

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN PUENTE SOBRE UN RÍO EN LA COSTA ECUATORIANA

Structural evaluation of a bridge over a river on the Ecuadorian Coast

BYRON GALARZA¹, MICHAEL LLUMIQUINGA², LUIS HERNÁNDEZ^{3*},
EDGAR MORA⁴, MARTHA MOLINA⁵

Recibido: 16/05/24 · Aceptado: 10/06/24

Cómo citar: Galarza, B., Llumiquinga, M., Hernández, L., Mora, E., Molina, M. (2024). Evaluación estructural de un puente sobre un río en la costa ecuatoriana. *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones*, 7(1), 55–87. <https://doi.org/10.22206/cyap.2024.v7i1.3155>

Resumen

En el presente trabajo se emplea la metodología de evaluación para puentes existentes planteado por The Manual for Bridge Evaluation de la AASHTO adaptándola a las condiciones específicas del Ecuador y siguiendo lo establecido por el Ministerio de Transporte de Obras Públicas del Ecuador y la Normativa Ecuatoriana Vial. El análisis estructural se enfocó en la metodología de evaluación de capacidad por factor de carga y resistencia, aplicada al caso del Puente sobre el río Vite, ubicado en la provincia de Manabí en el Ecuador, el mismo que en base a la inspección visual de sus elementos se constató un deterioro aceptable calificando cualitativamente la condición del puente. Para la verificación, se aplicaron combinaciones de carga bajo la acción de situaciones adversas con efectos estáticos y dinámicos, prestando

¹ Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador. Correo-e: bdgs7@hotmail.com

² Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador. Correo-e: michallu2@hotmail.com

^{3*} Autor de contacto. Ingeniero Civil, PhD, Profesor Titular, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

ORCID: 0000-0002-5805-9318, Correo-e: luis.hernandezr@epn.edu.ec

⁴ Ingeniero Civil, Profesor Titular, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

ORCID: 0000-0002-2629-0769, Correo-e: edgar.mora@epn.edu.ec

⁵ Ingeniera Civil, Investigadora en Puebla, México.

ORCID: 0009-0005-5071-5121, Correo-e: marthammolinap@gmail.com



principal atención a los efectos de carga sísmica empleando la Normativa Ecuatoriana de Construcción. Para el cálculo de la resistencia real se consideraron parámetros estructurales de los elementos del puente mediante los planos usados en su construcción. Posteriormente se desarrolló un modelo analítico en el software CSI Bridge, para determinar los efectos de carga de diseño. Los resultados se utilizaron para la determinación del Índice de capacidad en las secciones donde se esperaba que se produjeran las mayores solicitaciones, proporcionando niveles de confiabilidad, estabilidad y seguridad requeridas. Se concluye que tanto la superestructura como la subestructura no cumplen los niveles de resistencia según la normativa actual.

Palabras clave: evaluación estructural; índice de capacidad; puentes; superestructura; subestructura.

Abstract

In this work, the evaluation methodology for existing bridges proposed by The Manual for Bridge Evaluation of the AASHTO is utilized, adapting it to the specific conditions of Ecuador and following the guidelines established by the Ministry of Transportation and Public Works of Ecuador and the Ecuadorian Road Regulations. The structural analysis focuses on the capacity evaluation methodology using load factor and resistance, applied specifically to the Bridge over the Vite River, located in the province of Manabí, Ecuador. Additionally, through visual inspection of its components, acceptable levels of deterioration were identified, allowing for a qualitative assessment of the bridge's condition. To verify these findings, various load combinations were applied, accounting for both static and dynamic effects, with particular emphasis on seismic loads in accordance with the Ecuadorian Construction Regulations. To calculate the actual resistance, structural parameters of the bridge elements were taken into account based on the construction plans. Subsequently, an analytical model was developed using CSI Bridge software to determine the design load effects. The results were then used to assess the Capacity Index in sections where the highest demands were anticipated, ensuring required levels of reliability, stability, and safety. It is concluded that neither the superstructure nor the substructure meet the resistance levels stipulated by current regulations.

Keywords: structural evaluation; capacity index; bridge; superstructure; substructure.

1. Introducción

Actualmente la renovación, evaluación y rehabilitación de la infraestructura del sistema de la red vial es primordial para el desarrollo

económico-social de un país, especialmente hablando de puentes, ya que permite una adecuada conectividad entre regiones, buscando acortar distancias, disminuir tiempos de desplazamiento y reducir costos operativos (Muñoz, 2021). Un gran número de puentes existentes en la red vial estatal han sido diseñados en función a parámetros técnicos, normas de diseño y cargas definidas en épocas anteriores; por lo tanto, es necesario tener clara la metodología y las circunstancias en las cuales fueron diseñados y además hay que tener en cuenta que algunos de estos han excedido su vida útil. (López y Goyenete, 2015). La evaluación técnica de puentes se plantea ante la necesidad de dar a conocer la integridad estructural, relevancia e impacto, ante la probabilidad de colapso debido a la falta de avances en la infraestructura vial ante posibles desastres (Muñoz & Gómez, 2013). El debilitamiento se produce debido a la combinación de situaciones adversas con efectos estáticos y dinámicos propios como ajenas, tal como el debilitamiento del suelo circundante, así como la influencia de la alta sismicidad en el área (Gudiño y Ayala, 2012). La inspección visual es algo muy importante a tener en cuenta para la evaluación técnica de puentes (Valenzuela, 2008).

Una de las características fundamentales que se debe cuidar en estructuras de este tipo es la resistencia real, tal que satisfaga cargas de diseño presentes y futuras para evitar su daño y más aún su colapso, englobando parámetros estructurales, condiciones de tráfico, así como su importancia como línea vital de transportación y serviciabilidad cuya operación es primordial después de un evento adverso como un sismo (Parra y Sedalo, 2012). Existe como antecedentes estudios desarrollados en la Escuela Politécnica Nacional en Ecuador, donde Benavides et al. (2022) realizaron la evaluación estructural de un puente en la ruta Spondylus del Ecuador y Mediavilla et al. (2023) realizaron la propuesta de reforzamiento de la superestructura de este mismo puente. En Perú, Rodríguez Serquén (2020) ha trabajado con la aplicación de la AASHTO a las condiciones de ese país.

Teniendo como objeto de estudio el Puente sobre el Río Vite, estructura de gran relevancia para la conectividad, movilidad y, por ende, de gran impacto en el desarrollo socio-económico de la región donde está ubicado, debido a que forma parte de la única vía directa de salvamento y comunicación entre las comunidades de Jama, Pedernales y San José de Chamanga. Siguiendo lo recomendado el Manual de Evaluación para

puentes (MBE) de la AASHTO (2020), el comportamiento y seguridad del puente fue evaluado desde el punto de vista estructural y funcional en base a inspección visual, procedimientos analíticos y numéricos a cada uno de sus elementos, lo que permitió diagnosticar su situación actual, garantizar un desempeño adecuado y seguridad del proyecto, así como detectar sus deficiencias. Un grupo de profesores de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la Escuela Politécnica Nacional visitó a Pedernales, Bahía de Caráquez y Manta después del sismo del 2016, observándose en el recorrido la necesidad de realizar un análisis y evaluación estructural de este tipo de puentes, ya que se observó el fallo de algunos de los elementos en algunos puentes de la red vial costera del país, tal como pilas y daños menores en la superestructura reduciendo su capacidad real de resistencia.

El puente sobre el río Vite, con sus 50.1 metros de longitud finalizó su construcción en el año 1986, presentando filosofías de diseño diferentes a los propuestos por los códigos actuales, cuyas especificaciones, tanto en construcción, como en diseño incluídas las cargas, no consideraban la magnitud de los posibles peligros actuales. Los métodos de fiabilidad estructural, descritos en el MBE de la AASHTO (2020), contienen un sistema racional y flexible de evaluación y verificación de la estabilidad estructural de los puentes existentes frente a todas las situaciones a las cuales se encuentran inmersos. El análisis planteado se fundamentó en investigaciones y recopilación de información proveniente de la normativa impuesta por el Ministerio de Transporte de Obras Públicas del Ecuador (MTOP) y la Normativa Ecuatoriana Vial (NEVI, 2013), aplicando una adaptación de la norma AASHTO (2020) a las condiciones que se encuentran en el Ecuador, por ello, para fines de evaluación estructural de puentes, se sugiere la utilización de los métodos de análisis de capacidad de carga propuestos por la AASHTO en el MBE. La metodología aplicada es la evaluación por factor de carga y resistencia (Load and Resistance Factor Rating, LRFR).

El primer proceso de evaluación del puente se analiza su capacidad con carga de diseño y se desarrolla con las cargas y especificaciones de diseño aplicadas al puente en su condición actual, evaluando la vulnerabilidad de la estructura; para lo cual se establecen dos niveles de evaluación. El primero es el Nivel de Inventario que consiste en un análisis de la estructura en función de sus especificaciones y factores de diseño

habituales, tomando en consideración sus condiciones actuales como el deterioro de los elementos y la pérdida de secciones transversales de los elementos. El segundo es el Nivel de Operación que consiste en determinar la máxima carga vehicular que puede resistir la estructura del puente y en función de los resultados técnicos de esta evaluación se establecerán las restricciones de tráfico, pudiendo la vida útil del puente ser mermada si no se cumple con las restricciones de tráfico o podría ser reforzado. Al segundo procedimiento de evaluación se recurre si el puente no aprueba el nivel de evaluación de carga de diseño en el Nivel de inventario. (AASHTO, 2020). En cuanto a la evaluación sísmica se planteó un análisis No Lineal con siete Grados de Libertad laterales, que se basó en la filosofía de diseño de la Normativa AASHTO, la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015) y requerimientos mínimos de cálculo para diseño sismo-resistente; previniendo el colapso del puente ante la posibilidad de sismos con la misma o mayor intensidad, estableciendo elevados niveles de fiabilidad, seguridad y estabilidad. También se tomó en consideración los criterios presentados por Gombosuren et al. (2022), Wei et al. (2022) y Arroyo et al. (2021).

Para el efecto se describen en la norma AASHTO (2020) diversas cargas que influyeron en la evaluación estructural, las cuales están basadas en el tipo de puente, tipo de vehículo que circulará, carga peatonal, carga en bordillos, carga por sismo, entre otras; cuyas especificaciones de diseño son actualmente requeridas (Borja & Taipe, 2017). Para las cargas muertas se utilizó lo planteado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción Cargas Generales NEC-SE-CG (2024).

2. Metodología

2.1 Patologías en Puentes

El continuo uso de un puente, factores climáticos, movimientos sísmicos, asentamientos y la antigüedad de la estructura, producen patologías que se manifiestan a través del tiempo, por tanto, solicitan de un mantenimiento recurrente con el fin de conservar en buen estado y verificar el funcionamiento para el cual fue construido. A continuación, se menciona los principales antecedentes de patologías presentes en puentes:

- Grietas y Fisuras
- Deterioro del Hormigón
- Cimentaciones Socavadas
- Pilas Erosionadas
- Muros y Estribos con Deslizamientos
- Fallos en los Apoyos
- Fallo en las Juntas

2.2 Partes Constitutivas de un Puente

Los componentes que forman parte portante de un puente se muestran en la Figura 1. Generalmente se clasifican en superestructura y subestructura.

- Superestructura: Consiste en términos generales de: tablero o parte que soporta directamente las cargas y las armaduras, constituidas por vigas, cables, o bóvedas, capas de rodadura, aceras, arcos, entre otros; que se encargan de transmitir las cargas del tablero a las pilas y los estribos.

Figura 1

Componentes de un puente



1) Superficie de rodadura

2) Junta de dilatación

3) Bordillo

4) Baranda

5) Cono y taludes

6) Aleta

7a) Estribo con cimentación

7b) Estribo con cimentación superficial

8a) Pila con cimentación profunda

8b) Pila con cimentación superficial

9) Apoyos en estribos

10) Losa

11) Vigas principales

12) Cauce

13) Pedestal

14) Pilotes

15) Dado

16) Terraplén de acceso

- b. Infraestructura: También llamada subestructura de un puente está formada por estribos o pilares extremos (muros de contención en los costados), las pilas o columnas intermedias y los cimientos, que forman la base de ambos cuya función es soportar a la superestructura.

Además, también existen elementos intermedios o aparatos de apoyo entre la superestructura y la infraestructura, consideradas como partes accesorias que son de vital importancia para su correcto funcionamiento (Muñoz, 2021).

2.3 Puente sobre el Río Vite

Todos los elementos estructurales del puente están contruidos de hormigón armado con una resistencia a compresión de $f'c=21$ MPa y de acero de refuerzo con $f_y=420$ MPa. Se tiene una longitud total de 50.1 m, formado por tres tableros continuos de 10.8 m, 28.5 m y 10.8 m.

La superestructura tiene una calzada con 8.5 m de ancho en donde se incluye un carril de circulación en cada sentido de 4.25 m, y dos veredas peatonales de 0.75 m, sumando un total de 10 m de ancho, y una losa de 17 cm.

La subestructura está compuesta por estribos abiertos y pilas tipo pórtico, con vigas cabezal “L” con trabas sísmicas. Una foto con una vista lateral de este puente se muestra en la Figura 2.

Figura 2

Vista en elevación frontal del Puente



2.4 Capacidad de Carga

La verificación por capacidad de carga es un procedimiento estandarizado que tiene por objeto evaluar la capacidad de los elementos portantes de un puente, siendo capaz de soportar predeterminadas cargas de servicio, considerando como factor principal la carga viva vehicular. Se fundamenta en las condiciones estructurales existentes, las propiedades de los materiales, las cargas y las características de tráfico. La variación de las condiciones iniciales de un puente se genera a causa de factores antrópicos o naturales, intervenciones en la superestructura debido a ampliación o mantenimiento, sobrecarga vehicular; así como reformas en especificaciones y normativas de diseño. Para mantener esta capacidad, se supone que el puente está sujeto a inspecciones a intervalos regulares y así se pueda evitar el deterioro del material, así como los componentes del puente (AASHTO MBE, 2020).

Los procedimientos para evaluar la capacidad de carga en puentes de hormigón se basan en la suposición de que la construcción y los materiales son de buena calidad por lo que no hay pérdida significativa de resistencia del diseño del material, o cuando se justifica, mediante la realización de pruebas de resistencia y de ser necesario considerar cualquier reducción en la sección debido al deterioro.

El Manual de Evaluación para puentes de la AASHTO (2020) propone tres métodos de evaluación desarrollados en relación a metodologías de evaluación de puentes existentes publicadas por la propia AASHTO. Estos se mencionan a continuación:

- Método de evaluación por Capacidad de Esfuerzos Admisibles (ASR, Allowable Stress Rating).
- Método de evaluación por Capacidad de Factores de Carga (LFR, Load Factor Rating).
- Método de evaluación por Capacidad de Factores de Carga y Resistencia (LRFR, Load and Resistance Factor Rating)

2.5 Factor de Capacidad

El Factor de Capacidad (RF) es un coeficiente que caracteriza la disposición de un elemento o componente de la estructura de un puente

para resistir una carga, que dependiendo de su valor específico, proporciona una base para establecer una carga máxima segura vehicular, de tal manera que pueda estar en capacidad de establecer restricciones de tráfico, permisos especiales de tránsito, e inclusive de ser necesario se plantee un reforzamiento u otras medidas con el fin de garantizar la estabilidad del puente. Para la obtención compacta del Factor de Capacidad para la calificación de un puente se utiliza la ecuación general de capacidad de carga, donde las variables y los factores de carga y resistencia difieren para cada uno de sus elementos de acuerdo a la metodología planteada. El valor de RF varía alrededor de 1.0, donde, si $RF \geq 1$, el margen de seguridad es apropiado, caso contrario si $RF < 1$ la estructura no satisface el nivel de evaluación por lo que es necesario tomar medidas correctivas para garantizar su desempeño (AASHTO MBE, 2020).

A partir de las condiciones presentes en el puente, se pueden obtener una gran gama de valores de “RF”, dependiendo de la metodología empleada, así como del enfoque utilizado al realizar el análisis por capacidad de carga. Con los recientes avances en el diseño por Factores de Carga y Resistencia se intenta aportar estándares de seguridad más confiables en términos de índices de fiabilidad estructural.

La capacidad de carga generalmente se expresa como un Factor de Capacidad para un modelo de carga viva particular, utilizando la ecuación de capacidad de carga general. En el LRFR, el procedimiento de evaluación se lleva a cabo en cada estado límite aplicable y en el efecto de carga con el valor más bajo que determina el factor de evaluación para el respectivo control. La ecuación (1) se usa para obtener la capacidad de carga de cada elemento y conexión sometida a un solo efecto de resistencia. De igual forma las ecuaciones (2)-(4) permiten el cálculo de términos necesarios para usar la ecuación (1)

$$RF = \frac{C - (y_{DC})(D_C) - (y_{DW})(D_W) \pm (y_p)(P)}{(y_{LL})(L_L + I_M)} \quad (1)$$

Para los estados de límite de resistencia:

$$C = \varphi_C \cdot \varphi_S \cdot \varphi \cdot R_n \quad (2)$$

Aplicando el límite inferior:

$$\varphi_C \cdot \varphi_S \geq 0.85 \quad (3)$$

Para los Estados Límite de Servicio:

$$C = f_R \quad (4)$$

Donde:

RF = Factor de Capacidad

C = Capacidad nominal del miembro

f_R = Esfuerzo Admisible especificado en el código.

R_n = Resistencia nominal del miembro

D_c = Efecto de carga muerta debido al peso propio de los elementos estructurales y no estructurales.

D_w = Efecto de carga muerta debido a la superficie de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

P = Cargas permanentes que no sean cargas muertas.

L_L = Sobre carga vehicular.

I_M = Incremento por carga vehicular dinámica.

Y_{DC} = Factor de carga para componentes estructurales y accesorios.

Y_{DW} = Factor de carga para superficie de desgaste y utilitarios.

Y_P = Factor de carga para cargas permanentes distintas a cargas muertas.

φ_C = Factor de condición.

φ_S = Factor de sistema.

φ = Factor de resistencia.

2.6 Cargas de Evaluación

Para realizar la evaluación de puentes aplicando los métodos descritos en el manual se toma en cuenta únicamente las cargas permanentes y las cargas transitorias (AASHTO MBE, 2020). Dentro del MBE se encuentra que para realizar la evaluación de la estructura los métodos a usar no incluyen cargas de orígenes extremos como colisiones, inundaciones, incendios; debido a que estos incidentes generan fuerza de alta magnitud con probabilidad de ocurrencia muy baja, pero de ser necesario se deberán incluir en el análisis con la apropiada justificación.

Las cargas permanentes o muertas son todas aquellas cargas que actúan durante la vida útil del puente, sin variación en el tiempo. Entre las cuales se tiene:

- Carga muerta de los miembros estructurales y accesorios no estructurales (DC)
- Carga muerta de las superficies de rodadura e instalaciones para servicios públicos (DW)
- Sobrecarga del suelo (ES)
- Empuje horizontal propio del suelo (EH)
- Empuje vertical causado por el peso propio del suelo de relleno (EV)
- Tensiones residuales (EL)
- Fricción negativa (DD)

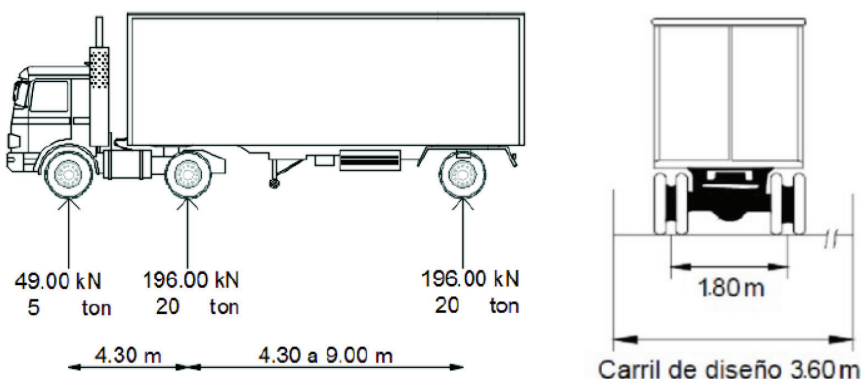
Las cargas transitorias son aquellas cargas cuya magnitud y/o posición varían a lo largo de la vida útil del puente. Se mencionan a continuación:

- Fuerza de frenado de vehículos (BR)
- Fuerza de colisión de vehículos (CT)
- Incremento por carga vehicular dinámica (IM)
- Sobrecarga vehicular (LL)
- Sobrecarga viva (LS)
- Sobrecarga peatonal (PL)
- Asentamientos (SE)
- Sismo (EQ)
- Carga hidráulica y presión del flujo de agua (WA)
- Fluencia lenta (CR)

La especificación para carga viva empleada en la metodología de evaluación por capacidad es el camión estándar HS-MTOP, el cual se corresponde con las características del Ecuador. Debido a factores directamente relacionados al aumento y evolución del parque automotor, el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP) sugiere la utilización de un camión con un incremento aproximado del 37,8% del camión de diseño de la AASHTO. Este consiste en un camión tractor con semi-remolque de tres ejes, donde la separación de los ejes del tractor es 4.30 metros y la separación con el eje del remolque se considera variable, ya que este parámetro cambia según los camiones actuales, teniendo una separación mínima de 4.30 metros y una máxima de 9 metros. La carga

Figura 3

Camión de Diseño HS-MTOP



en el eje delantero es igual a 49 kN y en cada eje trasero es igual a 196 kN. En la figura 3 se muestran las cargas asociadas al vehículo y la separación entre ellas.

La carga de carril de diseño se considera una carga uniformemente distribuida a lo largo del carril de tránsito vehicular, ocupando un ancho de faja igual a 3.0 metros. El valor de esta carga es 9.3 kN/m. El tándem de diseño está formado por la carga de dos ejes con 125 kN cada uno, con una separación de 1.20 metros longitudinalmente. Transversalmente, la separación entre las ruedas de cada eje es de 1.80 metros.

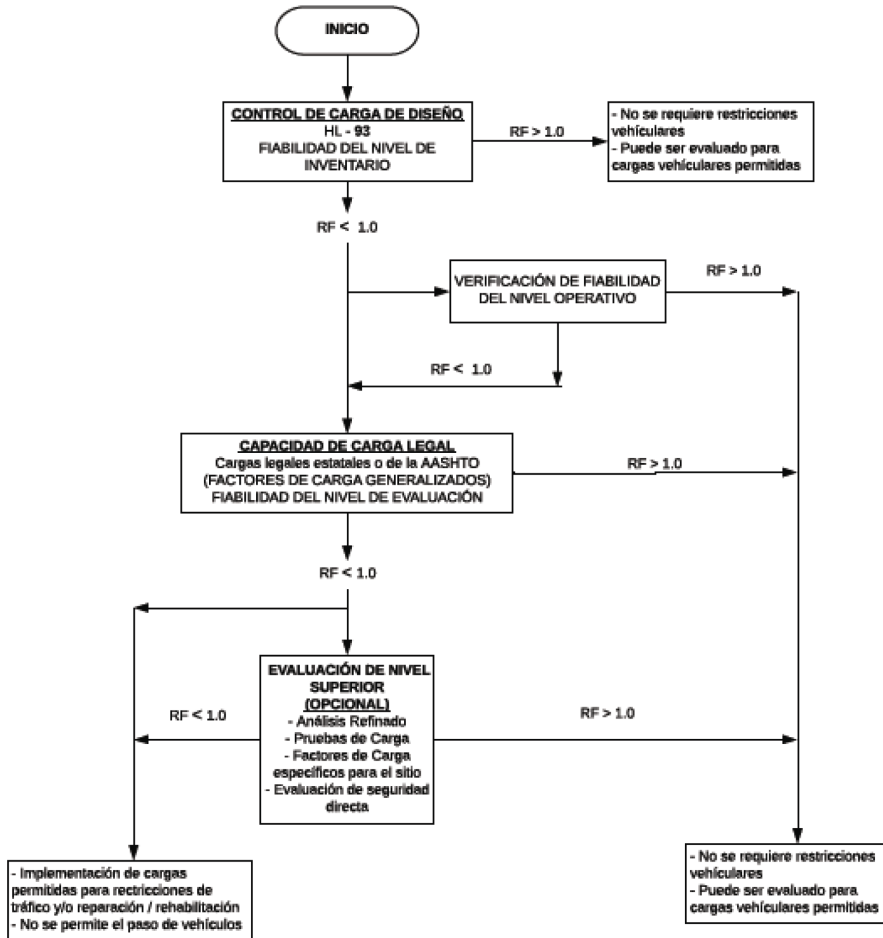
2.7 Procesos de Análisis de la Metodología LRFR

El método LRFR implementa un enfoque por los niveles de evaluación de la capacidad de carga como se describe en el Diagrama de Flujo en la Figura 4 (AASHTO MBE, 2020).

El LRFR propone procedimientos para la capacidad de carga cuando un puente no supere la verificación de carga de diseño inicial. Se proporcionan los factores de carga que se aplicarán a las cargas legales de la AASHTO, así como las combinaciones de estados límites que se evaluarán para diferentes tipos de puentes.

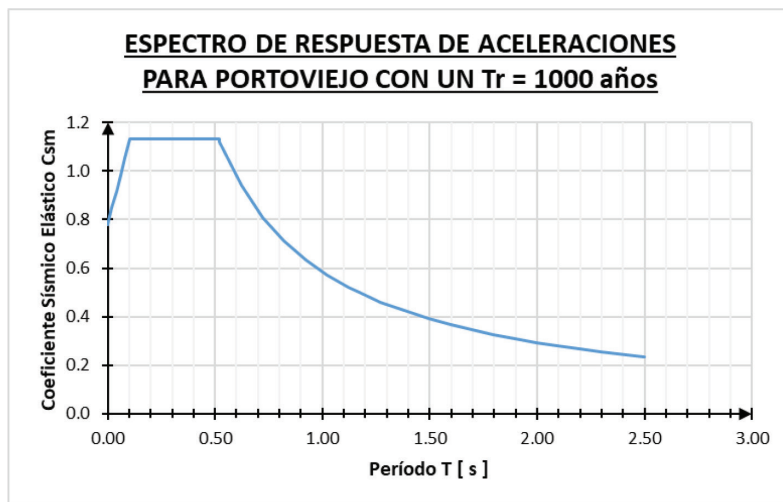
Figura 4

Diagrama de Flujo de Metodología LRFR



2.8 Combinaciones y Factores de Carga

Las combinaciones aplicables de solicitaciones extremas se aplicaron tal como se especifique en cada uno de los estados límites como se describe en la AASHTO. El factor de sobrecarga γ_{EQ} en la combinación de evento extremo I se deberá determinar en base a las características específicas de cada proyecto y podría ser razonable un valor de $\gamma_{EQ} = 0.5$ para un amplio rango de valores de tráfico. Los factores de carga γ_{TG} y γ_{SE} se deben adoptar en base a las características específicas de cada proyecto;

Figura 5*Espectro de Aceleración de Portoviejo (periodo de retorno de 1000 años)*

γ_{TG} se puede tomar como 0 en el caso de no existir información para estados límites de Resistencia y Evento Extremo, se puede tomar como 1 para estado límite de Servicio cuando no se considera la sobrecarga y 0.5 para el estado límite de servicio cuando se considera la sobrecarga; γ_{SE} se puede tomar como 1 si no existe información.

2.9 Espectro de Aceleración de Respuesta para Portoviejo

Para elaborar el espectro de aceleración de respuesta se recurrió a las curvas de peligro sísmico de la NEC-SE-DS (2015), con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, el período de retorno es de 475 años con el 5% de amortiguamiento requerido. En la figura 5 se muestra el Espectro de aceleración de Portoviejo.

3. Resultados y discusión

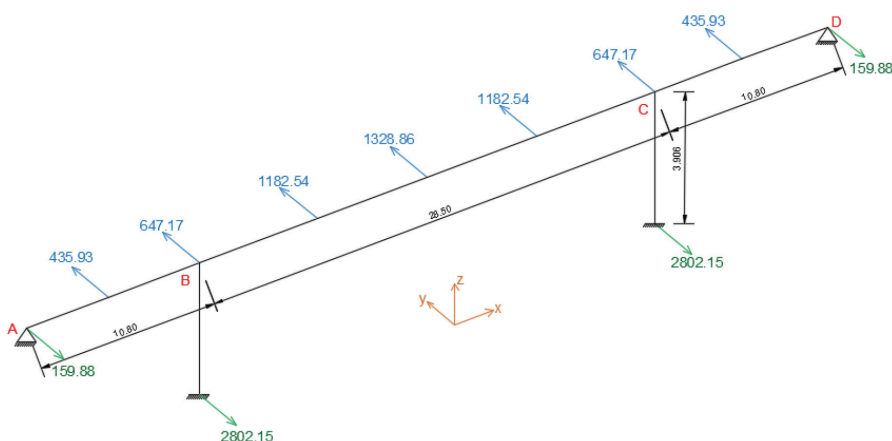
Se realizó la revisión de los momentos por cargas a flexión y esfuerzos cortantes que están actuando en el puente sobre el río Vite según la norma AASHTO y el armado estructural de elementos que componen el puente. La información que se va a suministrar a continuación se halló en los planos estructurales del puente de 1986 proporcionados por el

Ministerio de transporte y obras públicas. Para la superestructura se procedió a realizar la revisión del tablero, las vigas principales en forma de “T”, diafragmas y la losa en voladizo del puente, que posee dos carriles de circulación. Se consideraron los respectivos agrietamientos para cada uno de estos elementos estructurales.

Para la subestructura se evaluaron los elementos de pila de sección circular (3 miembros) y los estribos abiertos de sección cuadrada (4 miembros), además se realizó el cálculo de sus elementos de apoyo tipo “L”. El MBE recomienda realizar el análisis en el sentido en el que se considere que la estabilidad de la estructura puede estar comprometida, por tanto, se consideró que para las pilas se evaluará únicamente en el sentido transversal al pórtico y para los estribos en sentido longitudinal al mismo. De igual manera, se consideran los valores afectados por agrietamiento en los elementos portantes. Para la consideración de las fuerzas sísmicas transversales se tuvo en cuenta la importancia del puente, y por ende la necesidad de una investigación más completa, realizándose el análisis mediante el método elástico multimodal, el cual considera el aporte de los modos secundarios de vibración de un puente. Se consideró una estructura con 16 grados de libertad (GDL), condensándola a una matriz de rigidez K en los 7 GDL laterales, siendo los que interesan para el análisis de estabilidad. A partir de ahí se tuvo como resultado las fuerzas sísmicas para pilas y estribos tal como se observan en la Figura 6. En la misma las fuerzas están en kN y las distancias en metros.

Figura 6

Representación de Fuerzas presentes en cada GDL



3.1 Estribos

Se procedió a comprobar que el estribo pase el chequeo por volcamiento y para esto se verificó que la excentricidad proveniente de la resultante (e) sea menor que la excentricidad máxima ($e_{\text{máx}}$) en cada uno de los estados límites, tal como se observa en la Tabla 1.

El chequeo del deslizamiento del estribo se realizó en la base del mismo. Para el efecto se comprobó que la fuerza resistente (R_R) sea mayor que fuerza resultante actuante (H). En la tabla 2 se muestra el chequeo del deslizamiento.

Tabla 1
Chequeo al volcamiento del estribo

					A	B	A ≤ B
ESTADO LIMITE	V [kN]	M _v [kN • m]	M _h [kN • m]	X _o [m]	e [m]	e _{max} [m]	
Resistencia I (a)	1331.87	1804.60	1037.45	0.58	0.57	0.77	OK!
Resistencia I (b)	1495.46	2073.94	1037.45	0.69	0.45	0.77	OK!
Extremo I (a)	984.94	1433.41	1888.07	-0.46	0.68	0.92	OK!
Extremo I (b)	1148.52	1702.76	1888.07	-0.16	0.98	0.92	NO CUMPLE!

Tabla 2
Chequeo al deslizamiento del estribo

	Resistente		Actuante	Actuante
ESTADO LIMITE	V [kN]	R _R [kN]	H [kN]	< Resistente
Resistencia I (a)	1331.87	630.65	433.98	OK!
Resistencia I (b)	1495.46	697.72	433.98	OK!
Extremo I (a)	984.94	488.41	722.38	NO CUMPLE!
Extremo I (b)	1148.52	555.48	722.38	NO CUMPLE!

3.2 Revisión de la capacidad resistente según los Planos Estructurales

Con el fin de obtener con mayor facilidad las fuerzas cortantes, los momentos flexionantes y las deformaciones de la superestructura se realizó un modelo estructural que permitió definir el comportamiento estructural del puente ante los diferentes estados de carga aplicados en su evaluación. Este modelo se realizó en el software CSI Bridge y se muestra en la Figura 7.

Se presentarán cuadros comparativos en los que se muestren los resultados obtenidos con la metodología de la Norma AASHTO, que representará las solicitaciones a las que se encuentra sometida la estructura debido a la acción de cargas estáticas y dinámicas propias y ajenas al puente; en comparación con la configuración y geometría de las secciones armadas según los planos de su construcción, que a su vez representarán la capacidad resistente de la estructura para cada uno de los elementos estructurales en análisis. Cabe mencionar que, para la verificación de los elementos de la superestructura, así como los elementos de apoyo predomina el Estado Límite de Resistencia I, mientras que para elementos como Pilas y Estribos prevalece el análisis mediante el Estado Límite Extremo I (sismo actuante). Para esta verificación de resistencia, en caso de ser inferior la capacidad resistente a la solicitud actuante a la que será sometido, se dice que el elemento en cuestión no es capaz soportar las cargas de diseño y es necesario una intervención en el mismo, tal como se puede observar en la Tabla 3 para momentos y la Tabla 4 para esfuerzos cortantes.

Figura 7

Modelo estructural de puente sobre el río Vite

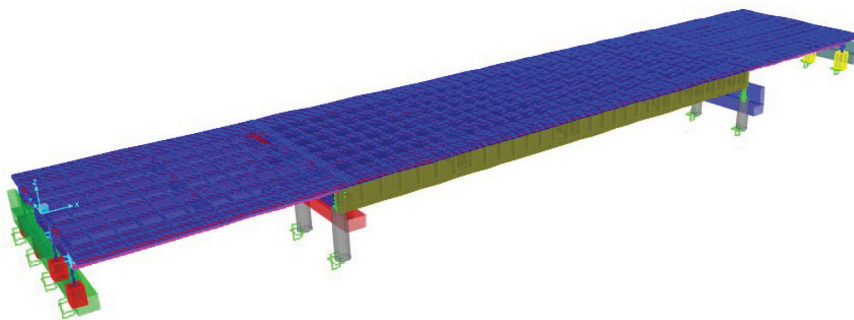


Tabla 3
Comparacion de momentos ultimos resistentes y momentos ultimos actuantes

ELEMENTO ESTRUCTURAL	AASHTO LRFD	PLAN OS MTOP	
	Mu		
	[kN • m]		
TABLERO DE 28.5 [m]	Actúa	Resiste	
LOSA	64.75	39.05	NO CUMPLE!
VIGA PRINCIPAL INTERIOR	9206.79	6856.83	NO CUMPLE!
VIGA PRINCIPAL EXTERIOR	9794.24	6856.83	NO CUMPLE!
DIAFRAGMA INTERIOR	128.85	298.86	OK!
DIAFRAGMA DE APOYO	132.00	746.62	OK!
LOSA EN VOLADIZO	15.00	41.50	OK!
TABLERO DE 10.8 [m]	Actúa	Resiste	
LOSA	64.75	39.05	NO CUMPLE!
VIGA PRINCIPAL INTERIOR	1660.70	1149.90	NO CUMPLE!
VIGA PRINCIPAL EXTERIOR	1744.91	1149.90	NOCUMPLE!
DIAFRAGMA INTERIOR	128.25	132.28	OK!
DIAFRAGMA DE APOYO	127.50	80.58	NOCUMPLE!
LOSA EN VOLADIZO	15.00	41.50	OK!
SUBESTRUCTURA	Actúa	Resiste	
VIGA DE APOYO PILA (Tablero 28.5 m)	582.87	675.76	OK!
VIGA DE APOYO PILA (Tablero 10.8 m)	396.11	2086.61	OK!
PILA	1768.12	588.50	NO CUMPLE!
VIGA APOYO ESTRIBO	268.13	564.17	OK!
ESTRIBOS	1303.76	456.31	NO CUMPLE!

Tabla 4

Comparacion de esfuerzos cortantes resistentes y esfuerzos cortantes actuantes

	AASHTO LRFD	PLANOS MTOP	
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Vu [kN]	Vr [kN]	
TABLERO DE 28.5 [m]	Actúa	Resiste	
VIGA PRINCIPAL INTERIOR	1348.56	1563.01	OK!
VIGA PRINCIPAL EXTERIOR	1377.25	1563.01	OK!
DIAFRAGMA INTERIOR	190.03	522.61	OK!
DIAFRAGMA DE APOYO	91.62	849.72	OK!
TABLERO DE 10.8 [m]	Actúa	Resiste	
VIGA PRINCIPAL INTERIOR	738.42	940.32	OK!
VIGA PRINCIPAL EXTERIOR	820.29	940.32	OK!
DIAFRAGMA INTERIOR	231.77	293.72	OK!
DIAFRAGMA DE APOYO	161.35	70.12	NO CUMPLE!
SUBESTRUCTURA	Actúa	Resiste	
VIGA DE APOYO PILA (Tablero 28.5 m)	i 1662.82	1813.51	OK!
VIGA DE APOYO PILA (Tablero 10.8 m)	945.24	1050.30	OK!
PILA	1069.64	541.04	NO CUMPLE!
VIGA APOYO ESTRIBO	945.24	1879.98	OK!
E STR 1 BOS	1401.89	467.39	NO CUMPLE!

El análisis por capacidad de carga se realizó mediante el método de evaluación por capacidad con factores de carga y resistencia (LRFR) debido a que en la actualidad es la metodología más completa y mayormente solicitada por las autoridades como especificación de calificación. Para garantizar el buen funcionamiento del puente debe cumplirse para cada Estado Límite que el factor de capacidad (RF) en los miembros estructurales sea mayor o igual a 1 ($RF \geq 1$) tanto en el nivel de operación, como en nivel de inventario.

El Manual para la Evaluación de Puentes recomienda que, si el factor de capacidad es menor a 1, el puente debe ser intervenido ya sea reforzando a la estructura o restringiendo el tráfico vehicular, sin embargo, este puente al ser de gran importancia para el transporte de productos en la costa ecuatoriana se ha optado por sugerir la opción de reforzar el puente que atraviesa el río Vite para corregir el factor de capacidad que ahora es menor a 1, tal como se observa en las Tablas 6-11, tanto para los elementos de la superestructura como para la subestructura.

5. Conclusiones

En la fase de inspección visual se evidenció un deterioro aceptable, causado principalmente debido a la acción de factores naturales y ambientales, en tanto elementos de la superestructura como la subestructura; razón por la cual la capacidad portante del puente no se consideró afectada. El Manual de Evaluación para puentes de la AASHTO presenta ciertas metodologías a usar en la verificación, sin embargo, el presente estudio considero al Método LRFR el más completo (estadístico) y conveniente para el caso de estudio, teniendo en cuenta las cargas y criterios de diseño, así como estado actual del puente de tal manera que se brinde un nivel de serviciabilidad y seguridad con menor rango de incertidumbre.

Las patologías sobresalientes presentes en los elementos constitutivos del puente fueron: acero de refuerzo expuesto en ciertos elementos, nidos de piedras y cavidades, pequeñas fisuras y agrietamiento en diafragmas y pilas. La aplicación de la metodología de evaluación LRFR del Manual de Evaluación para puentes, combinada con la adaptación de cargas de diseño del camión HS-MTOP, proporciona un amplio rango de seguridad, ya que su implementación considera sobrecargas mayores a las normales de diseño.

El índice de calificación o factor de capacidad “RF”, planteado por el Manual de Evaluación para puentes para evaluar la capacidad de carga, permitió determinar la condición real del puente, teniendo en cuenta factores cualitativos y cuantitativos considerados en los distintos niveles de evaluación. Mediante la aplicación del método LRFR se ajusta la verificación a tan solo dos niveles de evaluación: capacidad para cargas de diseño y capacidad para cargas permitidas; despreciando el análisis por capacidad para carga legal, ya que los factores de carga se han calibrado

Tabla 6

Factor de capacidad de carga para el Estado Limite de Resistencia I para vigas exteriores (Izquierda- Derecha) por fuerza cortante

EVALUACIÓN DE CAPACIDAD PARA LAS VIGAS EXTERIORES A FUERZA CORTANTE							
PUENTE	Layout	line distance	Corte VDC (kN)	Corte VDW (kN)	V (LL+IM) (kN)	Capacidad Nominal	RF (INVENTARIO)
	0	m	-92.104	-8.91	13.27	940.32	OK 52.05
	2.7	m	-52.317	-8.91	13.27	940.32	OK 49.28
	2.7	m	-42.458	-3.42	76.57	940.32	OK 8.34
	5.4	m	-2.670	-3.42	76.57	940.32	OK 7.86
	5.4	m	7.533	3.64	166.74	940.32	OK 3.51
TABLERO_1	8.0375	m	46.399	3.64	166.74	940.32	OK 3.29
	8.0375	m	56.892	9.01	298.89	940.32	OK 1.78
	10.675	m	95.758	9.01	298.89	940.32	OK 1.66
	10.675	m	0.006	0.08	10.53	940.32	OK 56.57
	10.8	m	1.848	0.08	10.53	940.32	OK 56.41
	10.8	m	0.00	0.14	5.07	1563.01	OK 195.33
	10.975	m	4.26	0.14	5.07	1563.01	OK 194.55
TABLERO_2	10.975	m	-406.86	-30.39	31.62	1563.01	OK 44.29
	13.29167	m	-350.53	-30.39	31.62	1563.01	OK 42.64
	13.29167	m	-340.98	-25.80	49.76	1563.01	OK 26.82

(continuada)

Tabla 6

Factor de capacidad de carga para el Estado Limite de Resistencia I para vigas exteriores (Izquierda- Derecha) por fuerza cortante
(continuada)

PUENTE	EVALUACIÓN DE CAPACIDAD PARA LAS VIGAS EXTERIORES A FUERZA CORTANTE									
	Layout line distance	Corte VDC (kN)	Corte VDW (kN)	V (LL+IM) (kN)	Capacidad Nominal	RF (OPERACIÓN)	RF (INVENTARIO)			
	15.60833	m	-284.66	-25.80	49.76	1563.01	19.88	OK	25.77	OK
	15.60833	m	-275.54	-21.23	76.20	1563.01	12.84	OK	16.65	OK
	17.925	m	-219.22	-21.23	76.20	1563.01	12.32	OK	15.96	OK
	17.925	m	-195.45	-13.05	99.68	1563.01	9.17	OK	11.89	OK
	20.3	m	-137.71	-13.05	99.68	1563.01	8.76	OK	11.36	OK
	20.3	m	-129.07	-8.41	147.45	1563.01	5.85	OK	7.59	OK
	22.675	m	-71.33	-8.41	147.45	1563.01	5.57	OK	7.22	OK
	22.675	m	-62.70	-3.77	199.89	1563.01	4.06	OK	5.26	OK
	25.05	m	-4.96	-3.77	199.89	1563.01	3.85	OK	5.00	OK
	25.05	m	5.04	3.77	239.43	1563.01	3.16	OK	4.10	OK
	27.425	m	62.78	3.77	239.43	1563.01	2.99	OK	3.87	OK
	27.425	m	71.41	8.41	293.94	1563.01	2.40	OK	3.11	OK
	29.8	m	129.15	8.41	293.94	1563.01	2.26	OK	2.93	OK
	29.8	m	137.79	13.06	351.84	1563.01	1.86	OK	2.41	OK
	32.175	m	195.53	13.06	351.84	1563.01	1.74	OK	2.26	OK
	32.175	m	218.85	21.09	413.45	1563.01	1.43	OK	1.85	OK
	34.49167	m	275.18	21.09	413.45	1563.01	1.33	OK	1.72	OK
	34.49167	m	284.26	25.65	478.09	1563.01	1.13	OK	1.46	OK

EVALUACIÓN DE CAPACIDAD PARA LAS VIGAS EXTERIORES A FUERZA CORTANTE								
PUENTE	Layout line distance	Corte VDC (kN)	Corte VDW (kN)	V (LL+IM) (kN)	Capacidad Nominal	RF (OPERACIÓN)	RF (INVENTARIO)	
TABLERO_3	36.80833	m	340.58	25.65	478.09	1563.01	1.04 OK	1.35 OK
	36.80833	m	350.08	30.23	548.34	1563.01	0.89 FALLA	1.15 OK
	39.125	m	406.40	30.23	548.34	1563.01	0.82 FALLA	1.06 OK
	39.125	m	-4.26	-0.15	5.97	1563.01	128.40 OK	166.45 OK
	39.3	m	-0.01	-0.15	5.97	1563.01	127.89 OK	165.79 OK
	39.3	m	-1.769	-0.06	6.69	940.32	68.87 OK	88.27 OK
	39.425	m	0.073	-0.06	6.69	940.32	68.67 OK	88.02 OK
	39.425	m	-95.495	-8.97	21.40	940.32	25.01 OK	31.42 OK
	42.0625	m	-56.629	-8.97	21.40	940.32	23.72 OK	29.74 OK
	42.0625	m	-46.239	-3.61	68.34	940.32	7.25 OK	8.40 OK
	44.7	m	-7.373	-3.61	68.34	940.32	6.84 OK	7.87 OK
	44.7	m	2.655	3.42	147.12	940.32	3.09 OK	3.01 OK
	47.4	m	42.442	3.42	147.12	940.32	2.90 OK	2.76 OK
	47.4	m	52.295	8.91	271.25	940.32	1.53 OK	0.98 FALLA
50.1	m	92.082	8.91	271.25	940.32	1.42 OK	0.84 FALLA	

Tabla 7

Factor de capacidad de carga para el Estado Limite de Resistencia I para vigas exteriores por momento flexionante

EVALUACIÓN DE CAPACIDAD PARA LAS VIGAS EXTERIORES POR MOMENTO FLEXIONANTE							
PUENTE	Layout	line distance	Momento MDC (kN)	Momento VDW (kN)	M (LL+IM)	Capacidad Nominal	RF (INVENTARIO)
	0	m	0.000	0.05	20.04	1149.90	28.03 OK 36.33 OK
	2.7	m	193.337	24.12	709.33	1149.90	0.57 FALLA 0.74 FALLA
	2.7	m	190.665	24.02	703.47	1149.90	0.58 FALLA 0.75 FALLA
	5.4	m	251.587	33.24	837.48	1149.90	0.42 FALLA 0.55 FALLA
	5.4	m	252.023	33.20	837.18	1149.90	0.42 FALLA 0.55 FALLA
	8.0375	m	180.901	23.61	679.40	1149.90	0.61 FALLA 0.79 FALLA
	8.0375	m	185.020	23.73	682.14	1149.90	0.60 FALLA 0.78 FALLA
	10.675	m	-16.286	-0.04	124.27	1149.90	4.61 OK 5.98 OK
	10.675	m	0.079	0.00	0.85	1149.90	662.36 OK 858.62 OK
	10.8	m	-0.037	-0.01	0.63	1149.90	888.70 OK 1152.02 OK
	10.8	m	0.34	0.03	3.99	6856.83	839.25 OK 1087.92 OK
	10.975	m	-0.04	0.00	3.14	6856.83	1067.65 OK 1383.99 OK
	10.975	m	-142.97	-8.90	443.88	6856.83	7.79 OK 10.10 OK
	13.29167	m	734.35	61.51	1078.60	6856.83	2.57 OK 3.33 OK
	13.29167	m	717.16	60.28	1057.91	6856.83	2.63 OK 3.41 OK
	15.60833	m	1441.86	120.05	1933.16	6856.83	1.15 OK 1.49 OK
	15.60833	m	1431.99	120.04	1926.11	6856.83	1.15 OK 1.50 OK
	17.925	m	2005.09	169.22	2636.47	6856.83	0.67 FALLA 0.87 FALLA
	17.925	m	1997.25	168.78	2616.96	6856.83	0.68 FALLA 0.88 FALLA
	20.3	m	2392.88	199.78	3062.73	6856.83	0.48 FALLA 0.62 FALLA
	20.3	m	2387.01	198.96	3049.71	6856.83	0.48 FALLA 0.63 FALLA
	22.675	m	2624.97	218.94	3336.93	6856.83	0.39 FALLA 0.50 FALLA
	22.675	m	2625.39	219.45	3342.75	6856.83	0.38 FALLA 0.50 FALLA

TABLERO_1

TABLERO_2

EVALUACIÓN DE CAPACIDAD PARA LAS VIGAS EXTERIORES POR MOMENTO FLEXIONANTE							
PUENTE	Layout line distance		Momento MDC (kN)	Momento VDW (kN)	M (LL+IM)	Capacidad Nominal	RF (INVENTARIO)
25.05	m	2705.73	228.41	3451.36	6856.83	0.35	FALLA
25.05	m	2705.78	228.41	3453.49	6856.83	0.35	FALLA
27.425	m	2625.25	219.44	3338.44	6856.83	0.39	FALLA
27.425	m	2624.91	218.92	3334.07	6856.83	0.39	FALLA
29.8	m	2386.76	198.94	3041.02	6856.83	0.48	FALLA
29.8	m	2392.68	199.72	3055.09	6856.83	0.48	FALLA
32.175	m	1996.86	168.71	2604.62	6856.83	0.68	FALLA
32.175	m	2004.82	169.11	2624.88	6856.83	0.68	FALLA
34.49167	m	1432.58	120.26	1915.90	6856.83	1.16	OK
34.49167	m	1442.35	120.20	1923.13	6856.83	1.15	OK
36.80833	m	718.57	60.79	1069.76	6856.83	2.60	OK
36.80833	m	735.22	61.92	1088.23	6856.83	2.55	OK
39.125	m	-141.03	-8.11	518.89	6856.83	6.66	OK
39.125	m	-0.03	0.00	3.18	6856.83	1054.34	OK
39.3	m	0.34	0.03	3.98	6856.83	842.54	OK
39.3	m	-0.057	-0.01	0.33	1149.90	1691.83	OK
39.425	m	0.049	0.00	0.82	1149.90	685.93	OK
39.425	m	-15.246	0.13	152.52	1149.90	3.75	OK
42.0625	m	185.367	23.79	684.82	1149.90	0.60	FALLA
42.0625	m	181.482	23.71	682.40	1149.90	0.60	FALLA
44.7	m	252.181	33.22	839.75	1149.90	0.42	FALLA
44.7	m	251.613	33.25	840.14	1149.90	0.42	FALLA
47.4	m	190.732	24.03	702.43	1149.90	0.58	FALLA
47.4	m	193.282	24.12	707.77	1149.90	0.57	FALLA
50.1	m	0.000	0.06	20.10	1149.90	27.95	OK
						35.23	OK

TABLERO_3

Tabla 8

Factor de capacidad de carga para el Estado Limite de Resistencia I para vigas interferes (Izquierda- Derecha) per fuerza cortante

EVALUACIÓN DE CAPACIDAD A LAS VIGAS INTERIORES A FUERZA CORTANTE										
PUENTE	Layout line distance		Corte VDC (kN)	Corte VDW (kN)	V (LL+IM) (kN)	Capacidad Nominal	RF (OPERACION)	RF (INVENTARIO)		
TABLERO_1	0	m	-83.496	-9.78	4.41	940.32	119.68	OK	155.14	OK
	2.7	m	-43.709	-9.78	4.41	940.32	112.23	OK	145.78	OK
	2.7	m	-44.847	-2.62	94.94	940.32	4.20	OK	5.74	OK
	5.4	m	-5.060	-2.62	94.94	940.32	3.90	OK	5.35	OK
	5.4	m	4.697	2.84	137.33	940.32	2.30	OK	3.28	OK
	8.0375	m	43.563	2.84	137.33	940.32	2.10	OK	3.02	OK
	8.0375	m	41.590	9.83	273.93	940.32	0.54	FALLA	0.99	FALLA
	10.675	m	80.456	9.83	273.93	940.32	0.44	FALLA	0.86	FALLA
	10.675	m	-3.891	-0.37	7.95	940.32	57.16	OK	74.39	OK
	10.8	m	-2.049	-0.37	7.95	940.32	56.99	OK	74.17	OK
	10.8	m	0.28	0.27	1.48	1563.01	516.43	OK	669.75	OK
	10.975	m	4.53	0.27	1.48	1563.01	514.37	OK	667.08	OK
TABLERO_2	10.975	m	-364.61	-30.16	8.80	1563.01	118.35	OK	153.71	OK
	13.29167	m	-308.28	-30.16	8.80	1563.01	113.78	OK	147.79	OK
	13.29167	m	-310.35	-23.89	60.04	1563.01	15.75	OK	20.72	OK
	15.60833	m	-254.03	-23.89	60.04	1563.01	15.08	OK	19.85	OK
	15.60833	m	-255.67	-17.60	123.86	1563.01	6.76	OK	9.06	OK
	17.925	m	-199.34	-17.60	123.86	1563.01	6.44	OK	8.64	OK
	17.925	m	-185.29	-14.78	77.60	1563.01	10.71	OK	14.18	OK
	20.3	m	-127.55	-14.78	77.60	1563.01	10.18	OK	13.49	OK
	20.3	m	-128.52	-8.29	138.91	1563.01	5.21	OK	7.05	OK
	22.675	m	-70.78	-8.29	138.91	1563.01	4.91	OK	6.66	OK
	22.675	m	-71.74	-1.80	224.74	1563.01	2.63	OK	3.71	OK

PUENTE	EVALUACIÓN DE CAPACIDAD A LAS VIGAS INTERIORES A FUERZA CORTANTE						
	Layout line distance	Corte VDC (kN)	Corte VDW (kN)	V (LL+IM) (kN)	Capacidad Nominal	RF (OPERACION)	RF (INVENTARIO)
25.05	m	-14.00	-1.80	224.74	1563.01	2.45	OK
25.05	m	13.92	1.79	201.69	1563.01	2.73	OK
27.425	m	71.66	1.79	201.69	1563.01	2.52	OK
27.425	m	70.70	8.29	268.34	1563.01	1.63	OK
29.8	m	128.45	8.29	268.34	1563.01	1.48	OK
29.8	m	127.47	14.78	348.96	1563.01	0.89	FALLA
32.175	m	185.21	14.78	348.96	1563.01	0.77	FALLA
32.175	m	199.71	17.75	340.92	1563.01	0.78	FALLA
34.49167	m	256.03	17.75	340.92	1563.01	0.66	FALLA
34.49167	m	254.43	24.04	408.42	1563.01	0.37	FALLA
36.80833	m	310.75	24.04	408.42	1563.01	0.28	FALLA
36.80833	m	308.74	30.32	492.09	1563.01	0.05	FALLA
39.125	m	365.07	30.32	492.09	1563.01	-0.03	FALLA
39.125	m	-4.53	-0.26	4.60	1563.01	165.62	OK
39.3	m	-0.27	-0.26	4.60	1563.01	164.96	OK
39.3	m	1.971	0.35	6.16	940.32	73.36	OK
39.425	m	3.813	0.35	6.16	940.32	73.15	OK
39.425	m	-80.719	-9.87	6.73	940.32	77.04	OK
42.0625	m	-41.853	-9.87	6.73	940.32	72.92	OK
42.0625	m	-43.723	-2.87	88.81	940.32	4.55	OK
44.7	m	-4.857	-2.87	88.81	940.32	4.24	OK
44.7	m	5.075	2.62	130.45	940.32	2.48	OK
47.4	m	44.862	2.62	130.45	940.32	2.26	OK
47.4	m	43.731	9.78	263.10	940.32	0.60	FALLA
50.1	m	83.518	9.78	263.10	940.32	0.49	FALLA

TABLERO_3

Tabla 9

Factor de capacidad de carga para el Estado Limite de Resistencia I para vigas interiores por momento flexionante

EVALUACION DE CAPACIDAD PARA LAS VIGAS INTERIORES POR MOMENTO FLEXIONANTE							
PUENTE	Layout	line distance	Momento MDC (kN)	Momento MDW (kN)	M (LL+IM)	Capacidad Nominal	RF (OPERACION) RF (INVENTARIO)
TABLERO 1	0	m	0.000	-0.05	16.31	1149.90	34.44 OK 44.64 OK
	2.7	m	175.130	26.34	700.96	1149.90	0.59 FALLA 0.77 FALLA
	2.7	m	177.802	26.44	700.30	1149.90	-0.41 FALLA -0.24 FALLA
	5.4	m	245.177	33.50	747.86	1149.90	-0.52 FALLA -0.38 FALLA
	5.4	m	244.741	33.54	747.78	1149.90	-0.52 FALLA -0.38 FALLA
	8.0375	m	181.098	26.05	682.42	1149.90	-0.40 FALLA -0.22 FALLA
	8.0375	m	176.979	25.93	684.54	1149.90	-0.40 FALLA -0.22 FALLA
	10.675	m	16.031	0.01	62.28	1149.90	7.84 OK 10.45 OK
	10.675	m	-0.335	-0.04	0.58	1149.90	966.61 OK 1253.30 OK
	10.8	m	0.037	0.01	1.00	1149.90	562.81 OK 729.86 OK
	10.8	m	-0.34	-0.03	1.04	6856.83	3230.40 OK 4187.85 OK
	10.975	m	-0.76	-0.08	1.00	6856.83	3365.82 OK 4363.39 OK
	10.975	m	-9.31	-3.14	116.75	6856.83	27.78 OK 36.30 OK
	13.29167	m	770.12	66.72	1074.53	6856.83	1.55 OK 2.31 OK
	13.29167	m	787.30	67.95	1083.75	6856.83	1.52 OK 2.26 OK
TABLERO 2	15.60833	m	1441.05	123.29	1846.90	6856.83	0.20 FALLA 0.55 FALLA
	15.60833	m	1450.92	123.30	1843.33	6856.83	0.20 FALLA 0.55 FALLA
	17.925	m	1977.97	164.08	2369.49	6856.83	-0.24 FALLA -0.02 FALLA
	17.925	m	1985.80	164.52	2379.28	6856.83	-0.25 FALLA -0.02 FALLA
	20.3	m	2357.31	199.62	2845.84	6856.83	-0.47 FALLA -0.32 FALLA
	20.3	m	2363.18	200.44	2861.12	6856.83	-0.48 FALLA -0.32 FALLA
	22.675	m	2599.86	220.13	3112.15	6856.83	-0.58 FALLA -0.46 FALLA
	22.675	m	2599.45	219.62	3103.56	6856.83	-0.58 FALLA -0.45 FALLA
	25.05	m	2701.26	223.88	3124.92	6856.83	-0.61 FALLA -0.49 FALLA

EVALUACION DE CAPACIDAD PARA LAS VIGAS INTERIORES POR MOMENTO FLEXIONANTE

PUENTE

PUENTE	Layout line distance		Momento MDC (kN)	Momento MDW (kN)	M (LL+IM)	Capacidad Nominal	RF (OPERACION)		RF (INVENTARIO)	
	25.05	m	2701.21	223.88	3125.42	6856.83	-0.61	FALLA	-0.49	FALLA
	27.425	m	2599.59	219.62	3102.56	6856.83	-0.58	FALLA	-0.45	FALLA
	27.425	m	2599.92	220.14	3111.54	6856.83	-0.58	FALLA	-0.46	FALLA
	29.8	m	2363.43	200.47	2858.97	6856.83	-0.48	FALLA	-0.32	FALLA
	29.8	m	2357.51	199.69	2844.47	6856.83	-0.47	FALLA	-0.32	FALLA
	32.175	m	1986.20	164.59	2374.97	6856.83	-0.25	FALLA	-0.02	FALLA
	32.175	m	1978.23	164.19	2366.50	6856.83	-0.24	FALLA	-0.02	FALLA
	34.49167	m	1450.33	123.08	1834.38	6856.83	0.20	FALLA	0.56	FALLA
	34.49167	m	1440.56	123.14	1839.65	6856.83	0.20	FALLA	0.56	FALLA
	36.80833	m	785.90	67.44	1069.90	6856.83	1.55	OK	2.31	OK
	36.80833	m	769.25	66.31	1062.24	6856.83	1.58	OK	2.35	OK
	39.125	m	-11.25	-3.94	161.13	6856.83	19.86	OK	26.04	OK
	39.125	m	-0.76	-0.07	1.39	6856.83	2413.37	OK	3128.74	OK
	39.3	m	-0.34	-0.03	1.02	6856.83	3270.80	OK	4240.22	OK
	39.3	m	0.057	0.01	0.42	1149.90	1321.41	OK	1713.24	OK
	39.425	m	-0.304	-0.04	0.24	1149.90	2294.05	OK	2974.06	OK
	39.425	m	14.990	-0.17	68.38	1149.90	7.06	OK	9.45	OK
	42.0625	m	176.631	25.87	686.86	1149.90	-0.40	FALLA	-0.22	FALLA
	42.0625	m	180.517	25.95	684.75	1149.90	-0.40	FALLA	-0.22	FALLA
TABLERO_3	44.7	m	244.583	33.52	749.04	1149.90	-0.52	FALLA	-0.38	FALLA
	44.7	m	245.151	33.50	749.22	1149.90	-0.52	FALLA	-0.38	FALLA
	47.4	m	177.735	26.43	700.72	1149.90	-0.41	FALLA	-0.24	FALLA
	47.4	m	175.184	26.34	701.62	1149.90	-0.41	FALLA	-0.23	FALLA
	50.1	m	0.000	-0.06	16.30	1149.90	33.47	OK	43.69	OK

TABLERO_3

Tabla 10
Factor de capacidad de carga para el Estado Limite Extremo I para elementos de Estribo

VERIFICACIÓN POR CAPACIDAD DE CARGA PARA ESTRIBOS				
SOLICITACION DE CARGAS	MOMENTO		CORTE	
Empuje Activo (Ea)	121.96	kN-m	108.89	kN
Efecto Sismico (AE)	141.98	kN-m	126.76	kN
Empuje de tierra por losa de aproche (EHI)	11.74	kN-m	13.98	kN
Sobrecarga Viva (LS2)	43.19	kN-m	51.42	kN
Carga debido a tierra y efecto propio (PIR)	17.34	kN-m	12.39	kN
Fuerza Sismica (EQ)	295.14	kN-m	175.68	kN
Fuerza de Frenado (FR)	0	kN-m	0	kN
Resitencia Nominal	456.31	kN-m	541.04	kN
Carga Movil	180.4	kN-m	123.56	kN
INDICE DE CAPACIDAD				
Nivel de Evaluacio de Inventario	-0.976	FALLA	-0.407	FALLA
Nivel de Evaluacio de Operation	-1.265	FALLA	-0.527	FALLA

Tabla 11
Factor de capacidad de carga para el Estado Limite Extremo I para elementos de Pila

VERIFICACIÓN POR CAPACIDAD DE CARGA PARA PILAS				
SOLICITACION DE CARGAS	MOMENTO		CORTE	
Carga Muerta (DC)	105.40	kN-m	80.56	kN
Carga de Asfalto (DW)	17.95	kN-m	6.60	kN
Fuerza Sismica	295.14	kN-m	175.68	kN
Fuerza de Frenado	165.10	kN-m	278.90	kN
Carga Movil	69.77	kN-m	79.19	kN
Resistencia Nominal	588.5	kN-m	541.04	kN
INDICE DE CAPACIDAD				
Nivel de Evaluacio de Inventario	-0.948	FALLA	-0.740	FALLA
Nivel de Evaluacio de Operation	-1.229	FALLA	-0.960	FALLA

de tan manera que se supone períodos de tiempo relativamente cortos, sometido a ciclos de inspección, y en el país no se dispone de instituciones encargadas de un control continuo de puentes.

La evaluación de segundo nivel cuya finalidad es la de control, monitoreo y de ser necesario restricción de tráfico; no es aplicable para el puente evaluado, ya que al ser parte de la ruta del Spondylus como única vía de comunicación directa entre las comunidades, debe ser capaz de resistir las cargas de diseño requeridas, sin necesidad de restricción de peso vehicular. Para casos especiales y/o excepcionales se deberá disponer de permisos de circulación, de tal manera que asegure que el paso del vehículo pesado no perjudique de manera significativa las estructuras presentes en la vía, tal como se manifiesta en la Tabla de pesos del MTOP. Las pilas son los elementos portantes más críticos del puente debido a su alto porcentaje de falla respecto a las solicitaciones críticas a las cuales se prevé estará sometido. La amplia deficiencia en su capacidad nominal compromete en gran medida su estabilidad, por lo que hace necesaria una fiscalización inmediata en estos elementos estructurales. Los elementos de la superestructura presentan deficiencia en su capacidad respecto al aumento de cargas planteado con el camión de diseño MTOP, por tanto, se necesita el reforzamiento de los elementos como alternativa para aumentar su funcionalidad.

Referencias

- AASHTO (2020). "LRFD Bridge Design Specifications", *American Association of State Highway and Transportation Officials, 9th Edition, Washington DC, USA*.
- AASHTO, (2020). "The Manual for Bridge Evaluation (MBE)", *3rd Edition, Washington DC, USA*.
- Arroyo, O., Feliciano, D., Carrillo, J. and Hube, M. (2021). "Seismic performance of mid-rise thin concrete wall buildings lightly reinforced with deformed bars or welded wire mesh," *Engineering Structures*, 241, Article ID 112455. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112455>
- Benavides, J., Díaz, M., Hernández, L. y Mora, E. (2022). "Evaluación estructural de un puente en la ruta Spondylus del Ecuador", *Revista Ciencia y Construcción*, 3(3), 6-18

- Borja Salazar, Z. R., & Taipe Anasi, B. E. (2017). "Propuesta de Adaptación de los Criterios para el Diseño de la Superestructura de Puentes Descritos en la Norma AASHTO-LRFD 2012 a las Condiciones Específicas de Ecuador", *Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador*. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/18924>
- Gombosuren, D. and Maki, T., (2022). "Effect of Joint Flexibility on Seismic Performance of a Reinforced Concrete Ductile Moment-Resisting Frame," *Advances in Materials Science and Engineering*, Article ID 6858283. <https://doi.org/10.1155/2022/6858283>.
- Gudiño Auz, E. F., & Ayala Salcedo, F. G. (2012). "Métodos de Análisis Sísmico de Puentes Simplemente Apoyados", *Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador*. <http://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/5619>
- López Lara, M., & Goyenete Alvarado, T. A. (2015). "Propuesta Metodológica para Evaluar la Capacidad de Carga de Tableros de Puentes Existentes de Concreto Reforzado Basado en Pruebas Estáticas de Carga", *Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia*.
- Mediavilla, J. C., Hernández, L. y Molina, M. (2023). "Reforzamiento de la superestructura de un puente tipo viga losa de hormigón armado," *Revista Ciencia y Construcción*, 4(4), 23-34.
- Muñoz, E. (2021). "Propuesta Metodológica de Evaluación de Capacidad de Carga de Tableros de Puentes en Voladizos Sucesivos Apoyados en Pruebas de Carga", *Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia*.
- Muñoz, E., y Gómez, D. (2013). "Análisis de la Evolución de Daños en los Puentes de Colombia", *Revista Ingeniería de Construcción*, 28(1), 37-62. Chile.
- NEC-SE-CG. (2024). "Cargas Generales", *Norma Ecuatoriana de la Construcción, MIDUVI, Ecuador*.
- NEC-SE-DS. (2015). "Peligro sísmico diseño sismo resistente", *Norma Ecuatoriana de la Construcción, MIDUVI, Ecuador*.
- NEVI-12. (2013). "Especificaciones Generales Para la Construcción de Caminos y Puentes" (Vol. III). *Quito, Ecuador*.
- Parra Palacio, S., & Sedalo Agudelo, G. A. (2012). "Desarrollo de una

- Metodología para la Evaluación del Estado de Puentes", Tesis de Maestría, *Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia*.
- Rodríguez Serquén, A. (2020). "Puentes con AASHTO LRFD", *8va Edición*, Perú.
- Valenzuela Díaz, S. A. (2008). "Metodología de Gestión de Puentes a Nivel de la Red Basadas en Inspección Visual". Tesis de Maestría, *Pontificia Universidad Católica de Chile*. <https://doi.org/10.7764/tesisUC/ING/1427>
- Wei, F., Chen, H. and Xie, Y. (2022). "Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete shear walls with low shear span ratio", *Journal of Building Engineering*, 45, Article ID 103602, <https://doi.org/10.1016/j.job.2021.103602>