



Universidad de San Carlos de Guatemala

Facultad de Ingeniería

Escuela de Estudios de Postgrado

Maestría en Estructuras

**EVALUACIÓN DE LA EFICIENCIA DE VIGA DE CONCRETO POSTENSADA
RESPECTO A UNA VIGA METÁLICA DE SECCIÓN I PARA UN PUENTE DE 45
METROS DE LUZ**

Ing. Esaú Guzmán Ramírez

Asesorado por el Mtro Ing. Julio Oswaldo Pirir Quelex

Guatemala, julio de 2023

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**EVALUACIÓN DE LA EFICIENCIA DE VIGA DE CONCRETO POSTENSADA
RESPECTO A UNA VIGA METÁLICA DE SECCIÓN I PARA UN PUENTE DE 45
METROS DE LUZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ING. ESAÚ GUZMÁN RAMÍREZ

ASESORADO POR EL MTRO. JULIO OSWALDO PIRIR QUELEX

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

MAESTRO EN ESTRUCTURAS

GUATEMALA, JULIO DE 2023

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. José Francisco Gómez Rivera (a. i.)
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Kevin Vladimir Cruz Lorente
VOCAL V	Br. Fernando José Paz González
SECRETARIO	Mtro. Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANA	Mtra. Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
DIRECTOR	Mtro. Ing. Edgar Darío Álvarez Coti
EXAMINADOR	Mtro. Ing. Armando Fuentes Roca
EXAMINADOR	Mtro. Ing. Pedro Miguel Martínez Guerra
SECRETARIO	Mtro. Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

EVALUACIÓN DE LA EFICIENCIA DE VIGA DE CONCRETO POST-TENSADA RESPECTO A UNA VIGA METÁLICA DE SECCIÓN I PARA UN PUENTE DE 45 METROS DE LUZ

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Estudio de Postgrado, con fecha 20 de junio de 2022.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Esaú Guzmán Ramírez', with a horizontal line drawn through the middle of the signature.

Ing. Esaú Guzmán Ramírez

LNG.DECANATO.OI.529.2023

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Estudios de Posgrado, al Trabajo de Graduación titulado: **EVALUACIÓN DE LA EFICIENCIA DE VIGA DE CONCRETO POSTENSADA RESPECTO A UNA VIGA METÁLICA DE SECCIÓN I PARA UN PUENTE DE 45 METROS DE LUZ**, presentado por: **Ing. Esaú Guzmán Ramírez**, que pertenece al programa de Maestría en ciencias en Estructuras después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. José Francisco Gómez Rivera

Decano a.i.



Guatemala, julio de 2023

AACE/gaoc



Guatemala, julio de 2023

LNG.EEP.OI.529.2023

En mi calidad de Directora de la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen del asesor, verificar la aprobación del Coordinador de Maestría y la aprobación del Área de Lingüística al trabajo de graduación titulado:

**“EVALUACIÓN DE LA EFICIENCIA DE VIGA DE CONCRETO POSTENSADA
RESPECTO A UNA VIGA METÁLICA DE SECCIÓN I PARA UN PUENTE DE 45
METROS DE LUZ”**

presentado por **Ing. Esaú Guzmán Ramírez** correspondiente al programa de **Maestría en ciencias en Estructuras** ; apruebo y autorizo el mismo.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”



Mtra. Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
Directora
Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería



Guatemala, 11 de noviembre de 2022

M.A. Ing. Edgar Dario Alvarez Coti
Director
Escuela de Estudios de Postgrado
Presente

Estimado M.A. Ing. Alvarez Coti

Por este medio informo a usted, que he revisado y aprobado el **INFORME FINAL y ARTÍCULO CIENTÍFICO** titulado: **EVALUACIÓN DE LA EFICIENCIA DE VIGA DE CONCRETO POST-TENSADA RESPECTO A UNA VIGA METÁLICA DE SECCIÓN I PARA UN PUENTE DE 45 METROS DE LUZ** del estudiante **Esau Guzman Ramirez** quien se identifica con número de carné **100017296** del programa de Maestria En Estructuras.

Con base en la evaluación realizada hago constar que he evaluado la calidad, validez, pertinencia y coherencia de los resultados obtenidos en el trabajo presentado y según lo establecido en el ***Normativo de Tesis y Trabajos de Graduación aprobado por Junta Directiva de la Facultad de Ingeniería Punto Sexto inciso 6.10 del Acta 04-2014 de sesión celebrada el 04 de febrero de 2014.*** Por lo cual el trabajo evaluado cuenta con mi aprobación.

Agradeciendo su atención y deseándole éxitos en sus actividades profesionales me suscribo.



Mtro. Ing. Armando Fuentes Roca
Coordinador
Maestria En Estructuras
Escuela de Estudios de Postgrado

Guatemala, 11 de noviembre de 2022

M.A. Ing. Edgar Dario Alvarez Coti
Director
Escuela de Estudios de Postgrados
Presente

Estimado M.A. Ing. Alvarez Coti

Por este medio informo a usted, que he revisado y aprobado el Trabajo de Graduación y el Artículo Científico: **"EVALUACIÓN DE LA EFICIENCIA DE VIGA DE CONCRETO POST-TENSADA RESPECTO A UNA VIGA METÁLICA DE SECCIÓN I PARA UN PUENTE DE 45 METROS DE LUZ"** del estudiante **Esau Guzman Ramirez** del programa de **Maestria En Estructuras** identificado(a) con número de carné 100017296.

Agradeciendo su atención y deseándole éxitos en sus actividades profesionales me suscribo.



Julio O. Pirir L.
Ingeniero Civil
MSc. Estructuras
Colegiado No. 6614

Mtro. Ing. Julio Oswaldo Pirir Quelex
Colegiado No. 6614
Asesor de Tesis

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Quien me ha sostenido y guiado para alcanzar esta meta en mi vida.
Mis padres	Elder Guzmán y Marta Julia Ramírez, quienes siempre me han brindado su apoyo.
Mi esposa	María Recinos, por su respaldo brindado en todo momento.
Mis hijos	Roberto y Esteban Guzmán Recinos, por ser la motivación para el alcance de nuevas metas.
Mi hermano	Luis Estuardo Guzman Ramírez, con quien hemos compartido a lo largo de la vida.
Mis abuelos	Que me brindaron ejemplo de trabajo y lucha.
Mis amigos	Compañeros de la maestría por su amistad a lo largo de estos años.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Por darme la oportunidad de formarme como profesional en el campo de la Ingeniería.
Mtro. Ing. Julio Pirir	Por su apoyo en la asesoría del presente trabajo de graduación.
Escuela de Estudios de Postgrado	Por permitirme lograr el crecimiento profesional.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	VII
GLOSARIO	IX
RESUMEN	XI
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	XIII
OBJETIVOS	XVII
HIPÓTESIS	XIX
RESUMEN DE MARCO METODOLÓGICO	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII
1. MARCO TEÓRICO	1
1.1. Aspectos generales.....	1
1.1.1. Localización del área o lugar en estudio.....	2
1.1.2. Ubicación de área en estudio	2
1.2. Elementos que componen un puente	3
1.2.1. Superestructura	5
1.2.2. Subestructura.....	7
1.3. Tipos de puentes.....	7
1.4. Códigos de diseño aplicados para puentes.....	9
1.4.1. Determinación de la zona sísmica.....	9
1.4.2. Cargas en puentes	11
1.4.3. Combinación de cargas.....	12
1.4.4. Cargas permanentes DC, DW y EV	17
1.4.5. Definición de cargas vivas	18

2.	DISEÑO DE LAS VIGAS	25
2.1.	Descripción de elementos estructurales	25
2.2.	Descripción de viga de concreto con sus componentes	25
2.3.	Descripción de viga metálica con sus componentes.....	26
2.4.	Definición de flexión en vigas	28
2.4.1.	Flexión en vigas preesforzadas	29
2.4.2.	Flexión en vigas metálicas	30
2.5.	Definición de deflexión en vigas.....	31
2.5.1.	Deflexión en vigas preesforzadas.....	32
2.5.2.	Deflexión en vigas metálicas.....	33
3.	EVALUACIÓN DE VIGAS POR SOFTWARE ESPECIALIZADO	37
3.1.	Descripción de materiales empleados en el puente.....	37
3.2.	Descripción del puente.....	39
3.3.	Modelación del puente	41
3.3.1.	Descripción de las cargas	41
3.3.2.	Descripción de códigos de diseño	41
3.3.3.	Modelo del puente con vigas post-tensadas.....	42
3.3.4.	Modelo del puente con vigas metálicas.....	45
3.4.	Momentos y combinaciones de carga.....	48
3.4.1.	Momentos y combinaciones viga concreto	48
3.4.2.	Momentos y combinaciones viga metálica.....	50
4.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	53
4.1.	Capacidad a flexión de las vigas	53
4.2.	Valores de deflexión.....	54
4.3.	Valores máximos de deflexión.....	55
4.4.	Evaluación de la deflexión	55
4.5.	Análisis de los resultados obtenidos	56

CONCLUSIONES	59
RECOMENDACIONES	61
REFERENCIAS.....	63
APÉNDICES.....	69
ANEXOS.....	71

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización de área en estudio	2
2.	Ubicación de área en estudio	3
3.	Partes de un puente.....	4
4.	Componentes de un puente.....	5
5.	Componentes de la superestructura	6
6.	Mapa de zonificación sísmica de Guatemala	10
7.	Características del camión de diseño	19
8.	Sección Longitudinal de viga de concreto postensada	26
9.	Sección de viga metálica tipo I	28
10.	Variaciones del esfuerzo de flexión debidas a incrementos del momento alrededor del eje x.....	31
11.	Deflexión en vigas preesforzadas	33
12.	Valores de la constante C_1 para usar en la deflexión	35
13.	Vista frontal del puente.....	39
14.	Perspectiva frontal del puente	40
15.	Perspectiva parte inferior	40
16.	Vista 3D del modelo	42
17.	Vista del modelo analizado	43
18.	Diagrama de momento para carga muerta viga exterior.....	43
19.	Diagrama de momento para carga móvil viga exterior.....	44
20.	Diagrama de momento para carga muerta viga interior.....	44
21.	Diagrama de momento para carga móvil viga interior.....	45
22.	Vista 3D del modelo	45

23.	Vista del modelo analizado	46
24.	Diagrama de momento para carga muerta viga exterior	46
25.	Diagrama de momento para carga móvil viga exterior	47
26.	Diagrama de momento para carga muerta viga interior	47
27.	Diagrama de momento para carga móvil viga interior.....	48

TABLAS

I.	Combinación de cargas.....	16
II.	Combinación de cargas y factores de carga.....	16
III.	Densidades	17
IV.	Capacidad a flexión viga de concreto	53
V.	Capacidad a flexión viga metálica	54
VI.	Valores de deflexión viga de concreto	54
VII.	Valores de deflexión viga metálica	55
VIII.	Valores de D/C viga de concreto.....	56
IX.	Valores de D/C viga metálica.....	56

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
CA	Carretera Centroamericana
kg	Kilogramos
km	Kilómetro
kN	Kilo Newton
m ³	Metro cúbico
mm	Milímetros
Mpa	Megapascal

GLOSARIO

AASHTO	Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (American Association of State Highway and Transportation Officials)
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
LFRD	Diseño de factor de carga y resistencia (Load and Resistance Factor Design)
LUZ	Distancia libre entre apoyos
NPS	Niveles mínimos de Protección Sísmica
NSE	Norma de Seguridad Estructural para Guatemala

RESUMEN

El objetivo de la presente investigación es realizar la comparación entre dos vigas utilizadas en la estructura de un puente, una construida con concreto preesforzado postensado, y la otra una viga metálica de sección I, que cubran una luz de 45 metros, esto con la finalidad de determinar cuál de las dos es más eficiente.

Dentro de los factores por tomar en cuenta al momento de definir los elementos para la construcción de un puente, se encuentran algunos de tipo estructural, acceso a los materiales necesarios para su construcción, la viabilidad del acceso al lugar donde se desarrolla la obra, la rapidez que permite el material seleccionado respecto a otra opción para la optimización de los tiempos constructivos, entre otros.

La presente investigación se realizó, a través de un software especializado, los modelos estructurales para los dos tipos de vigas en evaluación, con lo que se realizó el análisis de los resultados obtenidos para definir cuáles son las ventajas al utilizar los tipos de vigas propuestas.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

- Descripción general del problema

En nuestro país, desde años atrás, se ha realizado la construcción de puentes utilizando diferentes materiales en los elementos constructivos como el acero y el concreto, éste último ha ido adoptando nuevas tecnologías para trabajar actualmente con elementos como vigas pretensadas y postensadas, donde el diseñador escoge el sistema a emplear.

- Definición del problema

En nuestro país, no existen estudios que traten el tema de evaluación de la eficiencia de viga de concreto postensada respecto a una viga metálica de sección I para un puente de 45 metros de longitud, esta evaluación es de suma importancia ya que brindará orientación sobre cuál de los sistemas evaluados es el más eficiente.

- Problemas específicos
 - Cuál es la rigidez a flexión de una viga de concreto postensada.
 - Cuál es la deflexión de una viga de concreto postensada
 - Cuál es la rigidez a flexión de una viga metálica de sección I
 - Cuál es la deflexión de una viga metálica de sección I

- Delimitación del problema

El estudio se realizará para el puente San Francisco, ubicado en el km. 126 de la Ruta CA-2 en el municipio de Río Bravo, departamento de Suchitepéquez, durante el segundo semestre del año 2022, por medio de observación, investigación y recolección de datos.

- Pregunta principal de investigación

¿Se ha realizado alguna evaluación de la eficiencia de una viga de concreto postensada respecto a una viga metálica de sección I para un puente de 45 metros de luz?

- Preguntas complementarias de investigación

- ¿Se ha estudiado cual es la rigidez a flexión de una viga de concreto postensada?
- ¿Se ha analizado cual es la deflexión de una viga de concreto postensada?
- ¿Se ha estudiado cual es la rigidez a flexión de una viga metálica de sección I?
- ¿Se ha analizado cual es la deflexión de una viga metálica de sección I?

- Necesidades por cubrir o por satisfacer

La necesidad que esta investigación pretende satisfacer es determinar a través de la evaluación, cuál es más eficiente entre una viga de concreto postensada o una viga metálica de sección I para un puente de 45 metros de luz, los resultados aportarán criterios a los profesionales que se dedican al diseño estructural de puentes.

OBJETIVOS

General

Evaluar la eficiencia entre una viga de concreto postensada respecto a una viga metálica de sección I para un puente de 45 metros de luz.

Específicos

1. Comparar la rigidez a flexión de una viga de concreto postensada respecto a una viga metálica de sección I.
2. Comparar la deflexión de una viga de concreto postensada respecto a una viga metálica de sección I.
3. Analizar los resultados entre las vigas evaluadas con base en la respuesta a las solicitaciones a las que han sido sometidas.

HIPÓTESIS

La viga metálica de sección I es estructuralmente un 10 % más eficiente que la viga de concreto postensada, al ser sometidas ambas a las mismas solicitaciones de carga y esfuerzos.

RESUMEN DE MARCO METODOLÓGICO

- Tipo de la investigación o propuesta

La presente investigación busca resaltar la importancia de analizar estructuralmente dos tipos de vigas, esto para evidenciar que tipo de viga es más eficiente, la correlación de las variables se hará a través de un estudio comparativo.

- Diseño de la investigación o propuesta

Esta investigación estudia qué tipo de viga es más eficiente entre una viga postensada o una viga metálica de sección I para una luz de 45 metros, por lo anterior se considera que esta investigación es no experimental-transversal ya que el investigador no intervendrá las variables.

- Enfoque de la investigación o propuesta

La investigación tendrá un enfoque cuantitativo ya que se busca cuantificar y compara la eficiencia de una viga de concreto postensada y una viga metálica de sección I a través de los resultados de los análisis estructurales.

- Variables

Las variables estudiadas durante el proceso de esta investigación serán: viga de concreto postensada, viga metálica de sección I y la eficiencia de desempeño en vigas, con el fin de obtener resultados para el análisis de la investigación.

- Universo y población de estudio

El universo y la población del estudio serán vigas de concreto postensadas y vigas metálicas de sección I, para cubrir una luz de 45 metros de longitud.

- Procesamiento y análisis de datos

La realización del procesamiento y análisis de datos será a través de la tabulación de los resultados obtenidos en el análisis estructural de los modelos de las vigas a través de software especializado, los resultados serán plasmados en tablas y gráficas, las cuales serán de gran ayuda para la comprensión e interpretación de estos.

INTRODUCCIÓN

Actualmente en Guatemala, para la ejecución de proyectos de construcción como el caso de los puentes, se ha mostrado una tendencia a la utilización del concreto preesforzado para la construcción de los diferentes elementos estructurales de estos, en el caso específico de las vigas, se ha estado utilizando, tanto la modalidad del sistema constructivo de concreto pretensado, como postensado.

A nivel de normativas, la AGIES (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica) ha incluido dentro de algunas de sus normativas el tema de la construcción de puentes, (NSE 5.2 Puentes de tamaño y altura limitados) las cuales se basan en las normativas internacionales como AASHTO LFRD.

Se ha realizado también por parte de AGIES un mapa de zonificación sísmica, el cual divide a nuestro país en 4 zonas, esto para poder tomar en cuenta las variables necesarias para la realización del análisis estructural, en el caso de la presente investigación, se desarrolla en el municipio de Río Bravo del departamento de Suchitepéquez, el cual se ubica en la zona sísmica 4.2.

Otra de las opciones, que en ocasiones se considera para la construcción de vigas de puentes son las de tipo metálico, por lo que en la presente investigación se realiza un estudio entre estos dos tipos de vigas, la de concreto postensada y la viga metálica tipo I con la finalidad de determinar cuál de las dos es la más eficiente.

En el capítulo 1, se muestra el marco teórico que incluye la ubicación del área de estudio s, en el cual también se realiza una semblanza histórica de las diferentes clases de puentes utilizados a lo largo de la historia, se detallan los elementos que los componen, tipos y cargas aplicadas sobre estos.

Para el diseño de las vigas, en el capítulo 2 se detallan todos los componentes de estas, tanto para las vigas de concreto, como para las vigas metálicas, continuando con el análisis estructural se realiza en el capítulo 3 utilizando para ello un software especializado.

El análisis de los resultados se presenta en el capítulo 4, con los resultados obtenidos del análisis estructural realizado a las vigas, se puede determinar cuál de estas responde de mejor forma a la evaluación planteada en la presente investigación.

1. MARCO TEÓRICO

1.1. Aspectos generales

En términos generales, un puente es una construcción que permite sortear un obstáculo o accidente geográfico como un cuerpo de agua, un precipicio, entre otros y surgieron como una necesidad del ser humano, ya que permiten el dar continuidad a una vía de comunicación, éstos han sido utilizados desde tiempos antiguos debido a la necesidad de locomoción y transporte de productos.

Han existido diversos tipos de puentes y materiales utilizados en su construcción, antiguamente se utilizaban algunos como madera, rocas, ladrillo. Los romanos también usaban cemento, que reducía la variación de la fuerza que tenía la piedra natural. “Un tipo de cemento llamado puzolana, consistía en agua, limo, arena y roca volcánica. Los puentes de ladrillo y mortero fueron construidos después de la era romana, ya que la tecnología del cemento se perdió y más tarde fue redescubierta” (Manual Centroamericano de Gestión del Riesgo en Puentes, 2010, p. 79).

La construcción de puentes es un elemento que aporta en el desarrollo económico de un país, ya que permite el contar con vías adecuadas para el intercambio comercial, productos y servicios, por lo que cobra especial importancia el contar con métodos y tecnología adecuados en la construcción de estos.

1.1.1. Localización del área o lugar en estudio

El área en estudio se encuentra ubicada en el municipio de Rio Bravo, departamento de Suchitepéquez, actualmente está comunicada por la CA-2 a la altura del km 126 siendo una carretera asfaltada para su acceso.

Figura 1. Localización de área en estudio

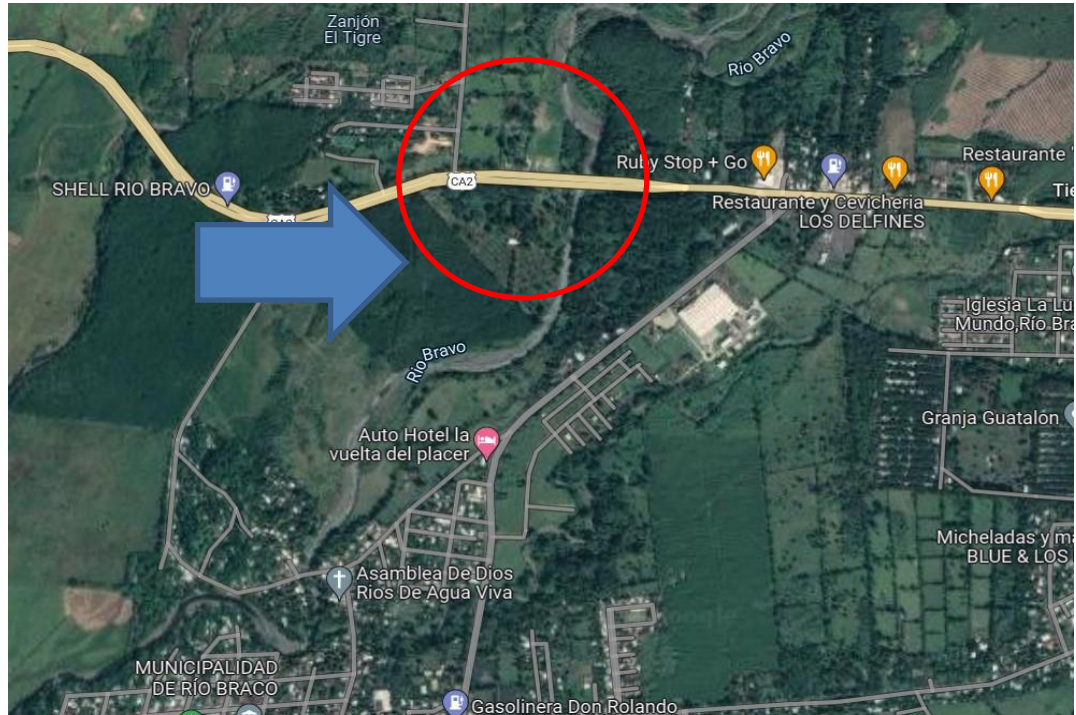


Fuente: Google Earth Pro (2022). Localización de área de estudio. Consultado el 20 de mayo de 2022. Recuperado de [lansat/copernicus](https://lansat.copernicus.com/) 2022 inegi.

1.1.2. Ubicación de área en estudio

El área en estudio se encuentra ubicada en el municipio de Rio Bravo, departamento de Suchitepéquez, se encuentra a una altura de 170 metros sobre el nivel del mar, con una latitud 14°24'42.6" norte y una longitud de 91° 18'42.5" oeste. En la dirección siguiente: ruta CA-2 km 126.

Figura 2. **Ubicación de área en estudio**



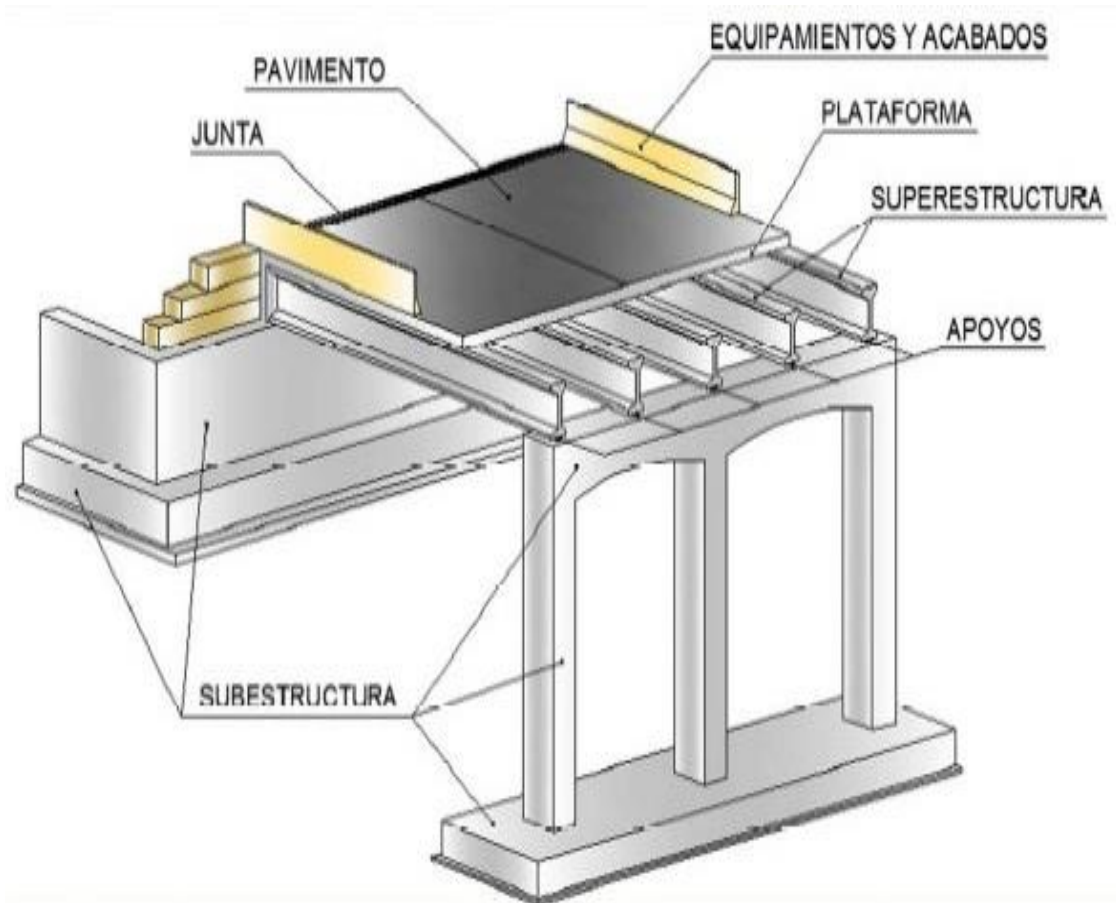
Fuente: Google Earth Pro (2022). *Ubicación de área en estudio*. Consultado el 20 de mayo de 2022. Recuperado de [lansat/copernicus 2022](https://lansat.copernicus.com/) inegi.

1.2. **Elementos que componen un puente**

Un puente consta fundamentalmente de dos partes, las cuales se denominan: Superestructura y Subestructura.

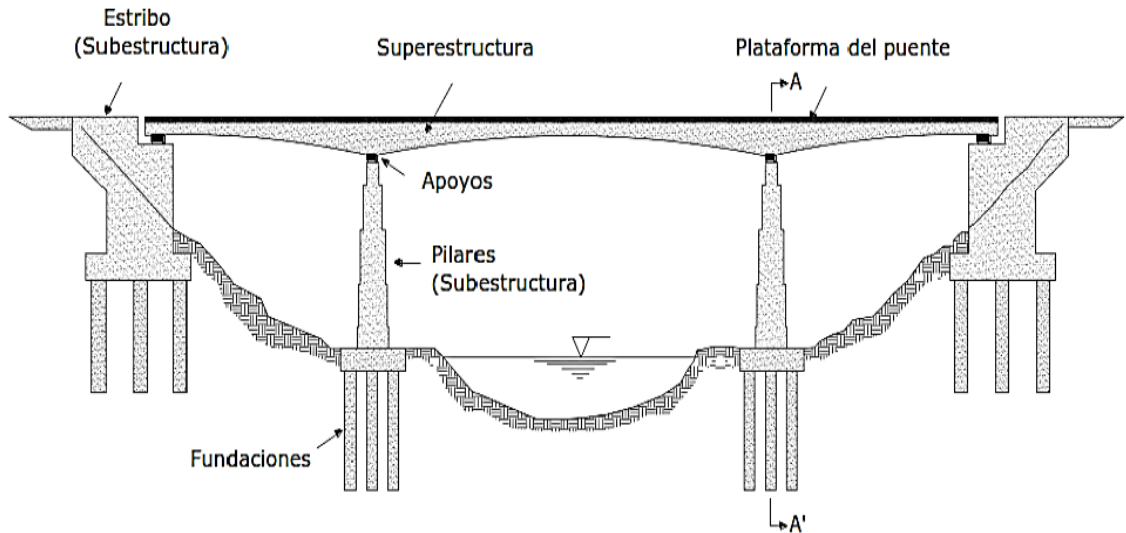
El Ingeniero Martínez (2016) en su tesis doctoral *Sistemas de Gestión de Puentes Optimización de estrategias de mantenimiento Implementación en redes locales de carreteras* presenta las siguientes partes que componen un puente:

Figura 3. **Partes de un puente**



Fuente: Martínez (2016). *Sistemas de gestión de puentes*.

Figura 4. Componentes de un puente



Fuente: León y Ramírez (2010). *Apoyo didáctico en la asignatura de puentes CIV 312*.

1.2.1. Superestructura

En cuanto a la superestructura, en la tesis de maestría *Evaluación de Factores de Distribución de Carga en Puentes Preesforzados en México* comparte lo siguiente:

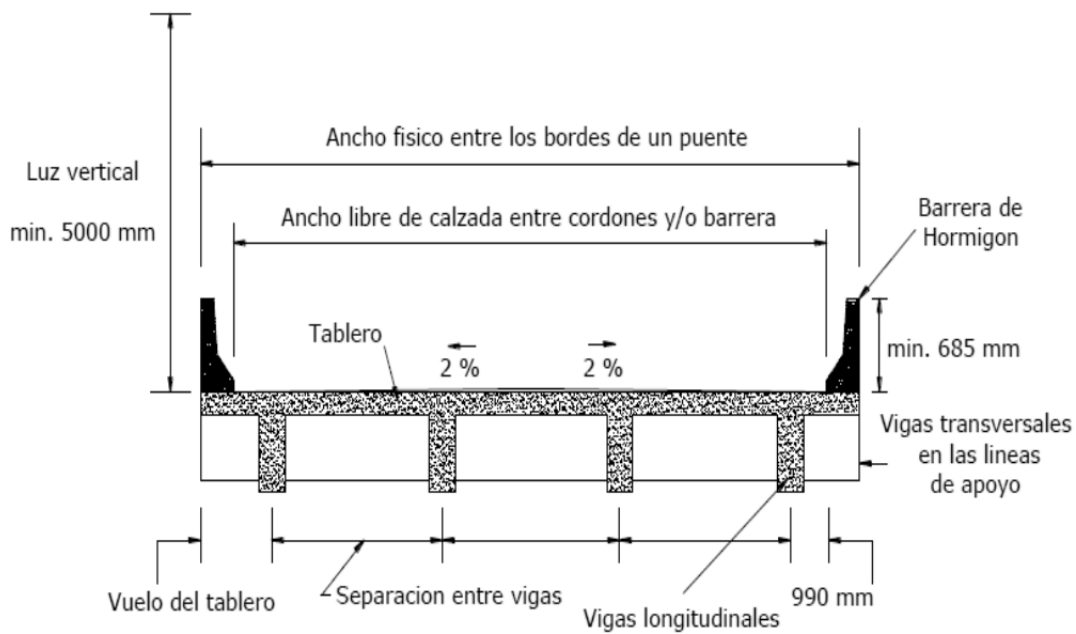
Valenzuela (2018)

La superestructura es el elemento que logra salvar el claro y provee paso a los vehículos, es el componente que recibe directamente las cargas vivas del puente bajo condiciones normales de tránsito vehicular o peatonal para transmitir las a la subestructura y puede ser construido con la configuración losa sobre viga, con vigas de concreto reforzado, concreto presforzado, vigas tipo AASHTO, armaduras, entre otros. (p. 23)

La superestructura está conformada por los elementos estructurales del puente que constituyen el tramo horizontal del mismo, siendo estos:

- Tablero
- Estructura portante
- Accesorios del tablero
- Vigas

Figura 5. **Componentes de la superestructura**



Fuente: León y Ramírez (2010). *Apoyo didáctico en la asignatura de puentes civ 312.*

1.2.2. Subestructura

La subestructura se refiere a los componentes estructurales del puente que soportan el tramo horizontal, siendo estos:

- Pilares
- Estribos
- Fundaciones

1.3. Tipos de puentes

Los puentes pueden ser clasificados de varias formas, encontrándose entre estas por el servicio que prestan, por el material de la superestructura, por el sistema estructural empleado, por el proceso constructivo, por su trazo geométrico, entre otros.

En nuestro país, no es muy amplia la tipología estructural para los puentes, encontrando mayormente puentes de concreto reforzado, puentes de concreto pretensado y postensado, puentes en acero, de éstos últimos existen algunos antiguos que llevan muchos años en servicio.

AGIES (2018) plantea lo siguiente:

Tipología estructural de puentes - Para definir el diseño final de un puente es importante desarrollar una serie de pasos dentro de los cuales queda integrada una actividad importante que es la definición de la tipología estructural por utilizar

Tipologías estructurales de puentes en concreto:

- a) Losas armadas
- b) Losas preesforzadas
- c) Vigas armadas
- d) Vigas armadas con preesfuerzo pretensado
- e) Vigas armadas con preesfuerzo postensado
- f) Arcos Armados y/o preesforzados
- g) Cajones en voladizo sucesivos de sección constante
- h) Cajones en voladizo sucesivos de sección variable
- i) Puentes atirantados. (pp. 1-5)

En cuanto a los puentes en Acero, AGIES nos proporciona la siguiente información:

Así mismo AGIES (2018) plantea la tipología estructural de puentes en acero:

- Vigas
- Armadura sobre tablero y bajo tablero
- Vigas metálicas en cajón
- Arcos sobre tablero y bajo tablero
- Puentes atirantados
- Puentes colgantes

Los puentes en acero regularmente son utilizados para cubrir grandes luces, usando también en nuestro país puentes de tipo mixto. Estas tipologías de puentes identificados basados en las normas AGIES NSE 5.2, serán las que se utilizarán de referencia para el desarrollo de la presente investigación.

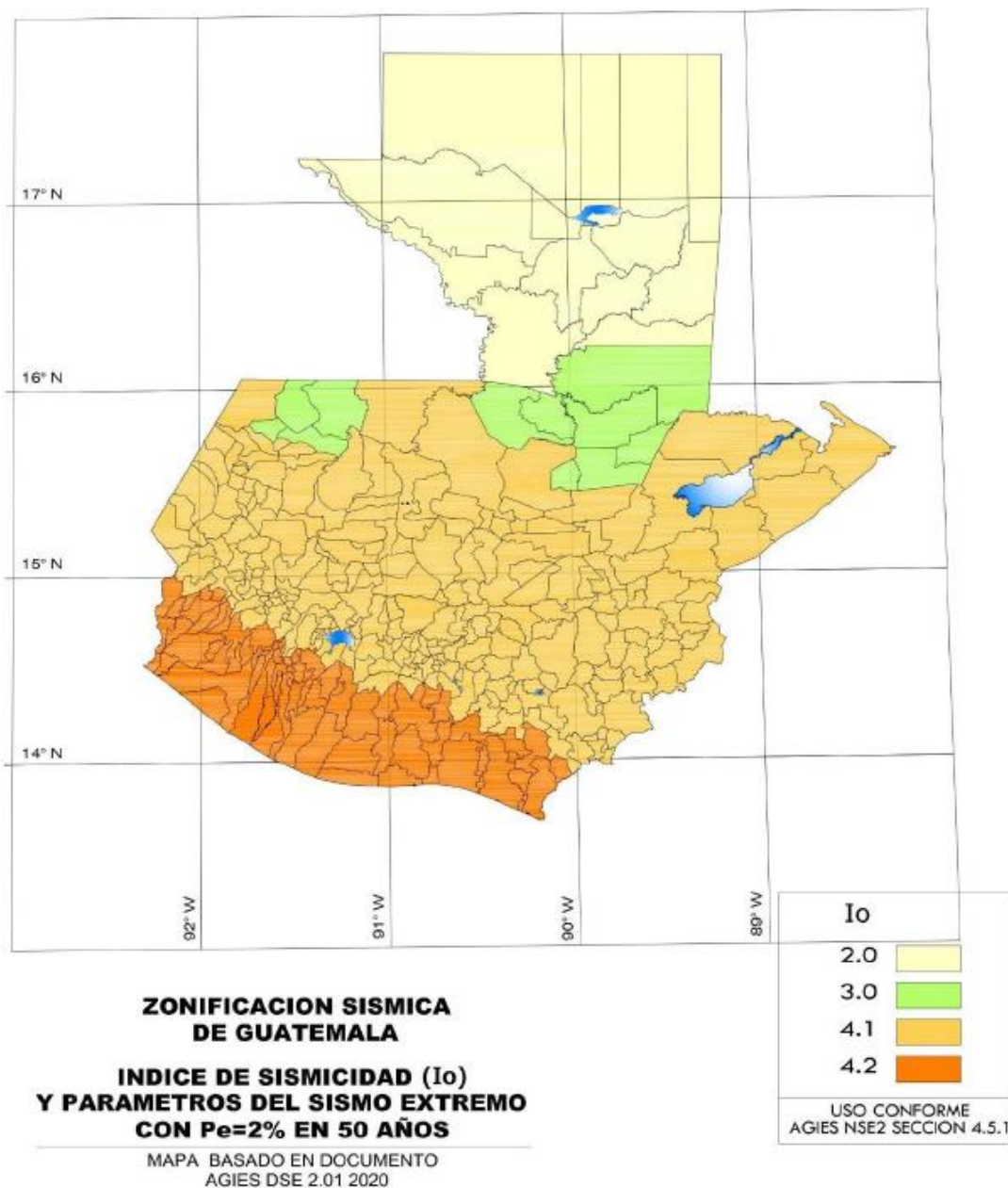
1.4. Códigos de diseño aplicados para puentes

A continuación, se presenta la determinación de la zona sísmica.

1.4.1. Determinación de la zona sísmica

AGIES (2020) publicó las *Normas de Seguridad Estructural para Guatemala NSE 2 demandas estructurales y condiciones de sitio* donde estipula las cargas mínimas, las bases para establecer la condición del terreno y los niveles mínimos de protección sísmica (NPS) que se deberán emplear en el diseño estructural de edificaciones.

Figura 6. **Mapa de zonificación sísmica de Guatemala**



Fuente: AGIES (2020). *NSE 2 demandas estructurales y condiciones de sitio.*

AGIES divide al país en 4 zonas sísmicas, para el presente caso, se ubica en el municipio de Rio Bravo del departamento de Suchitepéquez, el cual se encuentra en la zona sísmica 4.2.

1.4.2. Cargas en puentes

De acuerdo con Guzmán (2010) en su tesis de maestría “*Reforzamiento de puentes de concreto utilizando postensado externo*” comparte que las cargas sobre los puentes se dividen en cargas que actúan sobre la subestructura y cargas que actúan sobre la superestructura.

- Cargas permanentes

Las cargas permanentes son las que se mantienen sobre el puente durante toda la vida de servicio de éste, encontrándose las siguientes:

AGIES (2018) plantea como cargas Permanentes:

- DD -Fricción Negativa (downdrag)
 - DC -Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.
 - DW -Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.
 - EH -Empuje horizontal del suelo.
 - EL -Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado.
 - ES -Sobrecarga el suelo
 - EV -Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.
- Cargas transitorias

De acuerdo con AGIES (2018) se pueden mencionar las siguientes:

- EQ -Sismo
- FR -Fricción
- CS -Carga de sólidos en flujo turbulento (rocas y árboles)
- IM -Impacto: Incremento por carga vehicular dinámica
- LL -Sobrecarga vehicular dinámica
- LS -Sobrecarga viva
- PL -Sobrecarga peatonal
- SE -Asentamiento
- SH -Contracción
- TG -Gradiente de temperatura
- TU -Temperatura uniforme
- WA -Carga hidráulica y presión del flujo del agua
- WL -Viento sobre la sobrecarga
- WS -Viento sobre la estructura
- BR -Fuerza de frenado de los vehículos
- CE -Fuerza centrífuga de los vehículos
- CR -Fluencia Lenta (creep)
- CT -Fuerza de colisión de un vehículo
- CV -Fuerza de colisión de una embarcación

1.4.3. Combinación de cargas

De acuerdo con los factores de carga que se definen en la metodología LRFD y sus combinaciones, serán necesarios para el establecimiento de la carga mayorada resultante que se generará para un proyecto específico, y serán los que se utilizarán para el diseño de los diferentes elementos que componen la estructura de un puente, esto de acuerdo con la tipología definida y a los materiales por utilizar.

- Fórmula general con factores de carga

De acuerdo con la fórmula, se tomará de la siguiente manera la solicitud de carga mayorada total:

$$Q = \sum \eta_i * \gamma_i * Q_i \quad (1)$$

Donde:

- η_i es el modificador de las cargas cuyo valor debe ser mayor o igual a
- 0.95
- Q_i son solicitudes de las cargas aquí especificadas
- γ_i son factores de carga especificados en las Tablas

$$\eta_i = \eta_D * \eta_R * \eta_l \quad (2)$$

La ecuación mayorada al ser relacionada con la resistencia de la estructura quedará de la siguiente forma:

$$\sum \eta_i * \gamma_i * Q_i = \sum \Phi R = R_r \quad (3)$$

Fuente: AGIES (2018). *NSE 5.2 Puentes de tamaño y altura limitados*.

Donde:

- ϕ es el valor que multiplica la resistencia en el límite del material que se está diseñando y que se relaciona con la incertidumbre del comportamiento homogéneo del material en la condición específica del elemento.

- R es el valor de la resistencia al límite del material del elemento que se esté diseñando para una condición de esfuerzo que se esté revisando.
- R_r es el valor de la resistencia al límite del esfuerzo del material que se esté diseñando ya considerando la incertidumbre del tipo de material y la condición de esfuerzos específica del elemento que se esté diseñando.

Estados límite de servicio

Estas son las que operan en condiciones usuales de servicio, restringiendo esfuerzos, deformaciones y anchos de posibles grietas en la estructura del puente, de acuerdo con AASHTO (2002) se determinan las siguientes combinaciones:

- Servicio I
- Servicio II
- Servicio III
- Servicio IV

Estados límite de resistencia

Es el que en el diseño asegura la estabilidad y resistencia de la estructura teniendo en cuenta las combinaciones de carga, con base en AASHTO (2002) se determinan las siguientes:

- Resistencia I
- Resistencia II
- Resistencia II
- Resistencia IV

- Resistencia V

Estados límite de eventos extremos

Cuando se dan eventos extremos como el caso de impacto de embarcaciones, vehículos, sismos, es el diseño encargado de garantizar la supervivencia de la estructura, AASHTO (2002) determina las siguientes:

- Evento extremo I
- Evento extremo II

Estados límite de fatiga y fractura

Es el diseño encargado de controlar las grietas que se pueden producir en la estructura al estar sometida a cargas repetitivas, siendo la siguiente combinación de acuerdo con AASHTO (2002):

- Fatiga I

Factores de carga y combinaciones

Se deberán de realizar las siguientes combinaciones de carga con los factores que se muestran en las tablas 1 y 2 para la determinación de la demanda de cargas de la estructura.

Tabla I. **Combinación de cargas**

Combinación de Cargas	<i>DC</i>													
	<i>DD</i>	<i>LL</i>	Usar solo uno por vez											
	<i>DW</i>	<i>IM</i>												
	<i>EH</i>	<i>CE</i>												
	<i>EV</i>	<i>BR</i>	<i>TU</i>											
	<i>ES</i>	<i>PL</i>	<i>CR</i>											
	<i>EL</i>	<i>LS</i>	<i>WA</i>	<i>WS</i>	<i>WL</i>	<i>FR</i>	<i>SH</i>	<i>TG</i>	<i>SE</i>	<i>EQ</i>	<i>IC</i>	<i>CT</i>	<i>CV</i>	
RESISTENCIA I (a mer que se especifique lo contrario)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	1.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
RESISTENCIA III	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
RESISTENCIA IV –Solo <i>EH, EV, ES, DW, DC</i>	γ_p 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	
SERVICIO II	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
SERVICIO IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	
FATIGA -Solo <i>LL, IM y</i>	-	0.75	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	

Fuente: AASHTO (2002). *Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LFRD.*

Tabla II. **Combinación de cargas y factores de carga**

Tipo de carga	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1.25	0.90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1.80	0.45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65
EH: Empuje horizontal de suelo		

Continuación tabla II.

• Activo	1.50	0.90
• En reposo	1.35	0.90
EL: Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1.00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1.35	1.00
• Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
• Marcos rígidos	1.35	0.90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1.95	0.90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1.50	0.90
ES: Sobrecarga de suelo	1.50	0.75

Fuente: AASHTO (2002). *Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LFRD.*

1.4.4. Cargas permanentes DC, DW y EV

“La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobrecapas y ensanchamientos previstos” (AASHTO, 2002, pp. 3-17). En el caso de no existir información precisa, con cargas permanentes se deben de usar las siguientes densidades:

Tabla III. **Densidades**

Material	Densidad (kg/m ³)
Aleaciones de Aluminio	2800
Superficies de rodamiento bituminosas	2250
Hierro Fundido	7200
Escoria	960
Arena, arcilla o limo compactado	1925

Continuación tabla III.

Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f_c \leq 35$ MPa	2320
	Densidad normal con $35 < f_c \leq 105$ MPa	$2240 + 2.29 f_c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla Blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactada a rodillo		2250
Acero		7850
Silería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0.30

Fuente: AASHTO (2002). *Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LFRD.*

1.4.5. Definición de cargas vivas

Sobrecarga vehicular LL

a) Requisitos generales

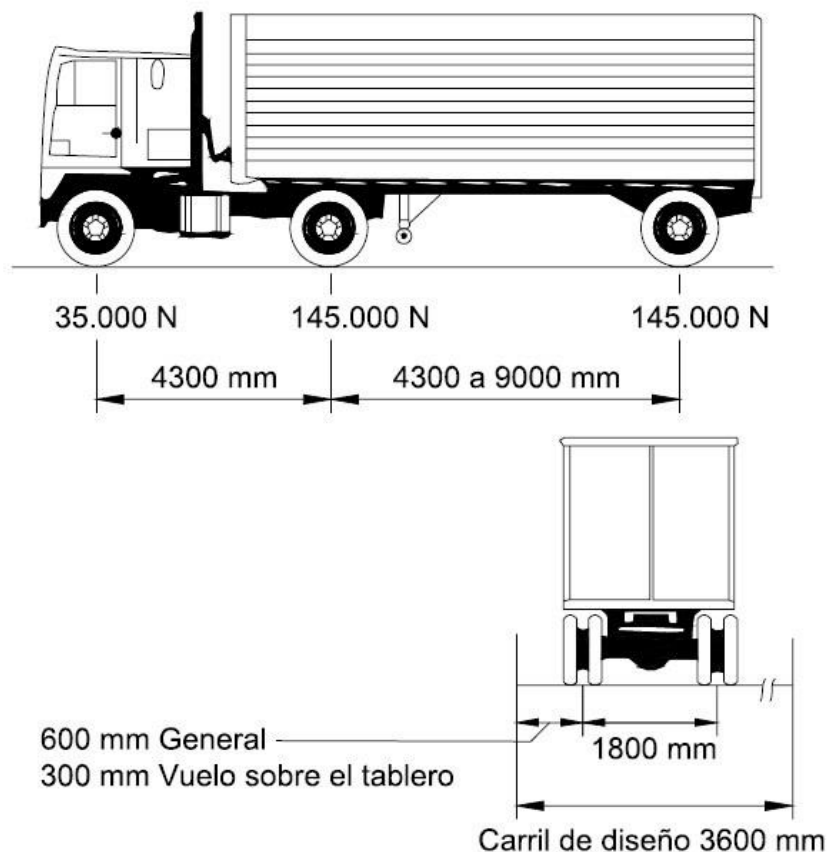
La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

- Camión de diseño o tándem de diseño
- Carga de carril de diseño

b) Camión de diseño

- i. Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la figura 7. Se deberá de considerar un incremento por carga dinámica
- ii. La separación entre los dos ejes de 145,000N (145kN) se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las solicitaciones externas. (AGIES NSE 5.2, s.f., pp. 4-12)

Figura 7. **Características del camión de diseño**



Fuente: AGIES (2018). NSE 5.2 *puentes de tamaño y altura limitados*.

c) Tándem de diseño

- i. El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm.
- ii. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm.
- iii. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado. (AGIES NSE 5.2, s.f. pp. 4-13)

d) Carga del carril de diseño

- i. La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9.3 N/mm (9.3 kN/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal.
- ii. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm.
- iii. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica. (AGIES NSE 5.2, s.f., pp. 4-13 y 4-14)

e) Área de Contacto de los Neumáticos

- i. El área de contacto de los neumáticos de una rueda compuesta por uno o dos neumáticos se deberá considerar como un único rectángulo de 510 mm de ancho y 250 mm de longitud.
- ii. Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye uniformemente sobre el área de contacto. Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye de la siguiente manera:

- En superficies continuas, uniformemente sobre el área de contacto especificada, y
 - En superficies discontinuas, uniformemente sobre el área de contacto real dentro de la huella, aumentando la presión en función de la relación entre el área de contacto especificada y la real.
- iii. Para otros camiones de diseño, el área de contacto de los neumáticos se podrá calcular a partir de las dimensiones mostradas en las Ecuaciones:

$$\text{Ancho del neumático} = \frac{P}{142} \quad (4)$$

$$\text{Longitud del neumático} = 165\gamma \left(1 + \frac{IM}{100}\right) \quad (5)$$

- f) Distribución de las cargas de rueda a través de suelos de relleno
- i. Si la profundidad del relleno es menor que 600 mm, se despreciará el efecto del relleno sobre la distribución de la sobrecarga. La distribución de la sobrecarga para la parte superior de alcantarillas se podrá basar en los requisitos para losas de tablero paralelas al tráfico.
 - ii. En lugar de realizar un análisis más preciso o utilizar otros métodos aproximados de distribución de cargas aceptables, si la profundidad del relleno es mayor que 600 mm, se podrá considerar que las cargas de las ruedas están uniformemente distribuidas en un área rectangular cuyos lados son iguales a la dimensión del área de contacto de los neumáticos más 1.15 veces la profundidad del relleno en el caso de rellenos

granulares seleccionados, o la profundidad del relleno en todos los demás casos.

- iii. Si las áreas de varias ruedas se superponen, la carga total se deberá distribuir uniformemente en el área.
- iv. Para las alcantarillas de un solo tramo, los efectos de la sobrecarga se podrán despreciar si la profundidad del relleno es mayor que 2400 mm y mayor que la longitud del tramo; para las alcantarillas de múltiples tramos estos efectos se podrán despreciar si la profundidad del relleno es mayor que la distancia entre las caras de los muros extremos.
- v. Si en una losa de concreto el momento debido a la sobrecarga y carga de impacto calculado con base en la distribución de la carga de las ruedas a través del relleno es mayor que el momento debido a la sobrecarga y carga de impacto, se deberá usar este último momento. (AGIES NSE 5.2, s.f., pp. 4-14 y 4-15)

g) Número de carriles de diseño

- i. El número de carriles de diseño se deberá determinar tomando la parte entera de la relación $w/3600$, siendo w el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras, en mm. También se deberá considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada.
- ii. En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tengan menos de 3600 mm de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de

circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación.

- iii. Los anchos de calzada comprendidos entre 6000 y 7200 mm deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada. AGIES NSE 5.2 (p. 4-15)

h) Presencia de múltiples sobrecargas

- i. Los requisitos de este artículo no se aplicarán al estado límite de fatiga para el cual se utiliza un camión de diseño, independientemente del número de carriles de diseño. Si en lugar de emplear la ley de momentos y el método estático se utilizan los factores de distribución aproximados para carril único de las secciones en donde se definen las fórmulas para distribuir las cargas de neumático sobre las vigas y otros elementos de tablero, las solicitaciones se deberán dividir por 1.20.
- ii. A menos que en esta norma se especifique lo contrario, la sollicitación extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente, para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL93. En ausencia de datos específicos del predio, los valores de la Tabla IV

- Se deberán utilizar al investigar el efecto de un carril cargado.
 - Se podrán utilizar al investigar el efecto de tres o más carriles cargados.
- iv. Con el objetivo de determinar el número de carriles cuando la condición de carga incluye las cargas peatonales combinadas con uno o más carriles con la sobrecarga vehicular, las cargas peatonales se podrán considerar como un carril cargado.
- v. Los factores especificados en la Tabla IV no se deberán aplicar conjuntamente con los factores de distribución de carga aproximados, excepto si se aplica la ley de momentos o si se utilizan requisitos especiales para vigas exteriores en puentes de vigas y losas. AGIES NSE 5.2 (p. 4-15 y 4-16)

2. DISEÑO DE LAS VIGAS

2.1. Descripción de elementos estructurales

Para el presente estudio, se trabajó con un elemento estructural construido con dos tipos de materiales, consistente en una viga construida con concreto postensado y la otra de metal de sección tipo I, las cuales se someterán a las mismas solicitaciones para determinar cuál de las dos es la más eficiente.

2.2. Descripción de viga de concreto con sus componentes

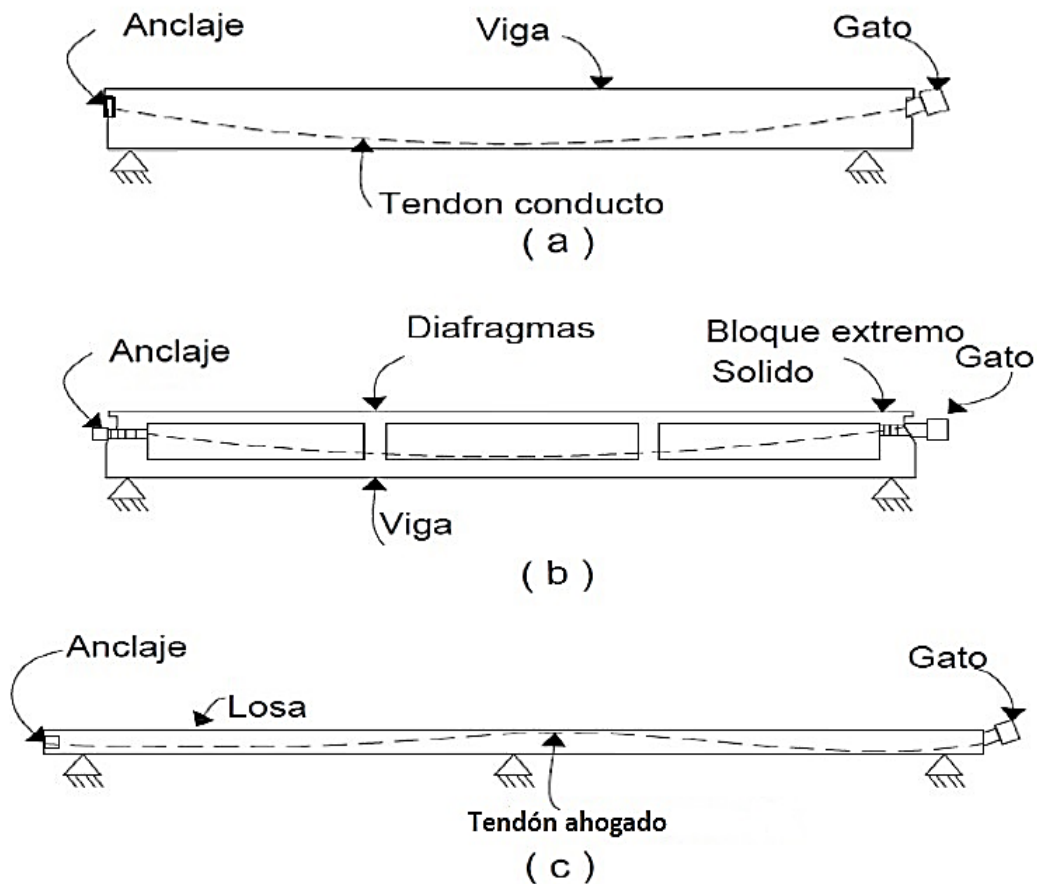
En la actualidad, una gran cantidad de puentes se construye con sistema de vigas de concreto, siendo estos de los más comunes utilizados en nuestro país, en el caso del concreto preesforzado, existen dos grandes procedimientos para transmitir la fuerza del pretensado, según si el cable es estirado antes o después que el concreto ha fraguado.

Los sistemas de preesforzados los describe de esta forma el ingeniero Cabrales (2019) en su tesis de maestría *Variación de los Momentos de Diseño según los códigos Ccp-95 Y Ccp-14 para Puentes Simplemente Apoyados Tipo Losa y Vigas* donde indica lo siguiente:

Existen dos sistemas de presforzado, el postensado que consiste en aplicar una carga P en el gato después de que el concreto este endurecido trasmitiéndole a la viga los esfuerzos debido a esta fuerza P para poder aplicar dicha fuerza el concreto debe alcanzar la resistencia requerido para

que no falle. Una vez aplicada la carga de diseño se suelta el gato y se anclan los cables a la pared de la viga. (p. 6)

Figura 8. **Sección longitudinal de viga de concreto postensada**



Fuente: NILSON (1990). *Diseño de estructuras de concreto presforzado*.

2.3. Descripción de viga metálica con sus componentes

Para la evaluación por realizar en el presente estudio, se utilizará como otro referente, la viga metálica de sección I, ya que esta es una de las que más

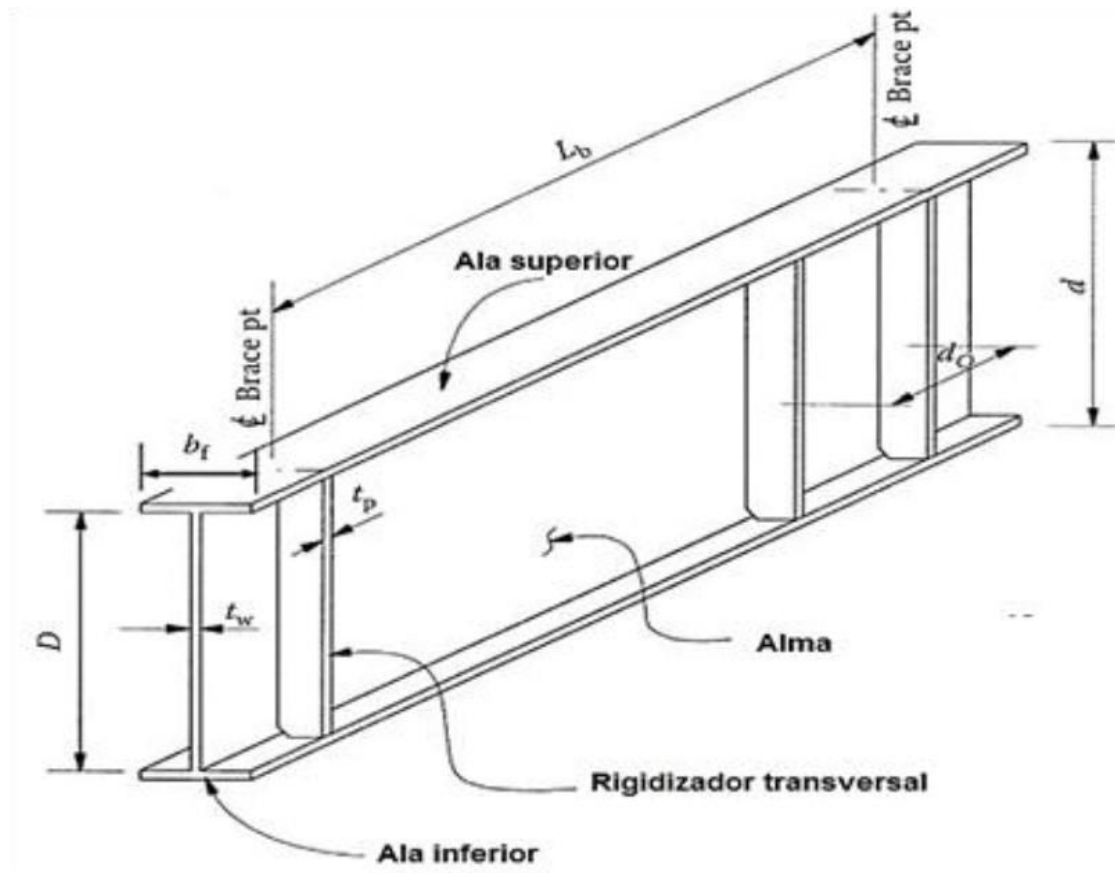
ha sido utilizada en el siglo anterior y en el presente en los puentes existentes y se continúa utilizando en nuevos diseños.

Los sistemas de vigas metálicas para puentes son analizados por McCormac y Csernak (2013) en su libro *Diseño de estructuras de acero* donde indican lo siguiente:

Los largueros de puente son las vigas en los pisos de puentes que corren paralelas a la superficie de rodamiento, en tanto que las vigas de piso son las vigas más grandes que en muchos pisos de puentes corren perpendicularmente a la superficie de rodamiento y se usan para transferir las cargas del piso, de los largueros de puente a las trabes o armaduras sustentantes. El término trabe se usa en forma algo ambigua, pero usualmente denota una viga grande a la que se conectan otras de menor tamaño. (p. 237)

Al realizar un diseño de puente con viga de acero, se tienen opciones para asignar una viga que sea la más adecuada de acuerdo con la sección transversal del puente, sin embargo, es necesario tomar en cuenta las normas de diseño estructural, ya que frecuentemente, se comete el error de diseñar una viga con un gran peralte y un espesor delgado del alma, generando pandeo, por lo que se deben utilizar rigidizadores para no afectar el funcionamiento del puente.

Figura 9. Sección de viga metálica tipo I



Fuente: Chen y Duan (2014). *Bridge engineering handbook – superstructure design*.

2.4. Definición de flexión en vigas

Para una viga, un momento de flexión es el que se produce cuando se aplica una fuerza en algún lugar a lo largo de esta, en uno o en ambos extremos, la rigidez de la viga es la capacidad de una viga para resistir la flexión cuando se le aplica un momento.

Galindo (2020) expone que:

Al momento de diseñar una viga bajo la acción de un esfuerzo de flexión, se toma en cuenta, que la resistencia del elemento estructural tipo viga bajo dicho esfuerzo es medida o está en función de la resistencia a la tracción del concreto u hormigón. Dicha resistencia a flexión se denomina módulo de ruptura (f_r) la cual está basada en la fórmula de flexión. (p. 37)

$$f_r = \frac{Mc}{I} \quad (6)$$

Fuente: GALINDO ESCOBAR (2020)

Donde M es el momento máximo flexionante; c la distancia del eje neutro a la fibra extrema; I inercia del elemento.

En función de una carga axial se expresa de la siguiente forma en kg/cm²:

$$f_r = \frac{PL}{bwh^2} \quad (7)$$

2.4.1. Flexión en vigas preesforzadas

Para el caso de la flexión en las vigas construidas con concreto preesforzado, se plantea lo siguiente:

Nilson (1990)

Generalmente, en la práctica actual, las dimensiones del concreto y la fuerza pretensora para las vigas se escogen en forma tal de no exceder los límites de esfuerzos especificados a medida en que la viga pasa del

estado descargado al estado de servicio. Tanto el concreto como el acero se pueden considerar elásticos en este rango. Después de que se han seleccionado tentativamente las dimensiones del miembro sobre estas bases, si fuera necesario se deberán revisar las deflexiones bajo los estados de carga de interés y la resistencia última del miembro. (pp. 138-139)

2.4.2. Flexión en vigas metálicas

Para el caso de las vigas metálicas, el diseño por flexión se puede calcular de la siguiente forma:

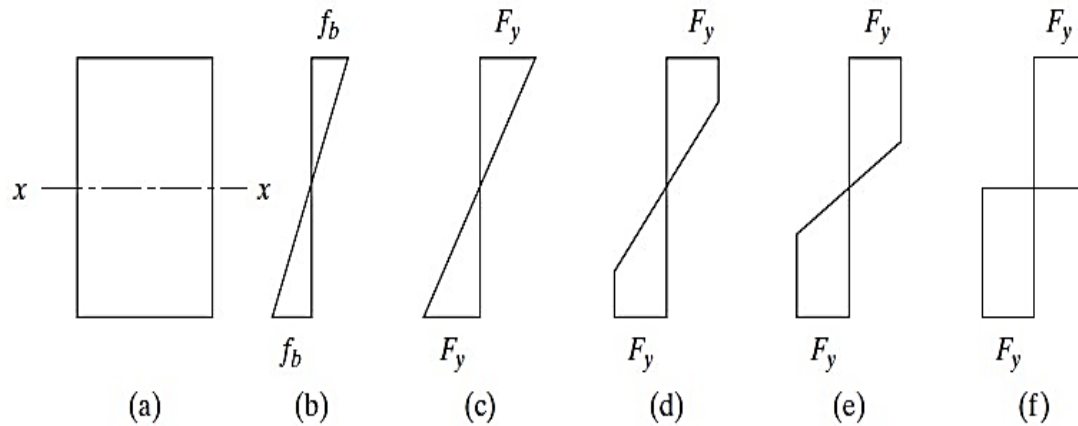
McCormac y Csernak (2013)

Si la viga está sujeta a momento de flexión, el esfuerzo en cualquier punto se puede calcular con la fórmula de la flexión: $f_b = Mc/I$. Debe recordarse que esta expresión es aplicable solamente cuando el máximo esfuerzo calculado en la viga es menor que el límite elástico. La fórmula se basa en las hipótesis elásticas usuales: el esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria, una sección plana antes de la flexión permanece plana después de la aplicación de las cargas, entre otros. El valor I/c es una constante para una sección específica y se denomina módulo de sección (S). (p.238)

Entonces, la fórmula de la flexión puede escribirse de la siguiente manera:

$$f_b = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S} \quad (8)$$

Figura 10. **Variaciones del esfuerzo de flexión debidas a incrementos del momento alrededor del eje x**



Fuente: McCormac y Csernak (2013). *Diseño de estructuras de acero*.

Inicialmente, cuando el momento se aplica a la viga, el esfuerzo varía linealmente desde el eje neutro hasta las fibras extremas. Esta situación se muestra en la parte (b) de la Figura 10. Si se incrementa el momento, se mantendrá la variación lineal de los esfuerzos hasta que se alcanza el esfuerzo de fluencia en las fibras extremas, como se muestra en la parte (c) de la figura. El momento de fluencia de una sección transversal se define como el momento de inicio del esfuerzo de fluencia en las fibras extremas de la sección.

2.5. Definición de deflexión en vigas

En las vigas, la deflexión es el fenómeno que sucede en aquellos elementos esbeltos cuando se les aplica o están sometidos a una carga que los comprime, y la cual se caracteriza por que provoca una deformación en el elemento, lo cual implica un desplazamiento que se da perpendicular al eje en el cual se da la compresión.

2.5.1. Deflexión en vigas preesforzadas

En el caso de las vigas de concreto preesforzadas, se pueden analizar de acuerdo con las siguientes fórmulas.

Nilson (1990)

Los miembros preesforzados generalmente son más esbeltos que los de concreto reforzado, debido al uso de materiales de mayor resistencia y a técnicas más refinadas de diseño y construcción. Con una menor relación de carga muerta a viva, ellos pueden emplearse en claros mucho mayores. (p. 354)

La deflexión en un claro simple debido a la aplicación de una carga uniforme es de acuerdo con la fórmula:

$$\Delta = \frac{5}{384} = \frac{Wl^4}{EI} \quad (9)$$

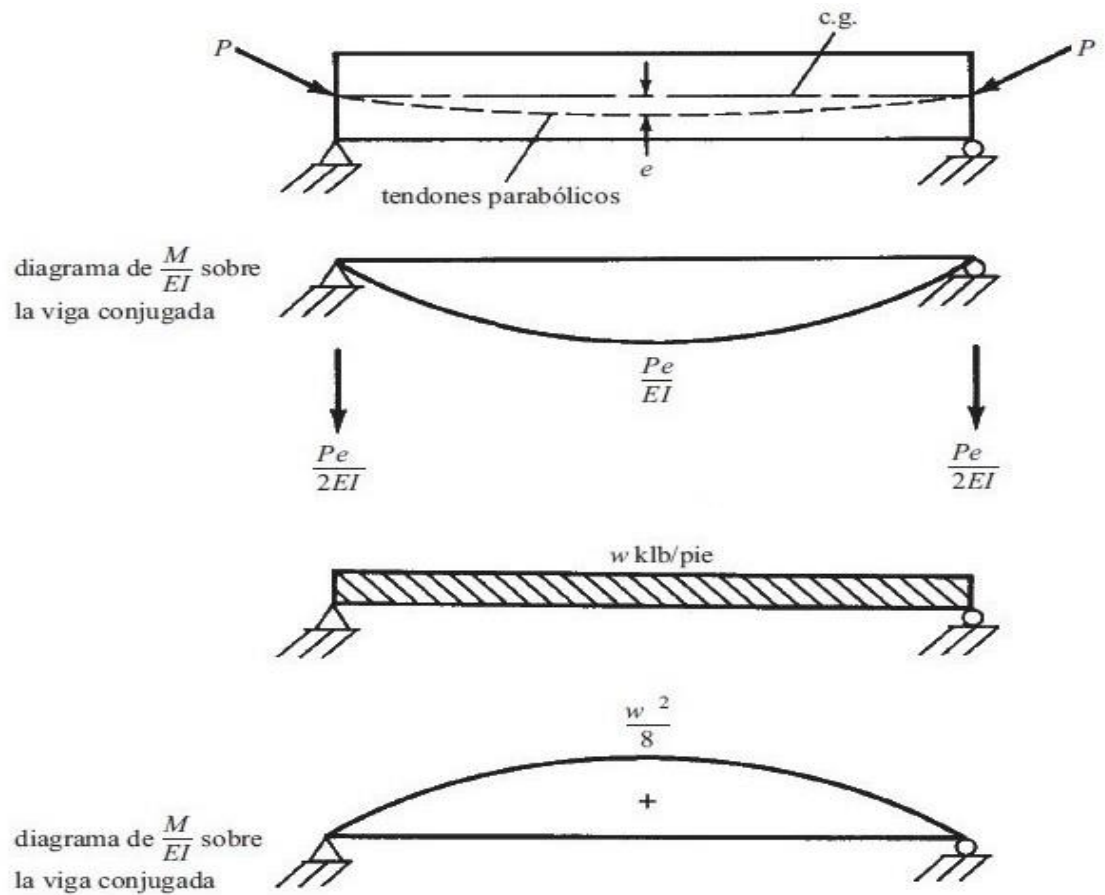
Fuente: Nilson (1990)

Acá sustituimos la carga equivalente para el preesfuerzo:

$$\Delta = \frac{5 \times 8}{384} \frac{Pel^4}{l^2 EI} \quad (10)$$

$$\Delta = \frac{5}{84} \frac{Pel^4}{EI} \quad (11)$$

Figura 11. Deflexión en vigas preesforzadas



Fuente: McCormac (2011). *Diseño de concreto reforzado*.

2.5.2. Deflexión en vigas metálicas

McCormack y Csernak (2013) explican que:

Las deflexiones para las vigas generalmente son limitadas a ciertos valores máximos, las deflexiones para carga viva de servicio han sido limitadas a aproximadamente $1/360$ de la longitud del claro. Se supone

que esta deflexión es la que toleran las vigas con el fin de que los aplanados o los plafones que soportan no presenten grietas.

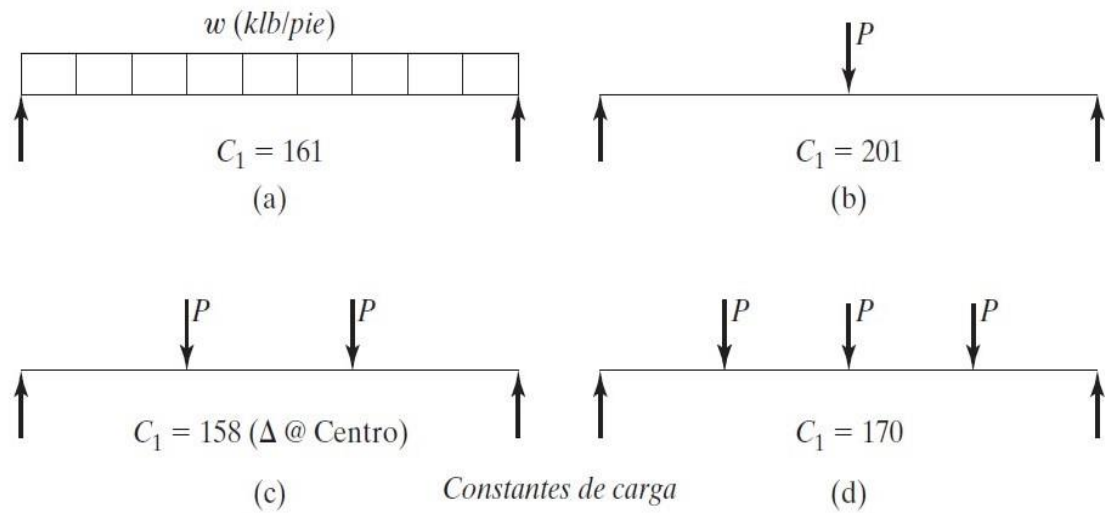
Las especificaciones AASHTO, fijan las deflexiones de las vigas y trabes de acero por efecto de cargas vivas e impacto a 1/800 del claro. (Para los puentes en áreas urbanas y que usan también los peatones, las Especificaciones AASHTO recomiendan un valor máximo de 1/1 000 de la longitud del claro. (p. 310)

En el manual de la AISI se presenta la fórmula para el cálculo de las deflexiones máximas en vigas metálicas con secciones W, M, HP, S, C y MC utilizable para cuando se tienen diferentes condiciones en la carga:

$$\Delta = \frac{ML^2}{C_1 I_x} \quad (12)$$

En esta fórmula, M representa el momento de la carga máxima de servicio expresada en klb-pie y se basa en cuatro condiciones diferentes de carga, de acuerdo con la siguiente figura:

Figura 12. Valores de la constante C_1 para usar en la deflexión



Fuente: McCormac y Csernak (2013). *Diseño de estructuras de acero*.

En la fórmula 12, C_1 es una constante cuyo valor se puede determinar auxiliándose de la figura 12, L representa la longitud del claro en pies, y la variable I_x corresponde al momento de inercia.

Por otra parte, algunas especificaciones técnicas consideran el problema de la deflexión requiriendo ciertas relaciones mínimas en las vigas del peralte al claro, por ejemplo, en el caso de la AASHTO sugiere que la relación entre el peralte y el claro se limite en un valor mínimo de $1/25$, en este caso, se permite una sección con un menor peralte pero siempre y cuando posea suficiente rigidez para que se pueda prevenir una deflexión mayor que la que se tendría, si se hubiera utilizado la relación $1/25$ ya mencionada.

3. EVALUACIÓN DE VIGAS POR SOFTWARE ESPECIALIZADO

Para la realización del análisis estructural, se utilizó el CSiBridge v24.2.0 el cual se utiliza específicamente para el análisis de puentes, en el cual se llevó a cabo la evaluación para los dos casos de vigas planteadas en el presente estudio.

3.1. Descripción de materiales empleados en el puente

El puente San Francisco, del cual se hará el análisis de las dos opciones de vigas propuestas, cuenta con las siguientes especificaciones de diseño y constructivas:

- Pesos Específicos:
 - Acero: 7,840 Kg/m³
 - Suelo: 1,600 Kg/m³
 - Concreto Armado: 2,400 Kg/m³
- Especificaciones de materiales:
 - Concretos:
 - Concreta clase 35: Se usará concreta clase 35 con esfuerzo de ruptura a compresión de 35MPa (5,000 Lbs/plg²) a los 28 días para
 - ✓ Vigas preesforzadas.
 - Concreta clase 28: Se usará concreta clase 28 con esfuerzo de ruptura a compresión de 28MPa (4,000 Lbs/plg²) a los 28 días para:

- Cimientos
- Columnas
- Diafragmas
- Topping de losa
- Vigas cabezal
- Concreta clase 21: Se usará concreta clase 21 con esfuerzo de ruptura a compresión de 21MPa (3,000 Lbs/plg²) a los 28 días para:
 - Postes
 - Barandales
- Acero de Refuerzo: se utilizará acero de refuerzo grado 60 (420MPa) en forma de barras corrugadas de acuerdo con las especificaciones del AASHTO M31 Y ASTM A 615, para todos los elementos.
- Acero de Preesfuerzo: se usarán torones de 9 cables de baja relajación de 15.24 mm (0.60 pulgadas) de diámetro de acuerdo con especificaciones AASHTO M204, S1 (ASTM A 421, S1) y con una resistencia última de 1,900 MPa (270,000 Lbs/plg²) los cables deberán tensarse al 80% de su resistencia última, a menos que se especifique de otra forma.

Peso específico generales:

- Concreto: 2,400 Kg/m³
- Acero: 7840 Kg/m³
- Suelo: 1,600 Kg/m³
- Asfalto: 1,800 Kg/m³
- Velocidad del viento: 75 Km/Hr
- Capacidad del suelo: 28 Ton/m²

Viga de Acero:

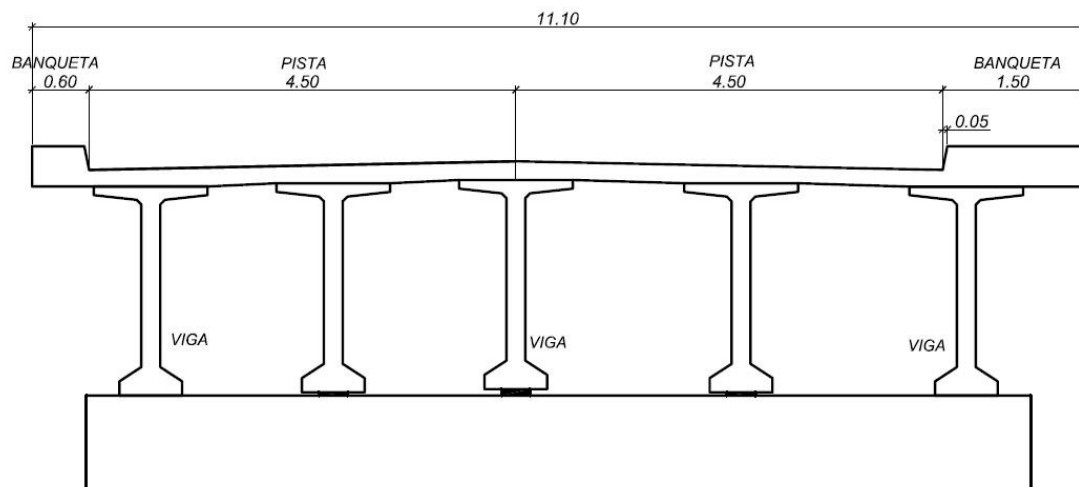
- Acero ASTM A992 $F_y = 50$ Klb/plg²

- Módulo de elasticidad= 29,000 Klb/plg²

3.2. Descripción del puente

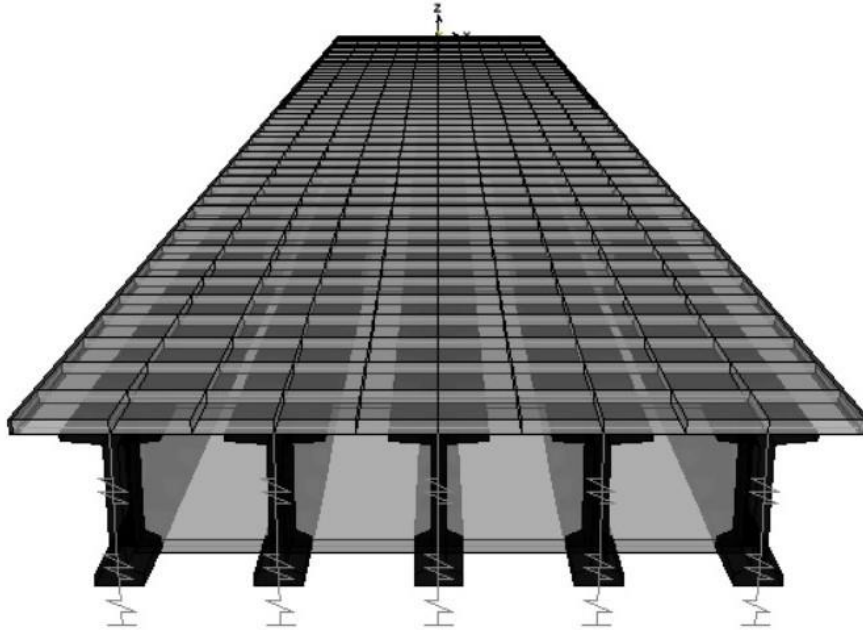
En la siguiente figura se presenta la descripción del puente desde una vista frontal de este.

Figura 13. Vista frontal del puente



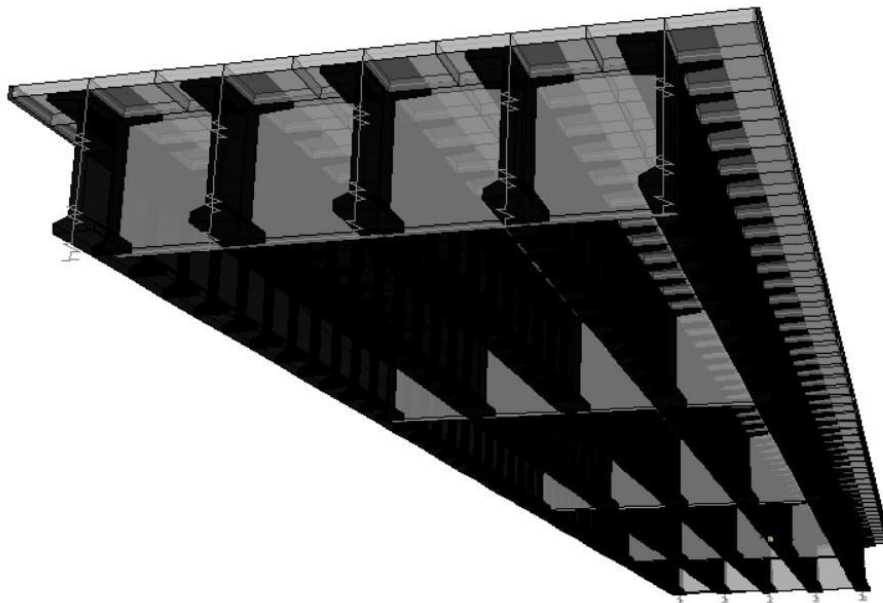
Fuente: elaboración propia, usando software CSiBridge

Figura 14. **Perspectiva frontal del puente**



Fuente: elaboración propia, usando modelo con software CSiBridge.

Figura 15. **Perspectiva parte inferior**



Fuente: elaboración propia, usando modelo con software CSiBridge.

Condiciones geométricas del puente:

- Luz 45,00 m
- Número de vías 2,00
- Ancho de calzada 9,00 m
- Peso de vereda y barandas 0,50 t/m por lado
- Espesor del asfalto 0,05 m
- Espesor de la losa de concreto 0,20 m
- Ancho de vigas 0,20 m

3.3. Modelación del puente

A continuación, se presenta la modelación del puente, dando inicio con la descripción de las cargas.

3.3.1. Descripción de las cargas

- Carga Viva: HL-93
- Carga de carril: 640 lb/ft
- Carga Tándem: 25,000 lb

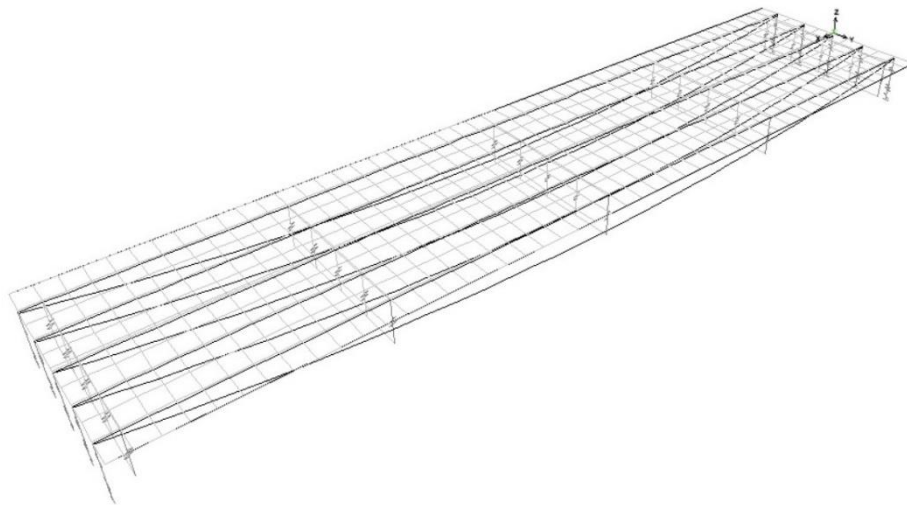
3.3.2. Descripción de códigos de diseño

- Diseño estructural: diseño de estructuras de concreto según AASHTO LRFD para la subestructura.
- Especificaciones para la construcción de puentes y carreteras de la D.G.C. edición septiembre 2,001
- Carga viva: TR-S2-R4 Dirección General de Caminos (D.G.C)

3.3.3. Modelo del puente con vigas postensadas

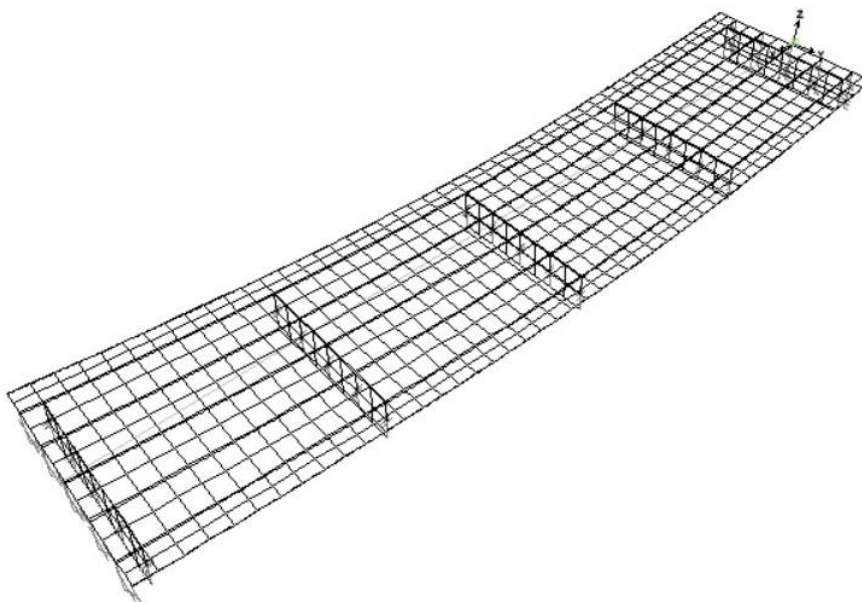
A continuación, se presenta el modelo del puente con vigas post-tensadas desde una vista 3D del modelo.

Figura 16. **Vista 3D del modelo**



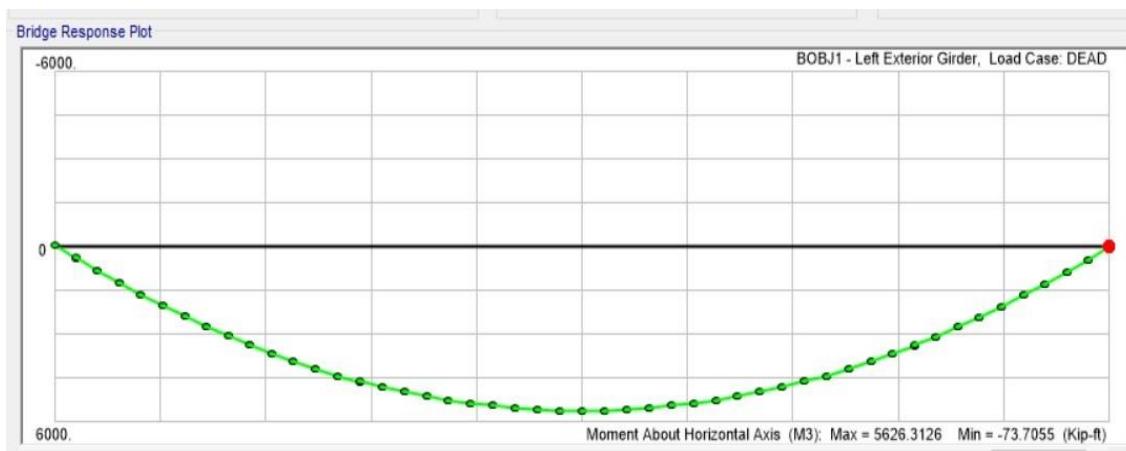
Fuente: elaboración propia, usando modelo con software CSiBridge.

Figura 17. **Vista del modelo analizado**



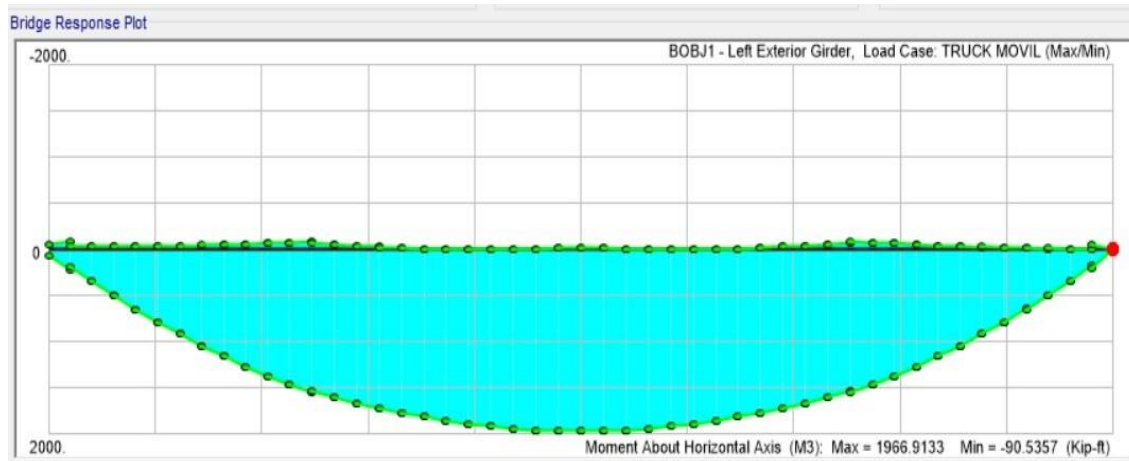
Fuente: elaboración propia, usando Modelo con software CSiBridge.

Figura 18. **Diagrama de momento para carga muerta viga exterior**



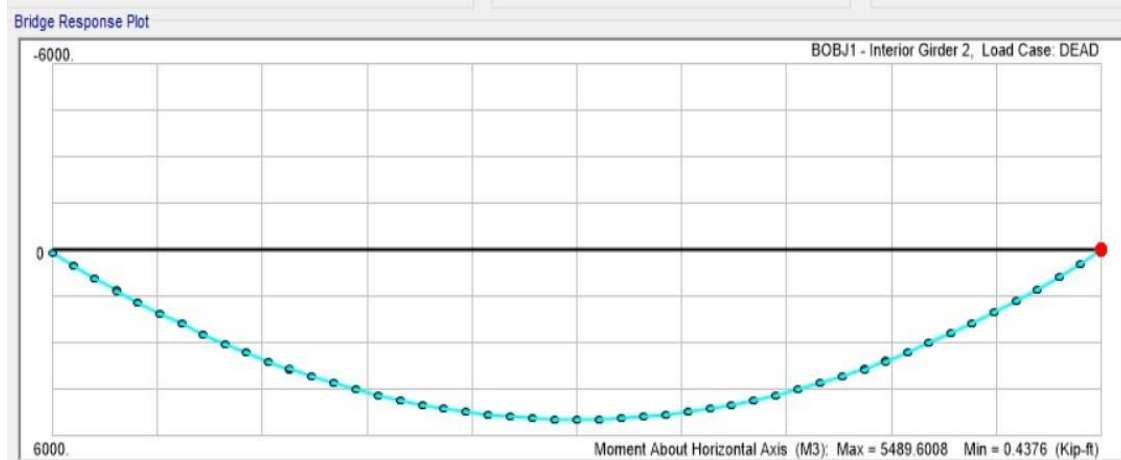
Fuente: elaboración propia, usando modelo con software CSiBridge.

Figura 19. Diagrama de momento para carga móvil viga exterior



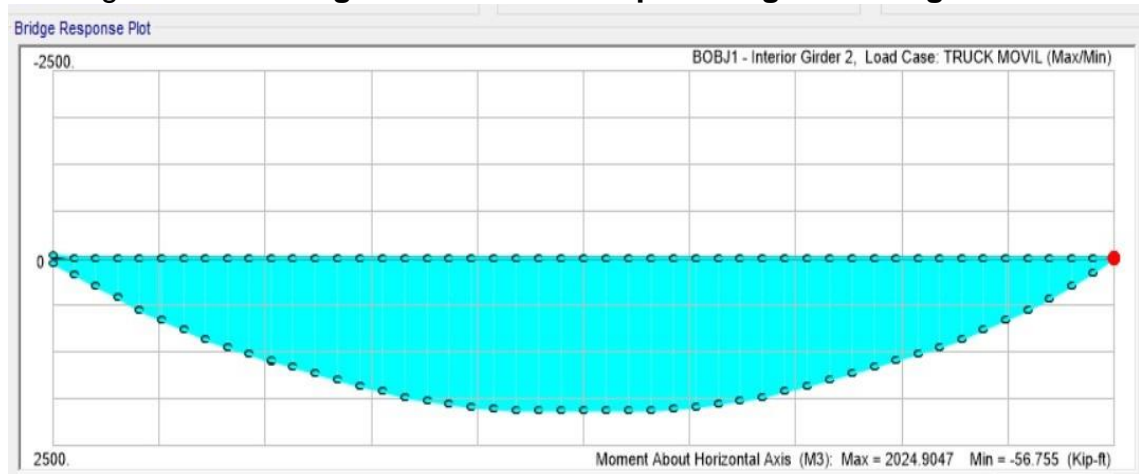
Fuente: elaboración propia, usando modelo con software CSiBridge.

Figura 20. Diagrama de momento para carga muerta viga interior



Fuente: elaboración propia, usando modelo con software CSiBridge.

Figura 21. Diagrama de momento para carga móvil viga interior

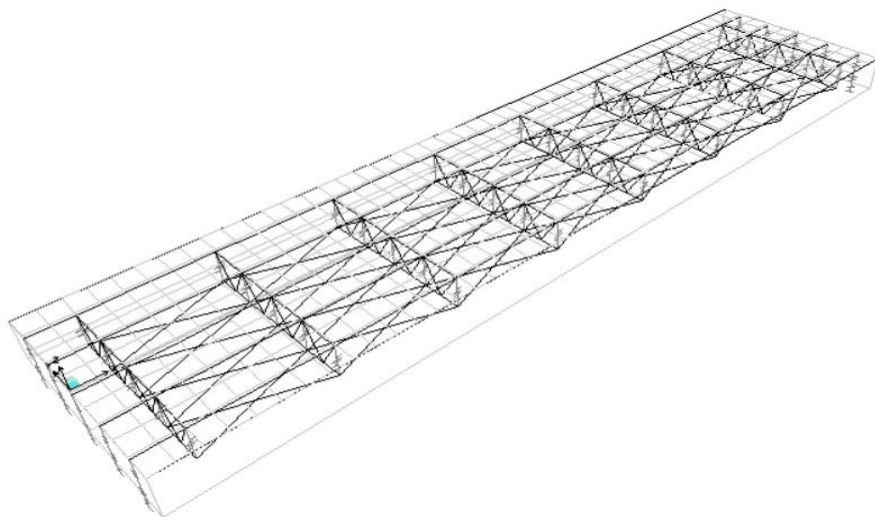


Fuente: elaboración propia, usando modelo con software CSiBridge.

3.3.4. Modelo del puente con vigas metálicas

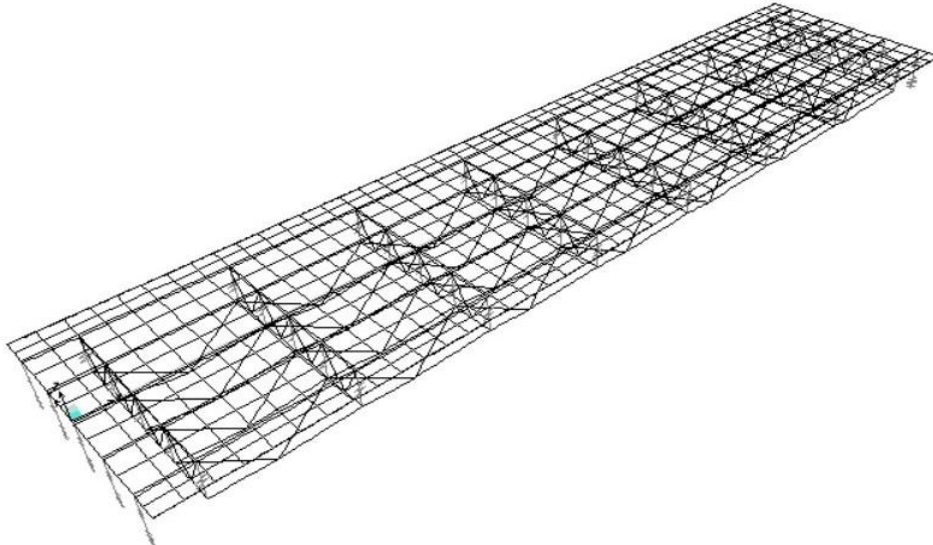
En la siguiente figura se muestra una vista D del modelo del puente con vigas metálicas.

Figura 22. Vista 3D del modelo



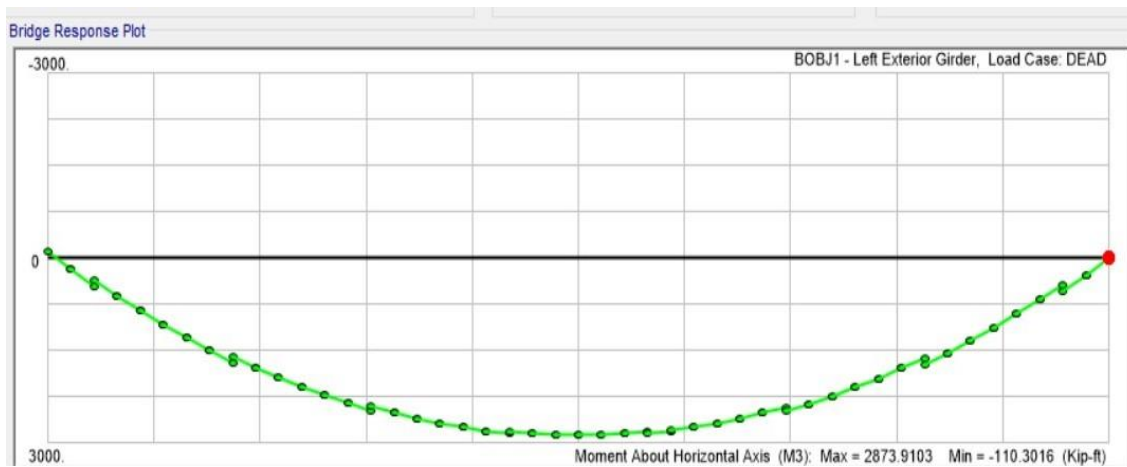
Fuente: elaboración propia, usando modelo con software CSiBridge.

Figura 23. **Vista del modelo analizado**



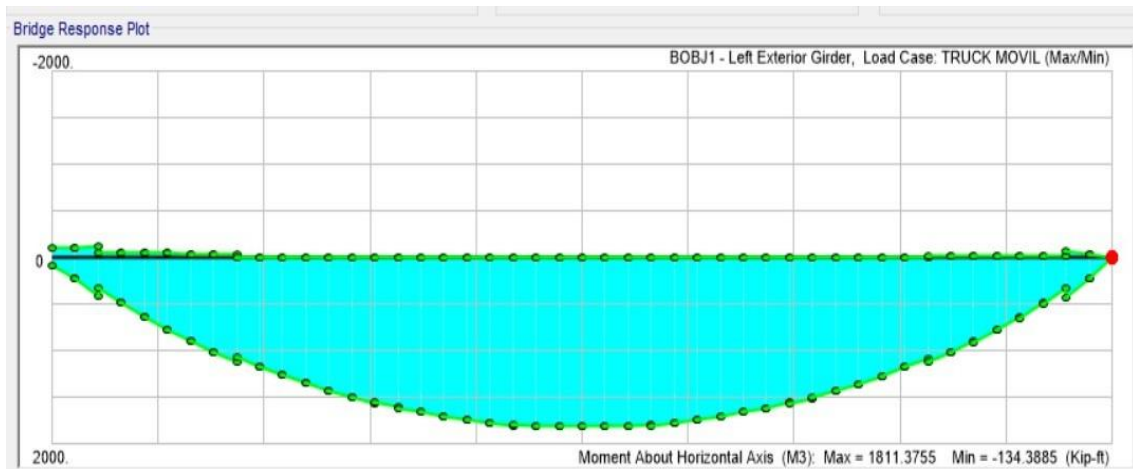
Fuente: elaboración propia, usando modelo con software CSiBridge.

Figura 24. **Diagrama de momento para carga muerta viga exterior**



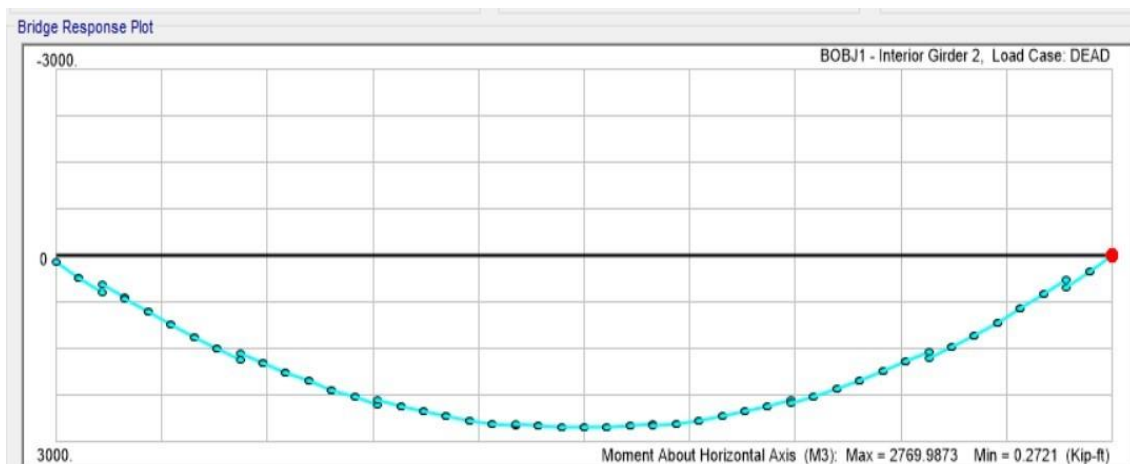
Fuente: elaboración propia, usando modelo con software CSiBridge.

Figura 25. Diagrama de momento para carga móvil viga exterior



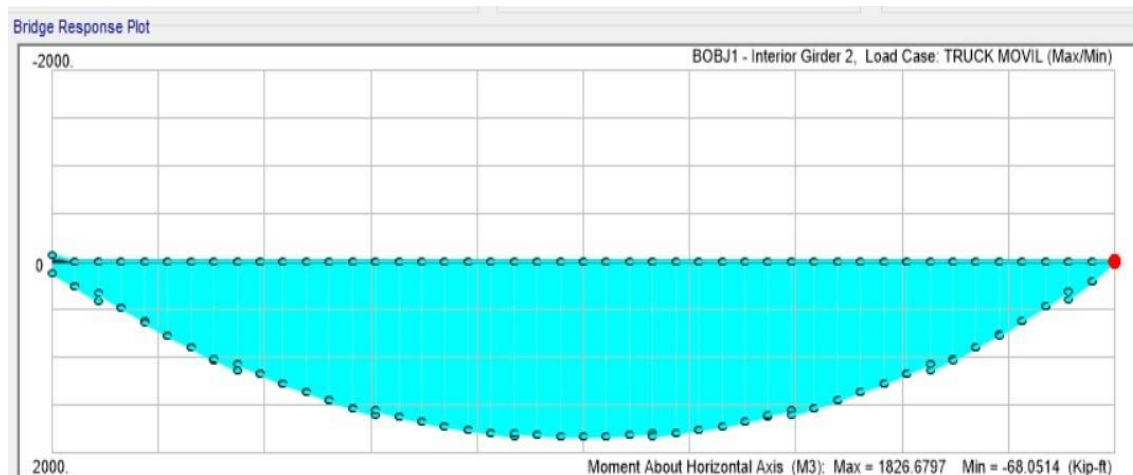
Fuente: elaboración propia, usando modelo con software CSiBridge

Figura 26. Diagrama de momento para carga muerta viga interior



Fuente: elaboración propia, usando modelo con software CSiBridge.

Figura 27. Diagrama de momento para carga móvil viga interior



Fuente: elaboración propia, usando modelo con software CSiBridge

3.4. Momentos y combinaciones de carga

A continuación, se presentan los diferentes momentos y combinaciones de carga.

3.4.1. Momentos y combinaciones viga concreto

Del análisis estructural del puente en el caso de las vigas de concreto postensado, se obtendrán los siguientes valores de los momentos para viga exterior y viga interior de acuerdo con la carga:

Momentos para viga exterior:

- Momento de carga muerta: 4,888.99 kip-pie
- Momento de acera y baranda: 413.02 kip-pie
- Momento de carga peatonal: 320.38 kip-pie
- Momento de carga de camión: 682.59 kip-pie

- Momento de carga tándem: 1,951.28 kip-pie
- Momento de carga de viento: 0.00 kip-pie
- Momento de carga de sismo: 106.32 kip-pie

Momentos para viga interior:

- Momento de carga muerta: 5,488.96 kip-pie
- Momento de acera y baranda: 476.24 kip-pie
- Momento de carga peatonal: 263.71 kip-pie
- Momento de carga de camión: 1,004.92 kip-pie
- Momento de carga tándem: 2,046.33 kip-pie
- Momento de carga de viento: 0.00 kip-pie
- Momento de carga de sismo: 121.08 kip-pie

Combinaciones de carga para viga exterior:

- Resistencia I-k: 7,822.05 kip-pie
- Resistencia I-M: 10,042.25 kip-pie
- Resistencia I-PL: 7,188.18 kip-pie
- Resistencia III: 6,627.51 kip-pie

Combinaciones de carga para viga interior:

- Resistencia I-k: 9,215.11 kip-pie
- Resistencia I-M: 11,037.58 kip-pie
- Resistencia I-PL: 7,917.99 kip-pie
- Resistencia III: 7,456.50 kip-pie

3.4.2. Momentos y combinaciones viga metálica

En el caso de las vigas metálicas, del análisis estructural del puente se obtienen los siguientes valores de los momentos para viga exterior y viga interior de acuerdo con la carga:

Momentos para viga exterior:

- Momento de carga muerta: 2,867.55 kip-pie
- Momento de acera y baranda: 432.08 kip-pie
- Momento de carga peatonal: 517.31 kip-pie
- Momento de carga de camión: 909.68 kip-pie
- Momento de carga tándem: 1,930.82 kip-pie
- Momento de carga de viento: 13.24 kip-pie
- Momento de carga de sismo: 0.00 kip-pie

Momentos para viga interior:

- Momento de carga muerta: 2,761.43 kip-pie
- Momento de acera y baranda: 401.73 kip-pie
- Momento de carga peatonal: 429.59 kip-pie
- Momento de carga de camión: 1,085.01 kip-pie
- Momento de carga tándem: 1,838.74 kip-pie
- Momento de carga de viento: 15.21 kip-pie
- Momento de carga de sismo: 0.00 kip-pie

Combinaciones de carga para viga exterior:

- Resistencia I-k: 5,716.48 kip-pie
- Resistencia I-M: 7,503.47 kip-pie
- Resistencia I-PL: 5,029.83 kip-pie

- Resistencia III: 4,143.06 kip-pie

Combinaciones de carga para viga interior:

- Resistencia I-k: 5,852.72 kip-pie
- Resistencia I-M: 7,171.75 kip-pie
- Resistencia I-PL: 4,705.73 kip-pie
- Resistencia III: 3,975.24 kip-pie

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

La presente investigación comprendió dentro de su desarrollo el diseño estructural de vigas de concreto postensada para puente, así como la viga metálica de sección I, las cuales luego de ser sometidas a las mismas solicitaciones, se obtuvieron los siguientes resultados de flexión, deflexión y de demanda/capacidad.

4.1. Capacidad a flexión de las vigas

En cuanto a la capacidad a flexión de los dos tipos de vigas, se obtuvieron los siguientes resultados para las combinaciones descritas:

Tabla IV. **Capacidad a flexión viga de concreto**

Combinación:	Viga exterior (kip-pie)	Viga interior (kip-pie)
Resistencia I-k	0.69	0.82
Resistencia I-M	0.89	0.98
Resistencia I-PL	0.64	0.70
Resistencia III	0.59	0.66

Fuente: elaboración propia.

Tabla V. **Capacidad a flexión viga metálica**

Combinación:	Viga exterior (kip-pie)	Viga interior (kip-pie)
Resistencia I-k	0.48	0.49
Resistencia I-M	0.62	0.60
Resistencia I-PL	0.42	0.39
Resistencia III	0.34	0.33

Fuente: elaboración propia.

4.2. Valores de deflexión

Respecto a los resultados de deflexión en las vigas evaluadas, se tienen los siguientes:

Tabla VI. **Valores de deflexión viga de concreto**

	Viga exterior deflexión (pulgadas)	Viga interior deflexión (pulgadas)
Debido a carga de camión	0.000001679	0.0000005568
Debido a carga tándem	1.1285	1.0613
Debido a carga peatonal	0.2095	0.1441

Fuente: elaboración propia.

Tabla VII. **Valores de deflexión viga metálica**

	Viga exterior deflexión (pulgadas)	Viga interior deflexión (pulgadas)
Debido a carga de camión	0.000006508	0.000002187
Debido a carga tandem	1.3248	1.2755
Debido a carga peatonal	0.4056	0.3295

Fuente: elaboración propia.

4.3. **Valores máximos de deflexión**

Los valores de deflexiones máximas, tanto para la viga de concreto postensada, como para la viga metálica, son los siguientes:

- Deflexión máxima permitida:
Luz= 45 metros = 1,800 pulgadas
- Límite para carga vehicular general:
 $\Delta = L / 800 = 2.25$ pulgadas
- Límite para carga peatonal:
 $\Delta = L / 1000 = 1.80$ pulgadas

4.4. **Evaluación de la deflexión**

Los resultados de la demanda/capacidad para ambos tipos de vigas, son los siguientes:

Tabla VIII. **Valores de D/C viga de concreto**

	Viga exterior deflexión %	Viga interior deflexión %
D/C debido a carga de camión	0.000000746	0.000000247
D/C debido a carga tandem	0.50	0.47
D/C debido a carga peatonal	0.12	0.08

Fuente: elaboración propia.

Tabla IX. **Valores de D/C viga metálica**

	Viga exterior deflexión %	Viga interior deflexión %
D/C debido a carga de camión	0.000002892	0.000000972
D/C debido a carga tandem	0.59	0.57
D/C debido a carga peatonal	0.23	0.18

Fuente: elaboración propia.

4.5. **Análisis de los resultados obtenidos**

El estudio realizado, permite evaluar los resultados para dos tipos de vigas propuestos para un mismo puente, bajo las mismas condiciones de carga y demandas, tomando como base las normas para el diseño y construcción de puentes existentes utilizadas a nivel Gubernamental, así como las normas propuestas por AGIES, lo cual permitió la evaluación para los estados límites de resistencia descritas en la norma AASHTO LFRD.

De los resultados obtenidos para ambas vigas, se observa que las capacidades de las dos vigas evaluadas son suficientes para las demandas aplicadas, con lo que se cumple con los requerimientos de las normas actuales de diseño de puentes.

En las tablas VI y VII se presentan los valores de deflexión para ambos tipos de vigas, en donde se observa que en el caso de la viga de concreto postensada, los valores de esta son menores que los obtenidos de la viga metálica de sección I, por lo que esta última tiene una mayor deflexión, así mismo, los valores de deflexión en ambas vigas son menores al límite máximo de deflexión permitido en los casos de cargas evaluados, por lo que cumplen con este requerimiento.

Los resultados de demanda/capacidad obtenidos para las cargas que se evaluaron (camión, tándem, peatonal), presentados en las tablas VIII y IX, permite determinar que en el caso de la viga de concreto postensada, el porcentaje de D/C de esta es menor que en el caso de la viga metálica de sección I.

De los resultados del análisis estructural realizado para ambos tipos de vigas, se obtuvo que en el caso de la viga de concreto postensada, los momentos que esta resiste son mayores que los de la viga metálica de sección I, así como los resultados de las diferentes combinaciones de carga para las resistencias, son mayores en la viga de concreto que en la metálica.

CONCLUSIONES

1. Como parte de los resultados obtenidos del análisis estructural realizado a los dos tipos de vigas evaluados, se comprobó que las capacidades de ambas vigas satisfacen las demandas a las que han sido sometidas, cumpliendo de esta forma con los requerimientos de las normas aplicables.
2. El análisis de las vigas, para el caso de concreto postensada, se observó que esta se encuentra trabajando casi al límite de los valores debido a las solicitaciones máximas permitidas, mientras que, en el caso de la viga metálica, esta responde de mejor manera a las mismas solicitaciones a las que es sometida.
3. La viga de acero presenta una mayor deflexión, aunque dichos valores se encuentran dentro del rango permitido tanto para la aplicación de la carga vehicular como para carga peatonal.
4. En cuanto a la demanda/capacidad de ambas vigas, de los resultados obtenidos, se puede observar que ambas responden de forma adecuada a los diferentes requerimientos que fueron sometidas.

RECOMENDACIONES

1. Para el diseño de puentes y los elementos de este, se recomienda que se use las normas AASHTO LFRD ya que estas permiten una mejor optimización del refuerzo de los elementos estructurales, siendo estas las utilizadas en el análisis realizado con el Software CSiBridge.
2. Debido a las condiciones geográficas de este país, en cuanto al acceso a los lugares en donde se construyen los puentes, es una buena opción la construcción de este utilizando vigas de concreto postensado, ya que las mismas se realizan en obra, donde exista buen acceso, se debe considerar la utilización de vigas de acero.
3. De los resultados obtenidos se observó que en el caso de la viga de acero esta sufrió una mayor deflexión que la viga de concreto postensada, por lo que se recomienda que en el diseño se considere para esta una mayor flecha para que sea menor la deflexión.
4. En Guatemala, en los últimos años, se han observado mayores crecidas en los ríos en época de lluvia, por lo que es oportuno que los futuros puentes cuenten con luces grandes para evitar apoyos intermedios que los vuelvan vulnerables.

REFERENCIAS

1. AGIES. (2018). *NSE 2 Demandas estructurales y condiciones de sitio*. Guatemala: Autor. Recuperado de <https://www.agies.org/bibliotecas/>
2. AGIES. (2020). *NSE 5.2 Puentes de tamaño y altura limitados*. Guatemala, Guatemala: Autor. Reccuperado de <https://www.agies.org/bibliotecas/>
3. Agredo Chávez, A. M., Sarmiento Nova, S. J., y Viviescas J. A. (junio 2016). Evaluación de la rigidez a flexión de puentes de viga y losa en concreto presforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: Puente La Parroquia vía La Renta - San Vicente de Chucurí. *Revista UIS Ingenierías*, 15 (2), 145-152. Recuperado de <https://revistas.uis.edu.co/index.php/revistauisingenierias/article/view/145-159>
4. American Association of State Highway and Transpor. (2002). *Especificaciones ASHTO para el diseño de puentes por el método LFRD*. Washington, DC: Autor. Recuperado de www.transportation.org
5. Ariño Martínez, D. P. (2021). *Optimización del diseño de vigas postensadas con seccion tipo "I" de uso frecuente en puentes mediante el uso de algoritmos genéticos*. (Tesis de maestría). Universidad Nacional de Colombia, Bogota, Colombia. Recuperado de

<https://repositorio.unal.edu.co/bitstream/handle/unal/79728/1032448641.2021.pdf?sequence=2&isAllowed=y>

6. Cabrales Garcia, O. (2019). *Variación de los momentos de diseño segun los codigos CCP-95 Y CCP-14 para puentes simplemente apoyados tipo losa y vigas.* (Tesis de magister). Escuela de Ingeniería de Colombia, Bogotá, Colombia. Recuperado de <https://repositorio.escuelaing.edu.co/bitstream/handle/001/985/Cabrales%20Garc%c3%ada%2c%20Oscar-2019.pdf?sequence=2&isAllowed=y>
7. Cacciante, L. (2018). *Inestabilidad del Equilibrio en Vigas y Columnas de acero con Secciones de Paredes Delgadas mediante el Método de las Bandas Finitas.* (Tesis de maestría). Universidad Católica Argentina, Buenos Aires, Argentina. Recuperado de <https://ria.utn.edu.ar/xmlui/bitstream/handle/20.500.12272/3561/Cacciante.pdf?sequence=1>
8. Centroamericana, S. D. (2010). *Manual Centroamericano de Gestión del Riesgo en Puentes.* Guatemala: Autor. Recuperado de <https://intercoonecta.aecid.es/Gestin%20del%20conocimiento/Manual%20Centroamericano%20de%20gestion%20del%20riesgo%20en%20puentes%202010.pdf>
9. Chen, W. F., y Duan, L. (2014). *Superstructure DESIGN.* Boca Raton, Florida: CRC Press.
10. Crespo Sánchez, S. E., Rodríguez Naranjo, D., Carrión Viramontes, F., y Quintana Rodríguez, J. A. (2014). *Análisis de efectos longitudinales*

y transversales en puentes debidos a cargas vivas vehiculares. Instituto Mexicano del Transporte. México: Instituto Mexicano del Transporte. Recuperado de <https://imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt398.pdf>

11. Galindo Escobar, J. E. (2020). *Investigación Sobre el comportamiento de resistencias de elementos estructurales (viga y columna) de concreto reforzado con azúcar como aditivo retardante del hormigón.* (Tesis de licenciatura). Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala. Recuperado de <http://www.repositorio.usac.edu.gt/14419/1/Jos%C3%A9%20Estuardo%20Galindo%20Escobar.pdf>.
12. Guzman Escobar, E. S. (2010). *Reforzamiento de puentes de concreto utilizando postensado externo.* (Tesis de maestría) Universidad del Valle de Guatemala, Guatemala. Recuperado de <https://repositorio.uvg.edu.gt/xmlui/static/flowpaper/template.html?path=/bitstream/handle/123456789/538/REFORZAMIENTO%20DE%20PUENTES%20DE%20CONCRETO%20UTILIZANDO%20POSTENSADO%20EXTERNO.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
13. Martínez Cañamares, J. (2016). *Sistemas de Gestión de Puentes Optimización de estrategias de mantenimiento Implementación en redes locales de carreteras.* Madrid, España: UPM. Recuperado de https://oa.upm.es/39436/1/Javier_Martinez_Canamares.pdf
14. Maya Aguirre, L. A. (2015). *Análisis Estructural comparativo basado en los códigos AASHTO Standard Y LRFD caso de estudio puente metálico sobre el río pachijal, ubicado en la provincia de Pichincha.*

Quito, Ecuador: Quito UCE. Recuperado de <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/5468>

15. McCormac, J. C., y Brown, R. H. (2011). *Diseño de concreto reforzado*. México, México: Alfaomega.
16. McCormack, J. C., y Csernak, S. F. (2013). *Diseño de estructuras de acero*. México D.F. Alfaomega.
17. Nilson, A. H. (1990). *Diseño de estructuras de concreto preesforzado*. México D.F., México: Limusa.
18. Ortiz Pulido, M. d. (2021). *Diseño y evaluación del comportamiento sísmico mediante análisis no lineal de un puente vehicular de vigas preesforzadas en la ciudad de Cali*. (Tesis de maestría). Universidad de los Andes, Colombia. Recuperado de <https://repositorio.uniandes.edu.co/bitstream/handle/1992/55738/2/6518.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
19. Ramirez Coria, P. E., y Leon Avila, N. J. (2010). *Apoyo didactivo en la asignatura de puentes civ 312 texto estudiante*. (Tesis de grado). Universidad de San Simón, Cochabamba, Bolivia. Recuperado de <https://dokumen.tips/download/link/libro-de-analisis-y-diseno-de-puentes-por-el-metodo-lrfdpdf>
20. Santiago Gómez, E. V. (2015). *Análisis y diseño de la superestructura de un puente viga-losa de concreto armado de 20 metros de longitud, según normas de AASHTO standard y AASHTO LRFD, mediante la aplicación de recursos informáticos*. (Tesis de licenciatura).

Universidad de San Carlos de Guatemala,
Guatemala. Recuperado de
<http://www.repositorio.usac.edu.gt/2766/1/Elioth%20Vinicio%20Santiago%20G%C3%B3mez.pdf>

21. Sosa Rodas, J. J. (2021). *Análisis numérico de la serviciabilidad de vigas compuestas simplemente apoyadas empleando acero al carbono y concreto (CDP)*. Quetzaltenango, Guatemala. CUNOC. Recuperado de <http://www.postgrados.cunoc.edu.gt/tesis/c1069eb2e647adb96183d176afa40fe078b7edfc.pdf>
22. Valenzuela Delgado, J. I. (2018). *Evaluación de factores de distribución de carga en puentes preesforzados de México*. Querétaro, México: Dirección General de Bibliotecas. Recuperado de <http://ring.uaq.mx/handle/123456789/1253>
23. Velandia Garay, J. A. (2013). *Comparación Técnico – Económica de puentes de dos y tres luces con losa de concreto reforzado y dos y tres luces con losa de concreto reforzado Y*. (Tesis de maestría). Universidad Nacional de Bogotá, Colombia. Recuperado de <https://repositorio.unal.edu.co/handle/unal/20969>

APÉNDICES

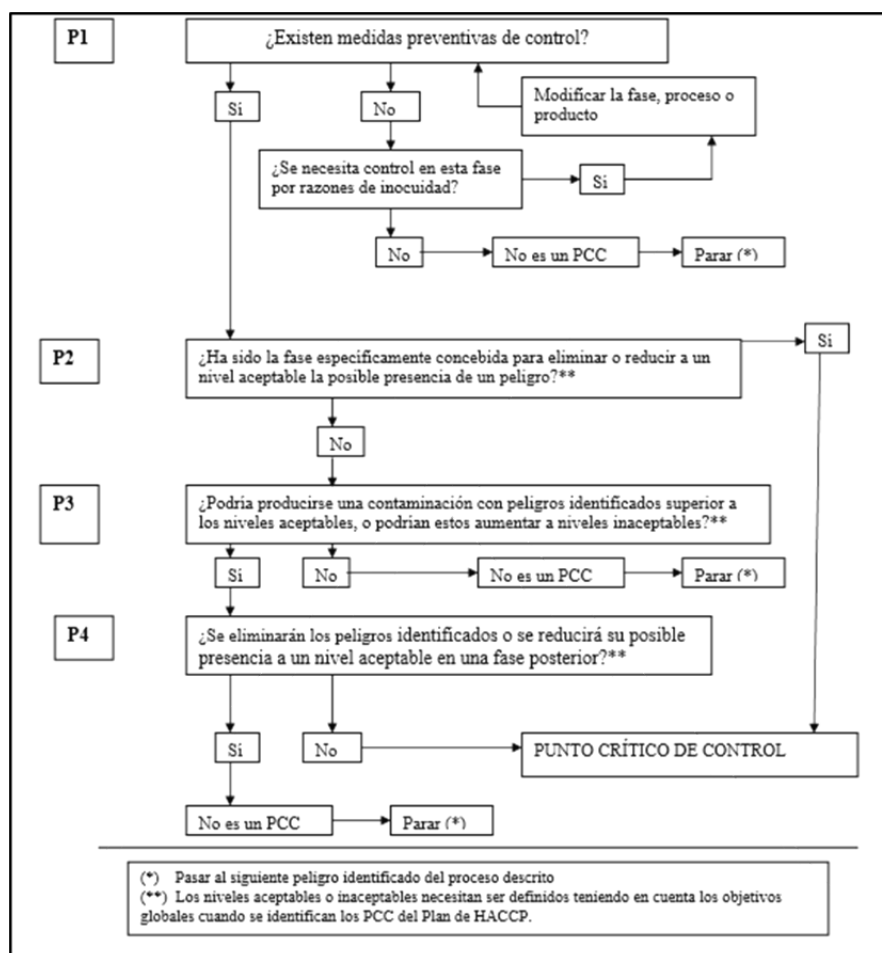
Apéndice 1. Formato de registro de capacitación

	REGISTRO GENERAL DE CAPACITACIÓN		CÓDIGO PP-08/19 Versión: 01 Página: 1/1
<p> Nombre del instructor: _____ Tema de capacitación: _____ Hora de inicio: _____ Hora de finalización: _____ Fecha: _____ </p>			
PARTICIPANTES			
Nombre y apellido	Área	Función/puesto	Firma

Fuente: elaboración propia.

ANEXOS

Anexo 1. Diagrama de árbol de decisión lógica para determinación de PCC



Fuente: Comisión Guatemalteca de Normas. (2006). *Norma COGUANOR NTG 34 243*.