [13], [21], [22].

La acumulación de estas evidencias subraya la importancia de emplear metodologías integrales de diagnóstico que combinen la inspección visual, los ensayos no destructivos, la verificación geométrica y la modelación estructural. Estas técnicas permiten caracterizar objetivamente la condición real de las estructuras y determinar si su reactivación, mantenimiento o reparación pueden ejecutarse bajo parámetros de seguridad adecuados [10], [14], [16], [23].

Ante esta situación, el presente estudio tuvo como objetivo evaluar la condición patológica del Puente Concordia mediante la aplicación de ensayos no destructivos, con el fin de caracterizar su estado actual e identificar patologías que afecten su integridad estructural. Los resultados buscan aportar elementos técnicos que orienten la toma de decisiones por parte de autoridades municipales, contribuyendo a definir si la rehabilitación es factible o si el deterioro la convierte en un proyecto estructuralmente inviable, contribuyendo a propuestas metodológicas adaptadas a la realidad regional [11], [17], [24].

2. Método

La investigación se desarrolló bajo un enfoque mixto (cualitativo-cuantitativo), con un nivel descriptivo-diagnóstico y un diseño no experimental transversal. La evaluación abarcó el 100% de los elementos estructurales ejecutados a nivel de superestructura del Puente Concordia hasta la fecha de su abandono (2018) como se observa en la Fig. 1. El trabajo se estructuró en cuatro etapas secuenciales: (1) recopilación documental, (2) inspección visual y verificación geométrica, (3) ensayos no destructivos (END) y (4) verificación estructural analítica.



Fig. 1. Vista del puente Concordia abandonado

Nota: Elaboración propia (2025)

2.1 Material

2.1.1 Objeto de estudio

El Puente Concordia se ubica sobre el río Rocha, en el municipio de Quillacollo, departamento de Cochabamba (Bolivia). La estructura fue concebida como un puente vehicular de dos carriles, con una longitud total aproximada de 45 m, compuesto por:

- **Superestructura:** Seis vigas AASHTO-PCI tipo III pretensadas (longitud ≈ 22 m), loseta de hormigón armado (espesor 0,20 m), diafragmas intermedios y vigas cabezal.
- **Subestructura:** Dos estribos laterales y dos pilas centrales circulares de hormigón armado.

La obra se encontraba paralizada desde 2018, sin haber recibido mantenimiento ni protección durante el periodo de exposición (aproximadamente 8 años al momento de la evaluación).

2.1.2 Equipos e instrumentos

Como se puede observar en la Tabla I, los ensayos no destructivos fueron ejecutados conforme normativa internacional y con equipos e instrumentos de reconocida marca, detallando sus especificaciones.

TABLA I. EQUIPOS E INSTRUMENTOS DE EVALUACIÓN

Ensayo	Equipo	Especificaciones	Norma de referencia
Esclerometría	Esclerómetro digital	Rango: 10-100 N/mm ² , calibración previa	ASTM C805-18
Pachometría	IWIN-R800 Integrated Rebar Scanner	Precisión: ± 1 mm, detección de $\varnothing$ 6-40 mm	Procedimiento interno validado
Fisurimetría	Tarjeta graduada	Rango: 0,1 - 5,0 mm, resolución 0,05 mm	ACI 224R-01
Nivelación láser	Nivel láser rotativo Leica Rugby 840 + receptor Rod Eye 180 RF	Precisión: $\pm 1,5$ mm a 30 m, autonivelación	ISO 17123-3:2001
Verificación geométrica	Cinta métrica (50 m) + distanciómetro digital	Precisión: $\pm 0,1$ mm	Procedimiento interno

2.1.3 Software de modelación estructural

- CSI Bridge v.24.0 para modelación tridimensional de elementos finitos.
- Mathcad Prime 9.0 para recálculo manual independiente.
- Sketchup para modelado geométrico tridimensional de la estructura existente.

2.1.4 Normativa de diseño y verificación

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 8va edición (2017) -normativa original de diseño.
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 9na edición (2020) -para verificación actualizada-[20].

2.2 Configuración

2.2.1 Puntos de muestreo

Los ensayos no destructivos se distribuyeron sistemáticamente en toda la superestructura, considerando:

- Esclerometría: 482 impactos distribuidos en 6 vigas ($L/3$ de la luz, ambas caras), 5 diafragmas, 2 estribos y 2 vigas cabezal. Se respetó una distancia mínima de 5 cm de los bordes y se evitó la incidencia directa sobre armaduras (previa localización con

pachómetro).

- Pachometría: 126 mediciones directas en zonas coincidentes con la esclerometría, cubriendo vigas, diafragmas y vigas cabezal.
- Fisurimetría: 18 elementos evaluados (vigas, diafragmas, losetas y vigas cabezal), con identificación de fisuras mayores y medición en puntos críticos.
- Nivelación láser: 30 puntos de control distribuidos a lo largo de las vigas principales y vigas cabezal, con coordenadas exactas para reconstrucción del perfil deformado.

2.2.2 Condiciones ambientales durante los ensayos

Los ensayos se realizaron en condiciones diurnas (08:00 - 16:00), con temperatura ambiente entre 18°C y 26°C, humedad relativa promedio del 45% y ausencia de precipitaciones. La superficie del hormigón se encontró seca y libre de humedad superficial al momento de cada ensayo.

2.3 Procedimiento experimental

2.3.1 Recopilación documental

La información técnica del proyecto (planos estructurales, especificaciones técnicas, Documento Base de Contratación - DBC y resolución de contrato) se obtuvo del Sistema de Contrataciones del Estado (SI-COES) de Bolivia [18], mediante el Código Único de Contratación del Estado (CUCE): N° 14-0163-00-456789. Esta documentación sirvió como base para la verificación geométrica y estructural posterior.

2.3.2 Inspección visual y verificación geométrica

Se realizó una inspección visual sistemática de todos los elementos de la superestructura siguiendo la metodología propuesta por Porto [19], elaborando fichas de diagnóstico individuales para cada elemento estructural (código, patología identificada, fotografía, croquis de ubicación, descripción, posibles causas y forma de intervención sugerida). Paralelamente, se ejecutó la verificación geométrica mediante 126 mediciones directas con cinta métrica y distanciómetro digital ($\pm 0,1$ mm), cubriendo vigas, losetas, diafragmas y pilas. Las desviaciones dimensionales registradas (± 3 mm) no resultaron significativas para el cálculo estructural. Los datos obtenidos se introdujeron a un modelo tridimensional desarrollado en SketchUp (Fig. 2).



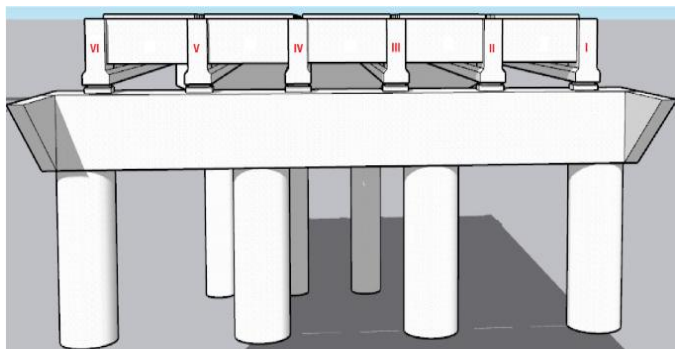


Fig. 2. Modelado del puente: a) Situación real, b) Puente graficado en SketchUp

Nota: Elaboración propia (2025)

de los refuerzos transversales (estribos).

El ensayo de Pachometría también permitió validar la información en los planos de diseño en cuanto a ubicación de los refuerzos de acero y su diámetro.



Fig. 4. Aplicación del pachómetro en viga postensada

Nota: Elaboración propia (2025)

2.3.3 Ensayos no destructivos (END)

2.3.3.1 Esclerometría (ASTM C805-18)

Previo al ensayo, se limpió la superficie del hormigón mediante una piedra abrasiva para eliminar la capa de carbonatación superficial. Se delimitó una cuadrícula de 15×15 cm, subdividida en celdas de 25×25 mm. Como se observa en la Fig. 3, se realizaron 9 impactos válidos por punto de ensayo, descartando aquellos con diferencia > 6 unidades respecto al promedio. Los valores de rebote se convirtieron a resistencia a la compresión superficial (kg/cm^2) mediante curvas de correlación específicas para hormigón de alta resistencia.



Fig. 3. Ensayo de esclerometría ASTM C805-18

Nota: Elaboración propia (2025)

2.3.3.2 Pachometría

Se aplicó el ensayo de Pachometría mediante el equipo IWIN-R800 (Integrated Rebar Scanner) en los elementos estructurales donde se realizó el ensayo de esclerometría a fin de determinar la ubicación de los refuerzos estructurales, además se pudo obtener el diámetro de las barras, espaciamiento entre barras y profundidad de recubrimiento.

En la Fig. 4 se observa que, dentro del procedimiento establecido, se determinó en primera instancia la ubicación de los aceros de refuerzo longitudinal, posteriormente se determinó la ubicación

2.3.3.3 Fisurimetría (ACI 224R-01)

Se identificaron visualmente los sectores con presencia de fisuras y/o grietas. Se utilizó una tarjeta graduada (0,1 - 5,0 mm) colocada perpendicularmente a la dirección de la fisura para medir el ancho máximo como se ve el detalle de la Fig. 5. Las fisuras se clasificaron según ACI 224R-01 en:

- Fisuras: ancho < 1 mm.
- Grietas: ancho ≥ 1 mm.



Fig. 5. Identificación de ancho de la fisura en loseta

Nota: Elaboración propia (2025)

Se registró la longitud, orientación y ubicación de cada fisura, asociándolas a posibles mecanismos de generación (térmicos, por retracción, estructurales, etc.).

2.3.3.4 Nivelación láser (ISO 17123-3:2001)

Para poder determinar las deformaciones presentes y asentamientos diferenciales en la superestructura del puente se empleó una nivelación láser rotativo conforme la ISO 17123-3:2001. El equipo utilizado fue un nivel láser Leica Rugby 840 y un receptor Rod Eye 180 RF como se observa en la Fig. 6 b).

Se identificó zonas críticas de la superestructura representativas del estado patológico y libres de obstáculos visuales. Las superficies fueron limpiadas de vegetación, eflorescencias y material suelto.

Previamente al ensayo se verificó la calibración y autonivelación del equipo láser rotativo. El instrumento se instaló sobre base estable en posición estratégica que cubriera toda el área de interés, proyectando un plano láser horizontal de referencia (Fig. 6 c)).

Con receptor digital y mira telescópica se registraron lecturas en puntos previamente marcados, empleando reglas graduadas como se aprecia en la Fig. 6 a) y nivel de mano auxiliar cuando fue necesario. Todas las mediciones se anotaron sistemáticamente con coordenadas exactas del punto (viga, posición longitudinal y transversal), permitiendo la reconstrucción precisa del perfil deformado de la superestructura.



Fig. 6. Nivelación láser: a) Medición de desnivel, b) Equipo de nivelación, c) Vista de la luz del láser sobre viga

Nota: Elaboración propia (2025)

2.3.4 Verificación y modelación estructural

2.3.4.1 Recalculo manual independiente

Se recalcularon manualmente todos los elementos estructurales (losetas, vigas AASHTO-PCI tipo III pretensadas, vigas cabezal, diafrag-

mas y pilas circulares) utilizando Mathcad Prime 9.0. Se adoptaron las resistencias especificadas en los planos de diseño:

- Vigas: $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
- Losa y diafragmas: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Las pérdidas de pretensado se estimaron según AASHTO LRFD Art. 5.9.5 (pérdida total promedio del 22%). Este recálculo permitió confirmar el cumplimiento de los estados límite último y de servicio en condiciones teóricas de diseño.

2.3.4.2 Modelación numérica tridimensional

Se construyó un modelo completo en CSI Bridge v.24.0 (Fig. 7), empleando:

- **Elementos frame:** vigas principales, vigas cabezal y pilas.
- **Elementos shell de espesor variable:** losetas y diafragmas.

Las cargas consideradas incluyeron:

- **Cargas permanentes:** peso propio (DC) y peso muerto adicional (asfalto proyectado: $2,5 \text{ kN/m}^2$, DW).
- **Cargas vivas:** vehículo HL-93 (camión de diseño + carga de carril uniforme de $9,3 \text{ kN/m}$).
- **Factor de impacto dinámico:** $IM = 33\%$.
- **Combinaciones críticas:** Strength I ($1,25DC + 1,50DW + 1,75(LL+IM)$), Service I y Service III según AASHTO LRFD.

Condiciones reales incorporadas al modelo (obtenidas de los END):

- Asentamientos diferenciales medidos por nivelación láser (31 mm entre pilas).
- Rotación del cabezal izquierdo (18 mm hacia el eje longitudinal).
- Pérdida de rigidez torsional por daño en diafragmas (reducción del 40% del módulo de cortante efectivo, estimada a partir de las discrepancias geométricas y el patrón de fisuración).

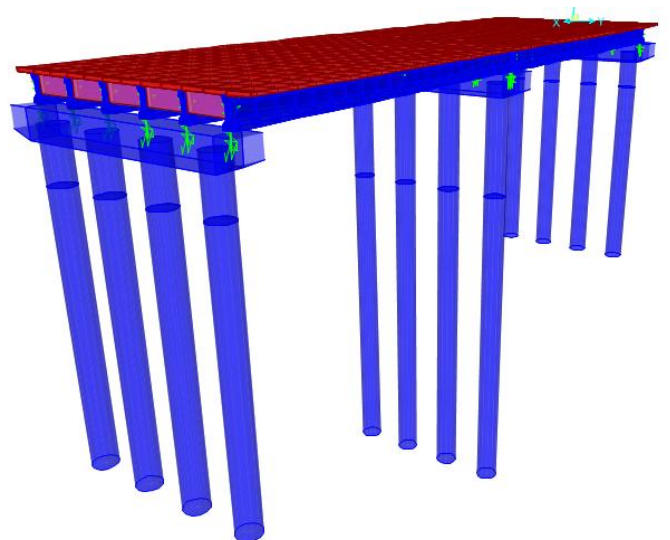


Fig. 7. Simulación estructural en CSI Bridge V.24.0

Nota: Elaboración propia en el CSI Bridge v.24.0 (2025)

2.3.5 Análisis comparativo diseño-ejecución

Con los datos obtenidos del relevamiento geométrico y los END, se realizó un análisis comparativo entre:

- El diseño estructural según planos del proyecto (SICOES).
- La verificación estructural mediante modelación en CSI Bridge.

- Los datos obtenidos in situ (geometría real, recubrimientos, disposición de armaduras).

Este análisis permitió cuantificar las discrepancias y estimar su impacto en la capacidad resistente y rigidez de la estructura.

2.3.6 Límites

No se realizaron ensayos destructivos (extracción de núcleos) para no comprometer la integridad estructural remanente. Además de que el proyecto a la fecha se encuentra en un proceso judicial, por lo que no puede realizarse ninguna intervención que altere las condiciones originales y reales del proyecto.

3. Resultados y discusión

A continuación, se presentan los resultados obtenidos en cada una de las etapas de la investigación, organizados de acuerdo con los ensayos y procedimientos descritos en la metodología. Para un mejor entendimiento la discusión se integra en cada subtítulo, contrastando los hallazgos con la literatura especializada.

3.1 Recopilación documental

Del análisis de la documentación obtenida del Sistema de Contrataciones del Estado (SICOES) [18], se logró recuperar la siguiente información técnica del proyecto:

- Documento Base de Contratación (DBC): Contenido de presentación de propuestas y adjudicación.
- Especificaciones técnicas: Listado de ítems constructivos, materiales, procedimientos constructivos, medición y forma de pago.
- Planos de diseño: Planos estructurales y detalles constructivos originales.
- Documentación complementaria: Modificaciones del proyecto en etapa de ejecución y resolución de contrato.

La disponibilidad de la documentación original resultó fundamental para la verificación geométrica y estructural posterior. Sin embargo, se evidenció que los planos de diseño no incluían especificaciones detalladas sobre los protocolos de protección superficial durante periodos de paralización, lo cual constituye una deficiencia común en proyectos de infraestructura en la región [6], [7].

3.2 Inspección visual y verificación geométrica

La verificación geométrica in situ confirmó que las dimensiones de los elementos estructurales (vigas, losetas, diafragmas y pilas) se ajustan a lo especificado en los planos de diseño, con desviaciones máximas de ± 3 mm, las cuales no resultan significativas para el cálculo estructural. Sin embargo, como se observa en la Tabla II, la inspección visual permitió identificar una sintomatología diversa de patologías en el hormigón armado, clasificables en:

TABLA II: PATOLOGÍAS IDENTIFICADAS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Tipo de patología	Elementos afectados	Descripción
Ataques químicos	Vigas, losetas, diafragmas	Carbonatación generalizada (confirmada con fenolftaleína)
Ataques físicos	Vigas cabezal, losetas	Eflorescencias, desprendimientos superficiales
Patologías exógenas	Armaduras expuestas	Corrosión avanzada en barras sin recubrimiento
Patologías endógenas	Vigas, diafragmas	Fisuración por retracción y por cargas

Los hallazgos coinciden con lo reportado por Porto [19] y Di Maio et al. [16], quienes señalan que la ausencia de mantenimiento en estructuras paralizadas acelera significativamente los procesos de degradación, especialmente en ambientes con humedad relativa variable como el valle de Cochabamba. La carbonatación generalizada observada (sin pigmentación tras aplicación de fenolftaleína al 1%) indica que el frente de carbonatación ha atravesado la totalidad del recubrimiento en múltiples zonas, condición que, según Traversa & Villagrán Zaccardi [15], reduce la protección pasiva de las armaduras frente a la corrosión.

3.3 Ensayos no destructivos

3.3.1 Esclerometría (ASTM C805-18)

La Tabla III presenta los valores promedio de dureza superficial obtenidos para cada tipo de elemento estructural.

TABLA III: RESUMEN DE VALORES PROMEDIO DE ESCLEROMETRÍA

Nota: Los valores corresponden al promedio de 482 impactos válidos. Se aplicó el criterio de descarte de valores fuera del rango promedio ± 6 unidades según ASTM C805-18.

Elemento estructural	Dureza superficial promedio (kg/cm ²)	Desviación estándar (kg/cm ²)
Viga tesada	538	28,5
Viga sin tesar	500	25,0
Diafragma	362	18,2
Loseta	328	15,6

Aunque los valores de dureza superficial parecen indicar un hormigón de alta resistencia, es fundamental considerar dos factores críticos:

1. **Carbonatación:** La prueba con fenolftaleína al 1% reveló carbonatación generalizada en todas las superficies ensayadas. Como señala Porto [19], la capa de carbonatación genera un aumento artificial de la dureza superficial medida por el esclerómetro, pudiendo sobreestimar la resistencia real a compresión. Mosqueira (2019) cuantifica esta sobreestimación hasta en un 13% según la profundidad de carbonatación y el tiempo de exposición.
2. **Correlación limitada:** La esclerometría mide exclusivamente la dureza superficial, no la resistencia interna del hormigón. Cortes (1987) advierte que esta limitación es particularmente relevante en estructuras con carbonatación avanzada o con deterioro interno, como es el caso del Puente Concordia.

Por lo tanto, aunque los valores registrados superan holgadamente los requerimientos de diseño, no pueden interpretarse como evidencia de integridad estructural. Por el contrario, la combinación de alta dureza superficial con carbonatación generalizada sugiere un fenómeno

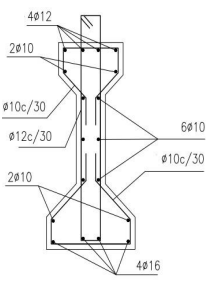
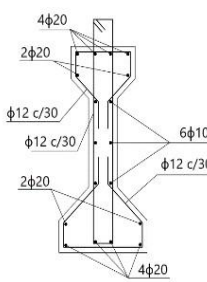
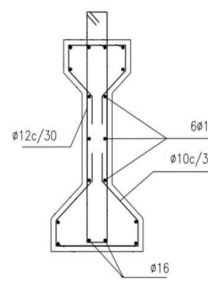
de “endurecimiento superficial engañoso”, donde la capa externa carbonatada oculta un posible deterioro interno.

3.3.2 Pachometría

La pachometría permitió: (1) localizar la posición real de las armaduras longitudinales y transversales, (2) determinar los diámetros nominales y (3) medir los recubrimientos de hormigón.

La Tabla IV (resumida a continuación) compara los datos de diseño, la verificación estructural y los relevamientos in situ para una viga tipo.

TABLA IV: COMPARACIÓN DISEÑO/VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL/DATOS IN SITU (VIGA TIPO)

VIGA TIPO		
Diseño (SICOES)	Verificación Estructural (CSiBridge)	In Situ
		

Nota: La variación en recubrimientos alcanza hasta 10 mm por debajo del mínimo normativo en zonas localizadas.

Se observó una aproximación del 90% entre el diseño, la verificación estructural y el relevamiento in situ. Sin embargo, las discrepancias identificadas tienen implicaciones significativas:

1. **Recubrimientos insuficientes:** En algunos puntos, los recubrimientos se encontraron hasta 10 mm por debajo del mínimo especificado (40 mm). Esta condición aumenta sustancialmente la probabilidad de corrosión inducida por carbonatación, especialmente en ambientes con ciclos de humedad [17].
2. **Pérdida de rigidez estimada:** Las discrepancias geométricas y de disposición de armaduras se tradujeron en una pérdida de rigidez estimada entre el 20% y 30% en elementos tipo viga, valor que fue incorporado en el modelo de CSI Bridge para la verificación estructural.
3. **Corrosión evidenciada in situ:** Aunque no se realizaron ensayos destructivos para cuantificar la corrosión, la inspección visual de armaduras expuestas (por desprendimiento de recubrimiento) reveló corrosión avanzada con pérdida de sección significativa en múltiples puntos.

3.3.3 Fisurimetría (ACI 224R-01)

Se evaluaron 18 elementos estructurales, clasificando las aberturas según ACI 224R-01 en fisuras (< 1 mm) y grietas (≥ 1 mm). La Tabla V resume los anchos máximos registrados.

TABLA V: RESUMEN DE ANCHOS DE FISURAS EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO

Elemento	Ancho de fisura (mm)	Clasificación
Vigas 1-6	0,05 - 0,50	Fisuras
Diafragmas 1-5	0,05 - 0,60	Fisuras
Loseta 1	1,20	Grieta
Losetas 2-5, 8	0,05 - 0,40	Fisuras
Viga cabezal central	0,05 - 0,20 (fisuras) / 2,0 - 3,0 (grieta principal)	Fisuras / Grieta severa

Se observó predominio de fisuras por contracción térmica y por cargas muertas, con longitudes de hasta 1 m en diafragmas.

Según Sotomayor (2020), las fisuras con ancho inferior a 0,3 mm no comprometen la durabilidad a corto plazo. Sin embargo, en el Puente Concordia se identificaron dos situaciones críticas:

1. **Grieta de 2,0-3,0 mm en viga cabezal central:** Este nivel de abertura supera ampliamente los límites admisibles para estructuras de hormigón armado expuestas a ambientes no agresivos (ACI 224R-01 establece 0,41 mm como máximo para condiciones de exposición moderada). La magnitud y ubicación de esta grieta sugiere la existencia de tensiones por torsión acumuladas, probablemente inducidas por asentamientos diferenciales.
2. **Fisuras generalizadas en diafragmas:** El patrón de fisuración en diafragmas (0,50-0,60 mm en Diafragma 3) indica una pérdida de rigidez torsional que compromete la redistribución de cargas entre vigas. Este hallazgo es consistente con la reducción del 40% en el módulo de cortante efectiva incorporada al modelo numérico.

La correlación entre el patrón de fisuración y los asentamientos diferenciales (31 mm) detectados por nivelación láser refuerza la hipótesis de que la estructura ha experimentado deformaciones diferenciales durante el periodo de paralización, posiblemente asociadas a la consolidación diferencial de las fundaciones o a cambios en las condiciones de apoyo.

3.3.4 Nivelación láser

La nivelación láser permitió reconstruir el perfil deformado de la superestructura, detectando:

- **Asentamiento diferencial entre pilas:** 31 mm.
- **Rotación del cabezal izquierdo:** 18 mm hacia el eje longitudinal.
- **Desnivel local en viga cabezal extremo:** 3 cm en una longitud de 1,20 m (viga BPR).

La Fig. 8 presenta el diagrama de tensiones en las losas del puente modelado en CSI Bridge v.24.0, evidenciando la concentración de tensiones inducidas por los asentamientos diferenciales.

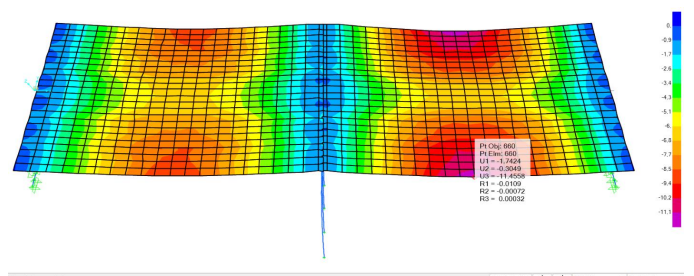


Fig. 8. Diagrama de tensiones en las losas del puente mediante CSI Bridge v.24.0

Nota: Elaboración propia en el CSI Bridge v.24.0 (2025)

Los asentamientos diferenciales de 31 mm entre pilas son significativamente superiores a los valores admisibles para estructuras isostáticas o hiperestáticas de hormigón pretensado. La normativa AASHTO LRFD (2020) no establece un límite explícito para asentamientos diferenciales en estructuras existentes, pero valores superiores a 15-20 mm en puentes de luz media (≈ 22 m) suelen considerarse indicadores de riesgo, especialmente cuando se acompañan de rotaciones en los apoyos.

La rotación de 18 mm en el cabezal izquierdo es particularmente preocupante, ya que indica una posible pérdida de capacidad de soporte o una deformación diferencial de la subestructura. Este fenómeno, combinado con la grieta de 3 mm en el cabezal central, sugiere que la estructura ha superado el rango de comportamiento elástico y presenta daños permanentes.

El desnivel local de 3 cm en una longitud de 1,20 m (pendiente $\approx 2,5\%$) no solo afecta la funcionalidad (superficie de rodadura), sino que genera concentraciones de tensiones adicionales que aceleran el deterioro de la losa y las vigas.

3.4 Verificación y modelación estructural

3.4.1 Análisis comparativo diseño-ejecución

El análisis comparativo de la Tabla VI entre el diseño original, la verificación estructural y los datos in situ arrojó los siguientes resultados:

TABLA VI: ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO FRENTE A LO EJECUTADO

Elemento	Estado según diseño	Estado según verificación in situ	Conclusión
Losa y losa en voladizo	Ajustado a AASHTO LRFD	Dimensiones y refuerzos adecuados	Conforme
Diafragmas	Ajustado a AASHTO LRFD	Cumple requisitos normativos	Conforme (con daño)
Barreras	Ajustado a AASHTO LRFD	Cumple requisitos de seguridad	Conforme
Pilas	Ajustado a AASHTO LRFD	Dimensiones, refuerzo y capacidad adecuados	Conforme
Vigas AASHTO-PCI III	Ajustado a AASHTO LRFD	Discrepancia menor identificada	Aceptable (con observación)

La ligera discrepancia identificada en el diseño de las vigas (aproximación del 90% entre diseño y ejecución) no compromete funcional ni estructuralmente la capacidad portante en condiciones teóricas. Sin embargo, cuando se incorporan las condiciones reales de deterioro (carbonatación, fisuración, asentamientos, pérdida de rigidez), el margen de seguridad se reduce considerablemente.

3.4.2 Modelación con condiciones reales

El modelo numérico en CSI Bridge v.24.0, alimentado con los datos ob-

tenidos de los END (asentamientos de 31 mm, rotación de 18 mm, pérdida de rigidez del 20-30% en vigas y 40% en diafragmas), evidenció:

- 1. Incremento de tensiones principales:** Las tensiones de tracción en las vigas superan en un 35-40% los valores previstos en condiciones de diseño, principalmente por el efecto hiperestático de los asentamientos diferenciales.
- 2. Pérdida de capacidad portante:** La capacidad remanente de la superestructura frente a la carga viva HL-93 se estimó entre un 40% y 55% de la capacidad de diseño original, insuficiente para garantizar la seguridad ante solicitaciones de servicio.
- 3. Riesgo de colapso progresivo:** La combinación de pérdida de rigidez en diafragmas (40%) y fisuración generalizada genera una redistribución no controlada de cargas, aumentando la probabilidad de fallo por cortante en vigas extremas.

3.5 Síntesis integrada de resultados

La Tabla VII resume la condición final de la superestructura del Puente Concordia, integrando los hallazgos de todos los ensayos y análisis.

TABLA VII: SÍNTESIS INTEGRADA DE LA CONDICIÓN ESTRUCTURAL

Parámetro evaluado	Condición encontrada	Impacto estructural
Carbonatación	Generalizada (profundidad > recubrimiento)	Alto (pérdida de protección de armaduras)
Recubrimiento de armaduras	Insuficiente (hasta -10 mm bajo mínimo)	Alto (corrosión acelerada)
Fisuración	Fisuras generalizadas + grietas hasta 3 mm	Alto (pérdida de rigidez y durabilidad)
Asentamientos diferenciales	31 mm entre pilas + rotación 18 mm	Muy alto (tensiones hiperestáticas)
Resistencia superficial	Alta (328-570 kg/cm ²)	Bajo (no representativa por carbonatación)
Pérdida de rigidez	20-30% vigas, 40% diafragmas	Muy alto (incumplimiento de estados límite)
Capacidad portante remanente	40-55% de la capacidad de diseño	Muy alto (inviabile para cargas de servicio)

3.6 Limitaciones del estudio

3.6.1 Limitaciones de los ensayos no destructivos

No se realizaron ensayos destructivos (extracción de testigos de hormigón ni extracción de armaduras) debido a dos razones: (a) no comprometer la integridad estructural remanente de un elemento que ya presenta daños significativos, y (b) el proyecto se encuentra en proceso judicial, por lo que no puede realizarse ninguna intervención que altere las condiciones originales de la estructura. Como consecuencia de esta decisión:

- Los valores de resistencia a compresión obtenidos mediante esclerometría (ASTM C805-18) no fueron calibrados con ensayos destructivos. La carbonatación generalizada puede haber sobreestimado los valores reales de resistencia superficial, aunque la literatura reporta sobreestimaciones típicas entre el 10% y 20% para profundidades de carbonatación superiores al recubrimiento (referencia)
- No se pudo cuantificar directamente la pérdida de sección por corrosión en las armaduras. La inspección visual de armaduras

expuestas (por desprendimiento de recubrimiento) reveló corrosión avanzada, pero no se midió la reducción efectiva de diámetro.

3.6.2 Limitaciones del modelo numérico

El modelo en CSI Bridge v.24.0 incorporó las condiciones reales medidas in situ (asentamientos diferenciales, rotaciones, pérdidas de rigidez estimadas). Sin embargo, presenta las siguientes simplificaciones:

- **Interacción suelo-estructura no modelada**

La rotación de 18 mm en el cabezal izquierdo y los asentamientos diferenciales de 31 mm entre pilas fueron introducidos como desplazamientos impuestos en el modelo, pero no se modeló la interacción entre las pilas y el terreno. No se realizaron ensayos de penetración estándar (SPT), ensayos de placa de carga ni estudios geotécnicos complementarios que permitieran determinar si los asentamientos se deben a consolidación diferencial del suelo, a una capacidad portante deficiente de las fundaciones, o a una combinación de ambos. Por lo tanto, el modelo no puede distinguir entre daños originados en la superestructura versus daños originados en la subestructura o el terreno de fundación.

- **Pérdida de rigidez estimada, no medida directamente**

La reducción del módulo de cortante efectivo en diafragmas (40%) y la pérdida de rigidez en vigas (20-30%) fueron estimadas a partir del patrón de fisuración y de las discrepancias geométricas entre diseño y ejecución, no mediante ensayos específicos como ultrasonidos (ASTM C597) o medición de frecuencias modales in situ. Un análisis modal operacional (output-only modal analysis) o ensayos de vibración ambiental habrían permitido cuantificar con mayor precisión la pérdida de rigidez real de la estructura.

- **Comportamiento no lineal del hormigón fisurado**

El modelo asumió un comportamiento lineal elástico para los materiales, con las rigideces reducidas como se indicó. No se modeló explícitamente la fisuración del hormigón ni el comportamiento no lineal del acero de refuerzo. Las tensiones calculadas en zonas fisuradas (especialmente en la viga cabezal con grieta de 3 mm) pueden estar subestimadas, ya que el modelo lineal no captura la concentración de tensiones en el frente de fisura.

3.6.3 Limitaciones en la evaluación de alternativas de rehabilitación

El análisis de inviabilidad técnica de la rehabilitación se basa en criterios estructurales y económico-conceptuales, pero no incluye un diseño detallado de alternativas de reforzamiento (ej. encamisado con hormigón proyectado, refuerzo con FRP, postensado externo) ni una evaluación de costos con presupuesto detallado. Una empresa consultora especializada podría desarrollar diseños específicos y obtener licitaciones de precios, lo que podría matizar la estimación del 70-80% del costo de reconstrucción aquí presentada. Por lo tanto, la conclusión de inviabilidad debe entenderse como una recomendación técnica preliminar basada en la magnitud del daño observado, no como un estudio de factibilidad económico detallado.

3.6.4 Generalización de los resultados

El presente estudio es un estudio de caso único (n=1) sobre un puente específico con condiciones climáticas, geotécnicas y constructivas particulares del valle de Cochabamba. Las conclusiones sobre la inviabilidad técnica no son directamente extrapolables a otros puentes paralizados sin evaluaciones específicas. Sin embargo, la metodología aplicada (END + verificación geométrica + modelación con condiciones reales) y las lecciones aprendidas (carbonatación acelerada, pérdida de rigidez, asentamientos diferenciales) sí pueden ser transferibles a contextos análogos en Latinoamérica.

4. CONCLUSIONES

A partir de la evaluación patológica del Puente Concordia mediante ensayos no destructivos y modelación estructural, se establecen las siguientes conclusiones:

1. **Deterioro avanzado e irreversible:** La superestructura del Puente Concordia presenta carbonatación generalizada, recubrimientos de armaduras insuficientes (hasta 10 mm por debajo del mínimo), fisuras generalizadas (0,05-0,60 mm), grietas de hasta 3 mm en cabezales, asentamientos diferenciales de 31 mm entre pilas y rotación de 18 mm en el cabezal izquierdo. Estas patologías, combinadas con pérdidas de rigidez del 20-30% en vigas y 40% en diafragmas, configuran un escenario de deterioro irreversible.
 2. **Viabilidad técnica de rehabilitación:** La capacidad portante remanente de la superestructura se estima entre el 40% y 55% de la capacidad de diseño original para la carga viva HL-93, insuficiente para garantizar la seguridad según AASHTO LRFD 2020. Si bien existen técnicas de reforzamiento estructural aplicables a puentes de hormigón pretensado (encamisado de vigas, refuerzo con FRP, inyección de fisuras y reparación de recubrimientos), su aplicación en el Puente Concordia enfrentaría tres limitaciones insalvables:
 - **Condición de carbono:** La carbonatación generalizada (profundidad > recubrimiento) ha eliminado la pasivación de las armaduras, requiriendo la remoción completa del recubrimiento existente y su reposición con morfología anticarbonatación, lo que representa una intervención prácticamente total de la superestructura.
 - **Daño estructural acumulado:** Las grietas de hasta 3 mm en vigas cabezal, la pérdida de rigidez del 40% en diafragmas y los asentamientos diferenciales de 31 mm indican que la estructura ha superado el rango elástico, con daños permanentes que no son reversibles mediante técnicas convencionales.
- Por lo tanto, si bien no se puede afirmar que “no exista” ninguna intervención posible, se concluye que no existe una intervención técnicamente recomendable ni económicamente competitiva frente a la demolición y reconstrucción. En el contexto de la gestión pública de infraestructura, donde los recursos son limitados y se prioriza la relación costo-beneficio a largo plazo, la rehabilitación del Puente Concordia se califica como inviable.
3. **Recomendación de demolición total:** Se recomienda la demolición total de la superestructura del Puente Concordia (vigas, losetas, diafragmas y vigas cabezal) y su posterior reconstrucción

3.con nuevos diseños y materiales. La subestructura (pilas y estribos) podría ser reutilizable previa evaluación complementaria, aunque esta determinación excede el alcance del presente estudio.

4. Limitación de los END sin calibración destructiva: Los ensayos no destructivos, si bien son herramientas valiosas, presentan limitaciones cuando no se complementan con calibración destructiva (extracción de testigos). En este caso, la esclerometría sobreestimó la resistencia real del hormigón debido a la carbonatación, evidenciando la necesidad de enfoques multimodales en estructuras deterioradas.
5. Aportes para la gestión de infraestructura en Latinoamérica: El caso del Puente Concordia demuestra la urgencia de implementar protocolos obligatorios de inspección periódica para obras paralizadas en contextos latinoamericanos. Se recomienda a las entidades contratantes y fiscalizadoras incluir cláusulas específicas de mantenimiento durante periodos de suspensión de obra, así como la realización de evaluaciones patológicas previas a cualquier decisión de reactivación.
6. Líneas de investigación futura: Se sugiere profundizar en: (a) el desarrollo de correlaciones regionales para esclerometría en hormigones carbonatados del valle de Cochabamba, (b) metodologías no destructivas para cuantificación precisa de corrosión en armaduras sin extracción, y (c) protocolos de inspección estandarizados para obras paralizadas adaptados a normativa boliviana.

Referencias

- [1] Oliveras, "Evaluación, diagnóstico patológico y propuesta de intervención del puente de Heredia," Tesis doctoral, Univ. de Cartagena, Cartagena de Indias, Colombia, 2015. [En línea]. Disponible en: <http://dx.doi.org/10.57799/11227/7943>
- [2] C. A. Bustamante y D. A. González, "Evaluación, diagnóstico y propuesta de intervención para la patología del puente Román ubicado en el barrio Manga*, Cartagena de Indias, Colombia: Univ. de Cartagena, 2014. [En línea]. Disponible en: <http://dx.doi.org/10.57799/11227/7490>
- [3] CADECOCRUZ, "Puente colapsa en la ciudad de Cochabamba," 2015. [En línea]. Disponible en: <https://cadecocruz.org.bo/index.php?op=200&gr=1&nw=308>. [Accedido: 24-nov-2025].
- [4] *Los Tiempos*, "El viaducto estará listo en 8 meses," 17-feb-2017. [En línea]. Disponible en: <https://www.lostiempos.com/actualidad/local/20170217/viaducto-estara-listo-8-meses>
- [5] *Opinión*, "Inspeccionan obra abandonada en 2018 en Quillacollo y se prevé auditoría," 17-feb-2022. [En línea]. Disponible en: <https://www.opinion.com.bo/articulo/cochabamba/inspeccionan-obra-abandonada-2018-quillacollo-preve-auditoria/20220217164602855691.html>
- [6] J. C. Tarifeño Vásquez y G. D. Odicio Manrique, "Evaluación de patologías y su influencia en una propuesta de mantenimiento del puente Bellavista, provincia de Bellavista y departamento de San Martín," 2021. [En línea]. Disponible en: <http://hdl.handle.net/20.500.14503/1644>
- [7] V. K. Grandes López y P. Martínez Chávez, "Determinación de patologías para una propuesta de mantenimiento del puente Colombia, distrito de Juan Guerra, provincia y departamento de San Martín," 2024. [En línea]. Disponible en: <http://hdl.handle.net/20.500.14503/3099>
- [8] C. A. López Piñeres, "Análisis de las patologías que se presentan en los puentes a causa de los fenómenos sísmicos y climatológicos en Colombia para generar una propuesta de un plan de mantenimiento a elementos estructurales y no estructurales." [En línea]. Disponible en: <https://hdl.handle.net/20.500.12494/54220>
- [9] M. G. Chulde Recto, "Diagnóstico de las patologías estructurales del puente Divino Niño ubicado en la calle 10 de agosto y Febres Cordero-Jipijapa," Tesis de licenciatura, Univ. Estatal del Sur de Manabí, Jipijapa, Ecuador, 2025. [En línea]. Disponible en: <http://repositorio.unesum.edu.ec/handle/53000/7792>
- [10] F. M. Mato, M. O. Cornejo, I. P. Sánchez, S. S. Fernández-Polanco y E. B. Bujalance, "Aplicación de los sistemas mixtos para el refuerzo de patologías en puentes de hormigón," *Hormigón y Acero*, vol. 72, n.ºs 294-295, pp. 249-263, 2021. <https://doi.org/10.33586/hya.2021.3058>
- [11] W. Y. Cáceres Parada y Z. Pradilla Atuesta, "Elaboración de una guía metodológica para la evaluación de vulnerabilidad estructural en puentes colgantes de uso peatonal," 2023.
- [12] E. H. V. González, "Determinación y evaluación del nivel de incidencia de las patologías del concreto en edificaciones de los municipios de Barbosa y Puente Nacional del departamento de Santander," Univ. Militar Nueva Granada, 2014. [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.umng.edu.co/server/api/core/bitstreams/b184eea0-7a3f-48a0-b116-faa340dfa206/content>
- [13] T. Corral, "Patología de la construcción: grietas y fisuras en obras de hormigón; origen y prevención," *Ciencia y Sociedad*, vol. 29, n.º 1, pp. 72-114, 2004. [En línea]. Disponible en: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=87029104>
- [14] A. D. Río Bueno, "Patología, reparación y refuerzo de estructuras de hormigón armado de edificación," 2008. [En línea]. Disponible en: <https://oa.upm.es/1159/>
- [15] L. P. Traversa y Y. A. Villagrán Zaccardi, "Introducción a la durabilidad y patología de las estructuras de hormigón armado," en *IX Jornada Técnicas de Restauración y Conservación del Patrimonio*, 2010. [En línea]. Disponible en: <https://digital.cic.gba.gob.ar/server/api/core/bitstreams/1d2f78f7-6c77-4ac2-9588-7f7087cd0300/content>
- [16] A. A. Di Maio, L. P. Traversa y J. D. Sota, "Metodología de evaluación de patologías para la reparación de estructuras de hormigón armado," 2011. [En línea]. Disponible en: <http://hdl.handle.net/11336/102196>

- [17] N. T. Mascia y A. L. Sartorti, "Identificación y análisis de patologías en puentes de carreteras urbanas y rurales," **Rev. Ing. Construcción**, vol. 26, n° 1, pp. 5–24, 2011. <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732011000100001>
- [18] Estado Plurinacional de Bolivia, "Sistema de Contrataciones Estatales (SICOES)," [En línea]. Disponible en: <https://www.sicoes.gob.bo/portal/index.php> [Accedido 10-ene-2026]
- [19] J. M. Porto, "Manual de patologías en las estructuras de hormigón armado", 2005. [En línea]. Disponible en: <http://hdl.handle.net/2183/13853>
- [20] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 9th ed. Washington, DC: AASHTO, 2020
- [21] M. Carsana, F. Biondini, and E. Redaelli, "Diagnostic procedure for corrosion assessment of existing concrete bridges: Experimental case study," *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 21, 2025. <https://doi.org/10.1080/15732479.2025.2504534>
- [22] C. Andrade, F. Ballio y M. Bartolac, "Gestión de la vida útil, ensayos y monitorización de la salud estructural de estructuras de hormigón existentes: informe sobre el estado del arte." *fib Bulletin* 109 (2023). <http://hdl.handle.net/20.500.11850/718756>
- [23] F. Binder and S. L. Burtscher, "Advanced monitoring and analysis of durability challenges in highway infrastructure," *ce/papers*, vol. 8, no. 5, pp. 250-257, 2025. <https://doi.org/10.1002/cepa.70013>
- [24] N. Bertola and E. Brühwiler, "Transforming the static system of prestressed concrete bridges using UHPFRC," *Journal of Bridge Engineering*, vol. 30, no. 7, 2025. <https://doi.org/10.1061/JBENF2.BEENG-7234>