

CAPITULO I
ANTECEDENTES

I. ANTECEDENTES

La ciudad de Tarija ha tenido un incremento poblacional considerable en los últimos años debido al crecimiento económico que existe en la región. En consecuencia, la economía depende en gran parte de las zonas rurales que son la fuente de abastecimiento de productos agrícolas.

En el presente informe nos centraremos en la comunidad Tomatas Grande que es la zona de estudio.

Los comunarios de la zona deben transitar diariamente por la ruta, y salir a los mercados para poder comprar y vender sus productos.

En la zona de proyecto existen comunidades aledañas que se conectan por la misma ruta, por lo cual es necesario la existencia de un puente que comunique las mismas, que en época de lluvias se hacen dificultosas y no pueden llegar a sus destinos.

El principal motivo para realizar el proyecto de una estructura que posibilite accesibilidad continua va con la necesidad de comunicar a las personas y la de fortalecer el desarrollo económico de la región.

Dicha estructura debe ofrecer seguridad para la circulación de peatones y vehículos.

La satisfacción y el desarrollo de la gente que habita en las comunidades son de contar con estructuras que garanticen una vía caminera durante los 365 días del año, la misma que permitirá el acceso a mercados locales y el desarrollo de sus actividades económicas.

Entonces esta es la oportunidad de retener el avance de la pobreza, la marginalidad y la migración de capital humano en la comunidad de Tomatas Grande, con el desarrollo de proyectos que mejoren sus vías de comunicación y traigan consigo mejoras en la calidad de vida de los pobladores.

1.1. El Problema

Debido a la necesidad de la constante circulación de peatones y vehículos por la ruta que conecta a Tomatas Grande y comunidades aledañas, surge el problema del

paso interrumpido en épocas de crecidas de la quebrada Molle Huayco, trayendo consigo tirantes elevados, que imposibilitan el tránsito por muchas horas.

La ruta Tomatas es el segmento de camino más corto que da salida a las comunidades de Tomatas Grande, Tomatas 15 de Abril, La Cuesta, Huacata, Huancoiro y demás comunidades que tenga destino a los sitios aledaños como ser Canasmoro, San Lorenzo y Tarija.

Es importante mencionar que el problema es de mayor consideración al existir un colegio que recibe niños de hogares ubicados en ambos lados de la quebrada.

En la Figura 1.1. se observa un referente de lo que es uno de los problemas en Tomatas Grande, en el cual se ve a un hombre atravesando la quebrada saltando de roca en roca, en épocas que no obedecen a crecidas.

Figura 1.1. Obstrucción de la quebrada en tiempos de lluvias



Fuente: Elaboración propia (05/03/2021)

1.1.1 Planteamiento

Actualmente Tomatas Grande y comunidades aledañas, debido a su ubicación geográfica, cuenta con un solo ingreso y/o salida al tránsito vehicular como peatonal,

que en épocas de lluvias se ve interrumpido, perjudicando la base de la economía de las comunidades, interrumpiendo la educación de los niños, no permitiendo la salida de emergencias de salud, causando pérdidas humanas y materiales, etc.

De seguir con este problema, acarrearía grandes perjuicios materiales, de salud y educación a las comunidades de la zona.

Es por tal motivo que se plantea:

- Construcción de una estructura, que permita el tránsito interrumpido de vehículos y peatones (Puente vehicular).

1.1.2 Formulación

Es esencial construir esta estructura debido a que garantizará el tránsito permanente, permitiendo que el agua de la quebrada siga su curso natural y que la ruta a Tomatas no presente ningún inconveniente en épocas de lluvias, brindando seguridad en el ámbito vial, peatonal y agrario, garantizando la comercialización de sus productos agrícolas, elevando el nivel de vida de los habitantes de la zona tanto en salud como en educación.

1.1.3 Sistematización

Conociendo la situación actual de la comunidad, se tendría la construcción de un puente vehicular de una longitud aproximada de 25 metros, de H°P°, que está conformado de los siguientes elementos:

Super estructura

Barandado, Acera peatonal

Losa de tablero, Vigas de H°P° y Diafragmas

Infraestructura

Estribos de H°A°

1.2. Objetivos

1.2.1. General

- Realizar el Cálculo y Diseño Estructural “Puente Vehicular, sobre la quebrada Molle Huayco” (Tomatas Grande – Prov. Méndez – Departamento de Tarija), considerando el número de diafragmas adecuado para una mejor respuesta de la superestructura ante las cargas aplicadas, cumpliendo con la normativa AASHTO LRFD 2004

1.2.2. Específicos

- Realizar el análisis estructural del puente, de manera que se conozcan las fuerzas internas en cada uno de los elementos que conforman la estructura.
- Efectuar el diseño estructural de todos los elementos que conforman el puente, de manera que se validen las secciones asignadas en el pre dimensionamiento, a través de la asignación de los refuerzos necesarios para resistir las fuerzas internas presentes.
- Realizar el análisis de precios unitarios, en función a los ítems definidos en los cálculos métricos, de manera que se obtenga el presupuesto general del proyecto.
- Realizar el análisis estructural del puente mediante la ayuda de un software, considerando la variación del número de diafragmas, de tal forma que se pueda visualizar las variaciones de las fuerzas internas en la superestructura.

1.3. Justificación

La presente propuesta conlleva 3 razones justificables, las cuales son:

1.3.1 Justificación Académica

Aplicar y profundizar los conocimientos adquiridos en los años de formación de la carrera de ingeniería civil, realizando el diseño estructural del puente vehicular. Razón que argumenta el deseo de verificar, rechazar o aportar aspectos teóricos referidos al objeto del proyecto.

1.3.2. Justificación Técnica

Utilizar procedimientos y métodos que exige la normativa AASHTO LRFD 2004, en el diseño estructural del puente ubicado en la quebrada “Molle Huayco” Tomatas Grande, determinando las dimensiones optimas de todos los elementos que conforman la superestructura y la subestructura.

1.3.3. Justificación Social

Colaborar a la comunidad Tomatas Grande, brindando el diseño estructural de un puente, que ayudará a salvar el accidente geográfico que preocupa a la comunidad en tiempos de lluvias, mejorando la transitabilidad permanente y segura a los comunarios. Además, siendo participe de un crecimiento económico de la población, permitiendo accesibilidad ininterrumpida a unidades de educación y centros de salud.

1.4. Alcance del Proyecto

1.4.1. Resultados a lograr

- Realizar el levantamiento topográfico de la zona del proyecto.
- Determinar la capacidad portante del suelo.
- Realizar el estudio hidrológico e hidráulico como también la socavación.
- Cálculo y diseño estructural del puente vehicular

- Cómputos métricos y Presupuesto del proyecto
- Cronograma de ejecución

1.4.2. Restricciones

No se realizará el cálculo estructural de la capa de rodadura, ni material del mismo, este se tomará en el cálculo como parte de las cargas actuantes sobre el tablero.

1.4.3. Aporte académico

Realizar el análisis técnico y comparativo del comportamiento de las fuerzas internas de la superestructura debido a la variación del número de diafragmas, mediante la colaboración de Software CSi Bridge v21.

El análisis en el programa computacional se lo realizará de la siguiente manera:

- Comportamiento de la superestructura con diafragmas en los extremos longitudinal del puente (apoyos).
- Comportamiento de la superestructura con diafragmas en los extremos longitudinal del puente (apoyos), y en la parte central de la viga (L/2).
- Comportamiento de la superestructura con diafragmas en los extremos longitudinal del puente (apoyos), y dos diafragmas intermedios, espaciados simétricamente (L/3).

Además, se presenta un manual del proceso de introducción de datos en el programa CSi Bridge. Esto ver en **Anexo E**.

1.4.4. Hipótesis del proyecto

“La disposición adecuada de los diafragmas mejora el comportamiento de conjunto en un puente de vigas, logrando efectividad en la distribución transversal de las cargas y su respuesta a los efectos de torsión”

1.5. Localización

El proyecto se ubica en el cantón Tomatas Grande, Municipio San Lorenzo de la provincia Méndez del Departamento de Tarija, sobre la quebrada Molle Huayco. La ubicación geográfica del lugar de emplazamiento de proyecto es:

Coordenadas geográficas

Latitud Sur: 21°19'32.63"

Longitud: 64°46'42.07"

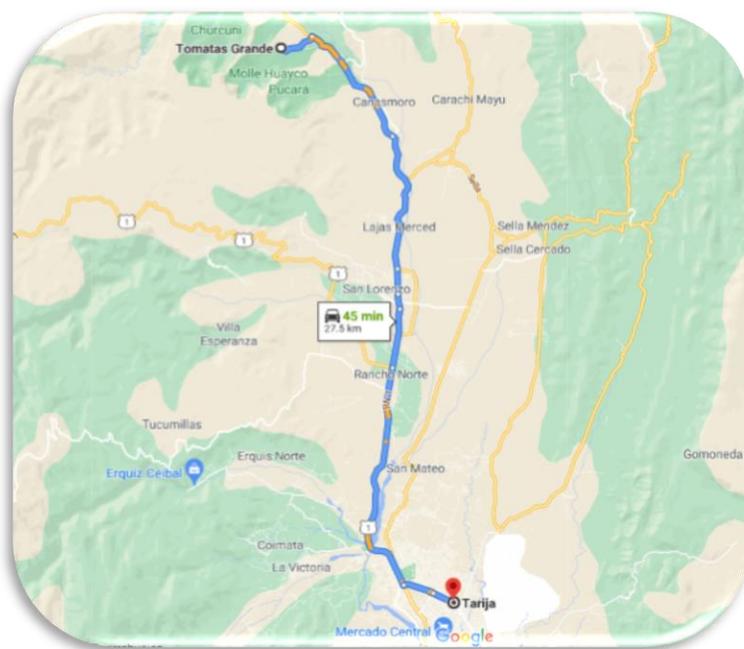
En coordenadas UTM

X: 315560 m

Y: 7640761 m y Z: 2152 msnm

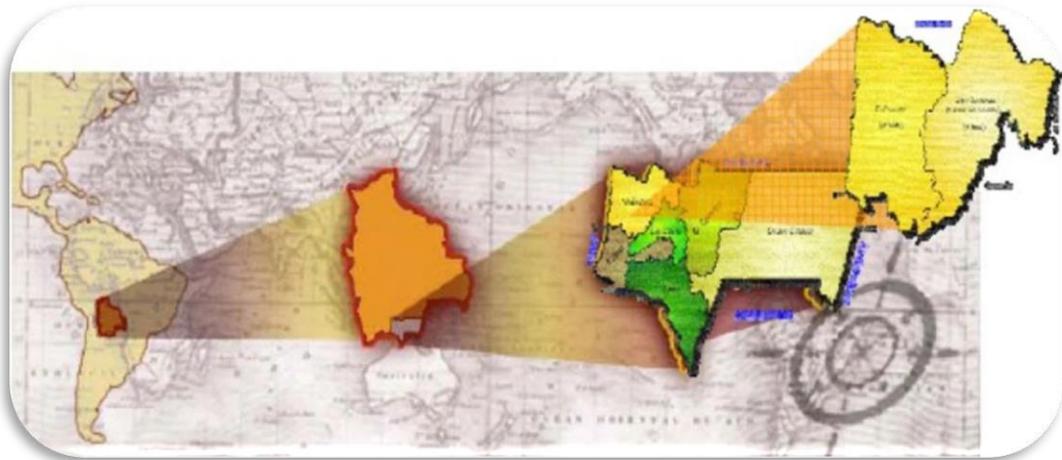
La altitud de Tomatas Grande está entre los 2100 a 2200 m.s.n.m. y una temperatura media de 17°C, situada a 27.5 km. de la ciudad de Tarija.

Figura 1.2. Recorrido (Tarija – Tomatas Grande)



Fuente: Elaboración propia

Figura 1.3. Macrolocalización “Provincia Méndez”



Fuente: Ricardo Ávila Castellanos (https://elpais.bo/cultura/20200809_la-provincia-mendez.html)

Figura 1.4. Ubicación Geográfica del Proyecto



Fuente: Elaboración propia

En la Figura 1.5. se muestra la quebrada 3 días después de haberse efectuado una precipitación no muy considerable en la zona.

Figura 1.5. Cauce de la quebrada aguas arriba



Fuente: Elaboración propia (28/02/2021)

En la Figura 1.6. se observa la estructura actual (badén), lugar donde será el emplazamiento del puente.

Figura 1.6. Cauce de la quebrada aguas abajo



Fuente: Elaboración propia (28/02/2021)

1.6. Información Socioeconómica

La información socioeconómica relativa al proyecto se encuentra en **Anexo B1**

CAPITULO II
MARCO TEORICO

II. MARCO TEÓRICO

2.1. Generalidades

2.1.1. Definición de puente

“Es una obra de arte destinada a salvar depresiones del terreno, pasos sobre corrientes de agua o cruces a desnivel permitiendo la circulación interrumpida de peatones, vehículos, agua y otros” (Belmonte Gonzáles, 1990, p. 11)

“*Puente* – Cualquier estructura que tiene una abertura de no menos de 6100 mm y que forma parte de una carretera o está ubicada sobre o debajo de una carretera” (AASHTO LRFD, 2004, p. 5)

2.1.2. Clasificación de puentes

Los puentes se llegan a clasificar según diversos aspectos, según (García-Rossell, 2006):

2.1.2.1. Por los Materiales Usados

- Puentes de Acero: de vigas, armaduras, arcos y de suspensión sean colgantes o atirantados.
- Puentes de Concreto: de concreto armado o presforzado (pretensado o postensado) de vigas, arcos y atirantados.
- Puentes de Madera: vernaculares de troncos o de madera aserrada.
- Puentes de Aleación de Aluminio (titanio): Generalmente de armaduras.
- Puentes de Materiales compuestos: fibra de carbono un material constituido por fibras de carbono de una matriz epóxicas de alta resistencia a la tracción

2.1.2.2. Por sus Objetivos Funcionales

- Puentes carreteros
- Puentes ferroviarios

- Puentes combinados
- Puentes peatonales
- Puentes acueductos (canal)
- Puentes (tubo)

2.1.2.3. Por el sistema estructural

- Tipo losa: maciza o celular; de concreto armado o presforzado.
- De viga (T): un número de vigas longitudinales de sección (T) de concreto armado o postensado colocadas lado a lado.
- De vigas (cajón): Un número de vigas de sección cajón de concreto presforzado o de acero colocadas lado a lado o separadas.
- De sección cajón: mono celulares o multicelulares, la losa forma parte de la sección, generalmente de concreto postensado.
- **De sección compuesta:** Losa de concreto armado (o también postensada) sobre vigas longitudinales soldadas de acero o sobre vigas postensadas. Generalmente la losa trabaja en sección compuesta con las vigas por medio de conectores de corte.
- De armaduras: estructuras reticulares
- Tipo Arco: El arco es una estructura que resiste las cargas principalmente en compresión axial. Hay una variedad de tipos según la posición del tablero. De tablero superior, intermedio e inferior (arcos atirantados).
- Atirantados: La viga de rigidez es el elemento principal del tablero, es soportada por tramos directamente por medio de cables o tirantes, los que se sujetan en las torres.
- Colgantes: Son los de mayor luz. La viga de rigidez se (cuelga) por medio de péndolas del cable portante (suspensión indirecta) el cual está suspendido de las torres. Las cargas se transmiten principalmente por tracción en el cable portante. Se usan para grandes luces > 1000m, actualmente casi 2000m. También pueden tener luces menores del orden de los 150m.

2.1.2.4. Por las condiciones de apoyo

- Puentes simplemente apoyados: Las vigas longitudinales o armaduras se apoyan en aparatos tipo articulación fija en un extremo y móvil en el otro.
- Puentes continuos: Las vigas longitudinales o armaduras son continuas y se apoyan en tres (3) o más apoyos.
- Puentes (Gerber) (en voladizo): El puente continuo hiperestático se hace isostático introduciendo articulaciones entre apoyos, una por cada grado de indeterminación estática.
- Puentes Aportricados: El tablero es solidario y monolítico generalmente con los pilares y/o estribos formando pórticos (espaciales).

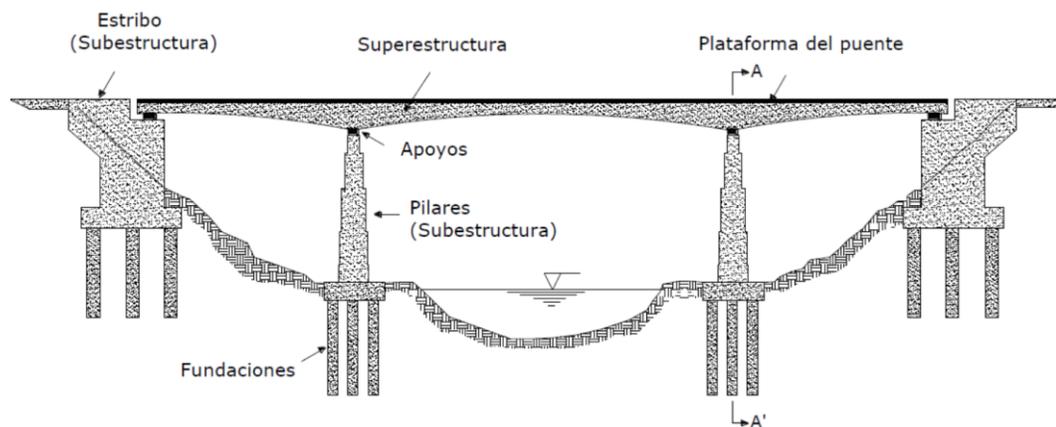
2.1.3. Partes de un puente

Los componentes principales de una estructura de puente, según (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010) son:

- Superestructura
- Subestructura

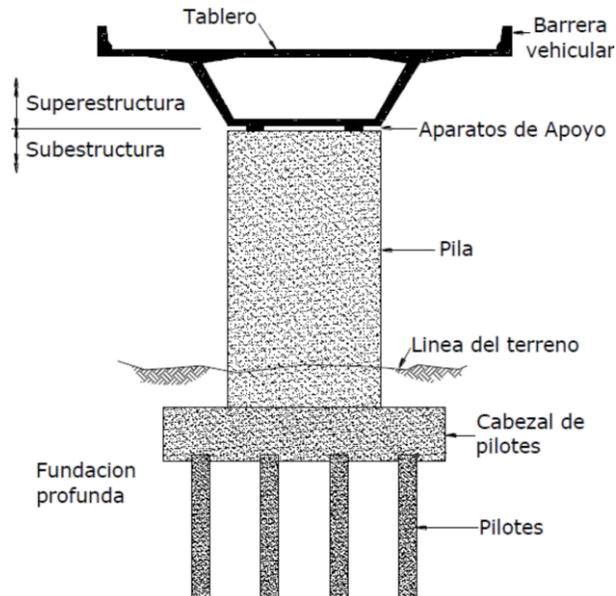
En la Figura 2.1. y 2.2. se puede apreciar las partes constitutivas de un puente como ser, la superestructura y la subestructura.

Figura 2.1. Componentes de un puente, vista longitudinal



Fuente: (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

Figura 2.2. Componentes de un puente, corte transversal

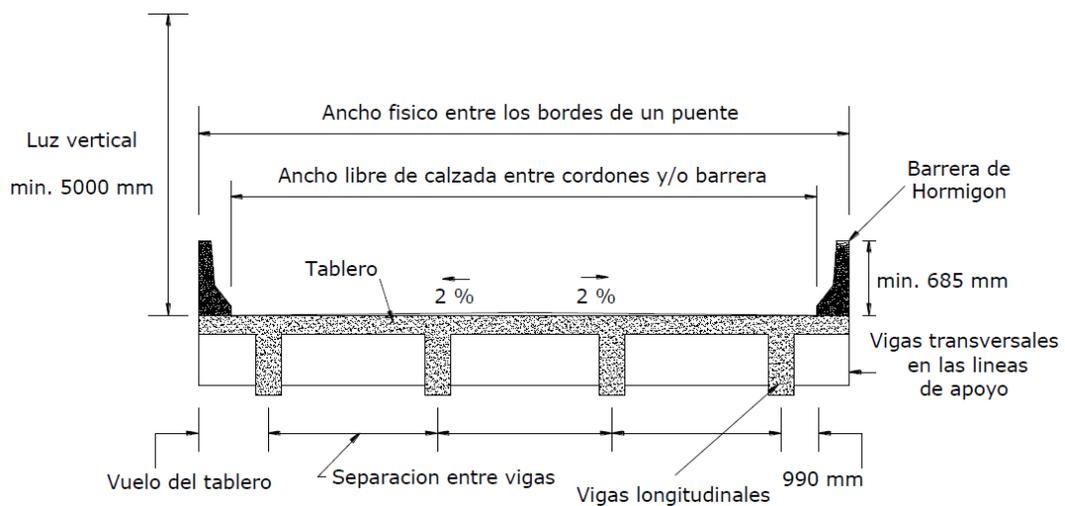


Fuente: (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

2.1.3.1. Superestructura

Son los componentes estructurales del puente que constituyen el tramo horizontal. En la siguiente sección se ampliará con mayor detalle las superestructuras que se encuentran en los diferentes tipos de puentes.

Figura 2.3. Tablero y estructura portante, puente Viga-Losa



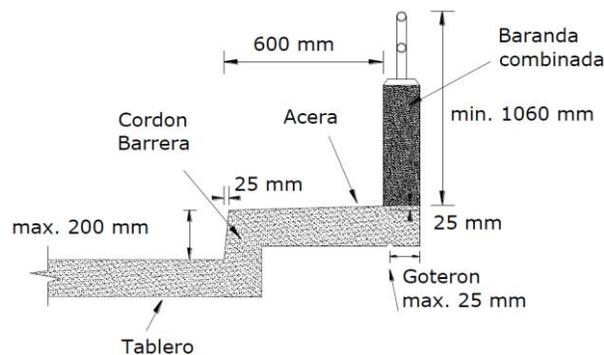
Fuente: (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

Tablero. - Es el componente, con o sin superficie de rodamiento, que soporta las cargas de rueda en forma directa y es soportado por otros componentes.

Estructura Portante. - Es el componente estructural que soporta al tablero y se apoya en sus extremos con la subestructura, es decir, transmite las cargas procedentes del tablero a los estribos y/o pilas.

Accesorios del tablero. - Son elementos que sirven para dar funcionalidad al puente y seguridad tanto a los vehículos como a los peatones: cordón-barrera, barandas, barreras. En la figura 2.4. se muestra las componentes de la acera de un puente.

Figura 2.4. Accesorios de la acera del puente



Fuente: (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

2.1.3.2. Subestructura

Son los componentes estructurales del puente que soportan el tramo horizontal, los componentes más importantes son:

- Pilares
- Estribos
- Fundaciones

Pilares. - Son elementos de apoyo intermedios los cuales conducen los esfuerzos de la superestructura hacia las fundaciones; están diseñados para resistir presiones hidráulicas, cargas de viento, cargas de impacto, etc., son más susceptibles a los efectos de la socavación por lo que las fundaciones deberán estar por debajo de la altura máxima de socavación.

Estribos. - Son los que proveen soporte a la superestructura, establecen la conexión entre la superestructura y el terraplén, son diseñados para soportar la carga de la superestructura la cual es transmitida por medio de los elementos de apoyo, el peso de la losa de transición y las presiones del suelo (empuje de tierras).

Fundaciones. - Se encuentran bajo el terreno de la superficie, son encargados de transmitir toda la carga al suelo, al absorber dicha carga el suelo se contrae dando origen a los asentamientos.

En todo diseño de fundaciones dos condiciones se deben satisfacer: “que el asentamiento total de la estructura esté limitado a una cantidad tolerablemente pequeña y que en lo posible el asentamiento diferencial de las distintas partes de la estructura se elimine” (Nilson, 2000, p. 499)

2.2. Estudios Básicos De Ingeniería

Antes de proceder con el diseño del proyecto de un puente, es indispensable realizar los estudios básicos que permitan tomar conocimiento pleno de la zona, que redunde en la generación de información básica necesaria y suficiente que concluya en el planteamiento de soluciones satisfactorias plasmadas primero en anteproyectos y luego en proyectos definitivos reales, y ejecutables.

El proyectista deberá informarse adecuadamente de las dificultades y bondades que caracterizan a la zona antes de definir el emplazamiento del puente. Emplazamiento que deberá ser fruto de un estudio comparativo de varias alternativas y que sea la mejor respuesta dentro las limitaciones (generación de información) y variaciones de comportamiento de los cambios naturales y provocados de la naturaleza.

Debe igualmente especificar el nivel de los estudios básicos y los datos específicos que deben ser obtenidos. Si bien es cierto que los datos naturales no se obtienen nunca de un modo perfecto, estos deben ser claros y útiles para la elaboración del proyecto.

Los estudios básicos deben ser realizados de acuerdo a los requerimientos del proyectista, por personal especializado, con experiencia, y según los procedimientos

que se establecen en los manuales especializados de ingeniería de puentes, que en general son más exigentes que lo requerido para las edificaciones.

2.2.1 Estudio de suelos

La naturaleza del suelo puede ser determinante para la elección del tipo de puente. De estos estudios se debe deducir el tipo y profundidad de cimentación y la estabilidad de las laderas o riberas en los accesos.

Estos estudios como la excavación de pozos por exploración, sondeos y recolección de muestras estratigráficas de suelo, permiten que se logre identificar información acerca del suelo donde se ubicará el puente, con lo que se deberá realizar relevación de un mapa geológico de la zona, clasificación de los macizos rocosos, ensayos en campo y la obtención de las propiedades mecánicas y geológicas de los suelos.

2.2.2. Estudios topográficos

Los estudios topográficos, según (Escudero Meza, 2003), tendrán como objetivos:

- Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos
- Proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, así como de ecología y sus efectos en el medio ambiente.
- Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.
- Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

Los estudios topográficos deberán comprender como mínimo lo siguiente:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala entre 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 1 m y comprendiendo por lo menos 100 m a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río u otro obstáculo a ser transpuesto).

- Los planos deberán indicar los accesos del puente, así como autopistas, caminos, vías férreas y otras posibles referencias.
- Será necesario indicar en planos la dirección del curso de agua y los límites aproximados de la zona inundable en las condiciones de aguas máximas y mínimas.
- Ubicación e indicación de cotas de puntos referenciales, puntos de inflexión y puntos de inicio y término de tramos curvos.
- Levantamiento catastral de las zonas aledañas al puente, cuando existan edificaciones u otras obras que interfieran con el puente o sus accesos o que requieran ser expropiadas.

2.2.3. Estudio hidrológico e hidráulico

Los objetivos son de establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura. Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer lo siguiente:

- Ubicación óptima del cruce.
- Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- Profundidades de socavación general, por contracción y local.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.
- Obras de protección necesarias.
- Previsiones para la construcción del puente.

2.3. Normas De Diseño

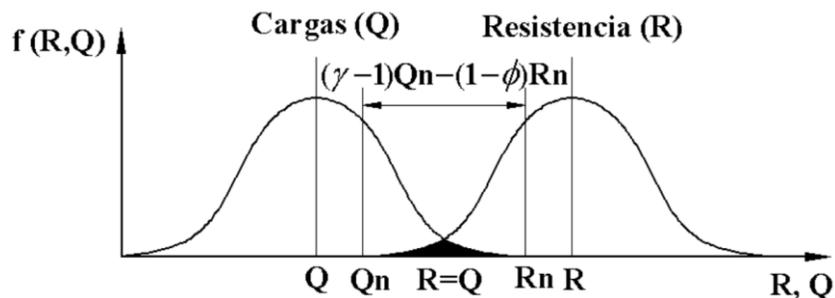
La norma utilizada para el diseño de puentes es la AASHTO LRFD 2004.

En conjunto a esta norma se hará uso de la norma ACI-318S-05, debido a que ambas normas se desarrollaron en los E.E.U.U.

2.4. Filosofía De Diseño

“El diseño con factores de carga y resistencia (LRFD) está basado en la estadística de la combinación de cargas y resistencias expresado en el siguiente gráfico” (Liendo López & Soliz Martinez, 2007, p. 63)

Figura 2.5. Base probabilística del diseño LRFD



Fuente: (Liendo López & Soliz Martinez, 2007)

Donde se observa que ambas distribuciones probabilísticas obtenidas de forma independiente, son comparadas. La distribución de la resistencia R está a la derecha y es mayor a la que representa las cargas (Q), pero existe una zona de intersección donde existirá falla (región pintada de negro). Los factores de diseño: combinaciones de carga y resistencia, se obtienen para evitar que esto suceda. Pero esto con un porcentaje de probabilidad, puesto que si se quisiera evitar la falla con un 100% el diseño sería muy costoso e inviable.

2.5. Cargas En La Estructura

Las cargas aplicadas según la filosofía AASHTO LRFD 2004 son:

2.5.1. Cargas permanentes

2.5.1.1. Peso propio de las estructuras (DC)

La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, etc.

El acero de refuerzo añade al hormigón aproximadamente 80 kg/m^3 , por lo que la mayoría de los libros adopta como densidad del hormigón 2400 kg/m^3 .

En la Tabla 2.1. se observa las densidades de diferentes tipos de materiales usados en la construcción.

Tabla 2.1. Densidades de materiales usados en la construcción

Material		Densidad (kg/m^3)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'_c \leq 35 \text{ MPa}$	2320
	Densidad normal con $35 < f'_c \leq 105 \text{ MPa}$	$2240 + 2,29 f'_c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		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 LRFD, 2004)

2.5.1.2. Superficie de rodadura (DW)

Es el peso propio de la capa o superficie de rodamiento y futuras sobrecapas. La densidad del asfalto se encuentra en la Tabla 2.1.

2.5.2. Sobrecargas vivas

2.5.2.1. Sobrecarga vehicular

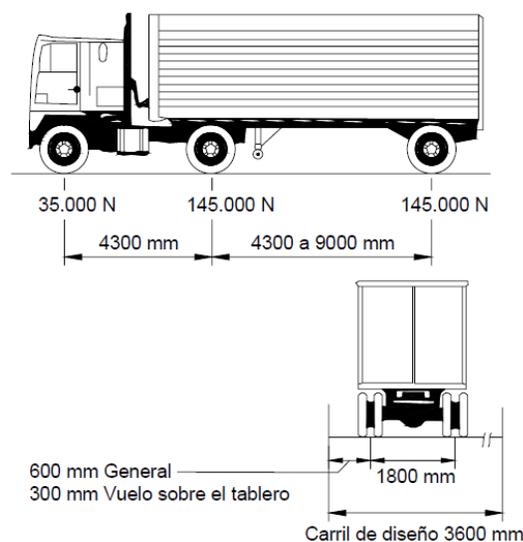
Las cargas vehiculares sobre las calzadas de los puentes se designan como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

- a) Camión de diseño
- b) Tándem de diseño
- c) Carga de carril

a) Camión de diseño

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño son como se especifica en la Figura 2.6., la separación entre los dos ejes de 145.000 N varía entre 4300 y 9000 mm para producir las sollicitaciones extremas. Además, se debe considerar un incremento por carga dinámica.

Figura 2.6. Características de camión de diseño



Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

b) Tándem de diseño

El Tándem de diseño consiste en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas es de 1800 mm. Se debe considerar un incremento por carga dinámica.

c) Carga de carril de diseño

La carga del carril de diseño consiste en una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Estas solicitaciones no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

2.5.2.2. Cargas peatonales (PL)

Se debe aplicar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

2.5.2.3. Fuerza de frenado (BR)

La fuerza de frenado se toma como el mayor de los siguientes valores:

- a) El 25% de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño.
- b) El 5 % del camión de diseño más la carga del carril o 5 por ciento del tándem de diseño más la carga del carril.

La fuerza de frenado se ubica en todos los carriles de diseño que se consideran cargados y que transportan tráfico en la misma dirección. Se asume que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección.

2.5.2.3. Incremento por carga dinámica (IM)

La carga móvil es de tipo dinámica, pero para simplificar su aplicación se la toma como estática añadiendo un incremento de carga. Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se mayoran aplicando los porcentajes indicados en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2. Incremento por Carga Dinámica, IM

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

2.5.2.4. Empuje del suelo (EH)

Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura de suelo, y se deberá tomar como:

$$EH = \frac{1}{2} * k_a * \gamma * H^2$$

Donde:

EH = empuje de suelo

Ka = coeficiente de empuje lateral activo

γ = peso específico del suelo de relleno

H = profundidad de suelo debajo de la superficie

Se asumirá que la carga de suelo lateral resultante debido al peso del relleno actúa a una altura igual a $H/3$ desde la base del muro.

Coeficiente de empuje lateral activo

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma * [\sin^2\theta * \sin(\theta - \delta)]}$$

Donde:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) * \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) * \sin(\theta + \beta)}} \right]^2$$

Y, además:

δ = ángulo de fricción entre relleno y muro

β = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal

θ = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal

ϕ'_f = ángulo efectivo de fricción interna

2.5.2.5. Sobrecarga viva (LS)

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro.

$$LS = k_a * \gamma * h' * H$$

LS = empuje del suelo debido a la sobrecarga viva

γ = peso específico del suelo de relleno

h' = altura de suelo equivalente para carga vehicular

H = profundidad de suelo debajo de la superficie

Las alturas de suelo equivalente, h' , para cargas carreteras sobre estribos y muros de sostenimiento se pueden tomar de la Tabla 2.3.

Tabla 2.3. Altura de suelo equivalente para carga vehicular

Altura del estribo (mm)	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

2.6. Combinaciones y Factores de Carga

Los componentes y conexiones de un puente se diseñan para satisfacer las combinaciones aplicables de solicitaciones extremas mayoradas según se especifica para cada uno de los siguientes estados límites:

RESISTENCIA I. - Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

RESISTENCIA II. - Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

RESISTENCIA III. - Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.

RESISTENCIA IV. - Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas

RESISTENCIA V. - Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

EVENTO EXTREMO I. - Combinación de cargas que incluye sismos.

EVENTO EXTREMO II. - Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos,
CT.

SERVICIO I. - Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

SERVICIO II. - Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

SERVICIO III. - Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

SERVICIO IV. - Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

FATIGA. - Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con una separación constante de 9000 mm entre los ejes de 145.000 N.

En la Tabla 2.4. se especifican los factores de carga aplicables a diferentes combinaciones de carga de diseño. Estas combinaciones se deberán multiplicar por el factor de carga correspondiente mostrado en la Tabla 2.5. y el factor de presencia múltiple, si corresponde como indica en la Tabla 2.6.

Tabla 2.4. Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Limite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	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 – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	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 III	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 - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

Tabla 2.5. Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

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 del suelo		
• 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 LRFD, 2004)

Tabla 2.6. Factor de presencia múltiple

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

2.7. Factor Modificador de Carga

Las solicitaciones que se generan en el análisis estructural son multiplicadas por el factor de modificación de carga como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\Sigma \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Donde:

Para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$$

Donde:

γ_i = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones

ϕ = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal

η_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa

η_D = factor relacionado con la ductilidad

η_R = factor relacionado con la redundancia

η_I = factor relacionado con la importancia operativa

Q_i = solicitación

R_n = resistencia nominal

R_r = resistencia mayorada: ϕR_n

2.7.1. factor de ductilidad (η_D)

La ductilidad es importante en la seguridad de un puente, si la ductilidad se toma en cuenta, las partes de la estructura con una carga más allá de la proyectada pueden redistribuir la carga a otras que tienen resistencia. Esta redistribución está en función de la capacidad del elemento sobrecargado para desarrollar deformaciones inelásticas sin falla.

Los valores de este factor son:

$\eta_D \geq 1,05$ para elementos y conexiones no dúctiles

$\eta_D = 1,00$ para diseños y detalles convencionales que cumplen con estas especificaciones

$\eta_D \geq 0,95$ para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por estas especificaciones

$\eta_D = 1,00$ para todos los demás estados límites

2.7.2. factor de redundancia (η_R)

La redundancia afecta significativamente a los márgenes de seguridad de los puentes. Una estructura estáticamente indeterminada es redundante, tiene más restricciones de las necesarias para satisfacer el equilibrio.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_R \geq 1,05$ para elementos no redundantes

$\eta_R = 1,00$ para niveles convencionales de redundancia

$\eta_R \geq 0,95$ para niveles excepcionales de redundancia

$\eta_R = 1,00$ para todos los demás estados límites

Los principales elementos y componentes cuya falla, se anticipa, provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante.

2.7.3. factor de importancia operativa (η_I)

Los puentes pueden ser considerados importantes si ellos unen a hospitales, colegios, bomberos, etc. En general los puentes siempre tienen importancia operacional porque son proyectados para cubrir requerimientos de la sociedad. Un puente no importante operativamente se puede definir como uno que está en una vía secundaria.

$\eta_I \geq 1,05$ para puentes importantes

$\eta_I = 1,00$ para puentes típicos

$\eta_I \geq 0,95$ para puentes de relativamente poca importancia

$\eta_I = 1,00$ para todos los demás estados límites

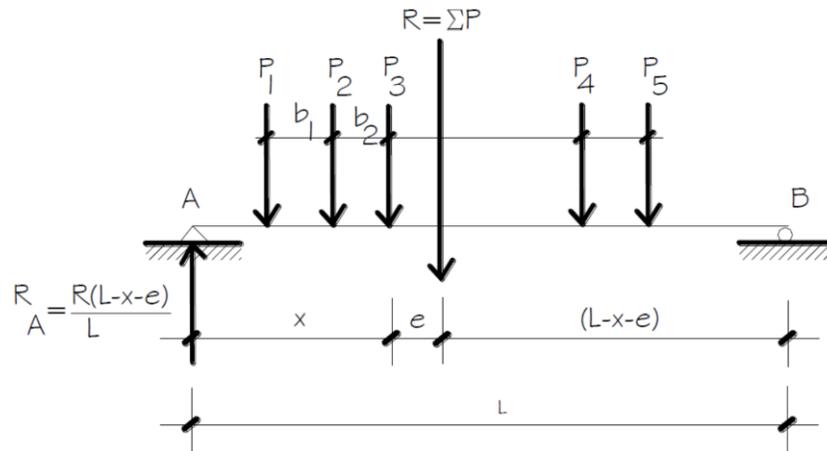
2.8. Teorema de Barré

Este teorema se utiliza para hallar el momento máximo de flexión en una viga simplemente apoyada.

Bisecando la distancia entre la resultante de un tren de cargas y la carga más próxima a ella, por un eje que pasa por el centro de luz, el máximo momento de flexión en una viga simplemente apoyada se encuentra casi siempre bajo la carga más próxima a la resultante. En caso de igualdad de distancias, se ubica bajo la carga más pesada

En efecto, en el tren de cargas mostrado en la Figura 2.7, tomando momentos en el punto donde incide la carga P_3 se tiene:

Figura 2.7. Tren de cargas sobre una viga simplemente apoyada



Fuente: (Serquén Rodríguez, 2020)

El momento en el punto donde se ubica la carga P_3 es:

$$M_{P_3} = \frac{R(L-x-e)}{L}x - P_1(b_1 + b_2) - P_2b_2$$

Para obtener la distancia medida desde el apoyo A (x), a la que se encuentra el momento máximo, igualamos la cortante a cero (0).

$$\text{Para } M_{P_3} = \text{máx}, \quad \frac{dM_{P_3}}{dx} = 0$$

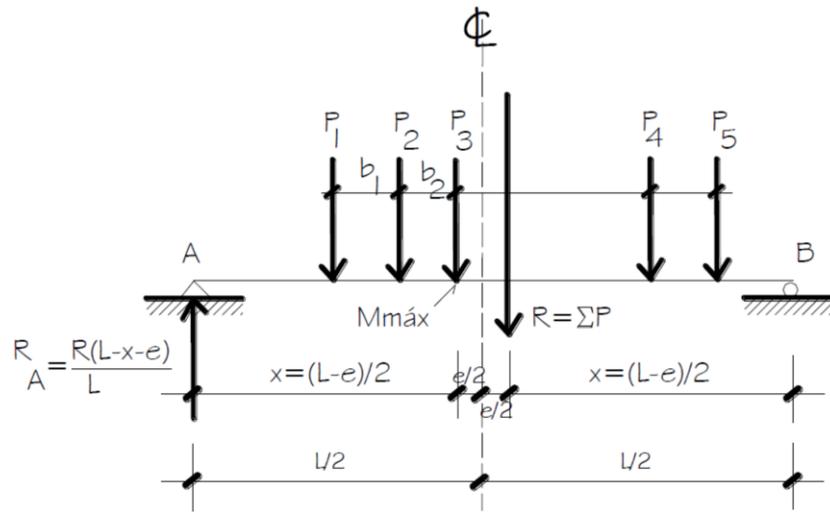
$$\frac{R}{L} [-1(x) + (L-x-e)] = 0$$

Obteniendo:

$$x = \frac{L-e}{2}$$

Representando lo obtenido en la siguiente Figura 2.8:

Figura 2.8. Posición de un tren de cargas para momento máximo



Fuente: (Serquén Rodríguez, 2020)

2.9. Deformaciones

Los puentes se diseñan de manera de evitar los efectos estructurales o psicológicos indeseados que provocan las deformaciones.

Los límites de deflexión son:

- Carga vehicular, general Longitud/800
- Cargas vehiculares y/o peatonales Longitud/1000
- Carga vehicular sobre voladizos Longitud/300
- Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos Longitud/375

2.10. Materiales

El concreto empleado para miembros presforzados es normalmente de resistencia más alta que las estructuras no presforzadas.

Las varillas de refuerzo también desempeñan un papel importante dentro de la construcción, debido a que se usan como refuerzo en el alma, refuerzo longitudinal suplementario y para otros fines.

En cuanto al acero de presfuerzo, el proyectista debe tomar en cuenta las diferencias de ductilidad, carencia de un punto de fluencia bien definido y otras características de gran importancia técnica.

2.10.1. Hormigones

La resistencia a la compresión especificada para el hormigón y los tableros pretensados no deberá ser menor que 28 MPa.

En la siguiente Tabla 2.7. se observa la clasificación del hormigón según la norma AASHTO:

Tabla 2.7. Características de las mezclas de hormigón según su clase

Clase de Hormigón	Mínimo contenido de cemento	Máxima relación agua-cemento	Rango de contenido de aire	Agregado grueso según ASSHTO M 43 (ASTM D 448)	Resistencia a la compresión a 28 días
	kg/m ³	kg por kg	%	Tamaño aberturas cuadradas (mm)	MPa
A	362	0,49	-	25 a 4,75	28
A(AE)	362	0,45	6,0 ± 1,5	25 a 4,75	28
B	307	0,58	-	50 a 25	17
B(AE)	307	0,55	5,0 ± 1,5	25 a 4,75	17
C	390	0,49	-	12,5 a 4,75	28
C(AE)	390	0,45	7,0 ± 1,5	12,5 a 4,75	28
P P(HPC)	334	0,49	Según se especifica en otras secciones	25 a 4,75 ó 19 a 4,75	Según se especifica en otras secciones
S	390	0,58	-	25 a 4,75	-
Baja densidad	334	Según se especifica en la documentación técnica			

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

La intención es que estas clases de hormigón se utilicen de la siguiente manera:

- El hormigón de Clase A generalmente se utiliza para todos los elementos de las estructuras, excepto cuando otra clase de hormigón resulta más adecuada y específicamente para hormigón expuesto al agua salada.
- El hormigón Clase B se utiliza en zapatas, pedestales, fustes de pilotes macizos y muros de gravedad.

- El hormigón Clase C se utiliza en secciones delgadas, tales como barandas armadas de menos de 100 mm de espesor, como relleno en pisos de emparrillado de acero, etc.
- El hormigón Clase P se utiliza cuando se requieren resistencias superiores a 28 MPa. En el caso del hormigón pretensado se debería considerar limitar el tamaño nominal de los agregados a 20 mm.
- El hormigón Clase S se utiliza cuando es necesario colocar bajo agua en compartimentos estancos para obtener un sello impermeable al agua.

2.10.2. Acero de refuerzo

“La resistencia a la fluencia, es aproximadamente quince veces la resistencia a la compresión del concreto estructural común y más de 100 veces su resistencia a la tensión. Por otro lado, el acero es un material mucho más costoso que el concreto. De esto resulta que los dos materiales se emplean mejor en combinación si el concreto se utiliza para resistir los esfuerzos de compresión y el acero los esfuerzos de tensión. De esta manera, en vigas de concreto reforzado, el concreto resiste la fuerza de compresión, barras de acero de refuerzo longitudinal colocadas cerca a la cara de tensión resisten las fuerzas de tensión y barras de acero adicionales resisten los esfuerzos de tensión inclinados causados por las fuerzas cortantes en las vigas.”
(H. Nilson, p. 50)

Estos aceros vienen en forma de barras circulares, disponible en un amplio intervalo de diámetros.

Estas barras presentan corrugas para ofrecer resistencia al deslizamiento frente al concreto.

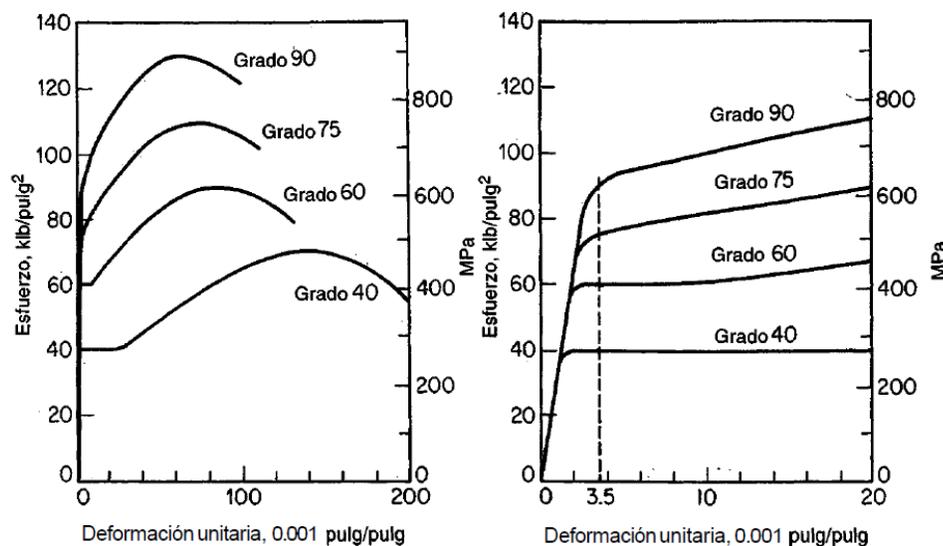
Las barras más usadas son de 420 MPa (grado 60), debido a que estas son más económicas y tienden a reducir la congestión del acero en los encofrados.

2.10.2.1. Curvas esfuerzo-deformación unitaria

Las dos características numéricas principales que determinan los rasgos de una barra de refuerzo son su punto de fluencia (f_y) y su módulo de elasticidad (E), este último es prácticamente el mismo para todos los aceros, $E = 200$ GPa

En la figura 2.9. se presenta los diagramas de esfuerzo deformación de diferentes grados de acero de refuerzo.

Figura 2.9. Curvas esfuerzo-deformación de acero de refuerzo



Fuente: (H. Nilson)

2.10.3. Acero de presfuerzo

Para el hormigón postesado este acero se denomina Torones y es fabricado con siete alambres firmemente torcidos alrededor de un séptimo cuyo diámetro es ligeramente mayor. Los diámetros de los torones están entre 0.25 hasta 0.6 pulgadas.

Las resistencias a la tensión de los aceros de presfuerzo varían desde aproximadamente 2.5 a 6 veces el valor de la resistencia a la fluencia de las barras de refuerzo.

Nota: La designación del grado corresponde a la mínima resistencia a la tensión última especificada en (klb/pulg²).

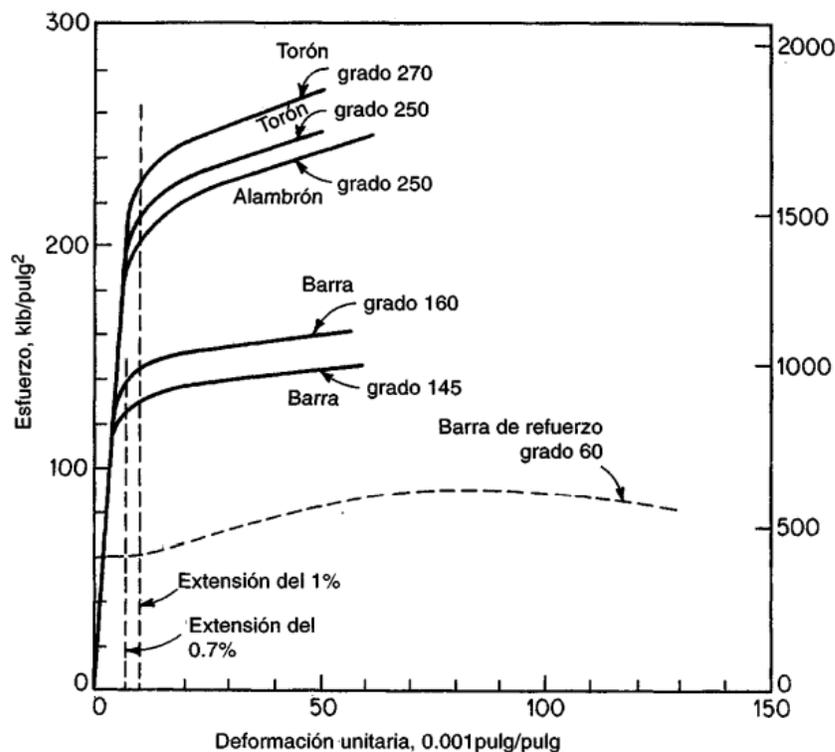
2.10.2.1. Curvas esfuerzo-deformación unitaria

En la Figura 2.10. se presentan las curvas esfuerzo – deformación unitaria de torones de diferentes grados.

Se puede observar que a comparación de la curva esfuerzo deformación para aceros de refuerzo de grado 60, los aceros de mayor resistencia no muestran un punto de fluencia definido, es decir estos no fluyen bajo esfuerzos constantes.

Puede verse que el margen entre la resistencia a la tensión y la resistencia a la fluencia es menor en los aceros de presfuerzo que en los aceros de refuerzo. También se observa que los aceros de presfuerzo tienen una ductilidad significativamente menor.

Figura 2.10. Curvas esfuerzo-deformación de acero de presfuerzo



Fuente: (H. Nilson)

2.11. Hormigón Presforzado

El Hormigón Presforzado es el hormigón al cual se transmiten en forma artificial y permanente, antes y durante la aplicación de las acciones exteriores “estados elásticos”

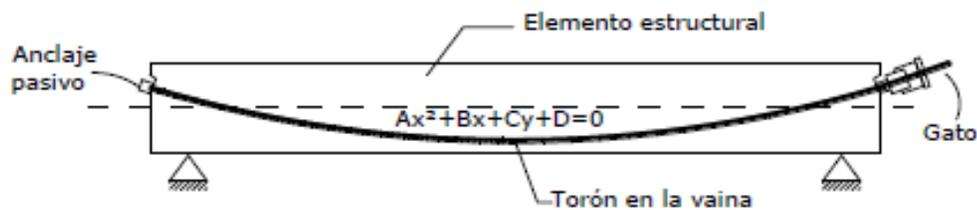
originados por fuerzas de compresión previos de manera que los estados elásticos resultantes sean convenientes al hormigón y a la función de la estructura en un marco de seguridad y economía.

2.11.1. Sistema de postensado

En este procedimiento la fuerza de postensado (P), se aplica estirando los cables contra el hormigón endurecido; es decir el gato hidráulico estira el cable y al mismo tiempo comprime al hormigón que en ese momento debe tener la resistencia especificada. El valor de la fuerza de postensado se controla por la presión del fluido de la bomba/gato y la medida del alargamiento.

Cuando los valores previstos de presión y alargamiento son obtenidos, se anclan los cables mediante cuñas, y los conductos (vainas), donde se encuentran los torones que constituyen el acero de los cables, son llenados con mortero o lechada de cemento. ver Figura 2.11.

Figura 2.11. Fabricación de un elemento postensado



Fuente: (Liendo López & Soliz Martinez, 2007)

2.11.2. Pretensado parcial

Se entiende por pretensado parcial, al hormigón en el cual se combinan cables de pretensado y barras de armadura.

La AASHTO define hormigón parcialmente pretensado como:

- Un elemento de hormigón armado con una combinación de armaduras pretensadas y no pretensadas diseñadas para resistir conjuntamente las mismas solicitaciones.

2.11.3. Pretensado total

Cuando todas y cada una de las secciones de una viga están sometidas a compresiones admisibles solamente.

2.11.4. Pérdidas de presfuerzo

Las pérdidas de presfuerzo se refieren a la reducción de tensión en el tendón. Estas pérdidas pueden ser divididas en dos categorías.

2.11.4.1. Pérdidas instantáneas

Incluyen pérdidas debido a la Fricción entre los cables y el material que lo circunda (vainas) Δf_{pF} , Anclaje del Cono Δf_{pA} y el Acortamiento Elástico del concreto Δf_{pES} .

2.11.4.2. Pérdidas Diferidas. Incluyen las pérdidas debido a la Retracción del Hormigón Δf_{pSR} , la Fluencia del Hormigón Δf_{pCR} y la Relajación del Acero Δf_{pR} durante su vida útil de servicio Δf_{pR2} Relajación del Acero después de la transferencia.

La pérdida total de pretensado Δf_T depende del sistema en nuestro caso:

➤ Para miembros Postensados:

$$\Delta f_T = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

2.12. Armadura en la sección de Centro Luz

Las vigas de hormigón presforzado casi siempre contienen una cantidad significativa de armadura de refuerzo no presforzado. Como se indica en la Figura 2.12.

La armadura **(a)** son los estribos, se proporcionan para resistir el corte y la tensión diagonal.

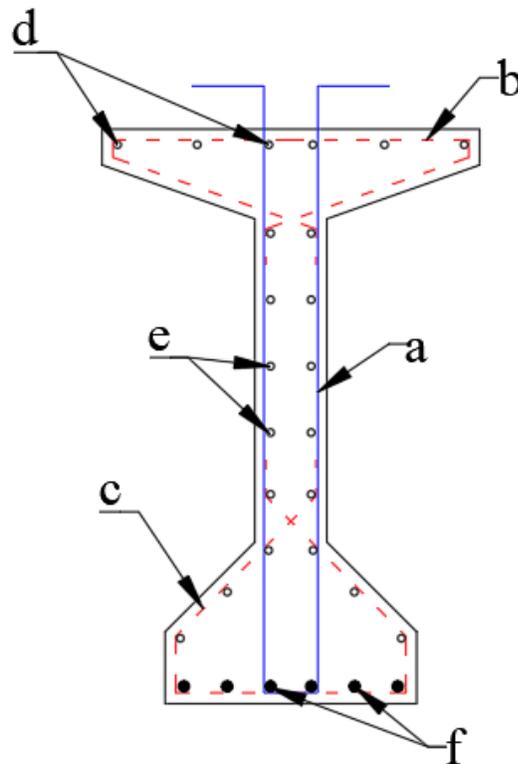
La armadura **(b)** estas son varillas transversales que aseguran la integridad de las delgadas proyecciones horizontales del ala superior.

La armadura © estas varillas son incluidas como una ayuda para la fijación de otras varillas durante la construcción.

Las armaduras longitudinales (**d**) y (**e**) de pequeños diámetros se proporcionan en elementos postensados para controlar las grietas por contracción antes de tesar el acero principal.

La armadura (**f**) puede colocarse tan cerca de la cara de tensión de la viga como lo permitan los requerimientos de recubrimiento. De esta manera se maximiza su contribución para con la resistencia a la flexión.

Figura 2.12. Posición de armaduras de refuerzo en la Viga



Fuente: Elaboración propia

2.13. Etapas de carga

“Para una estructura colada en el lugar el concreto presforzado tiene que diseñarse para dos etapas por lo menos: la etapa inicial durante el presfuerzo y la etapa final bajo las cargas exteriores” (T. Y. LIN, 1984, p. 37)

2.13.1. Etapa inicial

En esta etapa el miembro o estructura está bajo la acción del presfuerzo, pero no está sujeto a ninguna carga externa superpuesta.

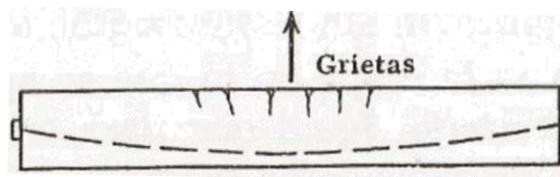
Antes del presfuerzo. – Si se desea disminuir o eliminar las grietas, es muy importante el curado cuidadoso antes de la transferencia del presfuerzo. Deberá evitarse el secado o los cambios bruscos de temperatura.

Durante el presfuerzo. – Se debe prever el aplastamiento del concreto debido a que la operación del presfuerzo impone una prueba severa en la resistencia de apoyo en los anclajes puesto que el concreto no tiene edad en este periodo mientras que el presfuerzo está al máximo. Por consiguiente, el orden para presforzar los diversos tendones debe estudiarse previamente.

Durante la transferencia del presfuerzo. – La transferencia es gradual, transfiriéndose el presfuerzo de los tendones al concreto uno por uno. En este caso la carga que actúa es la de peso propio

Descimbrado y retensado. – El hormigón postesado al ser colado y presforzado en sitio, se convierte en auto soportado durante o después del presfuerzo. Así la cimbra puede removerse después del presfuerzo. Algunas estructuras son necesarias al retensado, por ello se debe estudiar los esfuerzos en las diferentes etapas de tesado.

Figura 2.13. Falla de una viga debido al manejo poco cuidadoso



Nota: Izada incorrectamente en Centro Luz, (T. Y. LIN, 1984).

2.13.2. Etapa final

Esta etapa es en la que se aplican a la estructura las cargas reales de trabajo.

Para las estructuras de concreto presforzado a menudo es necesario investigar su agrietamiento y sus cargas de ruptura, su comportamiento bajo la carga real de sustentación, además de la carga de trabajo.

Carga de sustentación. – Esta carga consiste a menudo en la carga muerta solamente, la cual es el factor principal en el diseño, puesto que el efecto del escurrimiento plástico por flexión agrandarará la deflexión, es deseable, limitar la misma bajo estas cargas de sustentación.

Carga de trabajo. – El diseñar para la carga de trabajo es una comprobación de los esfuerzos y deformaciones excesivas

Carga de agrietamiento. – El agrietamiento en un miembro de concreto presforzado significa un cambio brusco en la adherencia y en los esfuerzos cortantes.

Carga de ruptura. – La resistencia a la ruptura de una estructura está definida por la carga máxima que pueda soportar antes del colapso.

2.14. Ventajas del hormigón presforzado frente al hormigón armado

Las ventajas son:

- La resistencia del hormigón y del acero es bien aprovechada, lo que no es posible con el hormigón armado porque el hormigón se fisura en forma inadmisibile para altas tensiones del acero
- Las cuantías de acero de refuerzo son pequeñas en las secciones presforzadas, y es posible el uso de secciones semejantes a las metálicas.
- En el hormigón armado, se hace trabajar a compresión a lo que es absorbido por hormigón y la tracción por el acero, en cambio el hormigón presforzado al encontrarse totalmente pre comprimido no requiere armadura de tracción
- En el hormigón presforzado se pueden obtener secciones esbeltas ligeras en una relación, donde el peralte de la viga es $(L/20)$, permitiendo estructuras con luces mayores que el hormigón armado

- El comportamiento de las cargas mayores a las cargas de servicio es mejor asimilado por el hormigón presforzado que por el hormigón armado
- El hormigón presforzado posee mayor durabilidad, consecuencia de la estricta limitación de la aparición y abertura de las fisuras del hormigón
- Las secciones presforzadas tienen menor volumen de hormigón frente a una sección armada, bajo las mismas condiciones de carga

2.15. Diferencias entre el hormigón presforzado y al hormigón armado

Estas diferencias se detallan a continuación en la Tabla 2.8.

Tabla 2.8. Diferencias entre el hormigón presforzado y armado

REFERENTE	HORMIGÓN PRETENSADO	HORMIGÓN ARMADO
Luces (L)	20 - 45 (m)	10 - 20 (m)
Altura de la viga predeterminada (h)	$h \approx L/20$ (m)	$h \approx L/10$ (m)
Base en función a la Altura de la viga (b)	$b \approx h/3.5$ (m)	$b \approx h/2$ (m)
Resistencia Cilíndrica del hormigón (f_c)	≥ 35 (MPa)	≥ 21 (MPa)
Tensión de fluencia del Acero (f_y)	1872.9 (MPa)	420 - 500 (MPa)
Relación Agua / cemento (A/C)	≤ 0.40	≤ 0.53
Mano de obra	Especializada	Calificada
Maquinaria	Mezcladora y vibradora y sistema de tesado	Mezcladora Vibradora

Fuente: Elaboración propia

2.16. Inecuaciones básicas del presforzado

2.16.1. En condiciones iniciales ($t = 0$)

➤ Fibra superior

- $$\frac{M_0 * c_{10}}{I_0} + \frac{(P_0 * e_0) * c_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti}$$

➤ **Fibra inferior**

$$+ \frac{M_0 * c_{20}}{I_0} - \frac{(P_0 * e_0) * c_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq f_{ci}$$

Donde:

f_{ti} = esfuerzo admisible a la tracción el día del tesado

f_{ci} = esfuerzo admisible a la compresión el día del tesado

M_0 = momento debido a la carga de peso propio

c_{10} = distancia de la fibra superior al centroide de la sección (viga)

c_{20} = distancia de la fibra inferior al centroide de la sección (viga)

e_0 = excentricidad desde el centroide de la sección (viga), hacia el tendón

I_0 = inercia de la sección (viga)

A_0 = área de la sección (viga)

P_0 = fuerza de presforzado inicial

2.16.2. En condiciones finales ($t = \infty$)

➤ **Fibra superior**

- $\frac{M_T * c_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{(P_e * e_\infty) * c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{P_e}{A_\infty} \geq f_{cs}$

➤ **Fibra inferior**

$$+ \frac{M_T * c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{(P_e * e_\infty) * c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{P_e}{A_\infty} \leq f_{ts}$$

Donde:

f_{ts} = esfuerzo admisible a la tracción en tiempo infinito

f_{cs} = esfuerzo admisible a la compresión en tiempo infinito

M_T = momento debido a las cargas actuando en servicio

$c_{1\infty}$ = distancia de la fibra superior al centroide de la sección (viga-losa)

$c_{2\infty}$ = distancia de la fibra inferior al centroide de la sección (viga-losa)

e_∞ = excentricidad desde el centroide de la sección (viga-losa), hacia el tendón

I_∞ = inercia de la sección (viga-losa)

A_{∞} = área de la sección (viga-losa)

P_e = fuerza efectiva de presforzado

2.17. Esfuerzos permisibles según AASHTO LRFD

2.17.1. Límites para la tensión en los Tendones de Presforzado

La tensión en los tendones debido al pretensado o en el estado límite de servicio no deberá ser mayor que los valores recomendados por el fabricante de los tendones o anclajes, y los valores especificados en la Tabla 2.9.

Tabla 2.9. Límites de tensión para los tendones de presforzado

Condición	Tipo de tendón		
	Cables aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia	Cables de baja relajación	Barras de alta resistencia conformadas
Pretensado			
Inmediatamente antes de la transferencia ($f_{pt} + \Delta f_{pES}$)	0,70 f_{pu}	0,75 f_{pu}	-
En estado límite de servicio después de todas las pérdidas (f_{pe})	0,80 f_{py}	0,80 f_{py}	0,80 f_{py}
Postesado			
Antes del acuíñamiento, se puede permitir f_s a corto plazo	0,90 f_{py}	0,90 f_{py}	0,90 f_{py}
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuíñamiento de los anclajes ($f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$)	0,70 f_{pu}	0,70 f_{pu}	0,70 f_{pu}
En el extremo de la zona de pérdida por asentamiento inmediatamente después del acuíñamiento del anclaje ($f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$)	0,70 f_{pu}	0,74 f_{pu}	0,70 f_{pu}
En estado límite de servicio después de las pérdidas (f_{pe})	0,80 f_{py}	0,80 f_{py}	0,80 f_{py}

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

La tensión en los tendones en los estados límites de Resistencia y Evento Extremo no deberá ser mayor que el límite de resistencia a la tracción mostrado en la Tabla 2.10.

Tabla 2.10. Propiedades de los cables y barras de pretensado

Material	Grado o Tipo	Diámetro (mm)	Resistencia a la tracción, f_{pu} (MPa)	Tensión de fluencia, f_{py} (MPa)
Cables	1725 MPa (Grado 250)	6,35 a 15,24	1725	85% de f_{pu} , excepto 90% de f_{pu} para cables de baja relajación
	1860 MPa (Grado 270)	9,53 a 15,24	1860	
Barras	Tipo 1, Lisas	19 a 35	1035	85% de f_{pu}
	Tipo 2, Conformadas	16 a 35	1035	80% de f_{pu}

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

2.17.2. Límites para la tensión en el Hormigón

2.17.2.1. Antes de las pérdidas

Compresión. – En puentes pretensado y postesado será $0.60f'_{ci}$

Tracción. – Se debe aplicar los límites de la Tabla 2.11.

Tabla 2.11. Propiedades de los cables y barras de pretensado

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	<ul style="list-style-type: none"> En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente 	N/A
	<ul style="list-style-type: none"> En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente 	$0,25 \sqrt{f'_{ci}} \leq 1,38$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f_y$, no mayor que 210 MPa 	$0,63 \sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados 	$0,415 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
Puentes construidos por segmentos	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida <ul style="list-style-type: none"> Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una tensión de $0,5f_y$; con tendones internos o tendones externos Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones 	$0,25 \sqrt{f'_{ci}}$ tracción máxima (MPa) Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones <ul style="list-style-type: none"> Para cualquier tipo de unión 	$0,25 \sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)
	Tensiones en otras áreas <ul style="list-style-type: none"> Para áreas sin armadura adherente no pretensada En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f_y$, no mayor que 210 MPa 	Tracción nula $0,50 \sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

2.17.2.2. En servicio después de las pérdidas

Compresión. – Se aplicarán los límites especificados en la Tabla 2.12.

“El factor de reducción, ϕ_w , se deberá tomar igual a 1,0 si las relaciones de esbeltez de las almas y alas, calculadas de acuerdo con el Artículo 5.7.4.7.1 son menores o iguales que 15. Si la relación de esbeltez del alma o el ala es mayor que

15, el factor de reducción, ϕ_w , se deberá calcular de acuerdo con el Artículo 5.7.4.7.2.” (AASHTO LRFD, 2004)

Tabla 2.12. Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado después de las pérdidas. Elementos totalmente pretensados

Ubicación	Tensión límite
<ul style="list-style-type: none"> • Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes 	$0,45 f'_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> • En puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes 	$0,45 f'_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> • Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sobrecarga y la semisuma de la tensión efectiva de pretensado más las cargas permanentes 	$0,40 f'_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> • Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manipuleo 	$0,60 \phi_w f'_c$ (MPa)

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

Tracción. – Se aplicarán los límites indicados en la Tabla 2.13.

“Para las combinaciones de cargas de servicio que involucran cargas de tráfico, las tensiones de tracción en los elementos que tienen tendones de pretensado adherentes o no adherentes se deberían investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio III especificada en la Tabla 3.4.1-1.” (AASHTO LRFD, 2004)

Tabla 2.13. Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas. Elementos totalmente pretensados

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes contruidos por segmentos	Tracción en la zona de tracción precomprimada, suponiendo secciones no fisuradas <ul style="list-style-type: none"> Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas Para elementos con tendones de pretensado no adherentes 	$0,50\sqrt{f_c}$ (MPa) $0,25\sqrt{f_c}$ (MPa) Tracción nula
	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimada <ul style="list-style-type: none"> Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción longitudinal calculada a una tensión de $0,5f_y$; con tendones internos o tendones externos Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones 	$0,25\sqrt{f_c}$ (MPa) Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones <ul style="list-style-type: none"> Tracción en la dirección transversal en la zona de tracción precomprimada 	$0,25\sqrt{f_c}$ (MPa)
Puentes contruidos por segmentos	Tensiones en otras áreas <ul style="list-style-type: none"> Para áreas sin armadura adherente En áreas con armadura adherente suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f_y$, no mayor que 205 MPa 	Tracción nula $0,50\sqrt{f_c}$ (MPa)

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

2.18. Componentes de Sistema de Anclaje

2.18.1. Torones

En la Tabla 2.14. se muestra las características y propiedades de los cables de 7 hilos (Torones), según el grado de resistencia mínima.

Tabla 2.14. Propiedades de los Torones de presfuerzo

Designação ABNT NBR-7483	Diâmetro Nominal	Área Nominal do Aço	Massa Nominal	Carga de Ruptura Mínima	Carga Mínima a 1% de Alongamento	Relaxação Máxima após 1.000 h a 20°C p/ Carga Inicial de	
						70%	80%
						da Carga de Ruptura	
CORDOALHAS	mm	mm ²	g/m	kN	kN	%	%
CP 175 RB	12,7	94,2	744	165,7	149,1	2,5	3,5
CP 190 RB		98,7	775	187,3	168,6		
CP 210 RB	12,7	101,4	792	207,2	186,5	2,5	3,5
CP 190 RB	15,2	140,0	1.102	265,8	239,2	2,5	3,5
CORDOALHAS ENGRAXADAS E PLASTIFICADAS	mm	mm ²	g/m	kN	kN	%	%
CP 190 RB	12,7	98,7	880	187,3	168,6	2,5	3,5
	15,2	140,0	1.240	265,8	239,2		
CORDOALHAS P/ ESTAIS	mm	mm ²	g/m	kN	kN	%	%
CP 177 RB	15,7	150	1,27	260,5	229,2	2,5	3,5

Fuente: Catalogo "Sistemas y Métodos PROTENDE"

2.18.2. Vainas

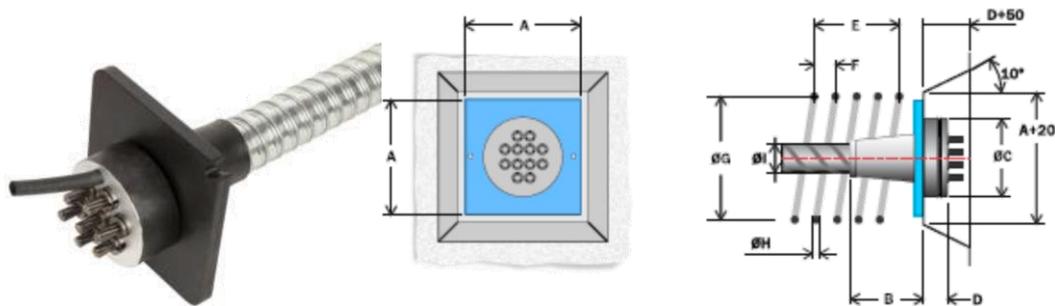
Vainas metálicas. – Crean un espacio vacío para colocar los elementos tensores. Estas vainas de chapa fina (0,25-0,35 mm) y con costillas proveen una buena protección secundaria contra la corrosión a la vez que garantizan una perfecta adherencia entre los tendones y el hormigón. La protección primaria es provista por la alcalinidad de la lechada de cemento y del hormigón.

Vainas de polietileno y polipropileno (PE y PP). – Brinda una protección secundaria permanente contra la corrosión especialmente indicada en medios ambientales agresivos como por ejemplo en el caso de plantas de tratamiento de aguas residuales, depósitos para sustancias ácidas, silos o estructuras expuestas a sal anti escarcha.

2.18.3. Anclaje

El anclaje mostrado en la Figura 2.14. es un anclaje activo utilizado para pretensado adherente, en varios elementos estructurales, como losas gruesas, vigas prefabricadas, silos, puentes, viaductos, etc.

Figura 2.14. Anclajes MTC de PROTENDE



Fuente: Catalogo “Sistemas y Métodos PROTENDE”

Tabla 2.15. Dimensiones del sistema de anclaje MTC

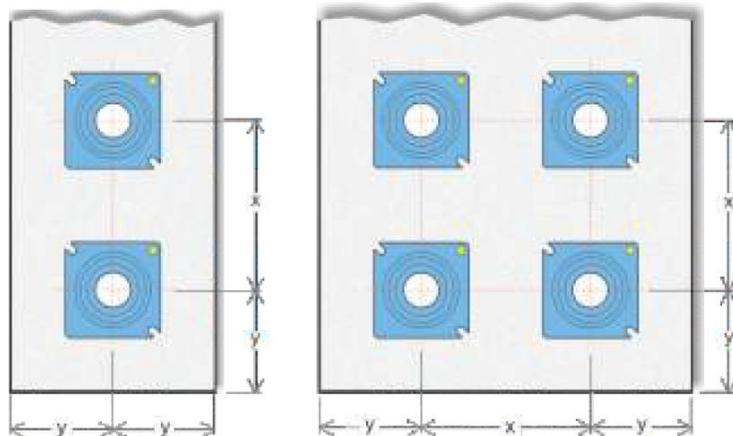
Tipo	Dimensões	A mm	B mm	Ø C mm	D mm	ARMADURA DE FRETAGEM - CA-25			Bainha	
						E mm	F mm	Ø e mm	Ø H mm	Ø I mm
AA 12,7 MTC 4		160	114	102	45	200	50	140	10	40
AA 12,7 MTC 6		180	161	127	50	200	50	170	10	50
AA 12,7 MTC 7		190	165	127	50	250	50	180	10	55
AA 12,7 MTC 8		210	241	140	50	300	50	190	10	55
AA 12,7 MTC 9		220	213	152	50	300	50	200	10	60
AA 12,7 MTC 10		240	281	165	57	300	50	220	10	65
AA 12,7 MTC 12		240	227	165	57	350	50	220	12	65
AA 12,7 MTC 15		290	350	197	60	350	50	270	12	70
AA 12,7 MTC 19		320	344	216	60	400	50	290	12	80
AA 12,7 MTC 22		350	401	229	60	450	60	320	16	85
AA 12,7 MTC 27		380	453	267	75	600	70	410	20	90
AA 12,7 MTC 31		430	458	279	85	600	70	430	20	100
AA 15,2 MTC 4		170	117	114	50	200	50	160	10	45
AA 15,2 MTC 6		210	141	140	55	300	50	190	10	60
AA 15,2 MTC 7		230	123	152	55	350	50	210	12	65
AA 15,2 MTC 9		260	227	178	55	350	50	240	12	70
AA 15,2 MTC 12		300	194	203	60	400	50	280	12	80
AA 15,2 MTC 15		340	375	229	65	450	50	310	12	85
AA 15,2 MTC 19		380	335	229	65	500	50	350	16	95
AA 15,2 MTC 22		420	381	267	75	600	70	430	20	100
AA 15,2 MTC 27		450	427	305	95	650	70	470	20	110

Fuente: Catalogo “Sistemas y Métodos PROTENDE”

2.18.4. Separación de anclajes según Protende

Los anclajes deben estar situados a una distancia suficiente de la pared y han de estar separados según una distancia entre ejes mínima, mostrado en la Figura 2.15.

Figura 2.15. Separación de las placas de anclajes MTC



Fuente: Catalogo “Sistemas y Métodos PROTENDE”

Tabla 2.16. Distancia mínima entre centros de placas de anclajes

x - Distância mínima entre os centros (mm)			
fck mín (MPa)	23	33	43
Tipo			
AA 15,2 MTAI 04	250	205	180
AA 15,2 MTAI 07	330	275	240
AA 15,2 MTAI 09	370	310	270
AA 15,2 MTAI 12	430	360	315
AA 15,2 MTAI 15	480	400	350
AA 15,2 MTAI 19	540	450	395
AA 15,2 MTAI 22	580	485	425
AA 15,2 MTAI 27*	630	540	470
AA 15,2 MTAI 31*	700	601	550
AA 15,2 MTAI 37*	770	665	600

Fuente: Catalogo “Sistemas y Métodos PROTENDE”

Tabla 2.17. Distancia mínima de centros a bordes de placas de anclaje

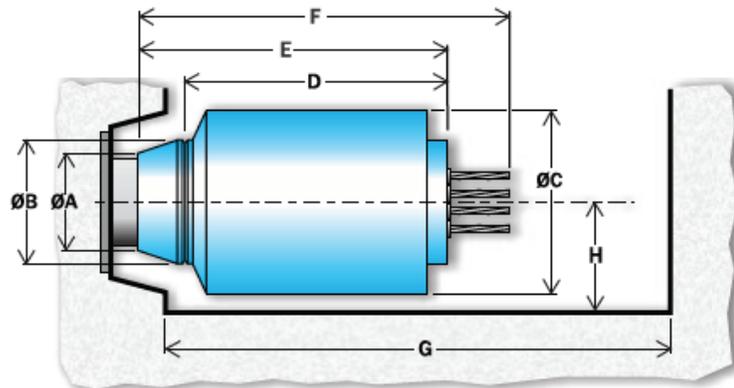
y - Distância mínima do centro à borda (mm)			
fck mín (MPa)	23	33	43
Tipo			
AA 15,2 MTAI 04	135	110	105
AA 15,2 MTAI 07	175	150	135
AA 15,2 MTAI 09	210	180	160
AA 15,2 MTAI 12	240	200	180
AA 15,2 MTAI 15	265	230	205
AA 15,2 MTAI 19	290	250	225
AA 15,2 MTAI 22*	325	270	245
AA 15,2 MTAI 27*	360	310	270
AA 15,2 MTAI 31*	380	320	285
AA 15,2 MTAI 37*	420	350	310

Fuente: Catalogo “Sistemas y Métodos PROTENDE”

2.18.5. Equipos de tesado

Para el tesado de los tendones en puentes se usa el gato de tesar multitorón, el cual se observa en la Figura 2.16.

Figura 2.16. Gatos hidráulicos de tesado Multitorón MTC



Macaco Protensão Tipo AMC	Seção do Pistão (cm ²)	Abrangência de Utilização para Ancoragens		Peso (kg)	Ø A	Ø B	Ø C	D	E	F	G*	H
		Ø 12,7 mm	Ø 15,2 mm		mm	mm						
AMC - 115	230	4 a 7	4 a 6	110	150	180	265	460	550	800	1100	150
AMC - 200	400	7 a 12	6 a 9	202	170	230	340	490	580	800	1200	200
AMC - 250	566	13 a 15	10 a 13	390	234	275	410	560	646	800	1300	240
AMC - 400	711	12 a 22	9 a 19	400	230	294	460	522	620	850	1500	250
AMC - 540	1066	22 a 31	19 a 27	834	306	390	608	580	679	890	1700	330

Fuente: Catalogo “Sistemas y Métodos PROTENDE”

2.18.6. Inyección

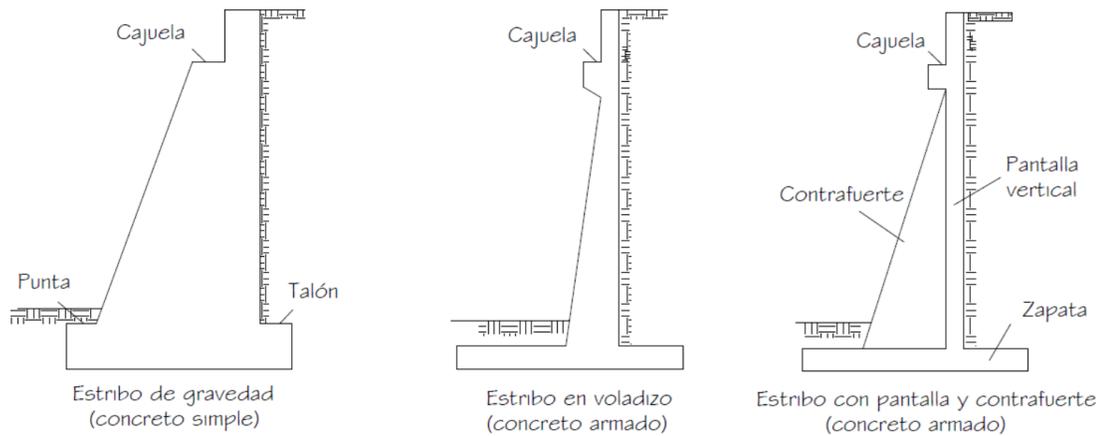
El propósito de la crema de inyección es garantizar una protección eficaz de la armadura reforzada contra la corrosión y garantizar la conexión mecánica de la armadura reforzada al hormigón. Para inyectarse perfectamente es necesario disponer de una crema que tenga las siguientes características: ausencia de agentes agresivos, suficiente fluidez durante toda la inyección, buena estabilidad, poca retracción, conveniente resistencia mecánica y poca absorción al capilar.

2.19. Estribos

“Son estructuras que sirven de apoyo extremo al puente y que además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje de tierra.” (Serquén Rodríguez, 2020, p. 240)

Al ser muros de contención, éstos pueden ser de hormigón simple (estribos de gravedad), hormigón armado (muros en voladizo o con pantalla y contrafuertes), etc.

Figura 2.17. Tipos usuales de estribos



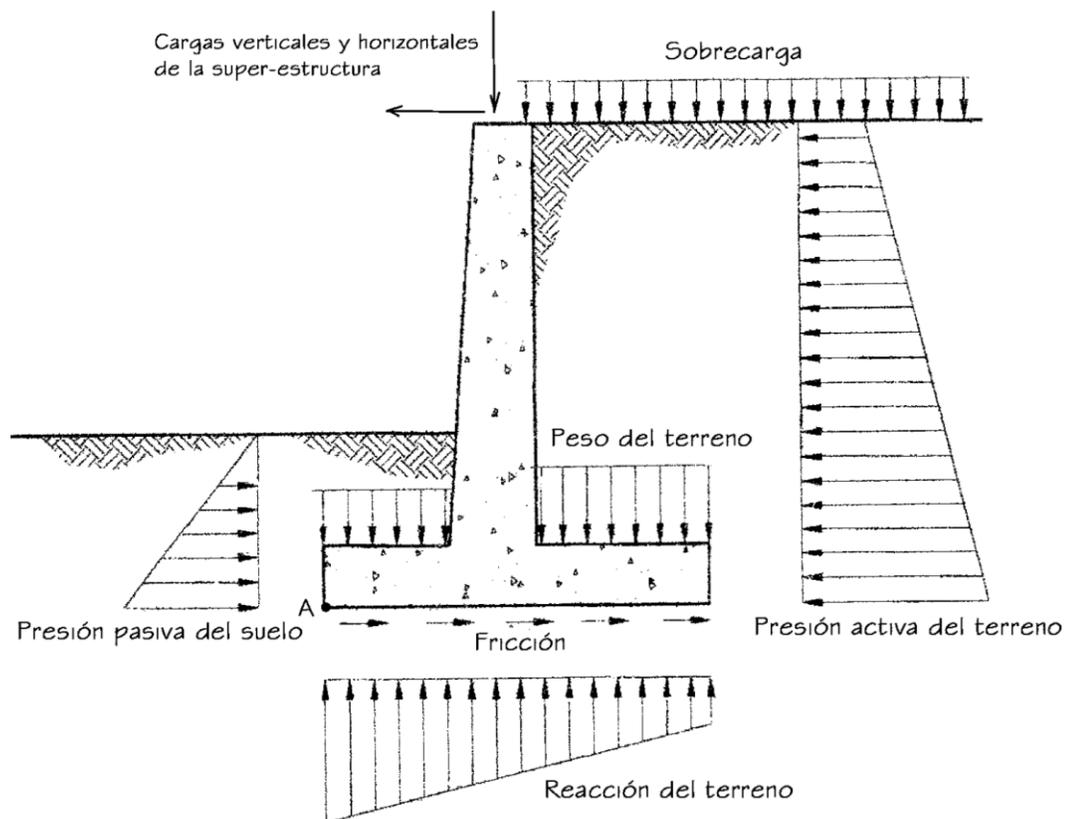
Fuente: (Serquén Rodríguez, 2020)

2.19.1. Cargas de diseño

Las cargas de diseño más comunes a considerar son:

- Cargas verticales de la superestructura, correspondientes a las reacciones de la carga muerta y viva.
- El peso propio del estribo y del relleno.
- El empuje del terreno más el efecto de sobrecarga sobre el terreno
- Fuerza longitudinal que se transmiten a través del apoyo fijo debido al frenado de vehículos

Figura 2.18. Cargas comunes en estribos de puentes



Fuente: (Serquén Rodríguez, 2020)

2.19.2. Consideraciones para la estabilidad

Los estribos y muros de sostenimiento se deben dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por:

- Vuelco
- Deslizamiento
- Presiones en la base

CAPITULO III
INGENIERIA DEL PROYECTO

III. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Levantamiento Topográfico

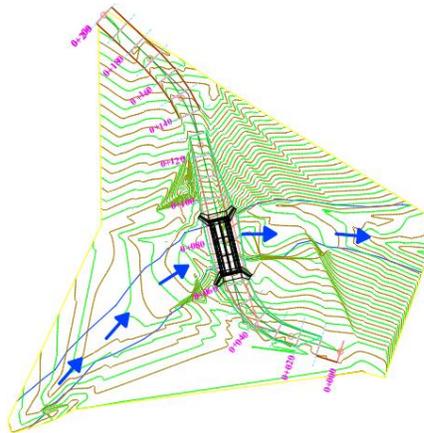
El levantamiento topográfico realizado abarcó 100 metros hacia aguas arriba y aguas abajo del eje de la vía como también 100 metros a cada lado del puente en el sentido longitudinal al puente.

Los puntos lecturados con la estación total fueron 313 con los cuales se procedió a la creación de las curvas de nivel de la zona, como así también se lectura 3 puntos BM, los cuales se puede apreciar de mejor manera en **Anexo C1**.

3.2. Vista en Planta y Perfil del Puente

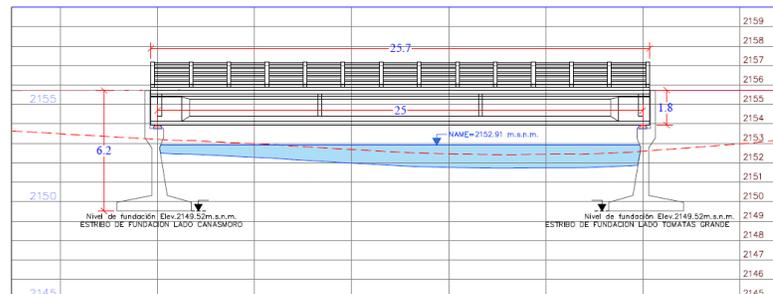
Ver plano vista planta y en perfil del emplazamiento del proyecto en **Anexo C2**.

Figura 3.1. Vista en planta Emplazamiento de Proyecto



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.2. Vista en planta Emplazamiento de Proyecto



Fuente: Elaboración propia

3.3. Estudio de Suelos

Con el objetivo de determinar las características físicas mecánicas del terreno de fundación, el estudio de suelos estuvo a cargo de la Empresa Consultora EOLO S.R.L., la cual realizó dos perforaciones obteniendo resistencias del suelo de 2.20 y 2.35 kg/cm² mediante **Ensayo SPT (Standard Penetration Test) ASTM D 1586**.

Los resultados de los ensayos se muestran en la Tabla 3.1 y 3.2:

Tabla 3.1. Características de los sondeos SPT y tipos de suelo

Sondeo S.P.T.	Profundidad Ensayo (m)	Humedad Natural (%)	Tipo de suelo encontrado (AASHTO) (a profundidad de ensayo)
Pozo 1	3.30 / 3.75	Sat.	Material limoso, con plasticidad media A-2-4 (0).
Pozo 2	2.50 / 2.95	Sun	Material arcilloso, con plasticidad media A-2-6 (0).

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.2. Capacidad portante del suelo en relacion al N° de golpes

Sondeo	Prof. (m)	N° Golpes	σ_{adm} kg/cm ²
Pozo 1 (Margen lado Tomatas Grande)	3.30 / 3.75	11	2.20
Pozo 2 (Margen lado Canasmoro)	2.50 / 2.95	13	2.35

Fuente: Elaboración Propia

El valor de resistencia de terreno para el cálculo es de 2.20 kg/cm²

El informe del estudio de suelos otorgado por la Empresa Consultora EOLO S.R.L., se presenta en **Anexo C3**.

3.4. Estudio Hidrológico e Hidráulico

El análisis hidrológico se realizó a las estaciones de Trancas y Sella Quebradas, las cuales se encuentran más próximas a la cuenca en estudio, contienen mayor cantidad de datos registrados y sus altitudes respecto a la altura media de la cuenca son próximas. Dichas estaciones cumplen el análisis de homogeneidad y consistencia, se puede ver el procedimiento en **Anexo C4**.

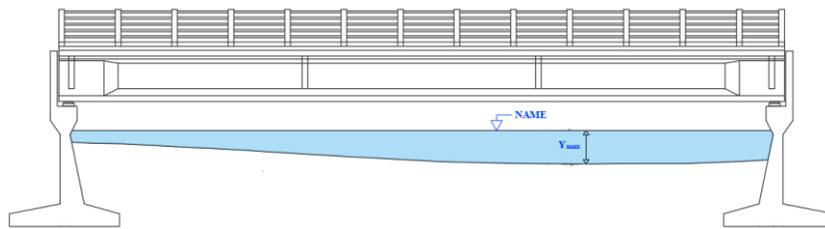
Para la estimación del caudal máximo se hizo uso del método racional, tomando 100 años de periodo de retorno, obteniendo así:

$$Q_{\text{máx}} = 49.32 \text{ m}^3/\text{s}$$

La obtención del tirante máximo se obtuvo empleando la fórmula de Manning, adoptando la pendiente del río como el promedio de la pendiente aguas arriba y aguas abajo. Empleando la curva de Q vs H se logró obtener el tirante máximo.

$$Y_{\text{máx}} = 1.19 \text{ m}$$

Figura 3.3. Tirante máximo (Vista en perfil del puente)



Fuente: Elaboración Propia

El procedimiento para la obtención del tirante máximo se detalla en **Anexo C5**.

3.5. Estudio de Socavación

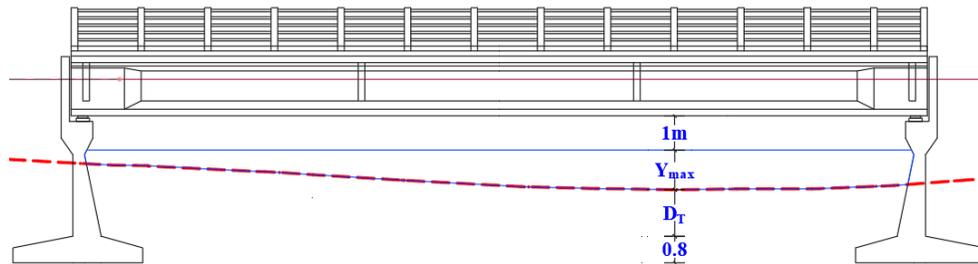
El estudio de la socavación se basa en fórmulas empíricas que debido a los diversos factores que intervienen en el mismo no se puede establecer una sola ecuación que sea lo suficientemente precisa y segura.

La profundidad de socavación total se obtiene a través de la suma de la profundidad de socavación general y localizada. Para el presente informe se analizó las fórmulas planteadas por Lischtvan-Levediev, Straub, Liu, Chang y Skinner y Laursen, el cual se puede ver de una forma más detallada en **Anexo C6**, asumiendo la profundidad de socavación mayor:

$$D_T = 1.40 \text{ m}$$

Debido a las recomendaciones de la Norma AASHTO LRFD 2004, **Art. 12.6.5**, que nos indica que “las zapatas de las estructuras se deberán colocar a una profundidad mayor o igual que **600 mm** por debajo de la máxima profundidad de socavación anticipada”. La cota de fundación es 2149.52 m.s.n.m. y está a 0.8 m por debajo de la máxima profundidad de socavación.

Figura 3.4. Altura de socavación



Fuente: Elaboración Propia

3.5. Cálculo y diseño estructural

El análisis de los elementos estructurales se realizó de manera detallada a través de una hoja electrónica Excel, ver **Anexos (D1 - D20)**, que, a su vez, los resultados obtenidos se pudieron comparar con la modelación en el software CSI BRIDGE V21, evidenciando la proximidad de los resultados y adoptando para el diseño el caso más crítico, siendo este el obtenido de manera manual.

El diseño de la superestructura, se realizó de manera detallada con cada elemento constituyente por separado, asumiendo las cargas más críticas para el diseño. La sollicitación longitudinal se uniformizó en las tres vigas de manera tal que se pueda simplificar y uniformizar la disposición de armaduras activas y pasivas.

3.5.1. Generalidades

3.5.1.1 Normativa utilizada

La normativa adoptada para el análisis y diseño del presente proyecto es la siguiente:

- Norma AASHTO LRFD 2004

3.5.1.2 Materiales

Los materiales utilizados para el análisis y diseño del presente proyecto son los siguientes:

Tabla 3.3. Tabla de materiales

Descripción	Resistencia (MPa)	Módulo de Elasticidad (GPa)	Peso específico (kN/m ³)
Homigón (Vigas)	$f'c = 35$	$Ec = 28.43$	$\gamma_c = 24$
Homigón (Losa, Vereda y Diafragma)	$f'c = 21$	$Ec = 22.02$	$\gamma_c = 24$
Homigón (Estribo)	$f'c = 28$	$Ec = 25.43$	$\gamma_c = 24$
Acero de Refuerzo	$fy = 420$	$Es = 200.00$	$\gamma_s = 77.01$
Acero de Presfuerzo	$fpu = 1860$	$Ep = 197.50$	$\gamma_p = 77.01$
Capa de Rodadura			$\gamma_w = 22.5$

Fuente: Elaboración Propia

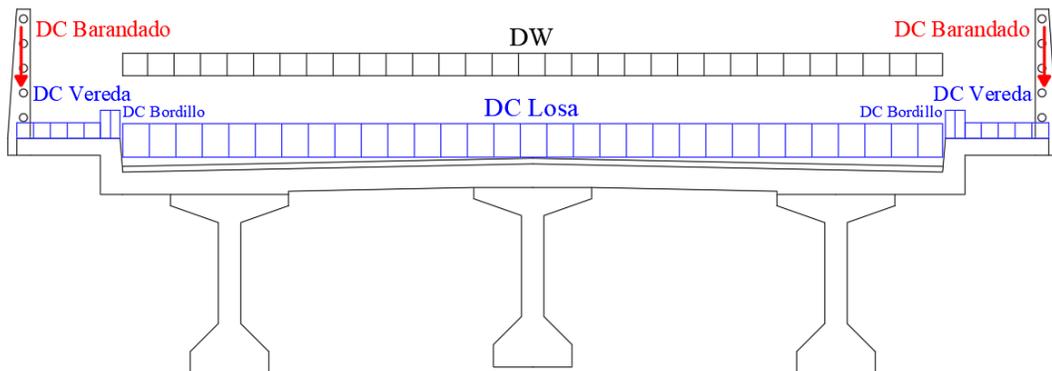
3.5.1.3 Cargas

➤ Peso Propio (DC, DW)

Se considera el peso de los elementos estructurales y no estructurales, tomando en cuenta el peso específico del material utilizado; el mismo se encuentra en Tabla 3.3.

Para la superficie de rodadura se ha considerado una carpeta asfáltica de 50 mm.

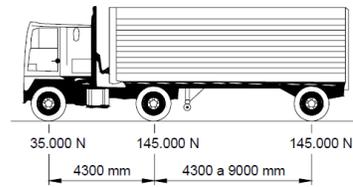
Figura 3.5. Esquema de cargas Permanentes en la superestructura



Fuente: Elaboración Propia

➤ **Carga Viva (LL)**

Figura 3.6. Camión de diseño



Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

La carga viva utilizada de acuerdo con la normativa es el camión HL-93, que tiene 3 ejes de carga de 35 kN, 145 kN y 145 kN, separados 4.30 metros con una variación entre ejes traseros de 4.30 a 9.00 metros. Además, se debe contemplar un Tándem de diseño con dos ejes de carga de 110 kN separados 1.20 metros.

Las situaciones de carga que se tomará será la carga del camión de diseño o el tándem de diseño con un incremento por carga dinámica del 33%, más el efecto de una carga de carril uniformemente distribuida de 9.3 kN/m a lo largo de todo el puente.

➤ **Carga Peatonal (PL)**

Dado el ancho de 0.8 metros en la acera peatonal, esta será proyectada para soportar 3.6 kN/m², siendo este el que pide usar la normativa en aceras de más de 0.6 metros de ancho, **Art. 3.6.1.6**.

3.5.1.4 Combinaciones de Carga, Factores de Carga y Resistencia

Se analizarán las Combinaciones de Carga y Factores de Carga de acuerdo con las Tablas 2.4 y 2.5, (Combinaciones de carga y factores de carga), pertenecientes a la normativa de referencia.

Así mismo los Factores de Resistencia utilizados para el cálculo y diseño de puente convencional según la normativa, son algunos de los siguientes:

Tabla 3.4. Factores de Resistencia

• Para flexión y tracción del hormigón armado.....	0,90
• Para flexión y tracción del hormigón pretensado.....	1,00
• Para corte y torsión: hormigón de densidad normal	0,90
hormigón de baja densidad	0,70
• Para compresión axial con espirales o zunchos: a excepción de lo especificado en el Artículo 5.10.11.4.1b para Zonas Sísmicas 3 y 4 en el estado límite correspondiente a evento extremo	0,75
• Para apoyo sobre hormigón.....	0,70
• Para compresión en modelos de bielas y tirantes.....	0,70
• Para compresión en zonas de anclaje: hormigón de densidad normal	0,80
hormigón de baja densidad	0,65
• Para tracción en el acero en las zonas de anclaje.....	1,00
• Para resistencia durante el hincado de pilotes.....	1,00

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

3.5.1.5 Recubrimientos de Hormigón

El recubrimiento utilizado para aceros de pretensado y armaduras no protegidas, no será menor que lo que especifica la normativa en el **Art. 5.12.3**.

Tabla 3.5. Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas (mm)

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO (mm)
Exposición directa al agua salada	100
Hormigonado contra el suelo	75
Ubicaciones costeras	75
Exposición a sales anticongelantes	60
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60
Otras situaciones exteriores	50
Otras situaciones interiores	
• Hasta barras No. 36	40
• Barras No. 43 y No. 57	50
Fondo de losas hormigonadas in situ	
• Hasta barras No. 36	25
• Barras No. 43 y No. 57	50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de hormigón armado	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	75
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	50
Pilares hormigonados in situ	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	
- En general	75
- Armadura protegida	75
• Cáscaras	50
• Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada	75

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

3.5.2. Predimensionamiento

El Predimensionamiento de los elementos que conforman la superestructura se encuentra en **Anexo D1**.

3.5.2.1 Ancho de calzada

El ancho de calzada se afirmó al ancho de los accesos que se encuentran definidos, es por tal motivo que se adopta 7.30 metros.

3.5.2.2 Número de carriles

Siguiendo los lineamientos de la normativa, nos recomienda $w/3.6$, siendo (w) el ancho de calzada en metros. Siendo el puente de 2 carriles de diseño.

3.5.2.3 Número de vigas

El número de vigas adoptado está en función del **Art. 4.6.2.2.2b** (Vigas Interiores con Tableros de Hormigón), donde en el rango de aplicabilidad en la distribución de sobrecargas por carril permite el uso de 3 vigas.

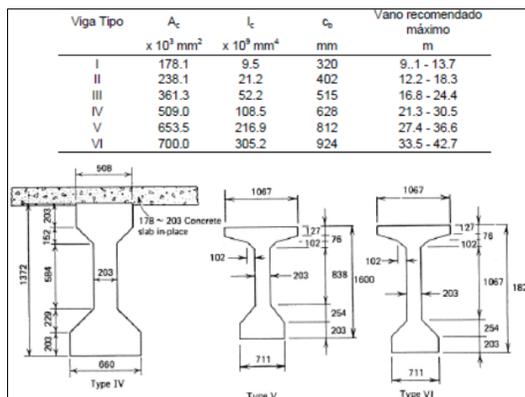
3.5.2.4 Luz de cálculo

De acuerdo al levantamiento topográfico y al estudio de hidrología e hidráulica, se llegó a determinar que la longitud de cálculo recomendable para que el curso del agua no tenga un cambio abrupto al llegar al puente, sea de 25 metros.

3.5.2.5 Altura de la viga

Por recomendaciones de la normativa AASHTO, la altura de la viga está en función de la longitud del puente. Como se muestra en la siguiente figura:

Figura 3.7. Vigas AASHTO de sección I



Fuente: Hormigón Pretensado Prof. F. Yáñez

El Art. 2.5.2.6.3, define la altura de la viga en función a la luz de cálculo

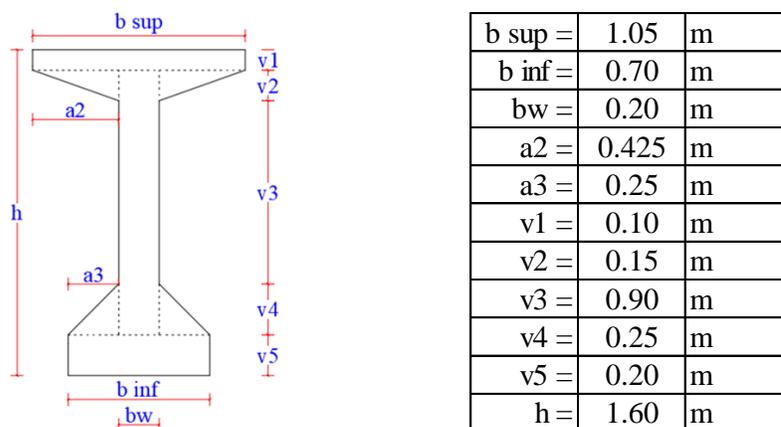
Tabla 3.6. Profundidades mínimas tradicionales para superestructuras

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Pretensado	Losas	$0.030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0.027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	$0.045 L$	$0.040 L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0.045 L$	$0.040 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0.033 L$	$0.030 L$
	Vigas cajón adyacentes	$0.030 L$	$0.025 L$

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004)

Se asume el canto de una viga I tipo V, definiendo una altura de 1.60 metros, con la siguiente configuración en sus dimensiones:

Figura 3.8. Dimensiones de la viga



Fuente: Elaboración Propia

Se ha podido comprobar que alturas menores a 1.60 m. no cumplen con las verificaciones indicadas en la norma. Ver en **Anexo D13-1**, la verificación de una viga de 1.40 m. de altura y en a **Anexo D13-2**, la verificación de una viga de 1.50 m.

3.5.2.6 Separación entre vigas

El método de fracción de carga toma en consideración únicamente la carga de camión de diseño, asumiendo que tanto la viga interior y la viga exterior reciben igual distribución de carga. El factor de fracción de carga se encuentra en la siguiente tabla:

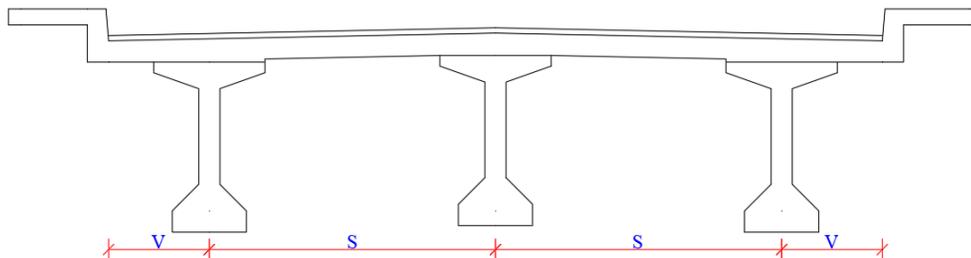
Tabla 3.7. Factor interno en función a las fajas de tráfico

CLASES DE PISO	Una Faja de Tráfico	Dos o más Fajas de Tráfico
Hormigón Armado Sobre Vigas I de acero o de hormigón prefabricado.	0.469 * s Si s > 3.05 m.	0.596 * s Si s > 4.26 m.

Fuente: Hugo E. Belmonte, Puentes (4ta Edición)

Obteniendo una separación entre vigas de 2.70 m. y longitud de vuelo de 0.95 m.

Figura 3.9. Separación entre vigas

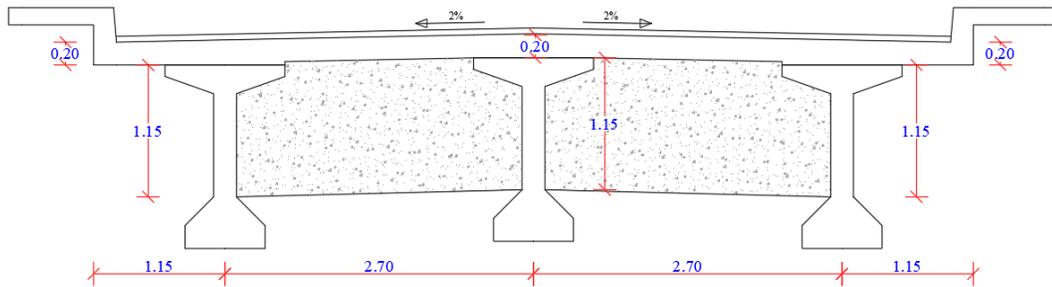


Fuente: Elaboración Propia

3.5.2.7 Espesor de losa

La altura de losa, es el mayor valor de tres recomendaciones de la normativa, **Art. 2.5.2.6.3-1**, **Art. 9.7.1.1** y **Art. 13.7.3.1.2**, adoptando un espesor de 0.20 m.

Figura 3.10. Espesor de losa y altura de Diafragma



Fuente: Elaboración Propia

3.5.2.8 Diafragma

Las dimensiones de la viga diafragma se observa en la Figura 3.9, de base 0.20 m. y altura 1.15 m., debido a recomendaciones para lograr asegurar la adecuada redistribución de cargas, indicada en **Art. 4.6.2.2.2b** y **Art. 5.13.2.2**.

La separación longitudinal entre diafragmas representa la mejor distribución de cargas para adsorber momentos flectores y torsores, siendo el mismo parte del rango de separaciones recomendables (7.5 m. a 10 m.). Adoptando una separación de 8.33 m.

3.5.2.9 Vereda

La normativa, **Art. 3.6.1.6**, hace referencia a la longitud mínima de la acera para poder aplicar la carga viva peatonal, el cual es 0.6 m. Para el diseño se adopta un ancho libre de 0.80 m., siendo el espacio suficiente para el tránsito de una persona con su valija.

Figura 3.11. Ancho ocupado por un peatón mas su valija

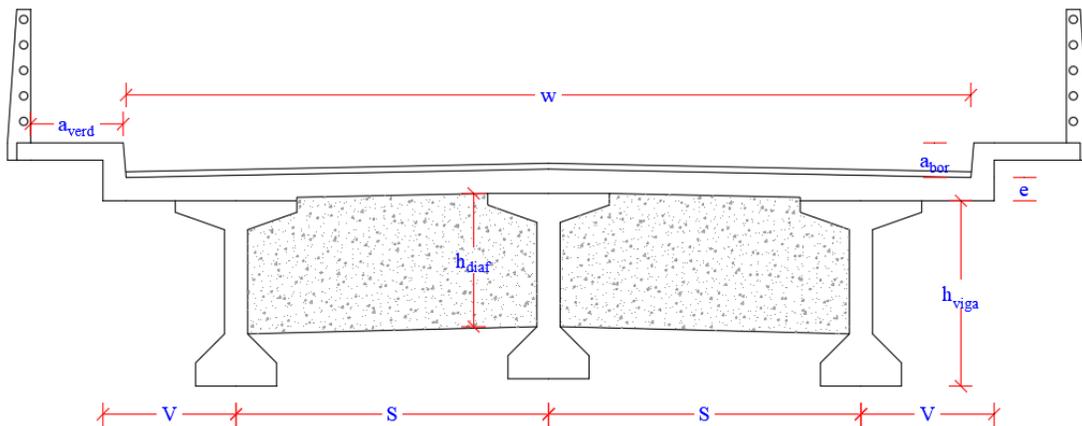


Fuente: Arte de Proyectar en Arquitectura, Neufert

3.5.2.10 Bordillo

La dimensión del bordillo está en función de la altura a la que actúa la fuerza de choque de una rueda de camión, el cual por recomendaciones del texto Puentes, Hugo Belmonte (4ta edición), se considera una altura de 0.30 m. y base 0.20 m.

3.5.2.11 Geometría de la sección transversal del puente



Ancho de calzada	w	=	7.30 m.
Número de carriles	$N^{\circ}_{carriles}$	=	2
Número de vigas	N°_{vigas}	=	3
Altura de viga	h_{viga}	=	1.60
Separación entre vigas	S	=	2.70 m.
Luz de cálculo	L_c	=	25 m.
Espesor de losa	e	=	0.20 m.
Espesor de capa de rodadura	e_{rod}	=	0.05 m.
Ancho de vereda	a_{verd}	=	0.80 m.
Altura de vereda	h_{verd}	=	0.15 m.
Altura de bordillo	h_{bor}	=	0.30 m.

Altura de diafragma h_{diaf} = 1.15 m.

Ancho de diafragma a_{diaf} = 0.20 m.

3.5.2. Diseño del barandado

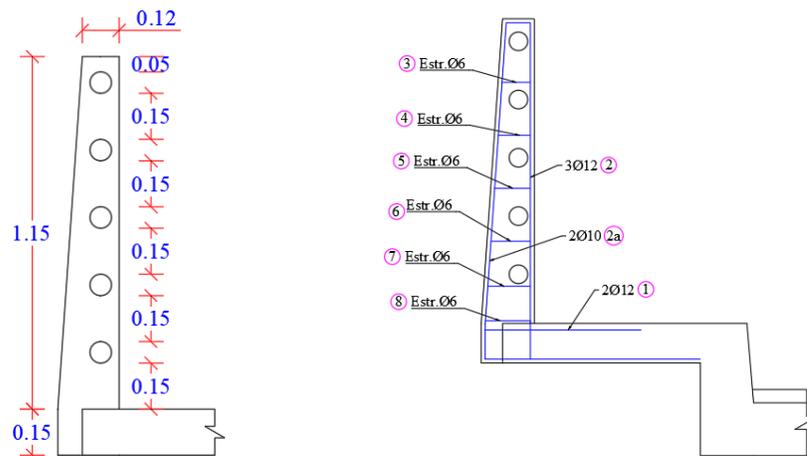
3.5.2.1. Pasamanos de Hierro Galvanizado

El diseño de los pasamanos de F°G° se lo realizó para las solicitaciones de peso propio y cargas especificadas en el **Art.13.8.2**, con una separación entre postes de 1.96m; el procedimiento de cálculo se presenta en **Anexo D2**.

3.5.2.2. Postes de Hormigón Armado

El diseño de los postes se realizó para solicitaciones de peso propio, cargas especificadas en el **Art.13.8.2** y carga de Choque. Respetando las separaciones de los pasamanos y altura de poste, según el **Art. 13.8.1**. la armadura resultante del análisis a flexión es 3 Ø 10 y de corte es Ø 6 c/20; dichas dimensiones y disposición de armaduras se muestran en la Figura 3.12. El procedimiento de cálculo se presenta en **Anexo D3**.

Figura 3.12. Geometría y disposición de armadura long. y transv. del poste



Fuente: Elaboración Propia

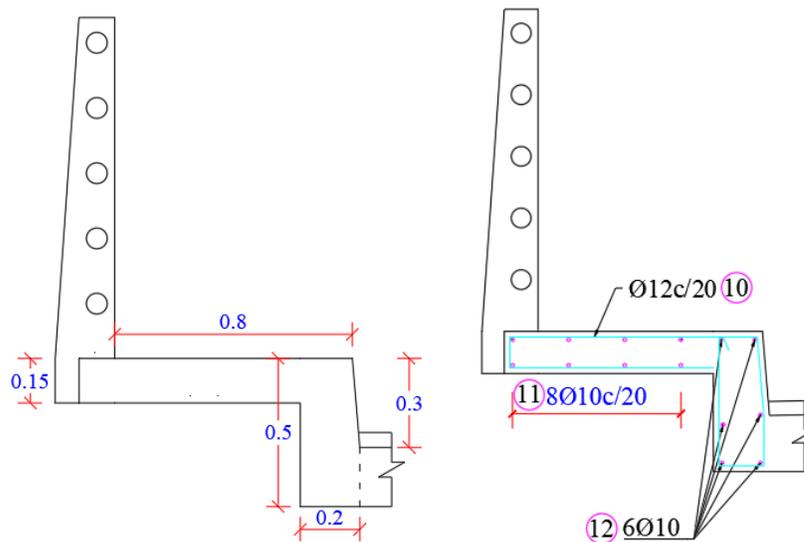
3.5.3. Diseño de la vereda y bordillo

El dimensionamiento de la vereda es de 0.8 m. de ancho y 0.15 m. de espesor, dispuesto para cumplir con el tránsito reiterado de peatones y cumpliendo con las dimensiones mínimas de la normativa.

Las dimensiones del bordillo satisfacen la geometría que permite el choque de las ruedas de un vehículo al desfasarse del ancho de carril. Estas dimensiones son; 0.2 m. de ancho y 0.5 m. de alto.

La disposición de armaduras para estos dos elementos pertenece a la mayor sollicitación del elemento analizando por separado, considerando dos casos de carga. la disposición de armadura en el sentido transversal al eje de puente es $\varnothing 12$ c/20 y en el sentido longitudinal como armadura de contracción y temperatura $\varnothing 10$ c/20, como también disponiendo para el bordillo 6 $\varnothing 10$ como armadura constructiva, tal disposición se observa en la Figura 3.13. El procedimiento de cálculo se muestra en **Anexo D4** y **Anexo D5**.

Figura 3.13. Dimensiones y disposición de armadura de vereda y bordillo



Fuente: Elaboración Propia

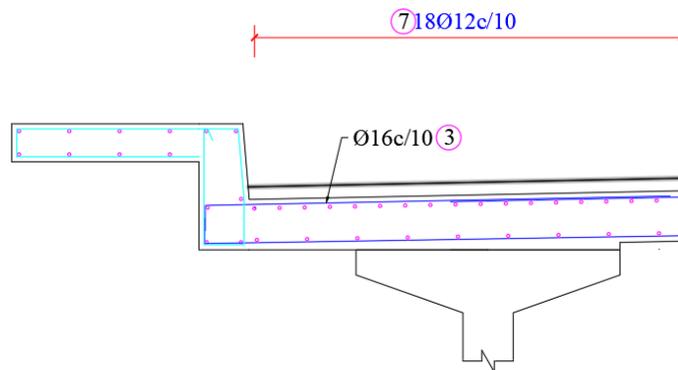
3.5.4. Diseño de losa de hormigón armado

3.5.4.1. Diseño de losa exterior

Para la sección de análisis de losa exterior fue primero a 1/3 del ancho de ala superior, medido desde el eje de la viga exterior como indica la normativa y como sección de análisis adoptada por el calculista fue en el eje de la sección de la viga exterior. El análisis de solicitaciones presentó tres casos de combinaciones de carga, utilizando para el diseño el caso más crítico.

La disposición de las armaduras pertenece a la sección y carga más crítica analizada, obteniendo $\varnothing 16$ c/10 como armadura perpendicular al tráfico y $\varnothing 12$ c/10 como armadura paralela al tráfico; dicha disposición se observa en la Figura 3.14. el procedimiento de cálculo se observa en **Anexo D6**.

Figura 3.14. Disposición de armadura de losa exterior



Fuente: Elaboración Propia

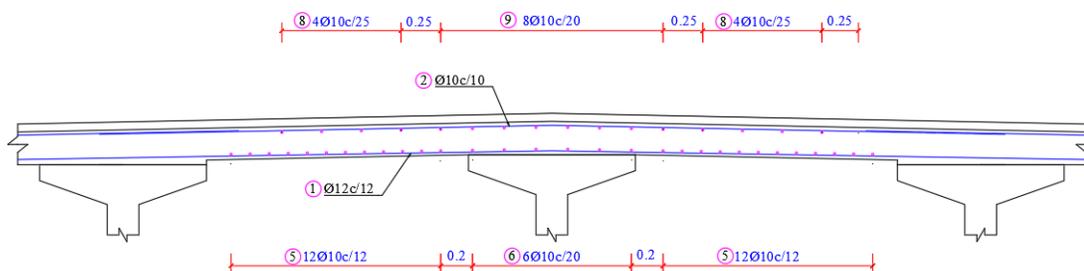
3.5.4.2. Diseño de losa interior

El análisis de cargas de momento negativo para el caso de cargas muertas se determinó a partir de la suma de cargas actuantes y dividido entre el número de vigas. Consiguiendo las solicitaciones máximas en dos secciones de análisis: la primera en la sección a 1/3 del ancho de ala superior medido desde el eje de la viga interior como indica la normativa y como sección de análisis adoptada por el calculista fue en el eje de la sección de la viga interior, debido a la máxima solicitación para el diseño.

Obteniendo $\emptyset 10$ c/10 como armadura perpendicular al tráfico y $\emptyset 10$ c/20 como armadura paralela al tráfico.

Del mismo modo para momento positivo se estableció las cargas muertas, haciendo variar la posición del eje del camión para obtener las solicitaciones máximas. Obteniendo $\emptyset 12$ c/12 como armadura perpendicular al tráfico y $\emptyset 10$ c/12 como armadura paralela al tráfico, tal disposición de armaduras se observa en la Figura 3.15. el procedimiento de cálculo se presenta en **Anexo D7**.

Figura 3.15. Disposición de armadura de losa interior



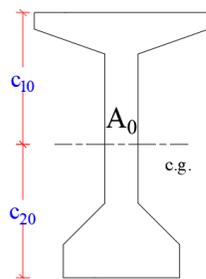
Fuente: Elaboración Propia

3.5.5. Diseño de viga de hormigón presforzado

3.5.5.1. Propiedades de la sección

El diseño de la viga de H^oP^o se realiza en Estado Límite de Servicio en el cual para su respectivo cálculo se analiza dos tiempos muy importantes; el tiempo inicial y el tiempo infinito. **Ver Anexo D8**. Para lo cual se obtuvo las propiedades de la sección en dichos tiempos como se muestra a continuación:

Tabla 3.8. Propiedades de la sección en tiempo inicial



Sección Neta		
$A_0 =$	0.631	m^2
$I_0 =$	0.209	m^4
$c_{10} =$	0.795	m
$c_{20} =$	0.805	m
$e_0 =$	0.577	m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.9. Propiedades de la sección en Servicio

Sección Homogeneizada y Compuesta		
$A_{oo} =$	1.055	m^2
$I_{oo} =$	0.426	m^4
$c_{1oo} =$	0.665	m
$c_{2oo} =$	1.135	m
$e_{oo} =$	0.907	m

Fuente: Elaboración Propia

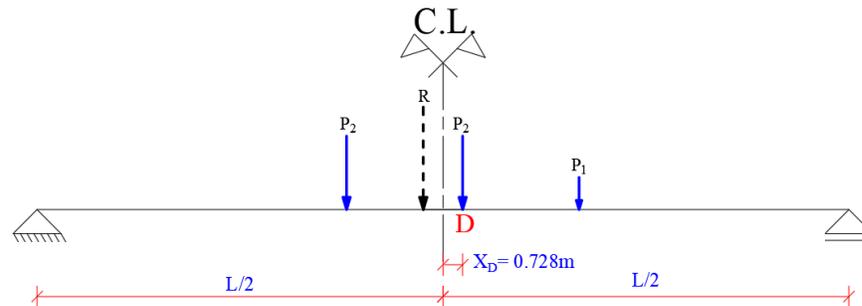
3.5.5.2. Factores de distribución

Las dimensiones de la sección del puente satisfacen los requisitos propuestos en el **Art. 4.6.2.2.2** y **Art. 4.6.2.2.3**. Los valores de factor de distribución de momento fueron de 0.80 para viga interior y 0.824 para viga exterior, de los cuales debido a los indicado en la normativa en el **Art. 4.6.2.2.1** el cual nos permite distribuir las cargas permanentes del tablero de manera uniforme sobre el número de vigas, se decide adoptar el mayor valor de los factores de distribución con el fin de diseñar la totalidad de las vigas con la misma disposición de armaduras. De manera similar ocurre con el factor de distribución para corte el cual es 0.956. Se muestra el procedimiento de cálculo en **Anexo D9**.

3.5.5.3. Solicitaciones máximas

Con lo indicado en el **Art. 4.6.2.2.1**, se procede a distribuir la totalidad de las cargas permanentes de manera uniforme sobre el tablero, afectando a cada viga de igual manera. El análisis de carga viva se realiza con ayuda de líneas de influencia y el teorema de barré, considerando dos secciones de análisis para hallar el momento máximo, como se observa en la Figura 3.16; uno en sección de centro luz comandado por las cargas muertas y el otro en sección D a 0.728 m. de centro luz, donde predomina el momento máximo debido al camión HL93. De las dos secciones de análisis se decide por el máximo el cual se da en Centro Luz.

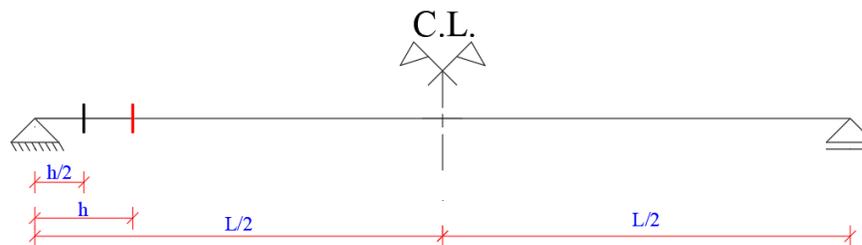
Figura 3.16. Sección de Centro Luz y sección D.



Fuente: Elaboración Propia

Para la sección de diseño de Corte se realiza el cortante a una distancia $h/2$ y h desde el eje del apoyo, como se muestra en la Figura 3.17.

Figura 3.17. Sección (h y $h/2$)



Fuente: Elaboración Propia

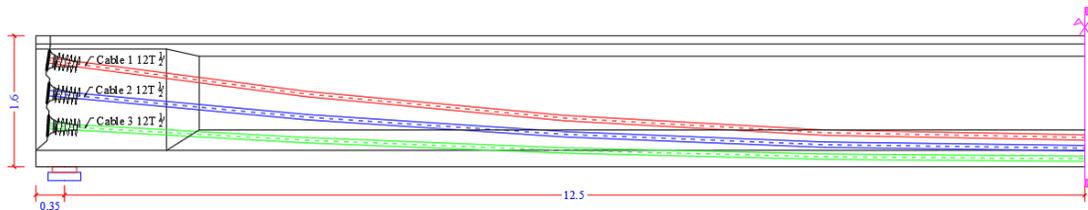
El procedimiento para la obtención de las solicitaciones máximas, como también la reacción de las cargas en los apoyos (neoprenos), se puede ver en **Anexo D10**.

3.5.5.4. Trayectorias

Las trayectorias de las vainas dependen directamente de la mayor excentricidad posible que se permita obtener en la viga para contrarrestar los momentos ocasionados por las cargas, considerando en los apoyos la separación constructiva demandada por el sistema de anclaje a utilizar y en centro luz de la separación recomendada entre vainas. Debido que el diagrama de momentos en una viga simplemente apoyada se asemeja a una trayectoria parabólica; las trayectorias de las vainas a disponer obedecen también a la misma trayectoria, como se observa en la Figura 3.18. El procedimiento a seguir para la obtención de las trayectorias de las vainas se observa en **Anexo D11**.

$$\begin{aligned} \text{Tendón 1} & \quad y = 0.006x^2 - 0.148x + 1.3 \\ \text{Tendón 2} & \quad y = 0.004x^2 - 0.106x + 0.9 \\ \text{Tendón 3} & \quad y = 0.002x^2 - 0.063x + 0.5 \end{aligned}$$

Figura 3.18. Trayectorias de las vainas



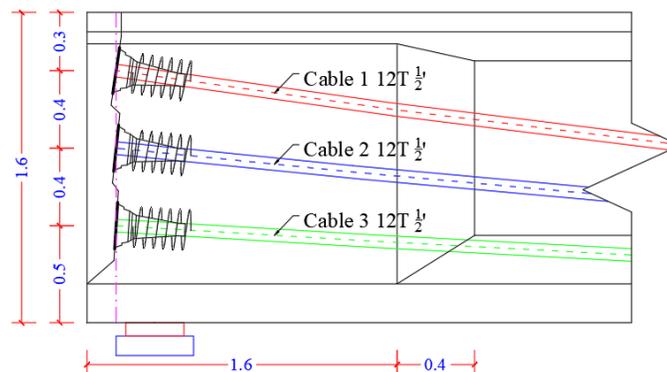
Planilla de Coordenadas de los Cables, Viga 25.7 m.															
Abcisa (m)	0.15	0.35	1.15	2.15	3.15	4.15	5.15	6.15	7.15	8.15	9.15	10.15	11.15	12.15	12.85
Tendón 1	1.3	1.271	1.157	1.027	0.907	0.800	0.704	0.620	0.547	0.487	0.437	0.400	0.374	0.360	0.358
Tendón 2	0.9	0.879	0.798	0.705	0.620	0.543	0.475	0.415	0.363	0.320	0.285	0.258	0.240	0.230	0.228
Tendón 3	0.5	0.487	0.439	0.383	0.332	0.286	0.245	0.210	0.179	0.153	0.132	0.116	0.105	0.099	0.098

Fuente: Elaboración Propia

3.5.5.5. Fuerza de tesado y Pérdidas de presforzado

Para la obtención de la fuerza de presforzado se adopta el uso de torones G-270 de 0.5", siendo un área total ($A_{\text{Tor}} = 3553.2 \text{ mm}^2$), correspondiente a un número de 36 torones, el cual se distribuye en tres anclajes de 12 torones cada uno, como se puede ver en la Figura 3.19:

Figura 3.19. Configuración de tendones sobre la viga



Fuente: Elaboración Propia

Fue suficiente con analizar dos etapas a las cuales estará expuesto la superestructura, de las cuales, en una primera instancia, soportando el peso propio de

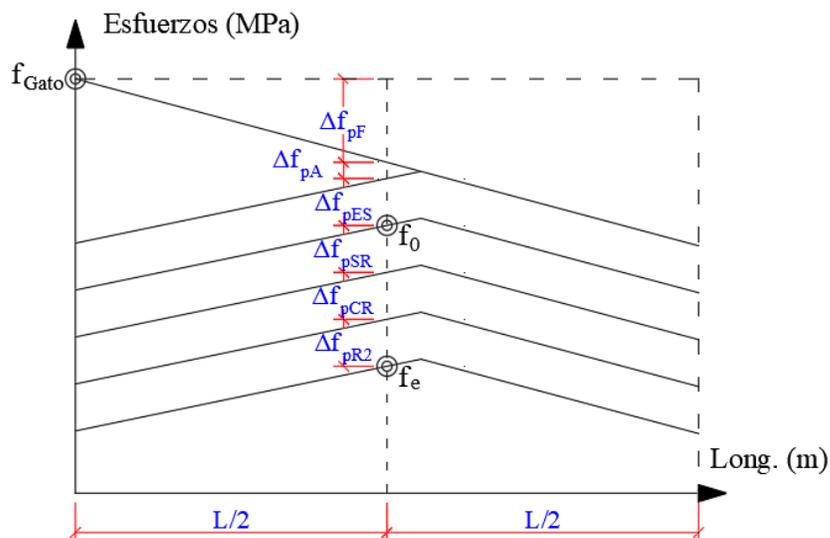
la viga ($t=0$), y otra etapa cuando esté sujeta a cargas de servicio ($t=\infty$), estos tiempos dependientes de los esfuerzos límites establecidos por la normativa. El procedimiento para la obtención de la fuerza de presfuerzo se puede ver en **Anexo D12**.

Cabe mencionar que el tesado de los torones se lo realizará en dos tiempos, debido a la falta de resistencia el día del tesado. El primer tesado se realizará cuando actúe el peso propio de la viga al 66.66%, tesando dos vainas y el restante 33.33% una vez alcanzada la resistencia máxima de la viga en los apoyos.

Las pérdidas de presfuerzo en Centro Luz son las siguientes:

Fricción	$\Delta f_{pF} = 57.83 \text{ Mpa}$
Acuñamiento	$\Delta f_{pA} = 31.25 \text{ Mpa}$
Acortamiento Elástico	$\Delta f_{pES} = 32.91 \text{ Mpa}$
Contracción del Hormigón	$\Delta f_{pSR} = 42.00 \text{ Mpa}$
Fluencia del Hormigón	$\Delta f_{pCR} = 123.29 \text{ Mpa}$
Relajación del Acero	$\Delta f_{pR2} = 37.12 \text{ Mpa}$

Figura 3.20. Pérdidas de presfuerzo en Centro Luz

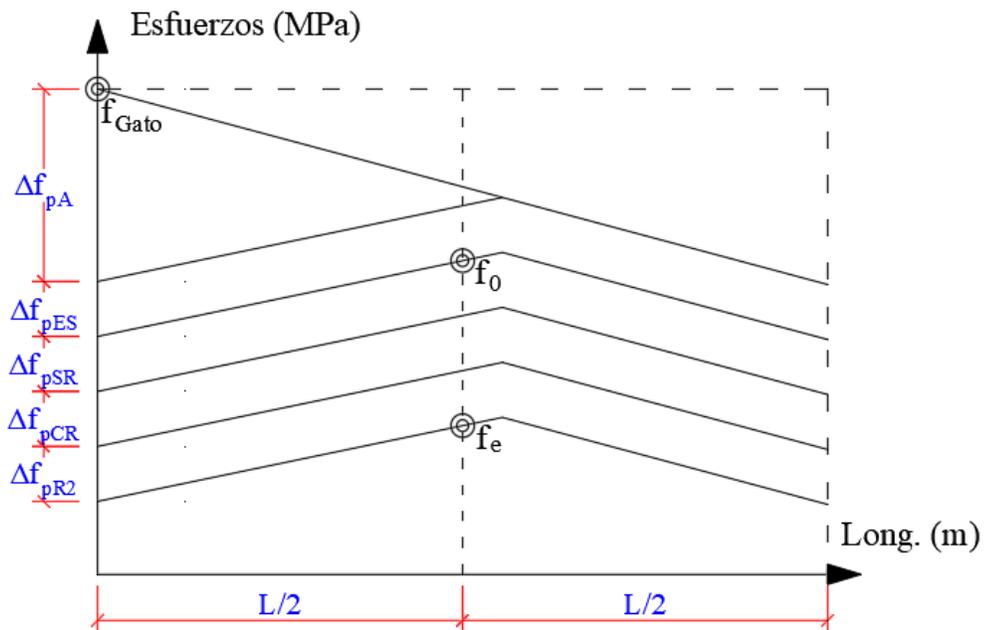


Fuente: Elaboración Propia

Las pérdidas de presfuerzo en el Apoyo (Gato) son las siguientes:

Acuñamiento	$\Delta f_{pA} = 146.92 \text{ Mpa}$
Acortamiento Elástico	$\Delta f_{pES} = 32.91 \text{ Mpa}$
Contracción del Hormigón	$\Delta f_{pSR} = 42.00 \text{ Mpa}$
Fluencia del Hormigón	$\Delta f_{pCR} = 123.29 \text{ Mpa}$
Relajación del Acero	$\Delta f_{pR2} = 37.12 \text{ Mpa}$

Figura 3.21. Pérdidas de presfuerzo en el Apoyo (Gato)



Fuente: Elaboración Propia

Se muestra a continuación una tabla resumen de las pérdidas de presfuerzo, teniendo como dato inicial al esfuerzo que se aplica en el gato siendo **0.79 fpu**.

$$f_{Gato} = 1469.40 \text{ Mpa}$$

$$L_c = 25.4 \text{ m}$$

Encontrando con ello la fuerza aplicada en el gato el día del tesado y la fuerza luego de las pérdidas diferidas, cuando la estructura se encuentra en servicio.

Tabla 3.10. Esfuerzos en la viga al aplicarse el tesado

Longitud (m)	0.0 L	0.1 L	0.2 L	0.3 L	0.4 L	0.5 L	0.6 L	L'	0.7 L	0.8 L	0.9 L	1.0 L
	0	2.54	5.08	7.62	10.16	12.7	15.24	16.13	17.78	20.32	22.86	25.4
Tipo de Pérdida												
Fricción	1469.4	1458.1	1446.7	1435.4	1424.0	1412.7	1401.4	1397.4	1390.0	1378.7	1367.4	1356.0
Acuñaamiento	1322.5	1331.8	1344.1	1356.3	1368.6	1380.8	1393.1	1397.4				
Acortamiento Elástico	1289.6	1298.9	1311.2	1323.4	1335.7	1347.4	1360.2	1364.5	1357.1	1345.8	1334.4	1323.1
Contracción del Hormigón	1247.6	1256.9	1269.2	1281.4	1293.7	1305.4	1318.2	1322.5	1315.1	1303.8	1292.4	1281.1
Fluencia del Hormigón	1124.3	1133.6	1145.9	1158.1	1170.4	1182.1	1194.9	1199.2	1191.8	1180.5	1169.2	1157.8
Relajación del Acero	1087.2	1096.5	1108.8	1121.0	1133.3	1145.0	1157.8	1162.1	1154.7	1143.4	1132.0	1120.7

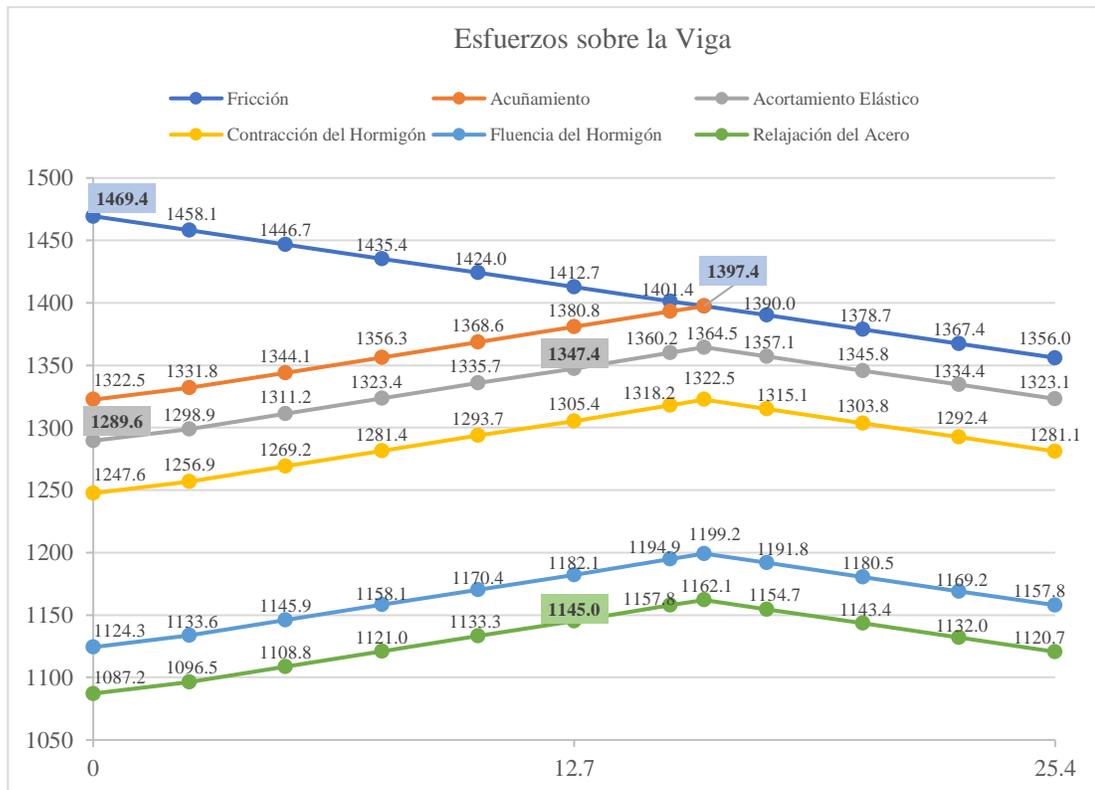
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.11. Pérdidas de presfuerzo en la viga

Longitud (m)	0.0 L	0.1 L	0.2 L	0.3 L	0.4 L	0.5 L	0.6 L	L'	0.7 L	0.8 L	0.9 L	1.0 L
	0	2.54	5.08	7.62	10.16	12.7	15.24	0.00	17.78	20.32	22.86	25.4
Tipo de Pérdida												
Fricción	0.0	11.3	22.7	34.0	45.4	56.7	68.0	72.0	79.4	90.7	102.0	113.4
Acuñaamiento	146.9	126.2	102.6	79.0	55.5	31.9	8.3	0.0				
Acortamiento Elástico	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9
Contracción del Hormigón	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0
Fluencia del Hormigón	123.3	123.3	123.3	123.3	123.3	123.3	123.3	123.3	123.3	123.3	123.3	123.3
Relajación del Acero	37.1	37.1	37.1	37.1	37.1	37.1	37.1	37.1	37.1	37.1	37.1	37.1

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.22. Diagrama de esfuerzos en la viga al aplicarse el tesado



Fuente: Elaboración Propia

Esfuerzo de tesado

Fuerza de tesado

$$f_{Gato} = 1469.40 \text{ Mpa} \quad : \quad P_{Gato} = 5221.07 \text{ kN}$$

Esfuerzo y fuerza en Centro Luz luego de las pérdidas instantáneas:

$$f_0 = 1347.41 \text{ Mpa} \quad : \quad P_0 = 4787.60 \text{ kN}$$

Esfuerzo y fuerza en Centro Luz luego de las pérdidas diferidas:

$$f_e = 1144.99 \text{ Mpa} \quad : \quad P_e = 4068.39 \text{ kN}$$

3.5.5.6. Verificación de esfuerzos y deflexión máxima

➤ Esfuerzos en servicio

Se verifican los esfuerzos en Centro luz de la viga, luego de las pérdidas instantáneas y diferidas. Mismo procedimiento se observa en **Anexo D13**.

$$t = 0 \quad \text{Fibra superior} \quad f_{10} = -\frac{P_0}{A_0} + \frac{(P_0 * e_0) * c_{10}}{I_0} - \frac{M_{DCV} * c_{10}}{I_0} \leq f_{ti}$$

$$t = 0 \quad \text{Fibra inferior} \quad f_{20} = -\frac{P_0}{A_0} - \frac{(P_0 * e_0) * c_{20}}{I_0} + \frac{M_{DCV} * c_{20}}{I_0} \geq f_{ci}$$

$f_{10} =$	-1.65	MPa	\leq	1.24	MPa
$f_{20} =$	-13.59	MPa	\geq	-14.70	MPa

$$t = \infty \quad \text{Fibra superior} \quad f_{1\infty} = -\frac{P_e}{A_0} + \frac{(P_0 * e_0) * c_{10}}{I_0} - \frac{(M_{DCV} + M_{DClosa} + M_{DCdiaf}) * c_{10}}{I_0} - \frac{(M_{DCvereda} + M_{DW} + M_{PL} + M_{CC} + M_{LL}) * c_{1\infty}}{I_\infty} \geq f_{cs}$$

$$t = \infty \quad \text{Fibra inferior} \quad f_{2\infty} = -\frac{P_e}{A_0} - \frac{(P_0 * e_0) * c_{20}}{I_0} + \frac{(M_{DCV} + M_{DClosa} + M_{DCdiaf}) * c_{20}}{I_0} + \frac{(M_{DCvereda} + M_{DW} + M_{PL} + M_{CC} + M_{LL}) * c_{2\infty}}{I_\infty} \leq f_{ts}$$

$f_{1\infty} =$	-6.75	MPa	\geq	-15.75	MPa
$f_{2\infty} =$	0.73	MPa	\leq	2.96	MPa

➤ Deflexión

Se verifica la deflexión máxima, como lo indicado en el **Art.2.5.2.6.2 Criterios para la Deflexión**, donde indica que el límite de deflexión para puente vehicular no debe sobrepasar (Longitud/1000).

Deflexión debido al peso propio

$$\Delta_G = 15.38 \text{ mm}$$

Deflexión debido a la carga vehicular

$$\Delta_{LL+IM} = 12.06 \text{ mm}$$

Deflexión debido al presfuerzo

$$\Delta_{P^o} = 19.85 \text{ mm}$$

Deflexión Total

$$\Delta_T = \Delta_G + \Delta_{LL+IM} - \Delta_{P^o}$$

$$\Delta_T = 7.60 \text{ mm}$$

Deflexión Máxima

$$\Delta_{Max} = \frac{L_c}{1000}$$

$$\Delta_{Max} = 25 \text{ mm}$$

Verificación

$$\Delta_{Max} \geq \Delta_T$$

$$25\text{mm} \geq 7.60\text{mm} \quad \text{Cumple}$$

3.5.5.7. Diseño a flexión

El diseño a flexión se realiza para el Estado Límite de Resistencia. Verificando la siguiente inecuación:

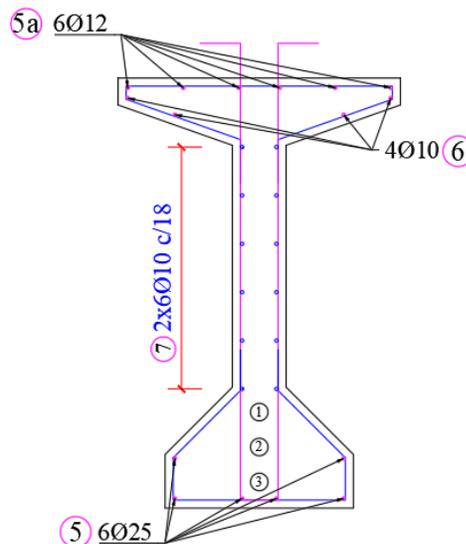
$$\varphi M_n \geq M_U$$

$$\varphi M_n = 8816.7 \text{ kN-m} \geq M_U = 8283.8 \text{ kN-m}$$

Siendo suficiente la armadura de presforzado para resistir las cargas en Estado Límite de Resistencia, se dispone de armadura mínima. El procedimiento de verificación se observa en **Anexo D14**.

Se dispuso de armadura longitudinal de refuerzo en la parte inferior de la viga para poder controlar la fisuración; 6 \varnothing 25 y en el alma de la viga de 6 \varnothing 10 c/18 en cada cara. Además, se dispone de armaduras alrededor de la sección transversal de la viga, el cual es \varnothing 12 y \varnothing 10 con separación variable. Se muestra un esquema de las armaduras longitudinales en la Figura 3.23.

Figura 3.23. Esquema transversal de armadura de refuerzo longitudinal



Fuente: Elaboración Propia

3.5.5.8. Diseño a corte

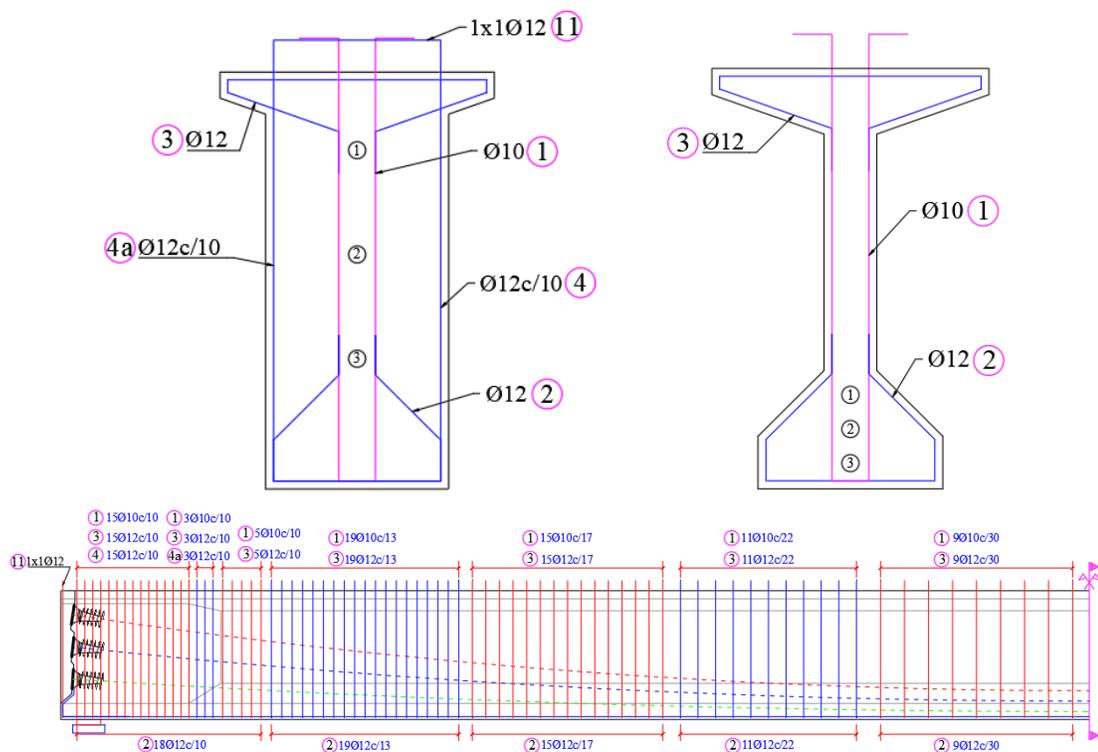
Debido a la trayectoria de las vainas, el presfuerzo beneficia en gran medida en la resistencia de la viga ante las fuerzas cortantes, es por tal motivo que se consideran a la hora de obtener la cuantía de acero. En las regiones donde las fuerzas de corte son mínimas y es soportada por la sección de hormigón se dispuso de armadura suficiente para controlar la fisuración con separación entre estribos de 30 cm. El procedimiento se muestra en **Anexo D15**.

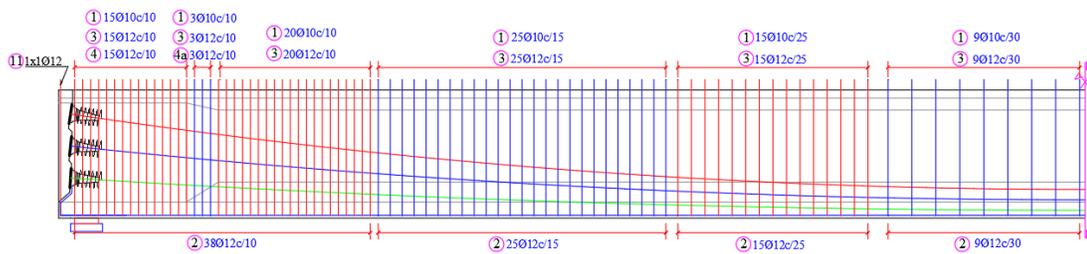
La distribución de armadura de corte en la dimensión longitudinal y sus correspondientes cortantes de diseño son:

$0L \leq x \leq h$	$V = 1416.1 \text{ kN}$	Usar $\text{Ø}10 \text{ c}/10$
$h \leq x \leq 0.1L$	$V = 1328.3 \text{ kN}$	Usar $\text{Ø}10 \text{ c}/12$
$0.1L \leq x \leq 0.2L$	$V = 1243.2 \text{ kN}$	Usar $\text{Ø}10 \text{ c}/13$
$0.2L \leq x \leq 0.3L$	$V = 1007.1 \text{ kN}$	Usar $\text{Ø}10 \text{ c}/17$
$0.3L \leq x \leq 0.4L$	$V = 770.9 \text{ kN}$	Usar $\text{Ø}10 \text{ c}/22$
$0.4L \leq x \leq 0.5L$	$V = 516.1 \text{ kN}$	Usar $\text{Ø}10 \text{ c}/30$

El esquema de armadura de corte en vista transversal y longitudinal se puede observar en las Figuras 3.24., mismo que al final se muestra un esquema constructivo de la armadura espaciada en el sentido longitudinal.

Figura 3.24. Esquema transversal y longitudinal de armadura de corte





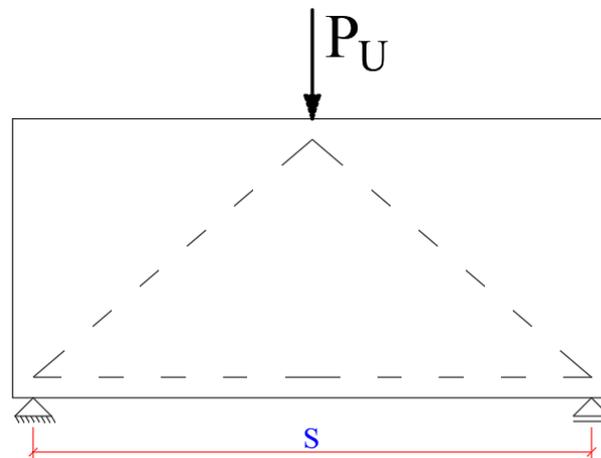
Fuente: Elaboración Propia

3.5.6. Diafragmas de Hormigón Armado

Para el diseño de diafragmas se considera al elemento como viga de gran canto, utilizando para su diseño el modelo de bielas y tirantes el cual es adecuado para regiones próximas a discontinuidades donde es necesario considerar detalladamente el flujo real de las fuerzas. El procedimiento de cálculo se observa en **Anexo D16**.

El modelo asumido tiene la forma de un triángulo isósceles, en el cual se tiene dos bielas comprimidas y un tirante, como se muestra en la Figura 3.25.

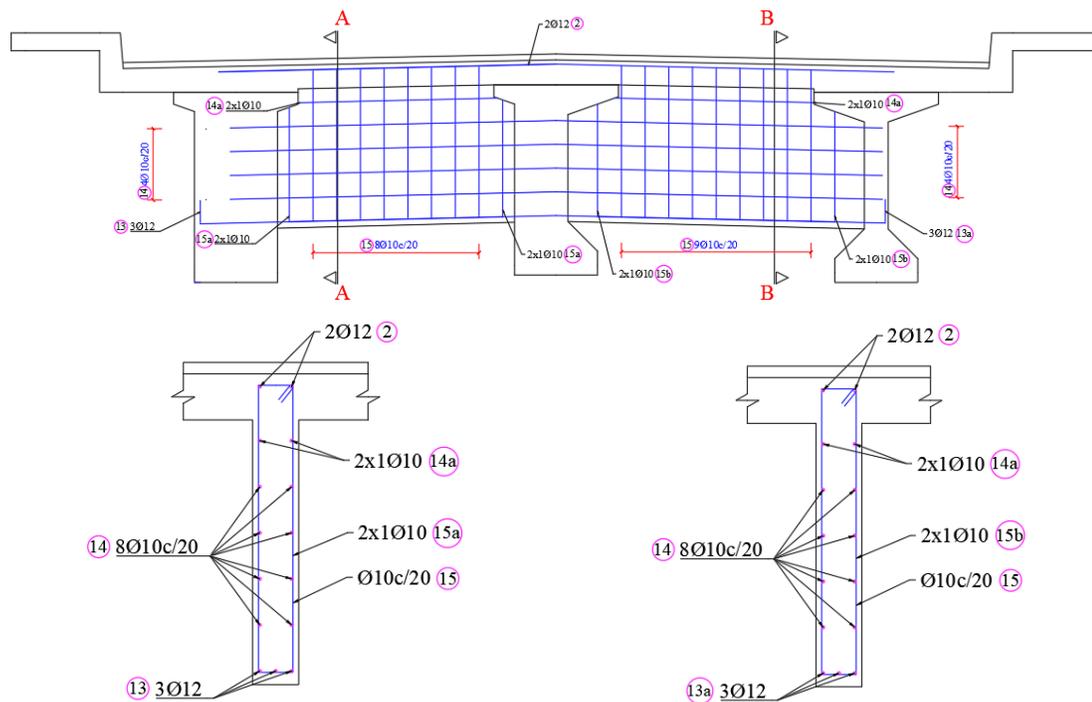
Figura 3.25. Modelo de Bielas y Tirantes



Fuente: Elaboración Propia

Del modelo adoptado se obtiene armadura necesaria para el tirante AB; 3Ø12 y armadura para limitar la fisuración en el sentido transversal al eje del puente y en forma de estribos; Ø10 c/20, como se detalla en la Figura 3.26.

Figura 3.26. Detallado armadura de diafragmas, corte A-A y B-B



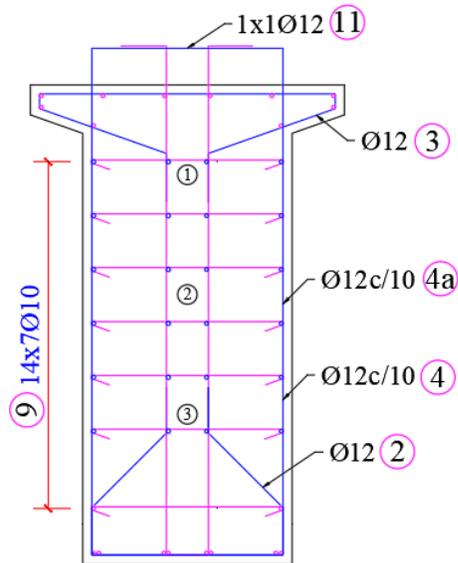
Fuente: Elaboración Propia

3.5.7. Bloque de anclaje

En los apoyos de las vigas postesadas donde se conecta el gato hidráulico, se concentran grandes fuerzas de compresión, las cuales tienen que ser absorbidas por la resistencia que ofrece el hormigón con ayuda de acero.

La fuerza de desgarramiento en los apoyos demanda de armadura en forma de estribo como también armadura horizontal dispuesta en forma de gancho, siendo esta $\text{Ø}12$ c/10. La armadura de descantillado, resultante del 2% de la fuerza de desgarramiento es $\text{Ø}12$, como se observa en la Figura 3.27. Ver **Anexo D17**.

Figura 3.27. Detallado armadura de Anclajes (Apoyos)

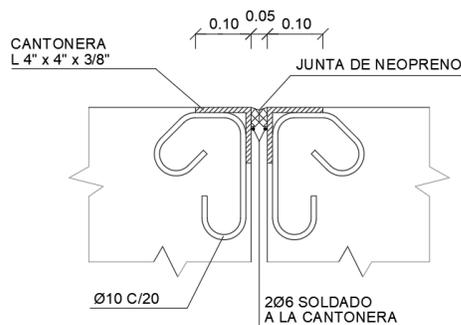


Fuente: Elaboración Propia

3.5.8. Juntas de dilatación

Se dispone de juntas de dilatación, siendo dispositivos deformables capaces de asegurar el tránsito de vehículos a través de las discontinuidades que se dan entre los distintos tramos estructurales de un puente, permitiendo de esta manera los movimientos relativos del tablero. Una de sus funciones principales es absorber el movimiento o desplazamientos del puente de manera solidaria con la estructura, por ello se encuentran uniendo el tablero y los estribos o las distintas secciones del tablero cuando éste se interrumpe.

Figura 3.28. Detalle de junta de dilatación



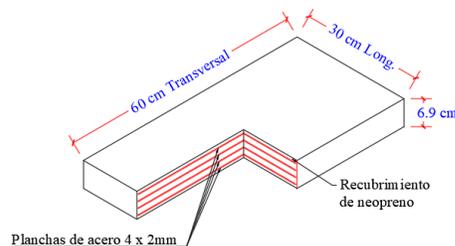
Fuente: Elaboración Propia

3.6. Diseño de la Infraestructura

3.6.1. Diseño de neoprenos

Las dimensiones requeridas para transmitir las cargas de la superestructura y posibilitar desplazamientos y rotaciones es 30x60x6.9 (cm), como se observa en la Figura 3.29. El procedimiento se observa en **Anexo D18**. Además, se presenta en **Anexo D18-1** la cotización del neopreno con las configuraciones de cálculo, dado por Fábrica De Productos De Goma “GOMATEX” LTDA.

Figura 3.29. Detalle de Neopreno

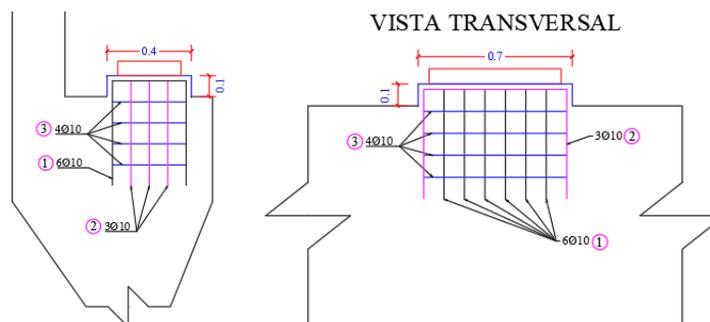


Fuente: Elaboración Propia

3.6.2. Diseño de dados

Las dimensiones del dado satisfacen las verificaciones al aplastamiento establecido por la normativa son de 0.4x0.7x0.1 (m), en las vigas exteriores y 0.4x0.7x0.163 (m), en la viga interior, esto debido a que se desea brindar la pendiente necesaria a la carpeta de rodadura. Las armaduras paralelas y perpendicular al tráfico, se muestra en la Figura 3.30. Ver el procedimiento en **Anexo D19**.

Figura 3.30. Detalle de Dado



Fuente: Elaboración Propia

3.6.3. Diseño de estribos

El estribo empleado es de tipo ménsula debido a que es más conveniente ante la altura requerida por la topografía y estudio hidrológico e hidráulico.

La altura total del estribo es de 6.20 m, ancho de base de 3.85 m, altura de la zapata de 0.80 m de forma tronco piramidal, la altura de la pantalla de 2.45 m, altura de la viga cabezal de 1.00 m y altura de espaldar de 1.95 m.

Se dispuso de barbacanas de tubo de PVC Ø4 pulg.

La verificación del estribo ante vuelco, deslizamiento y presiones en la base, se realizó para dos situaciones durante la construcción; Estribo con Puente y Estribo sin Puente. En la verificación por vuelco y deslizamiento, se factoró con los coeficientes máximos correspondiente a cada tipo de carga desestabilizadora y se utilizó los factores mínimos para las cargas estabilizadoras. Así se maximizó las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura. Este caso se denominó Resistencia Ia.

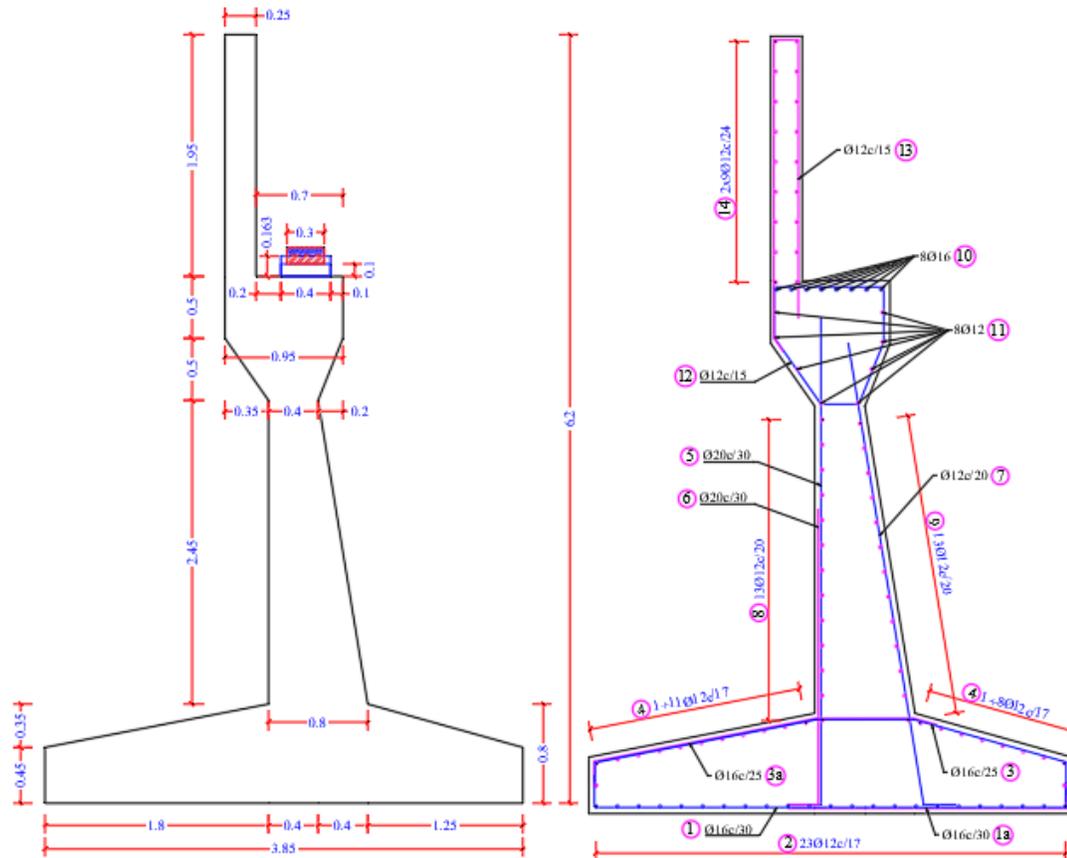
Para la verificación de presiones en la base se maximizó las cargas verticales actuantes sobre el terreno. Este caso se consideró Resistencia Ib. El agrietamiento por distribución de armadura en la pantalla se realizará para el estado límite de Servicio I.

El diseño de las armaduras subdividió al estribo en espaldar, viga cabezal, pantalla, talón y puntera, para los cuales se determinó los efectos máximos que llevaron a proveer de armadura de flexión, siendo la armadura de corte no necesaria, debido a las dimensiones que presenta cada elemento.

El procedimiento detallado del cálculo y verificación de estabilidad del estribo se encuentra en **Anexo D20**.

Se muestra en la Figura 3.31 las dimensiones y el detalle de las armaduras necesarias para cubrir los efectos máximos de las cargas.

Figura 3.31. Dimensiones y armaduras necesaria del Estribo



Fuente: Elaboración Propia

3.7. Especificaciones Técnicas

Las especificaciones técnicas correspondientes al presente proyecto definen las normativas, las exigencias y procedimientos a ser empleados en el desarrollo de cada ítem. Ver **Anexo F**.

3.8. Cómputos métricos

La planilla de cómputos métricos muestra la cantidad de cada ítem que se debe ejecutar en función a la unidad de medida asignada. Ver **Anexo G**.

3.9. Análisis de Precios Unitarios

Se detallan los precios unitarios de cada ítem, desglosando los materiales, mano de obra y equipo, maquinaria y herramientas requeridos para la ejecución del ítem y el precio productivo en cuestión. Ver **Anexo H**.

El análisis de precio unitario se detalla en una planilla, donde además se considerarán los incrementos debido a impuestos y otros, como ser: El incremento por cargas sociales que se considera el 55% del sub total de la mano de obra; impuestos al valor agregado considerado con el 14.94% de la suma del sub total de la mano de obra más las cargas sociales; incremento debido al uso de herramientas menores adoptado el 5% del total de la mano de obra con cargas sociales e IVA; incremento debido a gastos generales considerado el 10% de la suma del subtotal de materiales, mano de obra y equipo; incremento por utilidad correspondiente al 10% de la suma de materiales, mano de obra, equipo y gastos generales; incremento debido a impuestos considerado el 3.09% de la suma del subtotal de materiales, mano de obra equipo, gastos generales y utilidad.

3.10. Presupuesto General

El monto del presupuesto general necesario para la ejecución del presente proyecto es de 2336729.67 Bs. (Dos millones trecientos treinta y seis mil setecientos veintinueve 67/100 bolivianos). Ver **Anexo I**.

Precio por metro 13063.70 \$us (Trece mil sesenta y tres 70/100 dólares).

3.11. Cronograma de Ejecución

El tiempo de ejecución fue calculado con ayuda del programa MS Project, estableciendo como días laborales de lunes a sábado en un horario turno mañana de 8:00 a 12:00 y turno tarde de 14:00 a 18:00.

El tiempo determinado para la ejecución de la obra fue de 204 días laborales. Ver **Anexo J**.

CAPITULO IV
APORTE ACADEMICO

IV. APORTE ACADÉMICO DEL ESTUDIANTE

4.1. Introducción

Debido a las grandes luces que presentan las diversas configuraciones de puentes, y a que estos están expuestos a cargas transversales, es necesario conferirle de rigidez transversal a la superestructura. De esta manera se logra minimizar la deformación transversal (torsión), generada en gran parte por las cargas excéntricas aplicadas.

Con el objeto de mantener las propiedades resistentes de la sección, es necesario disponer dentro de la sección transversal y a lo largo de todo el tablero, elementos resistentes adicionales para que de esta manera confieran la resistencia e indeformabilidad transversal necesaria a la estructura. Estos elementos encargados de contribuir a dicha rigidez transversal a las estructuras, se denominan diafragmas.

No obstante, el espacio exacto que debe existir entre los diafragmas a lo largo del tablero no está completamente resuelto.

4.2. Torsión

La acción de un par de fuerzas alrededor del eje longitudinal de un miembro produce en él, Torsión.

La deformación angular por torsión está directamente relacionada con el momento torsor aplicado y la distancia libre del elemento.

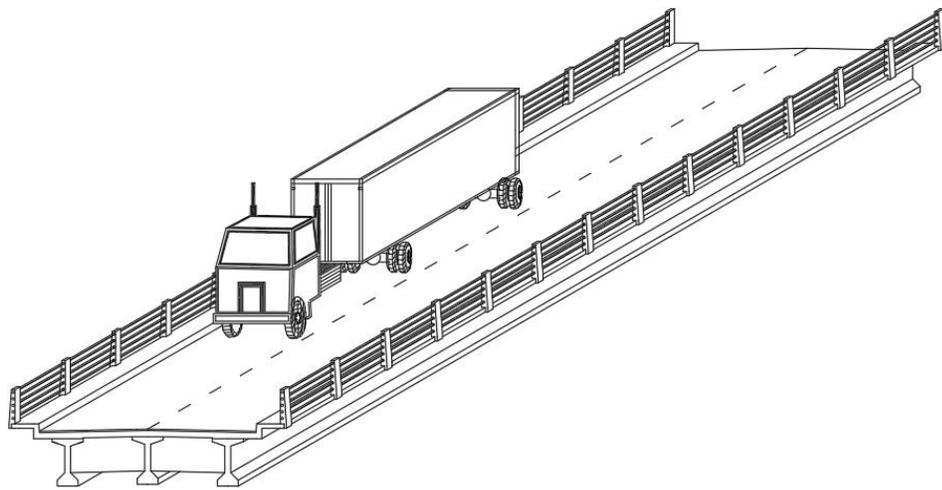


4.1.1. Torsión en Puentes

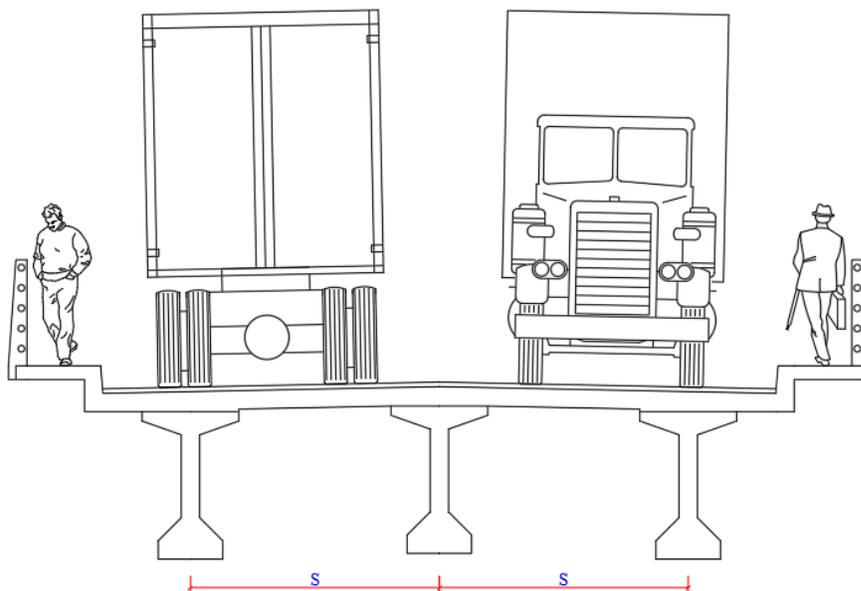
La torsión en puentes se presenta debido a la intervención de diversas acciones excéntricas presentes sobre el tablero. Este efecto es un factor muy importante, el cual no se debe despreciar en puentes Curvos.

Las principales cargas que se consideran a la hora de analizar un puente a efectos de torsión, es la carga vehicular y la carga de viento.

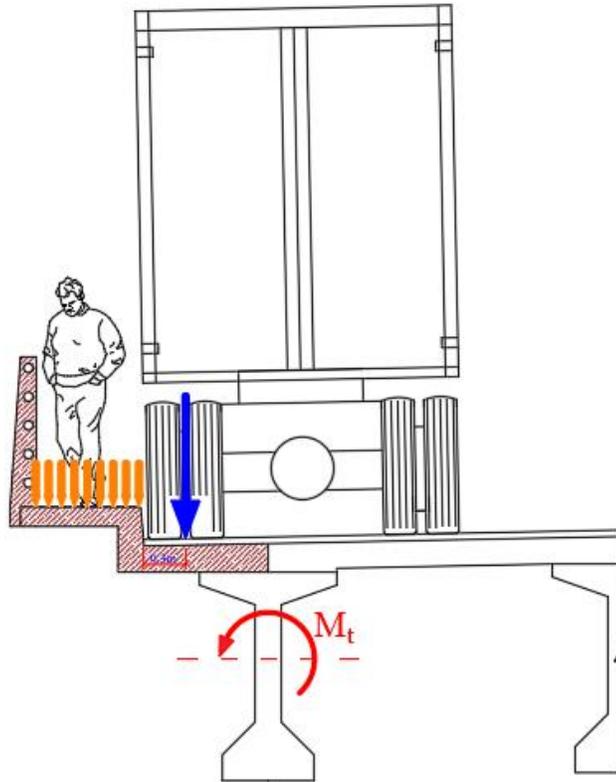
La presencia del Camión HL-93 en puentes.



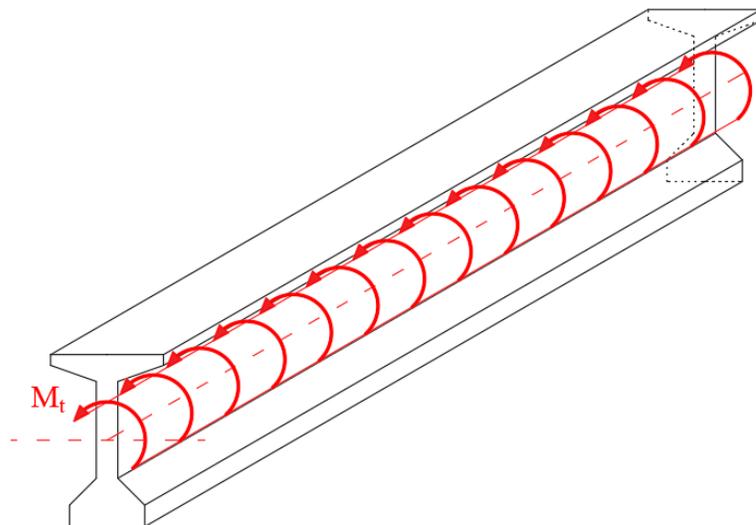
El puente vehicular en consideración presenta dos carriles de circulación apoyado sobre 3 vigas separado simétricamente



La torsión en puentes se presenta debido a la excentricidad de las cargas presentes en el tablero, respecto al eje centroidal de las vigas longitudinales.



El momento torsor generado por la carga viva se distribuye a lo largo de la longitud de la viga



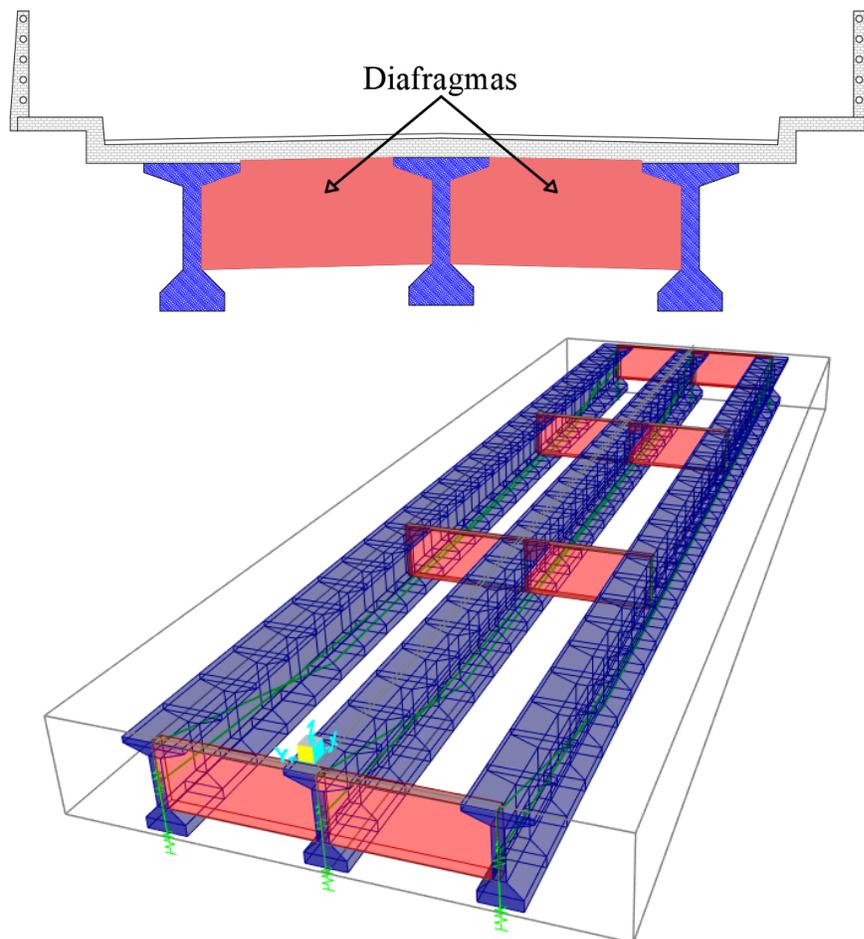
4.3. Diafragmas

Es un elemento que se dispone en una estructura de manera transversal, con el objetivo de rigidizarla ante acciones o cargas transversales.

Su principal función es asegurar que la geometría de las secciones se mantenga inalterada y que las deformaciones producidas por la inevitable distorsión atenten negativamente la seguridad de la estructura.

Los diafragmas deben ser capaces de transmitir las cargas exteriores que generan la torsión y transformarlas en un flujo de tensiones tangenciales, lo que correspondería a un mecanismo de respuesta en torsión uniforme

El esquema transversal y longitudinal de un diafragma dispuesto a lo largo de una viga es el siguiente:

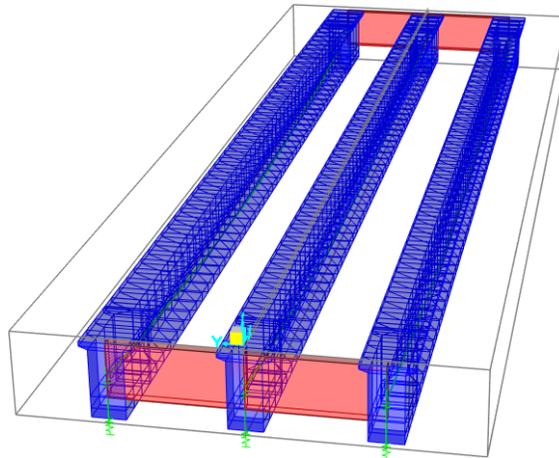


4.4. Casos de posición de diafragmas

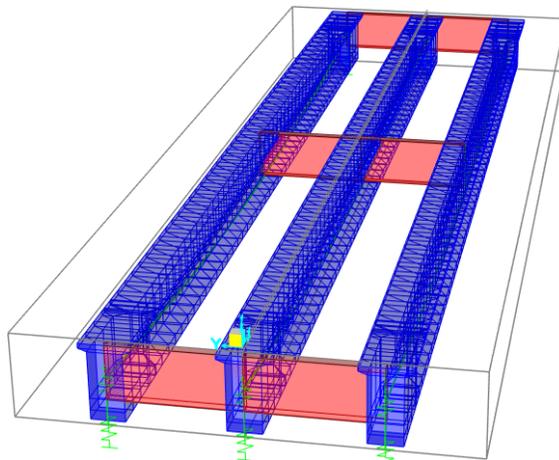
Se pretende conocer el número de diafragmas adecuado, dispuesto a lo largo del eje longitudinal, de tal manera que se pueda minimizar los efectos de torsión.

Se realizará el análisis del comportamiento de la superestructura debido a la variación de posición de diafragmas. Estas posiciones se presentan en cuatro casos, los cuales son:

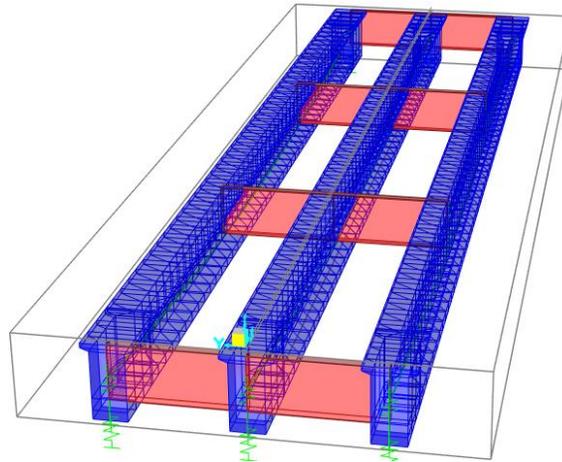
- **CASO I.** - Comportamiento de la superestructura con diafragmas en los extremos del eje longitudinal del puente (apoyos).



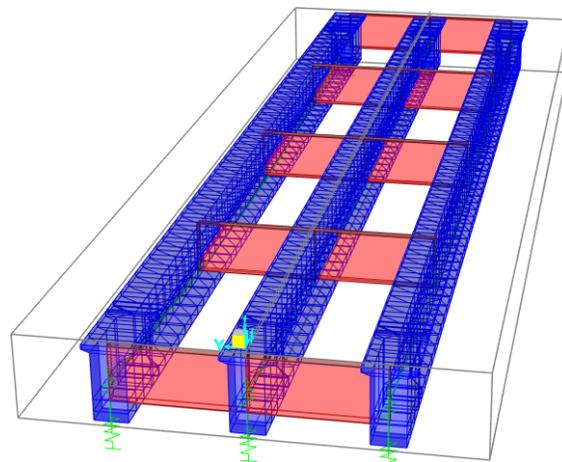
- **CASO II.** - Comportamiento de la superestructura con diafragmas en los extremos del eje longitudinal del puente (apoyos), y en la parte central de la viga ($L/2$).



- **CASO III.** - Comportamiento de la superestructura con diafragmas en los extremos del eje longitudinal del puente (apoyos), y dos diafragmas intermedios, espaciados simétricamente ($L/3$).



- **CASO IV.** - Comportamiento de la superestructura con diafragmas en los extremos del eje longitudinal del puente (apoyos), y tres diafragmas intermedios, espaciados simétricamente ($L/4$).



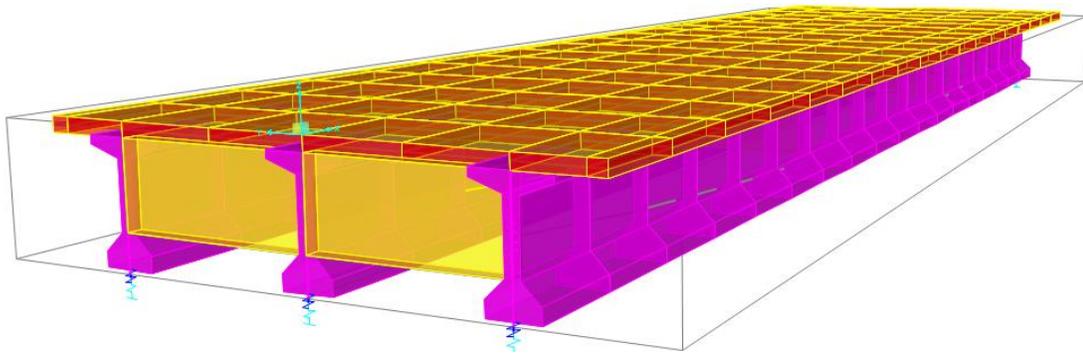
Este análisis se lo realizará con ayuda del Software de computación CSi Bridge.

4.5. CSi Bridge para el modelado de Puentes

El software CSi Bridge es un programa que integra las capacidades de modelado, análisis y dimensionamiento de estructuras de puentes en un único modelo.

Este software es capaz de modelar puentes simples o complejos y hacer cambios de manera eficiente, manteniendo un control total sobre el proceso de dimensionamiento. Permite definir rápidamente los carriles y vehículos e incluir también los efectos de ancho de las cargas (sección transversal).

Figura 4.1 Modelado de puente de vigas en CSi Bridge



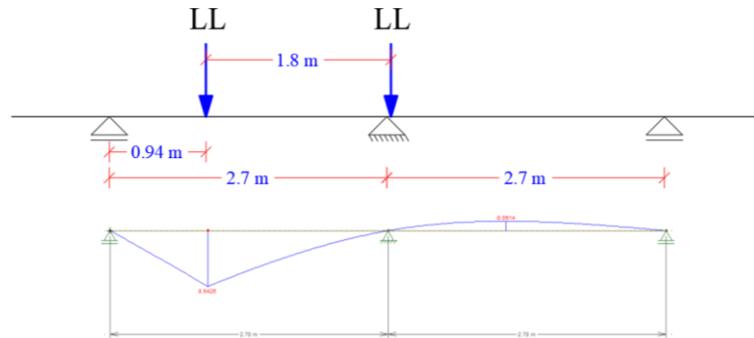
Fuente: Elaboración Propia

El manual del proceso de introducción de datos en el programa CSi Bridge se encuentra detallado en **Anexo E**.

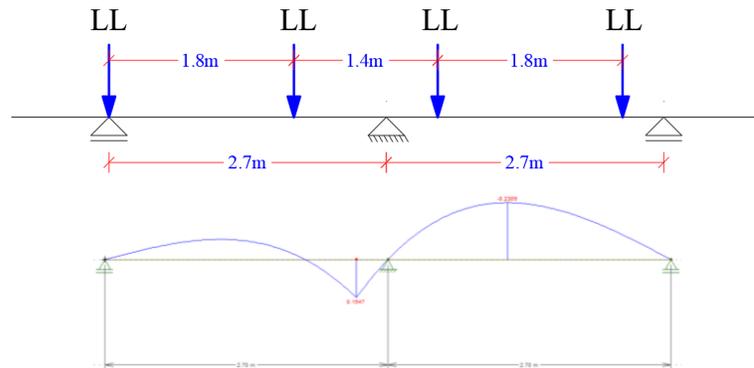
4.6. Resultados del Aporte Académico

4.6.1. Momentos máximos en la losa

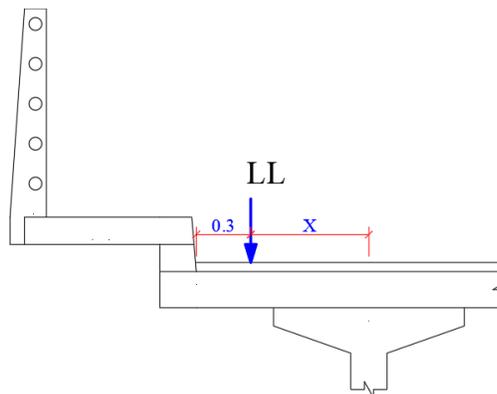
- Posición del camión para momento máximo positivo en losa interior y su respectiva línea de influencia.



- Posición del camión para momento máximo negativo en losa interior y su respectiva línea de influencia.



- Posición del camión para momento máximo negativo en losa exterior



Según la disposición de los diafragmas, se presenta la variación de momentos máximos positivo y negativo en la losa, con armadura principal perpendicular al tráfico. A la derecha de la tabla se muestra el resultado del cálculo manual.

Tabla 4.1. Momentos máximos en la losa

Posición de Losa	Posición de Diafragmas		Extremos	Extremos y L/2	Extremos y L/3	Extremos y L/4	Cálculo Manual
	Momento Máximo Positivo (kN-m)	CSi Bridge					
Losa Interior	Momento Máximo Positivo (kN-m)	CSi Bridge	60.33	59.37	56.12	56.05	58.17
	Momento Máximo Negativo (kN-m)	CSi Bridge	46.24	35.44	33.59	32.84	35.61
Losa Exterior	Momento Máximo Negativo (kN-m)	CSi Bridge	83.74	80.44	79.54	79.40	86.92

Fuente: Elaboración Propia

Se presenta en Tabla 4.2 la variación porcentual que existe entre los 4 diferentes Casos, con respecto al cálculo manual. Posteriormente se muestra su gráfico correspondiente.

Tabla 4.2. Variación (%) de momentos máximos en la losa

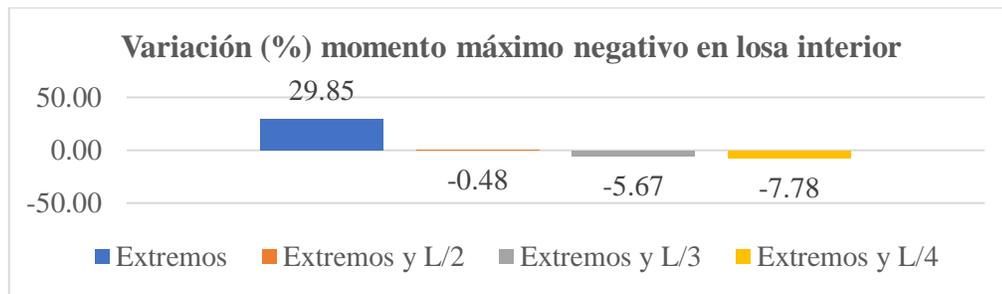
Posición de Losa	Posición de Diafragmas		Extremos	Extremos y L/2	Extremos y L/3	Extremos y L/4	Cálculo Manual
	Variación (%)	CSi Bridge					
Losa Interior	Variación (%)	CSi Bridge	3.71	2.06	-3.52	-3.64	0.00
	Variación (%)	CSi Bridge	29.85	-0.48	-5.67	-7.78	0.00
Losa Exterior	Variación (%)	CSi Bridge	-3.66	-7.46	-8.49	-8.65	0.00

Fuente: Elaboración Propia

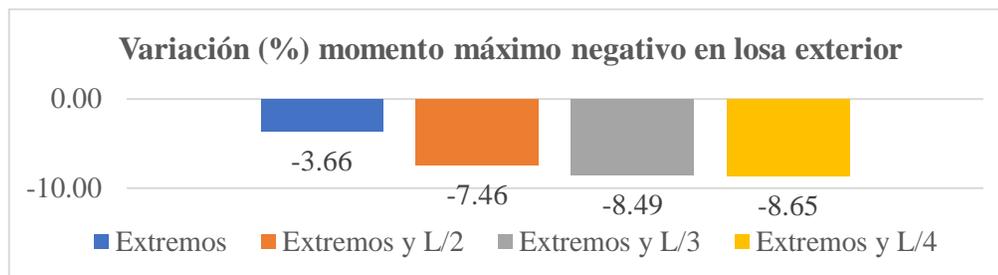
Variación (%) de momento máximo positivo en losa interior, respecto al cálculo manual.



Variación (%) de momento máximo negativo en losa interior respecto al cálculo manual.



Variación (%) de momento máximo negativo en losa exterior respecto cálculo manual.

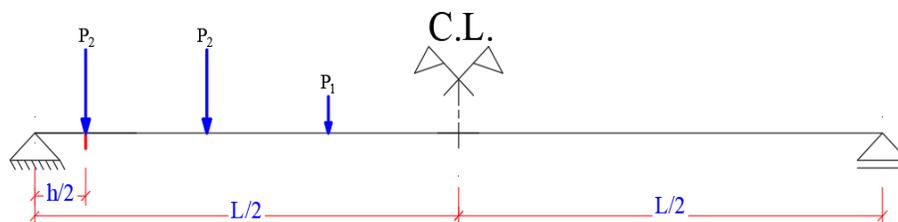


En zona de momento máximo positivo y negativo de losa interior, se observa que la superestructura se comporta de mejor manera en el Caso IV, teniendo una diferencia de 3.64% y 7.68% por debajo del cálculo manual. Siendo estos porcentajes no considerables a la hora del diseño, ya que no repercute en algún cambio de dimensiones en secciones de hormigón y armadura.

En zona de momento máximo negativo para losa exterior, el Caso IV prevalece al reducir estos efectos, notando una diferencia de 8.65%, por debajo del cálculo manual. Del mismo modo este porcentaje no repercute a la hora del diseño.

4.6.2. Cortante máxima en la viga

- Posición del camión para cortante máxima en la viga



Se muestra la cortante máxima en la viga en Resistencia I, para los cuatro Casos de posicionamiento de diafragmas, con el programa CSi Bridge y cálculo manual

Tabla 4.3. Cortante máxima de Resistencia I en la viga

Posición de Diafragmas			Extremos	Extremos y L/2	Extremos y L/3	Extremos y L/4
Cortante Máxima en Viga Exterior (kN)	CSi Bridge	Carga Permanente	577.4	580.7	584.3	589.7
		Carga Viva	812.8	808.7	800.3	796.1
		Total	1390.1	1389.4	1384.6	1385.8
Cortante Máxima en Viga Interior (kN)	CSi Bridge	Carga Permanente	534.2	547.5	557.8	565.7
		Carga Viva	712.3	717.5	708.4	700.4
		Total	1246.5	1265.0	1266.2	1266.1
Cortante Máxima (kN)	Manual	Carga Permanente	587.7	597.0	606.3	615.6
		Carga Viva	767.1	767.1	767.1	767.1
		Total	1354.7	1364.1	1373.4	1382.7

Fuente: Elaboración Propia

Para el caso de viga exterior, los efectos de la carga viva muestran una reducción a medida que se dispone mayor número de diafragma. En contraste, la cortante por peso propio aumenta, siendo el Caso III el que contrarresta de mejor manera este efecto.

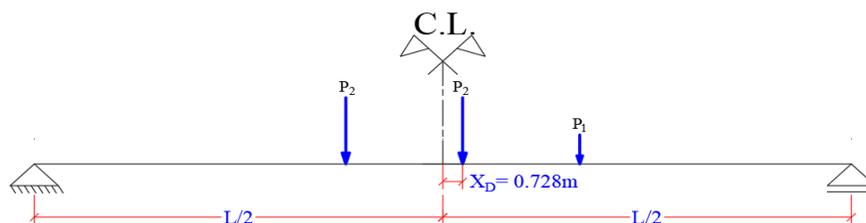
Los efectos de cortante total que se presentan en la viga interior, en general, muestran similitud entre el Caso II, III y IV.

En contraparte, el análisis manual nos indica que a medida que se aumenta la carga de peso propio (diafragmas), es sinónimo de mayor efecto de cortante.

Estas diferencias existentes entre los diferentes casos, no representan alteraciones en las armaduras.

4.6.3. Momento máximo en la viga

- Posición del camión para momento máximo en la viga



Se muestra el momento máximo de Servicio I en la viga, con el CSi Bridge y cálculo manual.

Tabla 4.5. Momento máximo de Servicio I en la viga

Posición de Diafragmas			Extremos	Extremos y L/2	Extremos y L/3	Extremos y L/4
Momento Máximo en Viga Exterior (kN)	CSi Bridge	Carga Permanente	2819.6	2813.1	2850.4	2878.1
		Carga Viva	2211.2	2214.7	2210.0	2212.8
		Total	5030.8	5027.8	5060.4	5090.9
Momento Máximo en Viga Interior (kN)	CSi Bridge	Carga Permanente	2514.4	3037.9	2699.1	2767.5
		Carga Viva	2021.7	1914.4	1944.5	1909.5
		Total	4536.1	4952.3	4643.5	4677.0
Momento máximo (kN)	Manual	Carga Permanente	3008.7	3101.9	3135.0	3195.0
		Carga Viva	2405.0	2405.0	2405.0	2405.0
		Total	5413.7	5506.9	5540.0	5600.0

Fuente: Elaboración Propia

En viga exterior, el Caso II se antepone como el que mejor contrarresta el efecto de momento flector, debido a que poseen de diafragma en centro luz de la viga.

Los efectos de momentos para carga viva en viga interior, son menores que los de viga exterior, notando una disminución en los Casos II y IV, esto se produce porque estos casos poseen diafragmas en centro luz de la viga.

Al comparar el momento que existe en la viga exterior, entre el programa y el cálculo manual, este último presenta una diferencia mayor; en primera instancia, debido a la repartición de las cargas del tablero de manera simétrica sobre las vigas; en segunda instancia, se debe a la variación que existe en el factor de distribución utilizado para el momento por carga viva.

Se muestra el momento máximo de Resistencia I en la viga, en CSi Bridge y manual.

Tabla 4.5. Momento máximo de Resistencia I en la viga

Posición de Diafragmas		Extremos	Extremos y L/2	Extremos y L/3	Extremos y L/4	
Momento Máximo en Viga Exterior (kN)	CSi Bridge	Carga Permanente	3666.3	3644.8	3694.6	3726.4
		Carga Viva	3869.6	3875.7	3867.5	3872.4
		Total	7535.9	7520.5	7562.2	7598.8
Momento Máximo en Viga Interior (kN)	CSi Bridge	Carga Permanente	3237.6	3426.8	3490.3	3582.3
		Carga Viva	3538.0	3350.3	3402.8	3341.7
		Total	6775.6	6777.1	6893.1	6924.0
Momento máximo (kN)	Manual	Carga Permanente	3926.9	4043.3	4084.7	4159.7
		Carga Viva	4208.7	4208.7	4208.7	4208.7
		Total	8135.6	8252.0	8293.4	8368.4

Fuente: Elaboración Propia

Los momentos totales que presentan la viga interior y exterior en el Caso II, muestran una disminución considerable en contraste a los demás casos, esto se debe a disponer diafragmas en centro luz de la viga.

Los momentos totales que se presenta en el cálculo manual, presentan una diferencia mayor a los casos de viga interior y exterior obtenidos por el programa, esto debido a la manera de repartición de las cargas permanentes sobre las vigas.

4.6.4. Momento Torsor en la viga

El momento torsor máximo en Resistencia I. obtenido para las vigas exterior e interior son:

Tabla 4.9. Momento Torsor de Resistencia I en viga exterior e interior

Posición de Diafragmas		Extremos	Extremos y L/2	Extremos y L/3	Extremos y L/4	
Momento Máximo en Viga Exterior (kN)	CSi Bridge	Carga Permanente	139.6	96.5	78.0	67.7
		Carga Viva	329.1	306.5	284.0	270.5
		Total	468.7	403.1	362.0	338.2
Momento Máximo en Viga Interior (kN)	CSi Bridge	Carga Permanente	0.0	0.0	0.0	0.0
		Carga Viva	272.7	266.0	260.2	261.3
		Total	272.7	266.0	260.2	261.3

Fuente: Elaboración Propia

Se muestra en primer cuadro, los momentos torsores que se generan en la viga exterior y en segundo cuadro, los que se generan en viga interior.

En viga exterior, el momento torsor reduce a medida que se dispone de mayor número de diafragmas, notando un incremento de 7% del Caso IV al Caso III, y un incremento de 19.2% del Caso IV al Caso II, presentando una diferencia menor del Caso III al Caso IV, lo cual lo hace no muy significativa a la hora de tomar decisiones de elección.

Los torsosres totales de viga exterior son superiores a los de viga interior, en un porcentaje promedio de 32%.

En viga interior, el torsor por carga permanente no repercute de ninguna manera.

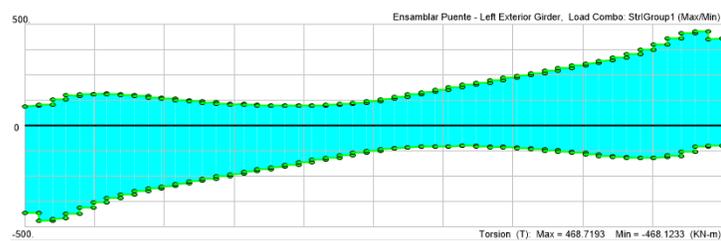
En viga exterior, el torsor por carga permanente, representa un promedio de 68% del torsor por carga viva. Así mismo el torsor por carga viva, representa el 76% del torsor total.

4.6.5. Diagrama de Momentos Torsores

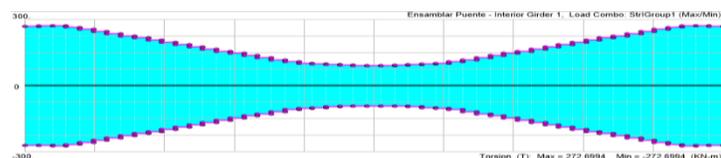
Se muestra el diagrama de los momentos torsores para viga exterior e interior, según la variación del número de diafragmas en las vigas longitudinales.

4.6.5.1. Diafragmas en los Extremos de la viga

➤ *Viga exterior*



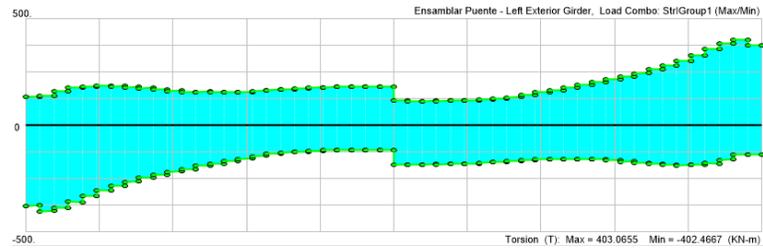
➤ *Viga interior*



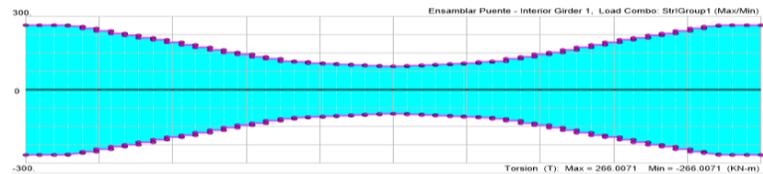
En ambos diagramas se puede evidenciar la variación de momento torsor a lo largo de la viga, siendo el mayor torsor, correspondiente a los apoyos extremos de la viga.

4.6.5.2. Diafragmas en Extremos de la viga y a L/2

➤ *Viga exterior*



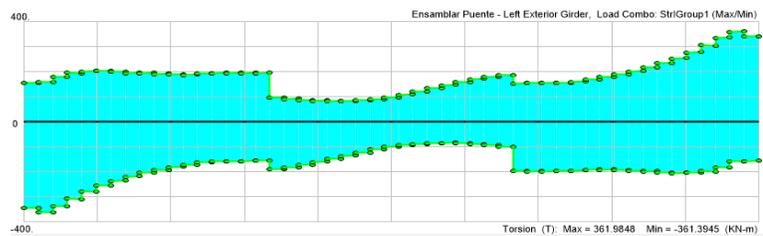
➤ *Viga interior*



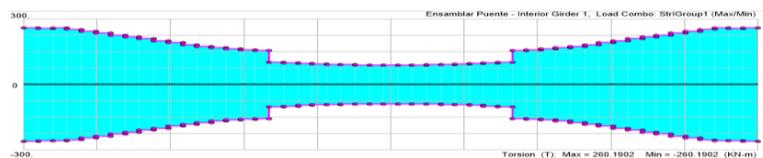
Se puede observar en ambos diagramas, que el mayor torsor corresponde a los apoyos de la viga, y reduce a medida que avanza hacia centro luz, donde se genera un quiebre de momento torsor debido a la existencia de un diafragma.

4.6.5.3. Diafragmas en Extremos de la viga y a L/3

➤ *Viga exterior*



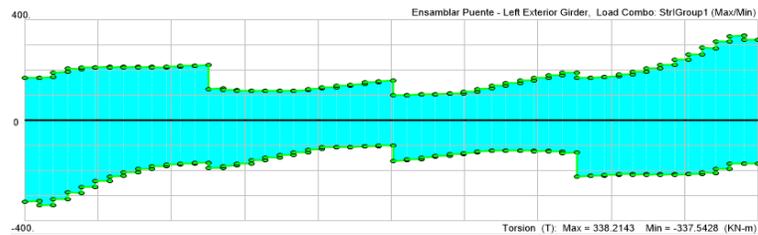
➤ *Viga interior*



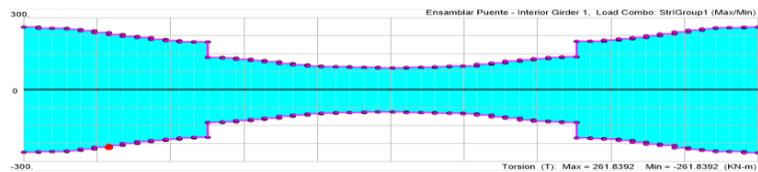
Esta distribución de diafragmas se caracteriza por asemejar a un diagrama de torsión uniforme en el cual se puede observar que el mayor valor corresponde a los apoyos de la viga, y reduce a medida que avanza hacia las posiciones de los diafragmas interiores, distribuidos simétricamente a L/3, donde se genera un quiebre de momento torsor a causa de la rigidez que representan estos apoyos para la viga.

4.6.5.4. Diafragmas en Extremos de la viga y a L/4

➤ *Viga exterior*



➤ *Viga interior*



Se muestra una torsión cada vez más uniforme. Siendo mayores estos torsos en viga exterior, debido a la excentricidad que presentan las cargas actuantes.

Además, se puede evidenciar el quiebre en el diagrama a causa de la existencia de los diafragmas, ya que estos confieren rigidez al elemento.

En la siguiente tabla se presenta un resumen de los resultados del cálculo en las incidencias de los momentos torsos generados en las vigas del puente.

La memoria de cálculo se lo puede ver en **Anexo D15-1**

Tabla 4.10. Tabla resumen de incidencias de diafragmas en viga exterior

Viga exterior					
Referencia	Unidades	Extremos	Extremos y L/2	Extremos y L/3	Extremos y L/4
Torsión de diseño	T_{max} (kN-m)	468.7	403.1	362.0	338.2
Torsión de verificación	T_u (kN-m)	128.2	128.2	128.2	128.2
Condición		<i>Considerar Torsión</i>	<i>Considerar Torsión</i>	<i>Considerar Torsión</i>	<i>Considerar Torsión</i>
Torsión nominal	T_n (kN-m)	520.8	447.8	402.2	375.8
Area necesaria (torsión)	A_t (mm ²)	41.6	35.8	32.1	30.0
Area necesaria (corte)	A_{sv} (mm ²)	11.9	11.9	11.9	11.9
Area nec. (desgarramiento)	A_{s1} (mm ²)	91.5	91.5	91.5	91.5
	Σ (mm ²) =	145.0	139.2	135.5	133.4
Area (Ø=10mm)	$A_{Ø10}$ (mm ²)	78.5	78.5	78.5	78.5
Area (Ø=12mm)	$A_{Ø12}$ (mm ²)	113.1	113.1	113.1	113.1
	Σ (mm ²) =	191.6	191.6	191.6	191.6

Referencia	Unidades	Extremos	Extremos y L/2	Extremos y L/3	Extremos y L/4
Area nec. de torsión	A_t (mm ²)	41.6	35.8	32.1	30.0
Area nec. Corte	A_v (mm ²)	103.4	103.4	103.4	103.4
%acero a torsión del total	(%)	29	26	24	22
Area total requerida	A_{TR} (mm ²)	145.0	139.2	135.5	133.4
Area total dispuesta	A_{TD} (mm ²)	191.6	191.6	191.6	191.6
Porcent. de variación	(%)	24	27	29	30

Fuente: Elaboración Propia

Se muestran resultados de áreas y porcentajes de áreas de acero de refuerzo requerido en las vigas exteriores, para contrarrestar los momentos torsores que se generan en las vigas exteriores.

Diagramas de variación en porcentajes (%)

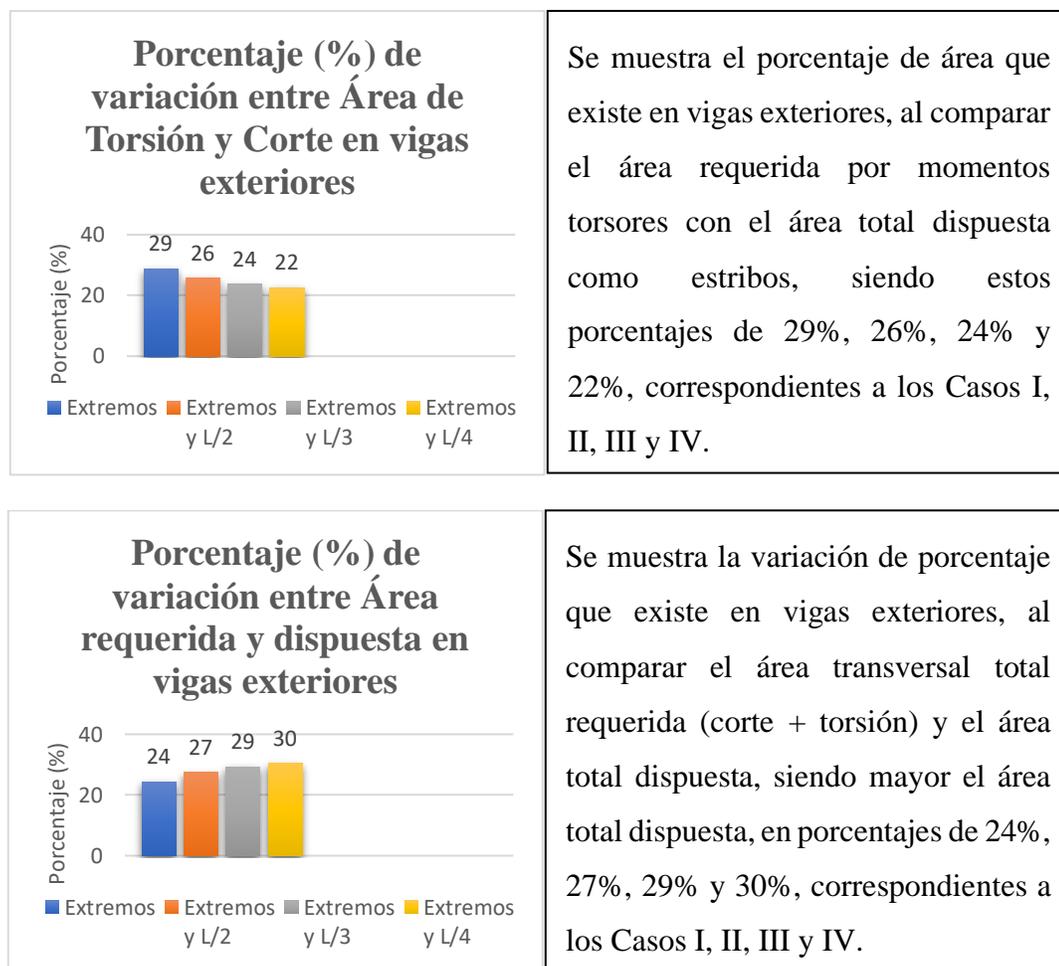


Tabla 4.11. Tabla resumen de incidencias de diafragmas en viga interior

Viga interior					
Referencia	Unidades	Extremos	Extremos y L/2	Extremos y L/3	Extremos y L/4
Torsión de diseño	T_{max} (kN-m)	272.7	266.0	260.2	261.3
Torsión de verificación	T_u (kN-m)	128.2	128.2	128.2	128.2
Condición		<i>Considerar Torsión</i>	<i>Considerar Torsión</i>	<i>Considerar Torsión</i>	<i>Considerar Torsión</i>
Torsión nominal	T_n (kN-m)	303.0	295.6	289.1	290.3
Area necesaria (torsión)	A_t (mm ²)	24.2	23.6	23.1	23.2
Area necesaria (corte)	A_{sv} (mm ²)	11.9	11.9	11.9	11.9
Area nec. (desgarramiento)	A_{s1} (mm ²)	91.5	91.5	91.5	91.5
	Σ (mm ²) =	127.6	127.0	126.5	126.6
Area (Ø=10mm)	$A_{\phi 10}$ (mm ²)	78.5	78.5	78.5	78.5
Area (Ø=12mm)	$A_{\phi 12}$ (mm ²)	113.1	113.1	113.1	113.1
	Σ (mm ²) =	191.6	191.6	191.6	191.6

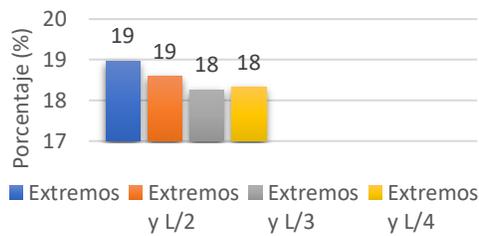
Referencia	Unidades	Extremos	Extremos y L/2	Extremos y L/3	Extremos y L/4
Area nec. de torsión	A_t (mm ²)	24.2	23.6	23.1	23.2
Area nec. Corte	A_v (mm ²)	103.4	103.4	103.4	103.4
%acero a torsión del total	(%)	19	19	18	18
Area total requerida	A_{TR} (mm ²)	127.6	127.0	126.5	126.6
Area total dispuesta	A_{TD} (mm ²)	191.6	191.6	191.6	191.6
Porcent. de variación	(%)	33	34	34	34

Fuente: Elaboración Propia

Se muestran resultados de áreas y porcentajes de áreas de acero de refuerzo requerido en las vigas interiores, para soportar los momentos torsores que se generan en las vigas.

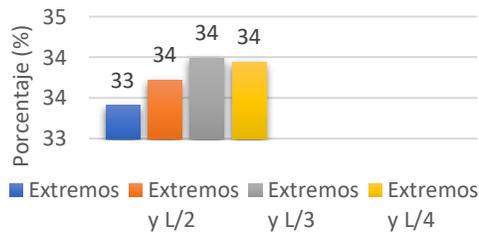
Diagramas de variación en porcentajes (%)

Porcentaje (%) de variación entre Área de Torsión y Corte en vigas interiores



Se muestra el porcentaje de área que existe en vigas interiores, al comparar el área requerida por momentos torsores con el área total dispuesta como estribos, siendo estos porcentajes de 19%, 19%, 18% y 18%, correspondientes a los Casos I, II, III y IV.

Porcentaje (%) de variación entre Área requerida y dispuesta en vigas interiores



Se muestra la variación de porcentaje que existe en vigas interiores, al comparar el área transversal total requerida (corte + torsión) y el área total dispuesta, siendo mayor el área total dispuesta, en porcentajes de 33%, 34%, 34% y 34%, correspondientes a los Casos I, II, III y IV.

CONCLUSIONES

Conclusiones generales

- El cálculo y diseño estructural del Puente Vehicular se realizó siguiendo a cabalidad con la normativa AASHTO LRFD-04, validando con ello las secciones asignadas en el pre dimensionamiento. Notando que, a mayor número de diafragmas, mejor respuesta estructural de las vigas, ante los efectos de torsión, y que la disposición de diafragmas ubicados en los extremos y simétricamente a $L/3$, reduce en gran medida los efectos de torsión, permitiendo rigidizar la estructura y garantizando el trabajo en conjunto.
- Una vez realizado el análisis estructural se establece que los esfuerzos de flexión y corte son los más predominantes, dado que esta sollicitación se presenta en todos los elementos, con excepción del diafragma, el cual presenta sollicitaciones de tracción.
- Con la finalidad de garantizar la funcionalidad del puente para los usuarios y según las recomendaciones de la normativa, se verifica la deflexión máxima de la superestructura en estado límite de servicio I, presentando una deflexión de 7.6 mm, menor a la máxima permitida de $L/1000$ (25 mm), según la norma base de diseño.
- Si bien la fuerza total de tesado de los 3 tendones no sobrepasa la resistencia a tracción en la fibra superior, ni compresión en la fibra inferior en etapa inicial, en contraste, la capacidad resistente por aplastamiento en la zona de anclaje, es insuficiente, por lo cual se establece que la fuerza de tesado se la debe transmitir en dos etapas, la primera comprende el 66,66%, es decir se tesan 2 tendones, y una vez construida la losa se procede a la transmisión del 33.33% de la fuerza restante, vale decir, se tesa el tercer tendón, lo cual garantiza un adecuado proceso constructivo.
- El presupuesto para la construcción del puente es de 2.336.729,67 Bs, equivalente a 13.063 \$us por metro.

Conclusiones del Aporte Académico

- La variación del número de diafragmas a lo largo de la viga, no influye en las fuerzas cortantes máximas ubicadas a $(h/2)$ del apoyo, debido a que estas variaciones logran una diferencia de 0.35%, lo cual no repercute en el diseño.
- Disponer de diafragma en centro luz de una viga simplemente apoyada, reduce el momento flector, debido a que en esta posición se presenta el momento máximo.
- Existe una diferencia entre el cálculo manual y el CSi Bridge, a la hora de obtener los momentos flectores de las vigas, debido a que, por cuestiones prácticas, la repartición de las cargas permanentes del tablero se las realiza de manera simétricas sobre las 3 vigas.
- La torsión generada en la viga interior debido a las cargas permanentes, no repercute de ninguna manera en el diseño. En contraste, sí se lo considera en las vigas exteriores, influyendo en un 24% del torsor total.
- La torsión generada por carga viva, es predominante en vigas exteriores, siendo esta aproximadamente el 76% de la torsión total.
- Disponer de 3 diafragmas interiores separados simétricamente a $L/4$ (Caso IV), reduce en gran medida el momento torsor; en consecuencia, aumenta la carga de peso propio, por lo cual se analiza la diferencia de momento torsor máximo debido al Caso II (1 diafragma interior a $L/2$) y Caso III (2 diafragmas interiores separados a $L/3$), notando una diferencia entre el Caso IV y el Caso II de 19%, y entre el Caso IV y el Caso III del 7%.
- Teniendo en cuenta que el momento torsor disminuye a medida que se dispone un mayor número de diafragmas y en contraparte aumenta la carga por peso propio, se opta por disponer de diafragmas en los extremos y dos diafragmas interiores separados simétricamente a $L/3$ (CASO III), garantizando así la rigidez y el trabajo en conjunto de la superestructura.