

# Evaluación Estructural De Un Puente En La Ruta Spondylus Del Ecuador

## Structural Assessment of a Bridge on the Spondylus Route in Ecuador

### Autores

**José Luis Benavides Osorio<sup>1</sup>, Jaime Marcelo Díaz Iza<sup>2</sup>, Luis Tinerfe Hernández Rodríguez<sup>3</sup>, Edgar David Mora Martínez<sup>4</sup>**

<sup>1</sup> Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito, Ecuador  
e-mail: [pelucho19899@hotmail.com](mailto:pelucho19899@hotmail.com)

<sup>2</sup> Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito, Ecuador  
e-mail: [mchelo-2710@hotmail.com](mailto:mchelo-2710@hotmail.com)

<sup>3</sup> Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito, Ecuador  
e-mail: [luis.hernandezr@epn.edu.ec](mailto:luis.hernandezr@epn.edu.ec)

<sup>4</sup> Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito, Ecuador  
e-mail: [edgar.mora@epn.edu.ec](mailto:edgar.mora@epn.edu.ec)

### RESUMEN

*En este proyecto se aplica la metodología para puentes existentes "Load and Resistance Factor Rating" (LRFR) del Manual de Evaluación de Puentes publicado por la AASHTO, con la finalidad de adaptarla a las condiciones impuestas por la normativa ecuatoriana vial. El puente es de hormigón armado y está localizado en Ruta del Spondylus al Sureste de Pedernales, en Ecuador. Fue construido en 1986 cuando existían otras cargas vehiculares y normas de construcción. Mediante una inspección visual se detectó un grado de deterioro aceptable en su estructura, de esta manera se califica cualitativamente su condición. Para la verificación, se realizó el cálculo de las sollicitaciones a la que estarán sujetos los distintos miembros, estructurales, considerando sus diferentes efectos estáticos y dinámicos. El cálculo de la resistencia real consideró la verificación de las vigas, losas y diafragmas de la superestructura y pilas y estribos de la subestructura. Se elaboró un modelo analítico en el software CSI Bridge, donde se determinaron los efectos de carga de diseño, además del periodo fundamental y el comportamiento que tendrá ante un evento sísmico. Finalmente se determinan los índices de capacidad "RF" en las secciones que se esperaba que actúen las mayores sollicitaciones de las posibles combinaciones de cargas vigentes en la normativa ecuatoriana. Se concluye que los elementos de la superestructura y los estribos presentan un mayor grado de afectación con posible falla a flexión, por lo que deben reforzarse. Las pilas tienen la mayor capacidad nominal y pueden resistir cualquier combinación de carga.*

**Palabras claves:** evaluación estructural, índice de capacidad, puentes.

### ABSTRACT

*In this project, the methodology for existing bridges "Load and Resistance Factor Rating" (LRFR) of the Bridge Evaluation Manual published by AASHTO is applied, in order to adapt it to the conditions imposed by Ecuadorian road regulations. The bridge is made of reinforced concrete and is located on Ruta del Spondylus to the southeast of Pedernales, in Ecuador. It was built in 1986 when other vehicle loads and construction regulations existed. Through a visual inspection, an acceptable degree of deterioration was detected in its structure, in this way its condition is qualitatively qualified. For the verification, the calculation of the sollicitations to which the different structural members will be subject was carried out, considering their different static and dynamic effects. The calculation of the real resistance considered the verification of the beams, slabs and diaphragms of the superstructure and piers and abutments of the substructure. An analytical model was developed in the CSI Bridge software, where the design load effects were determined, in addition to the fundamental period and the behavior it will have in the face of a seismic event. Finally, the "RF" capacity indices are determined in the sections that were expected to act on the greatest sollicitations of the possible combinations of loads in force in the Ecuadorian regulations. It is concluded that the elements of the superstructure and the abutments have a greater degree of affectation with possible flexural failure, so they must be reinforced. Batteries have the highest rated capacity and can withstand any combination of loads.*

**Keywords:** structural evaluation, capacity index, bridges.

**Nota Editorial:** Recibido: Julio 2022 Aceptado: Agosto 2022

# 1. INTRODUCCIÓN

Actualmente el sistema de red vial de un país es vital para el desarrollo económico social, haciendo posible el comercio entre regiones con una adecuada conectividad, razón por la cual es importante la creación de nuevas carreteras y puentes, así como también la evaluación, rehabilitación de los ya existentes en la red vial. Un gran porcentaje de puentes existentes que conforman las redes viales en el Ecuador fueron diseñados con normas que a la fecha son obsoletas, tomando en cuenta principalmente los parámetros técnicos y cargas definidas, por lo tanto, es necesario conocer las circunstancias y la metodología con los cuales estas estructuras fueron diseñadas.

El colapso de un puente de una red vial, por cualquier causa, genera graves efectos socioeconómicos al país. Por eso se tiene como objetivo la evaluación del Puente localizado en Ruta del Spondylus y sobre el Río Mocora, de gran relevancia para la movilidad y conectividad entre los poblados de Jama y Pedernales, siendo la única vía de conexión entre ellos, por lo que el colapso del mismo sería una situación catastrófica.

Bowman et al [1] exponen, refiriéndose a los Estados Unidos, que se requiere que todos los estados tengan la capacidad de carga de los puentes y señalizarlos con el objetivo de cumplir con los estándares federales. Las clasificaciones de carga se realizan para determinar la capacidad de carga viva segura de un puente considerando las condiciones existentes del mismo. Con base en las clasificaciones de carga, el puente se evalúa para la señalización de carga o el refuerzo. En ese trabajo se notificó al Departamento de Transporte de Indiana (INDOT) que su práctica de capacidad de carga y señalización no cumplía con 23 CFR 650.313. El propósito de ese estudio fue resumir y comparar la capacidad de carga y los procedimientos de señalización utilizados en otros estados y proporcionar recomendaciones e información necesaria para modificar los procedimientos en el Manual de inspección de puentes de INDOT.

Machín y Sima [2] plantean en trabajos realizados en Uruguay que es habitual en la práctica que muchos puentes existentes no cumplan con los requerimientos de una norma de diseño actual, sin embargo, mantienen las condiciones de servicio con niveles de confiabilidad aceptables. Al encontrarse la estructura en servicio se cuenta con herramientas que permiten disminuir las incertidumbres de las variables del cálculo y facilitar su evaluación estructural

Muñoz et al [3] expresan que, en Colombia, cuando se hace una revisión estructural de puentes metálicos se verifican las cargas de diseño, las especificaciones de los materiales y los factores de seguridad establecidos en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes. Teniendo en cuenta que existen factores de naturaleza incierta que pueden alterar el funcionamiento de la estructura, resulta necesario aplicar un método de evaluación que combine funciones estocásticas y estadísticas con el análisis estructural, como el basado en la fiabilidad estructural, el cual muestra una condición real de trabajo del puente. Este artículo desarrolla la metodología de evaluación de puentes metálicos por técnicas de fiabilidad estructural, con fundamento en estudios norteamericanos en la AASHTO, donde se mencionan las principales diferencias encontradas durante la evaluación estructural al puente Puerto Salgar.

Para realizar el diagnóstico técnico de los puentes que tienen 30 años o más en funcionamiento es imprescindible conocer sus antecedentes históricos, así como la integridad de la estructura, lo cual proporcionará información de su funcionamiento. Sin lo anterior, el diagnóstico y repotenciación no tendrá la confianza adecuada siendo posible el colapso de la estructura debido a las fallas de avance ante un desastre natural, así también como el deterioro del tiempo de la estructura.

En la evaluación del puente es importante el análisis de capacidades de carga de los diferentes elementos que conforman el mismo; la inspección visual con la información obtenida permitirá tener un diagnóstico de la situación actual, se estimará la seguridad actual de la estructura del puente y se definirán límites de servicio de carga viva para su buen funcionamiento [1]. Por eso, inicialmente, todos estos criterios se consideraron en base a una inspección visual de toda la estructura del puente.

En este proyecto técnico se analiza la estructura del puente que consta de una longitud total de 39,2 m, constituido de 3 tableros continuos de los cuales los tableros extremos tienen una longitud de 10,4 m, y el del medio de 18,4 m. En la superestructura hay 4 vigas de hormigón armado de 10,4 m de longitud en los dos tramos extremos y 4 vigas de hormigón armado de longitud 18,4 m en la parte central. Las pilas están formadas por dos muros de hormigón armado en la parte central, con unas dimensiones de 8,30 m de ancho, 0,50 m de espesor y una altura de 12,10 m. En las partes externas están los estribos de hormigón armado. La construcción finalizó en el año 1986 con filosofías diferentes a la propuesta por los códigos actuales, cuyas especificaciones originales, tanto en construcción como diseño, no consideraban la magnitud de los posibles peligros actuales, por lo que los métodos de fiabilidad estructural descritos por el Ministerio de transporte y obras públicas (MTO) y Norma ecuatoriana de vialidad (NEVI) [4] sugieren la utilización de los métodos de análisis de capacidad de carga propuestos por la AASHTO en *The manual for bridge evaluation* [5]. Los elementos estructurales del puente están contruidos de hormigón de resistencia  $f'c = 21 \text{ MPa}$  y de acero de refuerzo  $f_y = 420 \text{ MPa}$ .

La superestructura tiene una calzada formada de dos carriles cada uno de 4,25 m, dos veredas peatonales de 0,75 m cada una incluyendo las barandas y una canal de agua a cada lado, sumando en total un ancho de 10 m. La subestructura está compuesta por estribos abiertos y pilas tipo muro, con vigas cabezal "L" con trabas sísmicas. En la figura 1 se muestra una vista en elevación frontal y longitudinal del puente



**Figura 1:** Vista en elevación frontal y longitudinal del puente

Según lo normado por la AASHTO [5], en el primer proceso de evaluación se analizará por capacidad con cargas y especificaciones de diseño aplicadas al puente en su condición actual, evaluando la vulnerabilidad de la estructura. En el segundo procedimiento de evaluación, si el puente no aprueba el nivel de evaluación de carga de diseño, el proceso permitirá establecer la necesidad de restricciones de peso vehicular o de reforzamiento.

Se empleará un sistema racional y flexible de evaluación, así como la verificación de la estabilidad estructural del puente frente a todas las situaciones en que se encuentre inmerso, basándose en el tipo de puente a construir, tipo de vehículo (camión de diseño MTOP), carga peatonal, carga en bordillos, sismo, viento, entre otras.

Lozano et al [6] afirman que cada vez es más importante el parque de puentes y evaluar el estado de estructuras ya construidas que es necesario mantener o que han sufrido alguna situación accidental, como puede ser un sismo. Hay diversas técnicas para ello y en esta comunicación la técnica de observabilidad que combina dos enfoques: uno simbólico y uno numérico, que se podrían aplicar a la evaluación de puentes.

En cuanto al cálculo sísmico se planteó un análisis no lineal con seis grados de libertad laterales, previniendo el colapso del puente ante la posibilidad de sismos de gran intensidad, estableciendo elevados niveles de fiabilidad, seguridad y estabilidad. Para esto se basó en la filosofía de diseño de la AASHTO [7] y la norma ecuatoriana de la construcción, "Peligro sísmico, diseño sismo-resistente" [8].

Las patologías estructurales en los puentes se presentan de acuerdo con el grado de incidencia e intensidad que pueden provocar ciertos factores como: condiciones climáticas, sísmicas o problemas de uso de suelo, además de la incidencia del uso propio del puente y su antigüedad, por lo tanto, es necesario de un mantenimiento preventivo y correctivo, con la finalidad de conservar su buen estado y funcionamiento.

Presentando a continuación un listado de las patologías más comunes existentes en puentes.

- Grietas y fisuras
- Deterioro del hormigón
- Cimentaciones socavadas
- Muros y estribos con deslizamientos
- Fallos en los apoyos

Se conoce trabajos en Chile de evaluación de puentes como el caso del puente Pedro de la ciudad de Valdivia realizado por Garrido [9] donde para la evaluación de la capacidad resistente del puente se ha empleado el Manual para evaluación de puentes y se llega a la conclusión después del estudio que se ha podido determinar qué secciones poseen la resistencia más crítica tanto a momento flector como a cortante. Como conclusión se plantea que la capacidad de resistencia del puente a cortante es suficiente para todas las secciones, salvo para la sección de las pilas exteriores. Mientras que en la evaluación del momento flector se obtienen valores de RF, en las secciones más representativas, menores que 1, teniendo la resistencia más crítica en la sección ubicada en la zona central del vano lateral.

## 2. DISCUSIÓN

### Métodos de Análisis de Capacidad de Carga

La AASHTO en el MBE [5] plantea que el análisis de capacidad de carga tiene como objetivo evaluar la capacidad de los distintos elementos portantes que conforman la estructura ante el paso de carga vehicular. Se aplica el análisis de capacidad de carga en el puente cuando este ha variado sus propiedades físicas y condiciones iniciales de los elementos estructurales del puente. Estas variaciones son producidas por el deterioro del material de los elementos, por el uso al tráfico vehicular, factores naturales, ampliaciones y rehabilitaciones en la superestructura, cambio en las especificaciones en las normativas de diseño y servicio. La evaluación se realiza a partir del estado actual, las condiciones de tráfico vehicular del puente y para obtener estos parámetros se debe realizar inspecciones de campo.

El "MBE" [5], propone tres métodos de evaluación desarrollados en relación a metodologías de diseño de puentes publicadas por la AASHTO. Estos se mencionan a continuación:

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

### Factor de Capacidad (RF)

Según la AASHTO en el MBE [5] Es un coeficiente específico de cada elemento de la superestructura que determina la capacidad de resistir una carga específica, el conjunto de los valores de factor de capacidad obtenidos de cada miembro proporciona una base para determinar la carga vehicular máxima, el reforzamiento de elementos del puente si es necesario y establecer medidas para precautelar la estabilidad y seguridad del puente.

Según la AASHTO [5], los valores específicos del factor de carga se obtienen a partir de la utilización de la ecuación general de capacidad de carga (1), que para aplicarla es necesario usar las ecuaciones (2), (3) y (4). En el cálculo las variables, factores de carga y resistencia empleados cambian de acuerdo al enfoque y metodología en el análisis de capacidad de carga, buscando intervalos de seguridad más adecuados en términos de la fiabilidad del puente.

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

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:

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

En las expresión anteriores  $RF$  se corresponde con el factor de capacidad,  $C$  con la capacidad nominal del miembro,  $f_R$  es el esfuerzo admisible especificado en el código LRFD,  $R_n$  es la resistencia nominal del miembro,  $D_C$  es el efecto de carga muerta debido al peso propio de los elementos estructurales y no estructurales,  $D_W$  es el efecto de carga muerta debido a la superficie de rodamiento e instalaciones para servicios públicos,  $P$  es las cargas permanentes que no sean cargas muertas, o sea, sobrepuestas,  $L_L$  es la sobre carga vehicular,  $I_M$  es el incremento por carga vehicular dinámica,  $\gamma_{DC}$  es el factor LRFD de carga para componentes estructurales y accesorios,  $\gamma_{DW}$  es el factor LRFD de carga para superficie de desgaste y utilitarios,  $\gamma_P$  es el factor LRFD de carga para cargas permanentes,  $\varphi_C$  es el factor de condición,  $\varphi_S$  es el factor de sistema y  $\varphi$  = factor LRFD de resistencia

La AASHTO [5] define que en general los valores calculados de factor de carga están alrededor del número 1, entonces, si el factor de capacidad es menor que 1 "La estructura no cumple los niveles requeridos de seguridad y requiere acciones correctivas", si el factor de capacidad es mayor o igual a 1 "El nivel de seguridad de la estructura es satisfactorio".

Para el método LRFR, la capacidad de carga se obtiene a partir la ecuación general de capacidad de cargas y cada conexión sometidos a un efecto de fuerza (axial, flexión o cortante), en el método se contempla la utilización de cada uno de los estados límites y el efecto de carga mínima de corte, axial o flexión que determina el factor de evolución para el control.

## Cargas de evaluación

En la evaluación general de puentes se utiliza las cargas permanentes y de tránsito vehicular para el análisis, no tomando en cuenta las cargas de origen extremo como inundaciones, esto por la baja probabilidad de ocurrencia y la alta magnitud de la fuerza generada, así también se descarta fuerzas secundarias como viento y dilatación del hormigón, la necesidad de inclusión de estas fuerzas en el análisis debe ser justificado.

### Cargas permanentes

Son cargas que actúan sobre la estructura indefinidamente e invariable durante la vida útil del mismo, se toma como carga permanente a cargas derivadas del peso propio de los elementos de la superestructura, carpeta asfáltica, aceras, barandales y elementos de servicio público (iluminarias, alcantarillado, agua potable). Las cargas permanentes se clasifican en:

- Carga Muerta de los miembros estructurales y accesorios no estructurales ( $D_C$ )
- Carga Muerta de las superficies de rodadura e instalaciones para servicios públicos ( $D_W$ )

### Cargas transitorias

Son cargas que su acción varía en magnitud y posición durante la vida útil del puente y se clasifican en:

- Fuerza de Frenado de Vehículos ( $B_R$ )
- Fuerza de Colisión de Vehículos ( $C_T$ )
- Incremento por Carga Vehicular Dinámica ( $I_M$ )
- Sobrecarga Vehicular ( $L_L$ )
- Sobrecarga Viva ( $L_S$ )
- Sobrecarga Peatonal ( $P_L$ )
- Asentamientos ( $S_E$ )
- Sismo ( $E_O$ )
- Carga Hidráulica y Presión del Flujo de Agua ( $W_A$ )
- Fluencia Lenta ( $C_R$ )

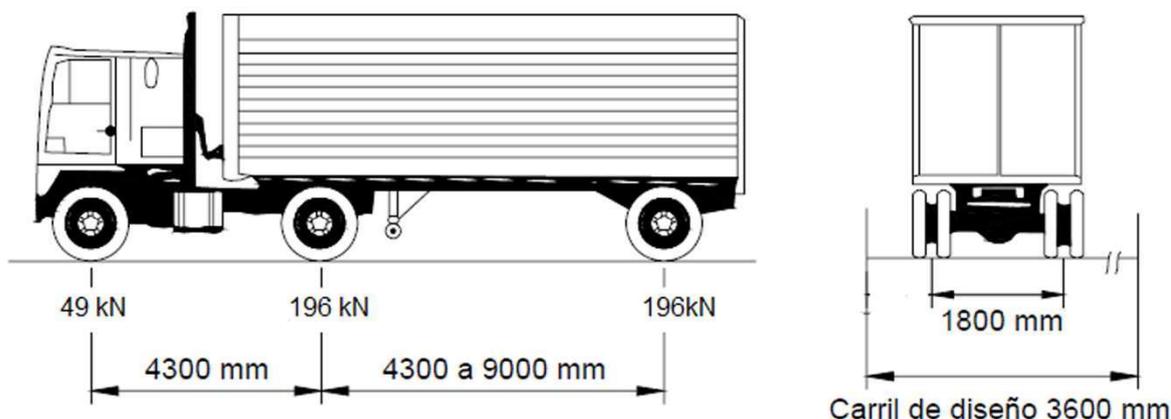
En el análisis de capacidad de carga de un puente, las cargas transitorias de consideración son sobrecargas vehiculares y la carga dinámica que produce la circulación vehicular. En los manuales de diseño distintos tipos de sobrecarga vehicular, esta dependerá del método y el nivel de evaluación.

### Cargas vivas de evaluación

La especificación para carga viva empleada en la metodología de evaluación por capacidad es el camión estándar HS-MTOP y una carga de carril de diseño. Para puentes con tráfico pesado el MTOP sugiere la utilización del camión HS-MTOP, esto debido a la evolución del parque automotor.

### Cargas de camión de diseño HS-MTOP

Consiste en un camión tractor con semirremolque de tres ejes, mostrado en la figura 2, 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 en el eje delantero es igual a 49 kN y en cada eje trasero es igual a 196 kN. El mismo que corresponde a un incremento aproximado del 37,8% del camión de diseño de la AASHTO HS-20-44. [4]



**Figura 2:** Camión de Diseño HS-MTOP. Fuente NEVI [4]

## Procesos de análisis de la metodología LRFR

En el flujograma de la figura 3 se describe la metodología LRFR que implementa una estructura de niveles de evaluación de capacidades de carga.

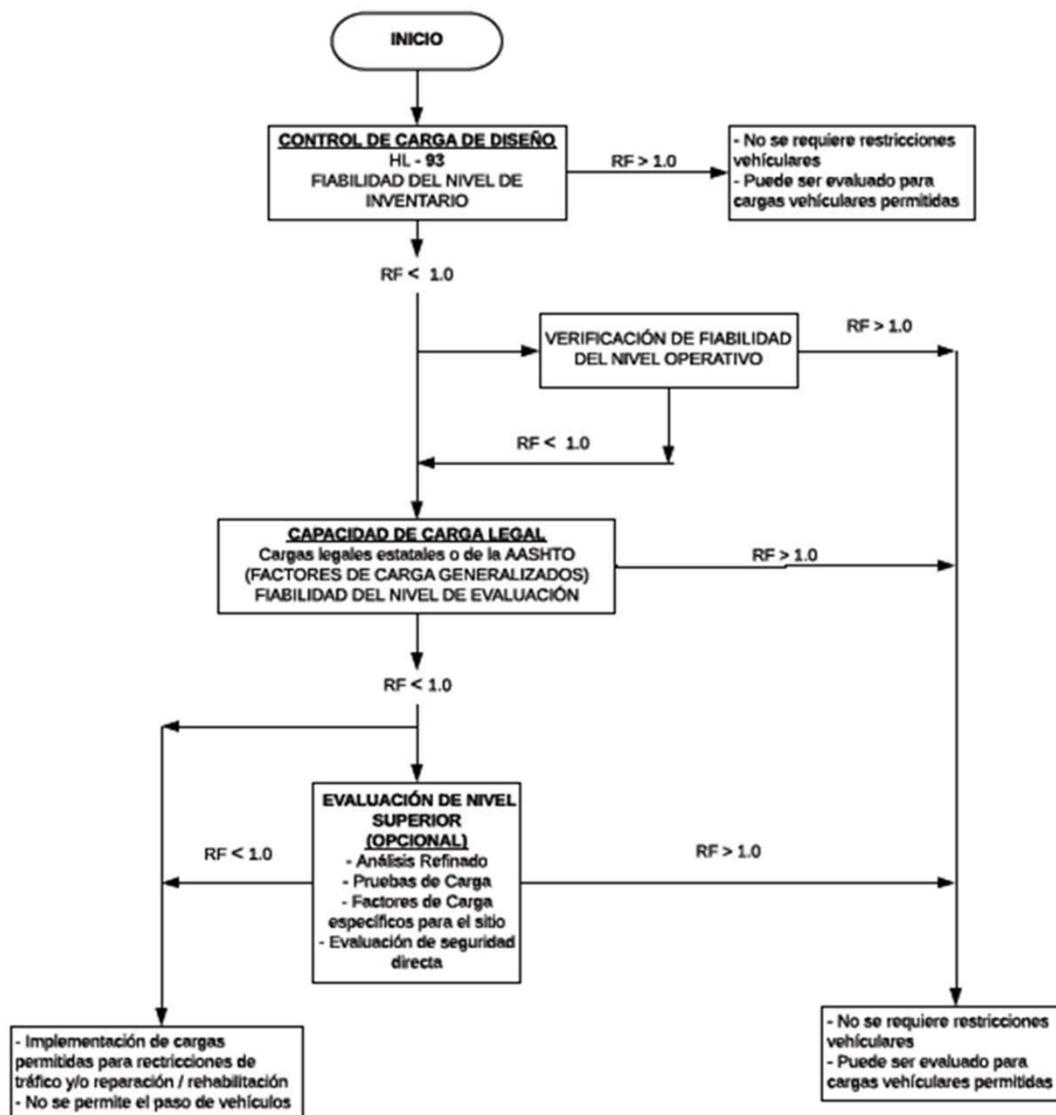


Figura 3: Diagrama de flujo de la metodología LRFR. Fuente AASHTO [5]

La evaluación de momentos por carga a flexión y esfuerzos cortantes que actúan sobre el puente se realizó basándose en la norma AASHTO LRFD 2017 [7] y el respectivo armado de sus elementos estructurales que lo conforman. La información recopilada consiste en planos estructurales del año 1986 suministrados por el MTOP.

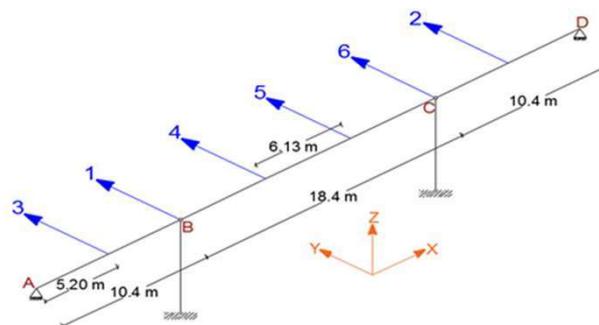
### Descripción, modelación y análisis estructural del puente analizado

Para la revisión de los elementos de la superestructura se tomó en cuenta el tablero, las vigas principales (Viga "T"), diafragmas y la losa en voladizo del puente, considerando que existen 2 carriles de tránsito vehicular con una separación de 4,25 m entre sus ejes. Para cada uno de los elementos estructurales se toma en cuenta su agrietamiento respectivo.

Para el caso de la subestructura se evaluaron los elementos de la pila tipo muro (2 miembros) y los estribos abiertos de sección rectangular, de igual manera realizó el cálculo de los cabezales de apoyo tipo "L". El análisis de los elementos tipo pila se realizó en el sentido transversal, mientras que el análisis de los estribos en el sentido longitudinal, debido a que el MBE recomienda realizar el análisis en el sentido donde la estabilidad de la estructura se encuentra comprometida. De igual manera, se consideró el agrietamiento en los elementos portantes.

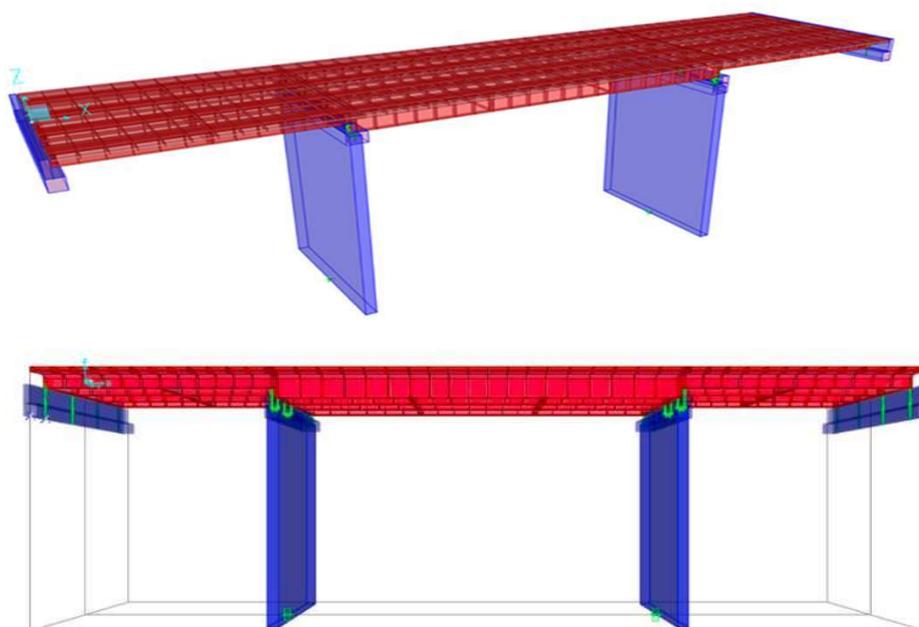
Debido a la importancia de la estructura es necesario realizar una investigación más completa del puente, para lo cual se realizó un análisis que considere el aporte de los modos de vibración secundarios en el puente, este análisis lo brinda el método elástico multimodal.

Se consideró una estructura con 16 grados de libertad (GDL), condensándola a una matriz de rigidez  $K$  en los 6 GDL laterales, que son los mismos que interesan para el análisis de estabilidad. Los resultados incluyen las fuerzas sísmicas para pilas y estribos tal como se observa en la figura 4.



**Figura 4:** Representación de fuerzas presentes en cada GDL

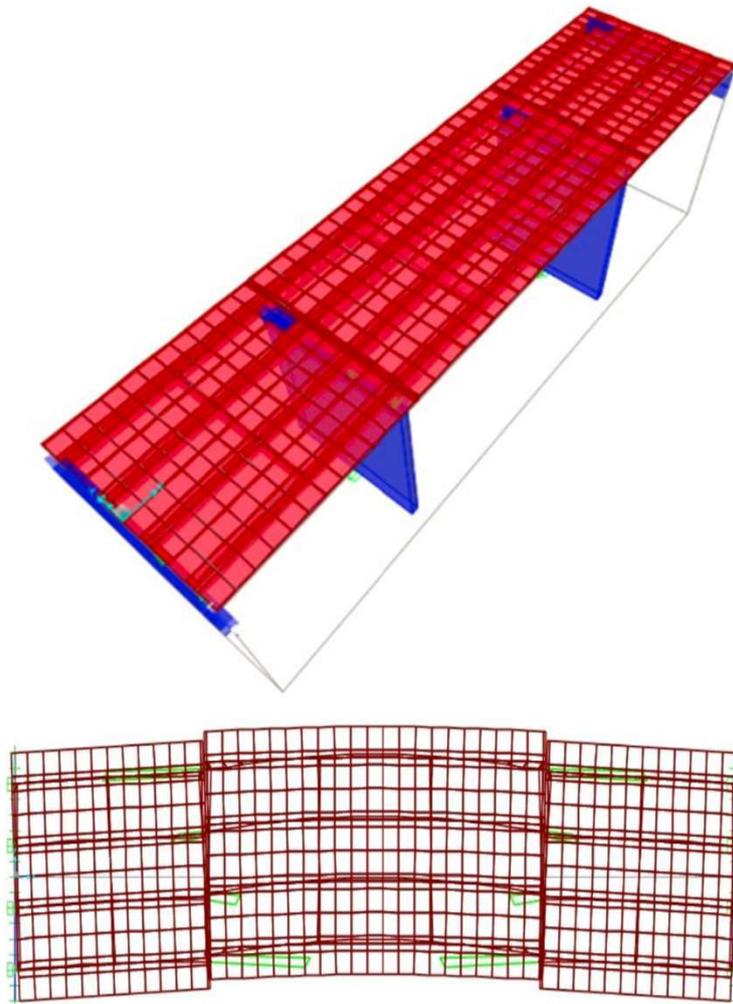
El modelo estructural se muestra en la figura 5 se realizó con el software CSI Bridge con el fin de establecer el comportamiento del puente en sus diferentes estados de carga aplicados para su evaluación. De esta manera, se obtienen las fuerzas cortantes y momentos a flexión en la superestructura. Además, se realizó un análisis modal, que permite conocer el periodo fundamental de la estructura.



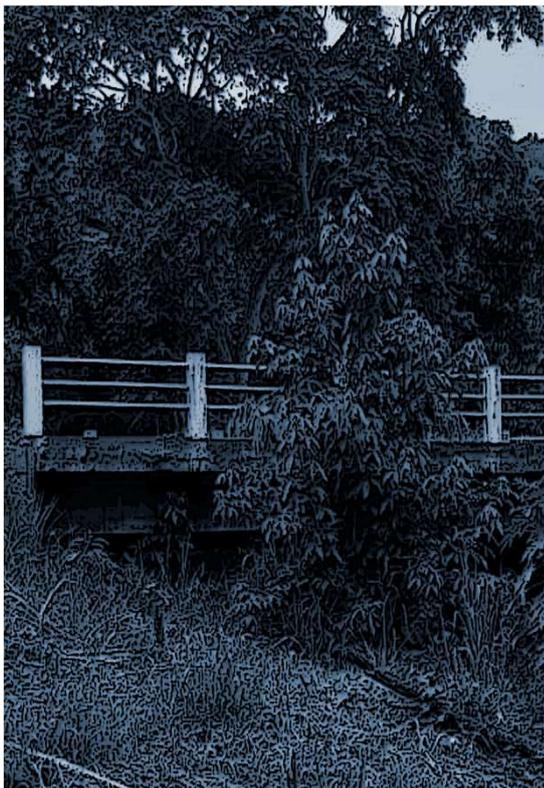
**Figura 5:** Modelo estructural de puente sobre el río Mocora

El periodo obtenido con ese software tiene un valor de 0,0571 (s), el cual se asemeja al periodo calculado mediante el análisis multimodal, en donde se tomó en cuenta los grados de libertad transversales dando un valor de 0,0625 (s) lo que significa que este tipo de estructuras debido a la configuración de sus pilas tienen periodos muy bajos. En la Figura 6 se muestra el comportamiento de la estructura y su forma modal.





**Figura 6:** Forma modal de la estructura.



### Comprobación de diseño entre planos estructurales del MTOP y el diseño calculado

Se presentan cuadros comparativos mostrándose los resultados obtenidos para cada uno de los miembros estructurales en análisis, empleándose la metodología de diseño de la Norma AASHTO LRFD 2017 [7] y obteniéndose 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 capacidad resistente de acuerdo a la configuración y geometría de las secciones armadas, según los planos estructurales que se poseen.

- Comparación de momentos últimos y de esfuerzos cortantes

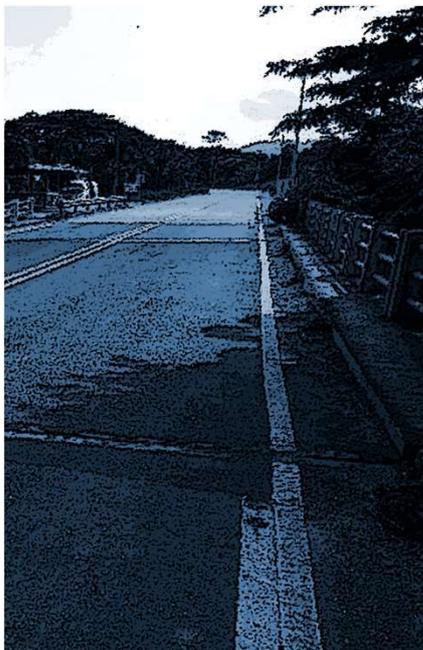
Si la capacidad resistente del elemento estructural es inferior a la solicitud actuante a la que se encuentra sometido el miembro estructural, es necesario realizar una intervención del mismo ya que este no es capaz de soportar las cargas de diseño. En la Tabla 1 y Tabla 2 se puede observar la comparación de dichos valores tanto para momentos como para esfuerzos cortantes respectivamente. En las mismas, NC! significa que no cumple la condición, mientras que OK! es que se cumple.

**Tabla 1:** Comparación de momentos últimos resistentes y momentos últimos actuantes

ELEMENTO ESTRUCTURAL	AASHTO			PLANOS		
	Mu (+) [ kN . m ]			Mu (-) [ kN . m ]		
TABLERO DE 18,4 [m]	Actúa	Resiste		Actúa	Resiste	
LOSA	62,04	39,06	NC!	51,29	30,25	NC!
VIGA PRINCIPAL INTERIOR	4335,01	3221,05	NC!	-	-	-
VIGA PRINCIPAL EXTERIOR	4356,72	3221,28	NC!	-	-	-
DIAFRAGMA INTERIOR	130,1	297,13	OK!	94,4	290,36	OK!
DIAFRAGMA DE APOYO	129,97	237,65	OK!	94,4	230,89	OK!
LOSA EN VOLADIZO				17,00	31,18	OK!
TABLERO DE 10,4 [m]	Actúa	Resiste		Actúa	Resiste	
LOSA	62,04	39,06	NC!	51,29	30,25	NC!
VIGA PRINCIPAL INTERIOR	1551,72	1149,61	NC!	-	-	-
VIGA PRINCIPAL EXTERIOR	1231,06	1149,61	NC!	-	-	-
DIAFRAGMA INTERIOR	129,00	132,28	NC!	93,49	127,76	OK!
DIAFRAGMA DE APOYO	128,35	80,58	OK!	93,06	76,04	NC!
LOSA EN VOLADIZO				17,00	31,18	OK!
SUBESTRUCTURA	Actúa	Resiste		Actúa	Resiste	
PILA	13687,9	25957,26	OK!	-	-	-
ESTRIBO	1354,93	676,54	OK!	-	-	-

**Tabla 2:** Comparación de esfuerzos cortantes resistentes y esfuerzos cortantes actuantes

ELEMENTO ESTRUCTURAL	AASHTO	PLANOS	
	Vu [ kN ]	Vr [ kN ]	
TABLERO DE 18,4 [m]	Actúa	Resiste	
VIGA PRINCIPAL INTERIOR	997,59	1193,9	OK!
VIGA PRINCIPAL EXTERIOR	973,39	1193,9	OK!
DIAFRAGMA INTERIOR	193,44	563,23	OK!
DIAFRAGMA DE APOYO	219,96	454,06	OK!
TABLERO DE 10,4 [m]	Actúa	Resiste	
VIGA PRINCIPAL INTERIOR	704,44	939,78	OK!
VIGA PRINCIPAL EXTERIOR	683,95	939,78	OK!
DIAFRAGMA INTERIOR	232,16	293,72	OK!
DIAFRAGMA DE APOYO	256,7	70,12	OK!
SUBESTRUCTURA	Actúa	Resiste	
PILA	3364,44	4914,53	OK!
ESTRIBO	187,34	592,25	OK!



El análisis por capacidad de carga se realizó mediante el método LRFR debido a que en la actualidad es la metodología más completa y mayormente solicitada por las autoridades como especificación de diseño.

El manual para evaluación de puentes (MBE) [5] expone que “para puentes de hormigón armado, la evaluación por capacidad de carga se va a realizar por el Estado Límite de Resistencia I. Este recomienda que, si el factor de capacidad (RF) es menor a 1, el puente debe ser intervenido ya sea reforzando a la estructura o restringiendo el tráfico vehicular, con esta consideración se analiza los factores de capacidad tanto para momentos como para esfuerzos cortantes la superestructura. Todos estos valores se pueden observar en la Tabla 3 y la Tabla 4.

**Tabla 3:** Factor de capacidad de carga para el Estado Límite de Resistencia I para vigas exteriores e interiores (izquierda-derecha) por momento flexionante

EVALUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA A MOMENTO														
PUENTE	Layout Line Distance	Girder Distance	VIGAS EXTERIORES						VIGAS INTERIORES					
			M DC	M DW	M LL+IM	Carga Nominal	RF OPERACIÓN	RF INVENTARIO	M DC	M DW	M LL+IM	Carga Nominal	RF OPERACIÓN	RF INVENTARIO
			kN.m	kN.m	kN.m	kN.m	.	.	kN.m	kN.m	kN.m	kN.m	.	.
Tablero 1	0	0	-7.8743	1.0456	244.6168	1277.34	2.46	1.90	9.8853	-1.0456	128.895	1277.34	4.66	3.59
	2.6	2.6	170.1349	22.298	468.7156	1277.34	1.01	0.78	177.8168	24.3375	495.3924	1277.34	0.94	0.72
	2.6	2.6	170.1215	22.3685	469.7648	1277.34	1.00	0.77	177.8301	24.2671	494.3319	1277.34	0.94	0.72
	5.2	5.2	233.23	30.5298	582.5356	1277.34	0.72	0.56	237.0877	31.1384	528.6547	1277.34	0.79	0.61
	5.2	5.2	233.5246	30.6083	583.4036	1277.34	0.72	0.56	236.7931	31.0598	527.6508	1277.34	0.79	0.61
	7.7375	7.7375	172.5969	21.9297	473.6113	1277.34	0.99	0.77	168.9103	23.9371	504.2642	1277.34	0.93	0.72
	7.7375	7.7375	172.9807	21.966	473.5703	1277.34	0.99	0.76	168.5264	23.9008	503.9678	1277.34	0.93	0.72
Tablero 2	13.1000	2.700	431.135	45.7616	777.1177	3579.2	1.76	1.36	422.4021	47.9484	767.8549	3579.2	1.78	1.38
	13.1000	2.700	430.9731	45.7741	774.06	3579.2	1.76	1.36	422.564	47.9358	767.5053	3579.2	1.79	1.38
	15.6750	5.275	715.1295	77.3867	1249.138	3579.2	0.91	0.71	728.0871	79.0719	1139.621	3579.2	0.99	0.77
	15.6750	5.275	713.5082	77.3519	1248.731	3579.2	0.92	0.71	729.7083	79.1066	1138.317	3579.2	0.99	0.77
	18.2857	7.886	856.1607	92.3401	1450.915	3579.2	0.71	0.55	877.8457	96.0917	1350.153	3579.2	0.75	0.58
	18.2857	7.886	855.3639	92.1862	1448.53	3579.2	0.71	0.55	878.6425	96.2456	1352.858	3579.2	0.75	0.58
	20.9142	10.514	855.3668	92.1865	1448.484	3579.2	0.71	0.55	878.6452	96.2459	1352.775	3579.2	0.75	0.58
	20.9142	10.514	856.1635	92.3404	1450.862	3579.2	0.71	0.55	877.8485	96.092	1350.093	3579.2	0.75	0.58
	23.5249	13.125	713.5153	77.3527	1248.578	3579.2	0.92	0.71	729.7152	79.1074	1138.088	3579.2	0.99	0.77
	23.5249	13.125	715.1366	77.3875	1248.987	3579.2	0.91	0.71	728.094	79.0726	1139.405	3579.2	0.99	0.77
	26.1000	15.700	430.9788	45.7747	773.8145	3579.2	1.77	1.36	422.5697	47.9365	767.2347	3579.2	1.79	1.38
26.1000	15.700	431.1408	45.7622	776.8747	3579.2	1.76	1.36	422.4077	47.949	767.589	3579.2	1.79	1.38	
Tablero 3	31.4625	2.663	172.9807	21.966	473.8415	1277.34	0.99	0.76	168.5264	23.9008	504.292	1277.34	0.93	0.72
	31.4625	2.663	172.5969	21.9297	473.8805	1277.34	0.99	0.76	168.9103	23.9371	504.5815	1277.34	0.93	0.72
	34	5.2	233.5246	30.6083	583.7287	1277.34	0.72	0.56	236.7931	31.0598	528.0104	1277.34	0.79	0.61
	34	5.2	233.23	30.5297	582.8851	1277.34	0.72	0.56	237.0877	31.1384	528.9998	1277.34	0.79	0.61
	36.6	7.8	170.1215	22.3685	469.9223	1277.34	1.00	0.77	177.8301	24.2671	494.52	1277.34	0.94	0.72
	36.6	7.8	170.1349	22.298	468.8744	1277.34	1.00	0.78	177.8167	24.3375	495.578	1277.34	0.94	0.72
	39.2	10.4	-7.8743	1.0456	244.6866	1277.34	2.46	1.90	9.8853	-1.0456	128.8818	1277.34	4.66	3.59

**Tabla 4:** Factor de capacidad de carga para el Estado Límite de Resistencia I para vigas exteriores e interiores (Izquierda-Derecha) por fuerza cortante

PUENTE	EVALUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA AFUERZA CORTANTE													
	Layout Line Distance	Girder Distance	VGAS EXTERIORES						VGAS INTERIORES					
			VDC	VDW	VLL+M	Carga Nominal	RF OPERACIÓN	RF INVENTARIO	VDC	VDW	VLL+M	Carga Nominal	RF OPERACIÓN	RF INVENTARIO
	m	m	kN	kN	kN	kN	-	-	kN	kN	kN	kN	-	-
Tablero 1	0	0	-90.719	-9.827	-315.501	1044.2	1.35	1.04	-85.33	-12.161	8.851	1044.2	48.32	37.27
	2.6	2.6	-46.525	-6.468	-239.926	1044.2	1.91	1.48	-43.534	-7.417	40.405	1044.2	11.40	8.80
	2.6	2.6	-45.914	-4.758	-204.403	1044.2	2.26	1.74	-44.145	-5.076	65.551	1044.2	7.05	5.44
	5.2	5.2	-2.005	-1.324	-138.384	1044.2	3.58	2.76	-2.064	-0.406	118.888	1044.2	4.17	3.21
	5.2	5.2	3.592	1.812	-96.751	1044.2	5.10	3.93	5.21	0.46	100.354	1044.2	4.91	3.79
	7.7375	7.7375	45.679	5.133	-63.956	1044.2	7.21	5.56	47.046	5.048	165.179	1044.2	2.79	2.15
	7.7375	7.7375	45.585	6.779	-45.943	1044.2	10.01	7.72	47.139	7.357	200.142	1044.2	2.29	1.77
Tablero 2	13.1000	2.700	-136.944	-15.582	-310.347	1326.55	1.69	1.30	-143.354	-16.812	38.733	1326.55	13.37	10.31
	13.1000	2.700	-137.142	-13.97	-287.072	1326.55	1.83	1.41	-143.156	-14.411	59.512	1326.55	8.74	6.74
	15.6750	5.275	-85.809	-10.696	-242.926	1326.55	2.32	1.79	-91.899	-9.66	101.698	1326.55	5.50	4.25
	15.6750	5.275	-85.687	-9.047	-222.801	1326.55	2.53	1.95	-92.021	-7.296	134.598	1326.55	4.17	3.22
	18.2857	7.886	-27.308	-3.455	-181.829	1326.55	3.35	2.59	-25.056	-4.738	97.692	1326.55	6.25	4.82
	18.2857	7.886	-26.759	-1.726	-161.448	1326.55	3.79	2.92	-25.606	-2.371	120.255	1326.55	5.09	3.93
	20.9142	10.514	26.756	1.725	-122.999	1326.55	4.97	3.84	25.604	2.371	172.76	1326.55	3.54	2.73
	20.9142	10.514	27.306	3.454	-105.079	1326.55	5.80	4.48	25.054	4.738	204.016	1326.55	2.99	2.31
	23.5249	13.125	85.685	9.047	-76.473	1326.55	7.38	5.69	92.019	7.295	194.845	1326.55	2.88	2.22
	23.5249	13.125	85.807	10.696	-61.481	1326.55	9.16	7.06	91.897	9.66	217.517	1326.55	2.57	1.98
	26.1000	15.700	137.141	13.97	-42.806	1326.55	12.25	9.45	143.155	14.411	271.039	1326.55	1.92	1.48
26.1000	15.700	136.943	15.582	-33.246	1326.55	15.74	12.14	143.353	16.811	300.406	1326.55	1.72	1.33	
Tablero 3	31.4625	2.663	-45.585	-6.779	-182.775	1044.2	2.52	1.94	-47.139	-7.357	53.533	1044.2	8.56	6.60
	31.4625	2.663	-45.679	-5.133	-155.897	1044.2	2.96	2.28	-47.046	-5.048	78.581	1044.2	5.86	4.52
	34	5.2	-3.592	-1.812	-108.977	1044.2	4.53	3.49	-5.21	-0.46	127.614	1044.2	3.86	2.98
	34	5.2	2.005	1.324	-80.136	1044.2	6.17	4.76	2.064	0.406	102.637	1044.2	4.83	3.72
	36.6	7.8	45.914	4.758	-54.553	1044.2	8.46	6.52	44.145	5.076	175.89	1044.2	2.63	2.03
	36.6	7.8	46.525	6.468	-42.759	1044.2	10.74	8.29	43.534	7.417	214.522	1044.2	2.15	1.66
	39.2	10.4	90.719	9.827	-33.995	1044.2	12.53	9.66	85.33	12.161	299.631	1044.2	1.43	1.10

### 3. CONCLUSIONES

Los elementos de la superestructura como vigas y diafragmas presentan un mayor grado de afectación, debido a las patologías presentes como: exposición del acero al ambiente, pequeñas fisuras, agrietamientos, y desprendimiento de hormigón en ciertas zonas.

La evaluación de la capacidad de carga se obtuvo mediante el índice de calificación "RF" planteado por el MBE, este permite conocer la condición real del puente, de esta manera se obtuvo resultados de "RF" debido a momentos menores a 1 y debido a corte mayores a 1 en cada elemento de la superestructura.

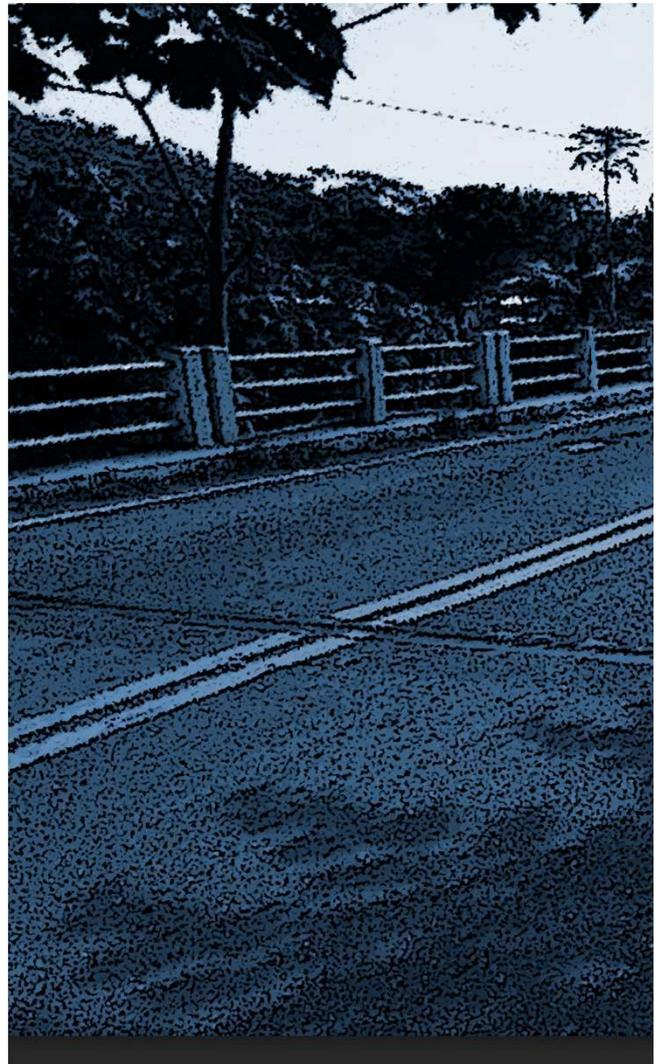
Los resultados obtenidos por el método LRFR para el Estado Limite de Resistencia I indican que los elementos de la superestructura en su gran mayoría tienen falla de momentos a flexión, por lo que el acero principal en los mismos es insuficiente para las cargas actuales. De igual manera, se verifica que cumple la capacidad por resistencia a corte,

La gran mayoría de los elementos de la superestructura tienen una deficiente capacidad nominal según se muestra en la tabla 1, lo cual podría repercutir en el correcto funcionamiento del puente para los vehículos pesados actuales, razón por la cual se debería plantear una intervención para el reforzamiento o restringiendo el tráfico vehicular.

En cuanto a la subestructura el comportamiento del puente en sí es muy favorable en lo que se refiere a las pilas y son los miembros estructurales que tienen la mayor capacidad nominal, esto se debe a que la configuración tipo muro le brinda al puente una mayor estabilidad y una capacidad suficiente para poder resistir cualquier tipo de carga a lo largo de su vida útil, debido a que sus valores de capacidad nominal son muy altos. Sin embargo, los estribos necesitan una intervención debido a que su capacidad nominal está por debajo de lo que debe resistir.

### SOBRE LOS AUTORES

José Benavides y Marcelo Díaz son Ingenieros Civiles graduados en 2020 en la Escuela Politécnica Nacional (EPN) de Quito, Ecuador. Luis Hernández es Profesor Titular de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental y Director del Centro de Investigación de la Vivienda de la EPN, Ingeniero Civil graduado en 1984 en la Universidad de Camagüey y Doctor en Ciencias Técnicas graduado en 2004 en la Universidad Tecnológica de la Habana. Edgar Mora es Profesor Titular de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la EPN, Ingeniero Civil graduado en 2012 en Pontificia Universidad Católica del Ecuador y Master en Estructuras graduado en 2016 en la EPN.



## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. M. Bowman, R. Chou, "Review of Load Rating and Posting Procedures and Requirements. Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette. 2014.
2. V. Machín, F. Sima, "Evaluación de estructuras de puentes existentes con metodologías basadas en Confiabilidad". Conference: First International bridge conference - Chile - Future Challenges: Design, Construction and Maintenance. 2017
3. E. Muñoz, R. Daza, F. Salazar, "Metodología de evaluación estructural de puente metálicos por técnicas de fiabilidad estructural". Revista Ingeniería de Construcción, Volumen 17 N°1, Páginas 44-52. 2002.
4. NEVI. "Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes" (Vol. III). Quito. Ecuador. 2013.
5. AASHTO. "The Manual for Bridge Evaluation (MBE)." 3rd Edition Washington DC. USA. 2018
6. J. Lozano, M. Nogal, L. Jun, D. Xu, J. Turmo, G. Ramos, "Evaluación estructural de puentes existentes. técnicas de observabilidad" Second International bridge congress – Chile: Design, construction and maintenance. 2017
7. AASHTO LRFD. Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington DC. USA. 2017.
8. NEC-SE-DS. Norma Ecuatoriana de la Construcción, Peligro Sísmico. Diseño sismo resistente. MIDUVI, Quito. Ecuador. 2022.
9. A. Garrido "Evaluación del estado de conservación y de la capacidad resistente del puente Pedro de Valdivia". Trabajo para Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Austral de Chile. 2018

