

CAPÍTULO I

ELEMENTOS DEL OBJETO DEL PROYECTO

1.1 Antecedentes

La ciudad de Tarija ha incrementado su población de manera acelerada en los últimos años debido al crecimiento económico que existe en la región. En consecuencia es evidente el crecimiento de la mancha urbana como rural y aún más pronunciado el incremento desmedido del parque automotor que supera los 62.511 motorizados, significando que en la ciudad de Tarija aumentan 5.000 motorizados por año, por el cual se es dificultoso el transitar o llegar a rutas lejanas a la mancha urbana (comunidades) ocasionando molestos y morosos recorridos por caminos de largo trayecto para alcanzar dichos o específicos lugares.

1.2 Problema

En las zonas más alejadas de la ciudad, como ser los barrios periurbanos y comunidades, la mayoría de las vías de comunicación existentes son provisionales y se encuentran en condiciones precarias, siendo éstas de tierra o en el mejor de los casos empedradas y muchas de ellas se encuentran fuera de servicio, dejando zonas parcial o totalmente incomunicadas. La situación aún empeora cuando en las vías establecidas de comunicación vial existen depresiones naturales a salvar y no existe la infraestructura adecuada para solventar éste problema, viéndose los habitantes del lugar obligados a utilizar pasos provisionales poniendo en peligro su integridad física.

Otros de los problemas más importantes que presentan las comunidades es la inestabilidad de la provisión de los servicios básicos como ser: Transporte público, sistemas de alcantarillado sanitario, alumbrado público y resguardo policial.

Es por eso que implementar vías y estructuras que promuevan una comunicación vial fluida entre distintas zonas, se hace de vital importancia.

1.3 Planteamiento del problema

El crecimiento paulatino de la comunidad de Erquis, ha generado la necesidad de que se vinculen de manera directa las vías de comunicación ya existentes, ya que éstas se encuentran separadas por el río “Erquis”.

A raíz de la inexistencia de una vía de comunicación que conecta la comunidad de Erquis Oropeza y Erquis sud surgen además otros problemas, pero de igual importancia como ser, falta de sistema de agua potable como también sistemas de riego para las hectáreas de cultivo. Esta zona.

De persistir la incomunicación entre toda la comunidad de Erquis, se pronostica los siguientes inconvenientes:

Inseguridad de la juventud, niñez y la población en general al usar senderos que atraviesan el río para llegar a sus fuentes de estudio y trabajo, ya que las actividades comerciales, sectores públicos y privados, centros religiosos y centros de salud, escuelas se encuentran distantes de su zona de residencia.

- Costo horario elevado para acceder a los puntos más aislados de la zona y dificultad para la prestación de servicios básicos como es el transporte público, servicio de primeros auxilios que brindan los vehículos de los distintos centros de salud y otros servicios elementales.
- Elevados costos de transporte privado para movilizarse a donde requieran.

1.4 Formulación de la solución

Las soluciones que se plantean para el problema en cuestión son:

- Alternativa “a”
Construcción de un puente vehicular de Hormigón Pretensado sección tipo AASHTO.
- Alternativa “b”
Construcción de un puente vehicular de Hormigón Pretensado sección cajón.

1.5 Sistematización

De las dos alternativas que se plantean para solucionar el problema, se realizará un análisis de cada una de ellas para identificar la alternativa más viable técnica y económicamente:

a) Puente vehicular multiviga de Hormigón Pretensado sección tipo AASHTO.

El hormigón pretensado requiere de una mejora en los materiales constituyentes como el acero y el hormigón en los elementos de la superestructura siendo la resistencia característica del hormigón a utilizar de 35 Mpa y 1860 Mpa en el acero. Requiere además de equipo y personal especializado ya sea si se opta por hormigón presforzado con armadura pretesas o postesas.

Se debe de hacer un cálculo minucioso en la fuerza de pretensado requerida, tomando en cuenta todas las pérdidas que la normativa de puentes menciona.

b) Puente vehicular de Hormigón Pretensado sección cajón:

Los puentes con vigas sección cajón permiten salvar luces mayores a los puentes con vigas AASHTO, siendo luces económicas para esta alternativa entre treinta y cinco a cuarenta metros. El hormigón pretensado requiere de una mejora en los materiales constituyentes como el acero y el hormigón en los elementos de la superestructura siendo la resistencia característica del hormigón a utilizar de 35 Mpa y 1860 Mpa en el acero. Requiere además de equipo y personal especializado ya sea si se opta por hormigón presforzado con armadura pretesas o postesas.

Se debe de hacer un cálculo minucioso en la fuerza de pretensado requerida, tomando en cuenta todas las pérdidas que la normativa de puentes mención.

Al ser una sección tipo cajón se requiere de encofrados especiales llamados deslizantes, que tienen como función permitir el vaciado de longitudes no adyacentes (1 – 3 – 5), una vez desencofrados se “deslizan” y permiten el vaciado de posteriores longitudes no adyacentes (2 – 4 – 6).

Por la luz a salvar en este proyecto y cuidando principalmente el aspecto económico se escoge la alternativa “a”: “Puente vehicular multiviga de Hormigón Pretensado sección tipo AASHTO”.

1.6 Objetivos

1.6.1 General

Realizar el diseño estructural de un Puente vehicular en la comunidad de “ERQUIS”.

1.6.2 Específicos

- Analizar el estudio topográfico proporcionado para definir las características geométricas que el puente tendrá y el correcto emplazamiento de los estribos.
- Realizar el estudio de suelos para seleccionar el tipo de fundación más adecuada, en función a la capacidad portante y las características geomorfológicas del lugar.
- Realizar el estudio hidrológico en función a un análisis de consistencia de datos perteneciente a la cuenca en estudio utilizado para el diseño del puente.
- Realizar el análisis de tráfico para determinar el tipo de losa (superestructura) y determinar si el tipo de vehículos que circulan por la zona sobrepasan al vehículo de diseño de la norma mencionada líneas abajo.
- Realizar el diseño estructural del puente vehicular con los datos obtenidos de los estudios realizados.
- Realizar el presupuesto para el proyecto.
- Elaborar los planos estructurales del puente vehicular.

1.7 Justificación

La razón para elaborar la propuesta del proyecto de ingeniería civil se justificará desde el punto de vista académico, técnico y social.

1.7.1 Justificación Académica

La elaboración de este perfil es indispensable para la graduación de todo universitario, siendo esta la justificación principal que motiva a realizarlo, además que promueve al estudiante a la investigación de conocimientos no impartidos en clase ya sea que estos se inclinen por el diseño estructural o la investigación, obteniendo en ambas alternativas el aporte académico que los universitarios postulantes a la graduación dejan como legado a generaciones futuras.

1.7.2 Justificación Técnica

Con la elaboración de este perfil, se justifica la realización del diseño estructural de un puente vehicular que solucionará el problema planteado, atendiendo las necesidades que tiene la población de la zona afectada y se dará viabilidad al flujo vehicular y peatonal optimizando los tiempos de transporte, facilitando a que la población de dichas comunidades mencionadas líneas arriba pueda acceder a los centros de educación, de salud, fuentes laborales en un menor tiempo de viaje y en general promover el desarrollo socioeconómico de los sectores beneficiarios.

1.7.3 Justificación Social

Los beneficios sociales que se obtendrán con la implementación de una estructura de comunicación vial son múltiples:

- Desarrollo económico para las zonas beneficiarias.
- Aumento de la valoración de la zona con una obra estructural.
- Integración entre las comunidades beneficiadas.
- Mejor accesibilidad vial y peatonal entre las comunidades beneficiadas.

1.8 Alcance del proyecto

1.8.1 Resultados a lograr

- El estudio de suelos para seleccionar el tipo de fundación más adecuado, en función a la capacidad portante y las características geomorfológicas del lugar donde se emplazará el puente vehicular.
- El estudio hidrológico en función a un análisis de consistencia de datos de la cuenca a estudiar en el lugar de emplazamiento.
- El análisis del estudio topográfico, obtenido por la entidad pública (municipalidad de San Lorenzo), para definir las características geométricas que el puente tendrá y el correcto emplazamiento de los estribos.
- Realizar el análisis de tráfico para determinar el tipo de losa (superestructura) y determinar si el tipo de vehículos que circulan por la zona sobrepasan al vehículo de diseño de la norma mencionada líneas abajo.
- El diseño estructural del puente vehicular con los datos obtenidos de los estudios realizados.
- El plazo de ejecución del diseño del proyecto.
- Las especificaciones técnicas del proyecto.
- El presupuesto para el proyecto en cuestión
- Los planos estructurales del puente vehicular.

1.8.2 Aporte académico del estudiante

El aporte académico será el siguiente:

- Comparación entre la memoria de cálculo de las dos alternativas viga sección CAJÓN entre la viga sección tipo AASTHO, solo el análisis de la viga, tomando en cuenta las mismas cargas de servicio de la losa de la superestructura y realizar una comparación técnica y económica.

El desarrollo del aporte académico se encuentra detallado en el ANEXO F

1.9 Localización

1.9.1 Información relativa al proyecto

El emplazamiento del puente vehicular se realizará en la frontera entre las comunidades de Erquis Oropesa y Erquis Sud, sobre el río “Erquis”, que comunicará dichas comunidades y la ciudad de Tarija en general.

En la figura inferior se puede ver las comunidades del municipio de San Lorenzo, siendo las comunidades de Erquis Oropesa y Erquis Sud las beneficiadas.

Figura 1 comunidad de Erquis Oropesa y Erquis Sud



Fuente: Google Earth Pro

1.9.2 Economía

La principal actividad económica de la población es la agricultura, con más de 6.000 hectáreas con los siguientes cultivos: papa, maíz, trigo, arveja, hortalizas y frutales. La producción está destinada a la comercialización, al consumo doméstico y como forraje para los animales. La ventaja de tener una topografía irregular y superficies planas permite a los productores realizar dos siembras al año, denominadas miska y tardía, practicándose, asimismo, la rotación de cultivos.

La crianza de ganado bovino, sobre todo lechero, y otras especies menores, como el ovino, caprino y aves, es otra de las actividades principales de los pobladores del Municipio. La actividad pecuaria se ha diversificado con la introducción de ganado lechero holstein.

1.9.3 Servicios básicos existentes

El municipio de San Lorenzo en general no cuenta aproximadamente en su totalidad con los servicios básicos necesarios, pero aún existen grupos de habitantes que tienen la posibilidad de acceder a ellos como ser: electricidad, agua potable, alcantarillado sanitario y desagüe pluvial.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Generalidades

2.1.1 Definición de Puente

Un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía. Suele sustentar un camino, una carretera o una vía férrea, pero también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía.

Los puentes que soportan un canal o conductos de agua se llaman acueductos. Aquellos contruidos sobre terreno seco o en un valle, viaductos. Los que cruzan autopistas y vías de tren se llaman pasos elevados.

2.1.2 Clasificación de Puentes

Los puentes pueden ser clasificados según muchas características que presentan, entre las clasificaciones más comunes se tienen las siguientes:

- Por su longitud:
 - Puentes mayores (Luces mayores a 200 m.)
 - Puentes medianos (Luces entre 50 y 200m.)
 - Puentes menores (Luces entre 10 y 50 m.)
 - Alcantarillas (Luces entre 0.5 y 10m.)
- Por el servicio que presta:
 - Puentes camineros
 - Puentes ferroviarios
 - Puentes en pistas de aterrizaje
 - Puentes acueducto (para el paso de agua solamente)
 - Puentes canal (para vías de navegación).
 - Puentes para oleoductos.
 - Puentes basculantes (en zonas navegables)
 - Puentes parpadeantes (en cruces de navegación)
 - Pasarelas (o puentes peatonales)
 - Puentes mixtos (resultado de la combinación de casos).

- Por el material del que se construye la superestructura:
 - Puentes de madera
 - Puentes de mampostería de ladrillo
 - Puentes de mampostería de piedra
 - Puentes de hormigón ciclópeo
 - Puentes de hormigón simple
 - Puentes de hormigón armado
 - Puentes de hormigón pretensado
 - Puentes de sección mixta
 - Puentes metálicos
- Por la ubicación del tablero:
 - Puentes de tablero superior
 - Puentes de tablero inferior
 - Puentes de tablero intermedio
 - Puentes de varios tableros
- Por los mecanismos de transmisión de cargas a la infraestructura:
 - Puentes de vigas
 - Puentes aporticados
 - Puentes de arco
 - Puentes en volados sucesivos
 - Puentes atirantados
 - Puentes colgantes
- Por sus condiciones estáticas:
 - Isostáticos: Puentes simplemente apoyados, puentes continuos con articulaciones (Gerber), puentes en arco (articulados)
 - Hiperestáticos: Puentes continuos, puentes en arco, puentes aporticados, puentes isotrópicos o espaciales.
 - Transición: Puentes en volados sucesivos (pasan de isostáticos a hiperestáticos)

- Por el ángulo que forma el eje del puente con el del paso inferior (o de la corriente de agua):
 - Puentes rectos (Ángulo de esviaje 90°)
 - Puentes esviajados (Ángulo de esviaje menor a 90°)
 - Puentes curvos (Ángulo variable a lo largo del eje)
- Por su duración :
 - Puentes definitivos.
 - Puentes temporales o provisionales.

2.1.3 Partes de un Puente

Un puente se compone de las siguientes partes principales: Subestructura y superestructura

2.1.3.1 Subestructura

La superestructura se encuentra esencialmente constituida por estribos y pilas

2.1.3.1.1 Estribos

Son los apoyos extremos del puente, que transfieren la carga de éste al terreno y que sirven además para sostener el relleno de los accesos al puente.

2.1.3.1.2 Pilas

Son los apoyos intermedios, es decir, que reciben reacciones de dos tramos de puente, transmitiendo la carga al terreno.

2.1.3.2 Superestructura

Compuesta de tablero y estructura portante

2.1.3.2.1 El tablero

Está formado por la losa de concreto, enmaderado o piso metálico, el mismo descansa sobre las vigas principales en forma directa o a través de largueros y viguetas transversales, siendo el elemento que soporta directamente las cargas.

2.1.3.2.2 Estructura portante

Llamada también estructura principal, es el elemento resistente principal del puente. Por ejemplo en un puente colgante sería el cable, en un puente en arco sería el anillo que forma el arco, etc.

También son parte de esta las vigas, diafragmas, aceras, postes, pasamanos, capa de rodadura, en el caso de puentes para ferrocarriles se tuviera las rieles y los durmientes.

2.2 Ingeniería básica

2.2.1 Generalidades

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 o normas especializados de ingeniería de puentes, que en general son más exigentes que los requeridos para las edificaciones.

2.2.2 Estudio de Suelos

El estudio de suelos tiene como objetivo principal establecer las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánica del suelo para el diseño de cimentaciones estables.

El estudio de suelos debe considerar exploraciones de campo y ensayos de laboratorio, cuya cantidad será determinada en base a las necesidades del proyecto. Los estudios

deberán comprender la zona de ubicación del puente, estribos, pilares (en caso de ser necesarios).

Dichos estudios deberán comprender lo siguiente:

- Ensayos de campo en suelos y/o rocas
- Ensayos de laboratorio en muestras de suelo y/o roca extraídas en la zona
- Descripción de las condiciones y características del suelo: Contenido de humedad, granulometría, consistencia, clasificación, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo o base rocosa, capacidad portante
- Presentación de los resultados

2.2.3 Estudio Topográfico

El estudio topográfico tendrá como objetivos:

- Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos
- Proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, y geotecnia
- Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la ejecución del proyecto

Los estudios topográficos para la construcción de un puente vehicular deberán comprender como mínimo lo siguiente:

- Un plano de ubicación, planimetría con curvas de nivel cada metro, si la quebrada es profunda o de mayor separación si el terreno es llano o de poca profundidad. Será necesario indicar en planos la dirección del curso del agua.
- Secciones transversales en el eje propuesto enlazado con el eje de la vía y si se ve conveniente otras aguas arriba y abajo, situadas cada 10 ó 20 metros según la necesidad y condiciones topográficas.

- 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 1m y comprendiendo por lo menos 100 m a cada lado del puente en dirección longitudinal y transversal.
- Los planos deberán indicar los accesos del puente, así como caminos, vías férreas y otras posibles referencias. Deberán indicarse en lo posible la vegetación existente.
- Ubicación e indicación de cotas de puntos referenciales, puntos de inflexión y puntos de inicio y término de tramos curvos.

2.2.4 Estudio Hidrológico, Hidráulico y Socavación

Los objetivos de estos estudios son 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 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 sección de diseño
- 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
- Obras de protección necesarias
- Previsiones para la construcción del puente

2.3 Normas de diseño

Para el diseño del concreto estructural, concepción de las cargas y factores de carga, análisis y evaluación estructural, se tomaron las prescripciones de las normativas AASHTO LRFD 2004 debido a que son las impartidas en el desarrollo académico de la asignatura CIV - 952 PUENTES y CIV – 941 HORMIGÓN PRETENSADO, además de ser normas específicas abocadas a la construcción de puentes en el caso de la normativa AASHTO LRFD.

2.4 Cargas para el diseño de puentes

La normativa AASHTO subdivide a las cargas en permanentes y transitorias, siendo responsabilidad del proyectista la consideración de las cargas según las exigencias que el puente demanda y las condiciones climáticas propias del lugar. A continuación se hará un listado de las cargas permanentes y transitorias más relevantes en el diseño de puentes:

2.4.1 Cargas permanentes:

- Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales (DC)
- Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos (DW)
- Presión vertical del peso propio del suelo de relleno (EV)

2.4.2 Cargas transitorias:

- Sobrecarga vehicular (LL)
- Sobrecarga peatonal (PL)

La normativa AASHTO además toma en cuenta la presencia múltiple de sobrecargas y la sollicitación extrema correspondiente a sobrecargas se determinará considerando las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple, no siendo éste aplicable al estado límite de fatiga.

Tabla 1 Factor de presencia múltiple (m)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, <i>m</i>
1	1.2
2	1
3	0.85
> 3	0.65

Fuente: AASHTO LRFD 04

Al igual que la presencia múltiple de sobrecargas, AASHTO considera el incremento por carga dinámica (IM) y los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar en los siguientes porcentajes:

Tabla 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	33%
Todos los demás Estados Límites	15%

Fuente: AASHTO LRFD 04

Cabe recalcar que el incremento por carga dinámica no se aplica a cargas peatonales ni a cargas de carril de diseño. Tampoco en muros de sostenimiento no solicitados por reacciones verticales de la superestructura ni en componentes de fundaciones que estén completamente por debajo del nivel del terreno.

- Fuerzas centrífugas (CE)
- Fuerza de frenado (BR)

Siendo el mayor valor de:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión o tándem de diseño
- 5 por ciento del camión o tándem de diseño más la carga de carril

La fuerza de frenado se debe ubicar en todos los carriles de diseño que se consideren cargados y que transporten tráfico en la misma dirección. Se aplicarán los factores de presencia múltiple. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1.80 m sobre la superficie de la calzada.

- Cargas sobre veredas barandas
- Sobrecargas en veredas:

Se deberá aplicar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa en todas las aceras de más de 0.60m de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño. Cuando la condición de carga incluya cargas peatonales combinadas con uno o más carriles con sobrecarga vehicular, las cargas peatonales se pueden considerar como un carril cargado.

- Sobrecargas en barandas:

La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como $w = 0,73$ N/mm, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal. Los postes de las barandas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior o bien, en el caso de las barandas cuya altura total es mayor que 1500 mm, en un punto ubicado 1500 mm por encima de la superficie superior de la acera.

- Cargas de viento (WL y WS)

La carga de viento se asume está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. Para puentes a más de 10 m sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de viento de diseño se deberá ajustar en función a una ecuación propuesta

por la normativa en el Art. 3.8.1.1, considerando un valor adecuado para las condiciones previamente mencionadas.

Es absoluta responsabilidad del proyectista la correcta utilización de las cargas de viento, en función a las características propias del lugar y de las combinaciones de carga adoptadas.

- Variaciones de temperatura (TU y TG)

Siendo TU la temperatura uniforme y TG el gradiente de temperatura

Cabe recalcar que la deformación impuesta por un gradiente térmico constante, en el caso de estructuras estáticamente determinadas, no genera esfuerzos.

- Empuje del suelo (EH, ES, LS y DD)

Siendo EH el empuje horizontal del suelo, ES la sobrecarga del suelo, LS la sobrecarga viva y DD la fricción negativa.

Además el proyectista deberá de considerar algunas cargas en caso de ocurrencia como:

- Fuerza de colisión de un vehículo (CT)
- Efectos sísmicos (EQ)
- Cargas de hielo (IC)
- Solicitaciones provocadas por deformaciones superpuestas como ser la contracción (SH), fluencia lenta (CR) y el asentamiento (SE)
- Fuerzas friccionales (FR)
- Colisión de embarcaciones (CV)

2.4.3 Factores y combinaciones de Carga

La sollicitación mayorada se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i * \gamma_i * Q_i$$

Dónde:

η_i = Modificador de las cargas

Q_i = Solicitaciones de las cargas aquí especificadas

γ_i = Factores de carga especificados en las tablas N° 13 y 14

2.4.3.1 Estados límites

Las especificaciones AASHTO fueron desarrolladas en un formato de estados límites basados en la teoría de la confiabilidad. Un estado límite es una condición limitante para un funcionamiento aceptable del diseño del puente o de sus componentes. Para lograr los objetivos de un diseño seguro, cada miembro y conexión del puente se debe examinar a algunos o a todos los estados límites de servicio, fatiga, resistencia y evento extremo. Todos los estados límites aplicables deben ser considerados de igual importancia

Los estados límites que la normativa propone son:

RESISTENCIA I – Combinación básica de cargas 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 normales.

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 figuración.

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

FATIGA – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular respectiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño.

El Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) requiere satisfacer la siguiente ecuación:

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

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

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

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

$$\eta = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1$$

Donde:

γ_i = Factor de carga

ϕ = Factor de resistencia

η = Factor de modificación de las cargas

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

2.4.3.2 Ductilidad

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla.

Para el estado límite de resistencia:

$$\eta_D \geq 1.05 \text{ Para elementos y conexiones no dúctiles}$$

$$\eta_D \geq 1 \text{ Para detalles y diseños convencionales}$$

$$\eta_D \geq 0.95 \text{ Para elementos y conexiones con ductilidad mejorada}$$

Para todos los demás estados límites:

$$\eta_D = 1$$

2.4.3.3 Redundancia

A menos que existan motivos justificados para evitarlas, se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas.

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.

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

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_R \geq 1.05$ Para elementos no redundantes

$\eta_R \geq 1$ Para niveles convencionales de redundancia

$\eta_R \geq 0.95$ Para niveles excepcionales de redundancia

Para todos los demás estados límites:

$$\eta_R = 1$$

2.4.3.4 Importancia operativa

Aplicable exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_I \geq 1.05$ Para puentes importantes

$\eta_I \geq 1$ Para puentes típicos

$\eta_I \geq 0.95$ Para puentes de reletariva poca importancia

Para todos los demás estados límites:

$$\eta_I = 1$$

2.4.3.5 Denominación de las cargas

Cargas Permanentes:

DD = Fricción negativa (downdrag)

DC = Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW = Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

EH = Empuje horizontal del suelo

EL = Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postesado

ES = Sobrecarga de suelo

EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno

Cargas Transitorias:

BR = Fuerza de frenado de los vehículos

CE = Fuerza centrífuga de los vehículos

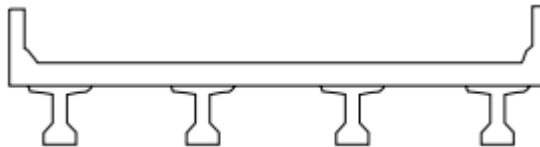
CR = Fluencia lenta
CT = Fuerza de colisión de un vehículo
CV = Fuerza de colisión de una embarcación
EQ = Sismo
FR = Fricción
IC = Carga de hielo
IM = Incremento por carga vehicular dinámica
LL = Sobrecarga vehicular
LS = Sobrecarga de la carga viva
PL = Sobrecarga peatonal
SE = Asentamiento
SH = Contracción
TG = Gradiente de temperatura
TU = Temperatura uniforme
WA = Carga hidráulica y presión del flujo de agua
WL = Viento sobre la sobrecarga
WS = Viento sobre la estructura

2.5 Geometría del puente

2.5.1 Sección transversal

El ancho de la sección transversal de un puente no será menor que el ancho del acceso y podrá contener: Vías de tráfico, vías de seguridad (bermas), veredas, ciclo vía, barreras y barandas, elementos de drenaje.

Figura 2 Secciones doble T o T con nervio de hormigón prefabricado



Fuente: AASHTO LRFD 04

2.5.2 Ancho de calzada

Siempre que sea posible, los puentes se deben construir de manera de poder acomodar el carril de diseño estándar y las bermas adecuadas.

El número de carriles de diseño se determina tomando la parte entera de la relación $w/3.6$, siendo w el ancho libre de calzada (m).

Los anchos de calzada entre 6.00 y 7.20 m tendrán dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

2.5.3 Berma

Una berma es la porción contigua al carril que sirve de apoyo a los vehículos que se estacionan por emergencias. Su ancho varía desde un mínimo de 0.60 m en carreteras rurales menores, siendo preferible 1.8 a 2.4 m, hasta al menos 3.0m y preferentemente 3.6 m, en carreteras mayores. Sin embargo debe tenerse en cuenta que anchos superiores a 3.6 m predisponen a su uso no autorizado como vía de tráfico.

2.5.4 Vereda

Utilizadas con fines de flujo peatonal o mantenimiento. Están separadas de la calzada adyacente mediante un cordón barrera, una barrera (baranda para tráfico vehicular) o una baranda combinada. El ancho mínimo de las veredas es 0.6 m

2.5.5 Cordón barrera

Tiene entre otros propósitos el control del drenaje y delinear el borde de la vía de tráfico. Su altura varía en el rango de 15 a 25 cm, y no son adecuados para prevenir que un vehículo deje el carril.

2.5.6 Barandas

Se instalan a lo largo del borde de las estructuras de puente cuando existen pases peatonales, o en puentes peatonales, para protección de los usuarios. La altura de las barandas será no menor que 1.10 m, en ciclo vías será no menor que 1.50 m. Una baranda puede ser diseñada para usos múltiples (caso de barandas combinadas para peatones y vehículos) y resistir al choque con o sin la acera.

Sin embargo su uso se debe limitar a carreteras donde la velocidad máxima permitida es 70 km/h. Para velocidades mayores o iguales a 80 km/h, para proteger a los peatones es preferible utilizar una barrera.

2.5.7 Barreras de concreto

Su propósito principal es contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura, por lo que deben estructural y geoméricamente resistir al choque. Brindan además seguridad al tráfico peatonal, ciclista y bienes situados en las carreteras y otras áreas debajo de la estructura. Deben ubicarse como mínimo a 0.70 m del borde de una vía y como máximo a 1.20 m. En puentes de dos vías de tráfico puede disponerse de una barrera como elemento separador entre las vías.

No debe colocarse barandas peatonales (excepto barandas diseñadas para usos múltiples) en lugar de las barreras, pues tienen diferente función. Mientras las barandas evitan que los peatones caigan del puente, las barreras contienen y protegen el tránsito vehicular.

2.5.8 Capa de rodadura

Puede ser rígido o flexible y se dispone en la superficie superior del puente y accesos. El espesor del pavimento se define en función al tráfico esperado en la vía.

2.5.9 Drenaje

La pendiente de drenaje transversal mínima es de 2% para las superficies de rodadura.

En caso de rasante horizontal, se utilizan también barbacanas, de diámetro suficiente y número adecuado. Son típicos drenes de material anticorrosivo. El agua drenada no debe caer sobre las partes de la estructura.

2.5.10 Juntas de dilatación

Para permitir la expansión o la contracción de la estructura por efecto de los cambios de temperatura, se colocan juntas en sus extremos y otras secciones intermedias en donde se requieran. Las juntas deben sellarse con materiales flexibles, capaces de tomar las expansiones y contracciones que se produzcan y ser impermeables.

2.6 Método de análisis aproximado

La normativa AASHTO LRFD sugiere un modelo elástico de análisis aproximado, el método de los factores de distribución por sobrecarga, el cual considera diversos factores como el área de las vigas, parámetros de rigidez longitudinal, longitud del tramo de la viga, el número de vigas, el número de carriles, la separación de las vigas, la altura de losa entre otros factores, a diferencia de los métodos de momentos estáticos.

El método de los factores de distribución es aplicable siempre y cuando:

- El ancho del tablero es constante
- A menos que se especifique lo contrario, el número de vigas no es menor que cuatro
- Las vigas son paralelas y tienen aproximadamente la misma rigidez;
- A menos que se especifique lo contrario, la parte de vuelo correspondiente a la calzada, de, no es mayor que 910 mm
- La sección transversal es consistente con una de las secciones transversales propuestas por la norma

Además especifica que los factores de presencia múltiple no se deben utilizar junto con los métodos aproximados de asignación de cargas, excepto los métodos de momentos estáticos o la ley de momentos, ya que estos factores ya están incorporados en los factores de distribución.

2.7 Diseño de elementos de hormigón armado

2.7.1 Diseño de elementos sometidos a flexión

El diseño por resistencia debe basarse en las siguientes hipótesis y debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

- Excepto para los modelos de bielas y tirantes, la tensión en la armadura se basa en una curva tensión deformación representativa del acero o en una representación matemática aprobada, que incluya el desarrollo de la armadura y los elementos de pretensado y la transferencia del pretensado.

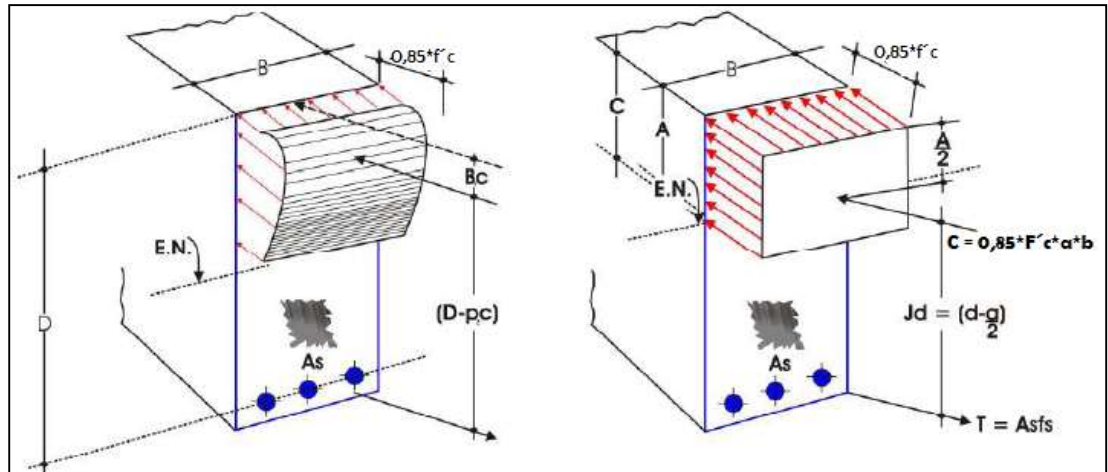
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- Se desprecia la resistencia a la tracción del hormigón en elementos reforzados.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro, “c” se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.
- Para f'_c hasta 28 Mpa, el factor β_1 se deberá tomar como **0.85**, para resistencias mayores a β_1 se le deberá aplicar una reducción de **0.05** por cada 7 Mpa de resistencia en exceso de 28 Mpa, excepto que β_1 no podrá ser menor que **0.65**.
- En los elementos con refuerzo o acero de pretensado totalmente adherente, o en la longitud adherente de los cables localmente no adherentes, la deformación es directamente proporcional a la distancia al eje neutro, excepto para los elementos de gran altura, los cuales deberán satisfacer los requisitos del Artículo 5.13.2, y para otras regiones perturbadas.

2.7.1.1 Curva tensión deformación representativa del acero

Distribución Rectangular de las Tensiones.

La relación natural entre la tensión y la deformación del hormigón se puede considerar satisfecha por un diagrama rectangular equivalente de tensiones de compresión de **$0,85f'_c$** en una zona limitada por los bordes de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro ubicada a una distancia **$a = \beta_1 * c$** , a partir de la fibra extrema comprimida. La distancia “c” se deberá medir de manera perpendicular al eje neutro.

Figura 3 Cuña rectangular de esfuerzos equivalentes



Fuente: Elementos de Concreto Reforzado; Ramón Ruiz

2.7.2 Diseño por Cortante

De acuerdo a la norma ASSTHO, el diseño a cortante de vigas debe basarse en la relación:

$$V_U \leq \phi V_n$$

Donde V_u , es la fuerza cortante total aplicada en determinada sección de la viga y producida por las cargas mayoradas, y $V_n = V_c + V_s$, es la resistencia a cortante nominal igual a la suma de las contribuciones del concreto y del acero en el alma, si éste último existe.

2.7.2.1 Resistencia a cortante suministrada por el concreto

La resistencia proporcionada por el concreto puede tomarse como:

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

2.7.2.2 Área de refuerzo para cortante

Donde V_u excede ϕV_c , debe calcularse refuerzo para resistir cortante. Entonces:

$$V_s = \frac{A_v F_{yt} d}{S}$$

2.7.2.3 Armadura mínima por cortante

En caso que teóricamente no se requiera armadura por cortante, se debe de proveer de armadura de cortante mínima y viene dada por:

$$A_{v, \min} = \frac{0,2 * b_w * s}{f_{yt}} * \sqrt{f'_c} \geq 3,5 * \frac{b_w * s}{f_{yt}}$$

2.8 Diseño de elementos de hormigón presforzado

2.8.1 Definición

El hormigón pretensado es aquel que busca introducir en el hormigón esfuerzos iguales y contrarios a los producidos por las cargas, de forma tal que se eliminen o reduzcan los esfuerzos producidos por las cargas

2.8.2 Tipos de armadura en el hormigón pretensado

En el hormigón pretensado se distinguen dos tipos de armaduras:

- **Armadura activa:** Son de acero de alta resistencia mediante las cuales se introduce el acero de pretensado.
- **Armaduras pasivas:** Son las armaduras habituales del hormigón armado, asociadas a las anteriores. En elementos a flexión se disponen longitudinalmente, ayudan en la disposición de la armadura transversal y resistir fracciones del momento flector de diseño.

2.8.3 Tipos de hormigón pretensado

Los elementos presforzados a flexión deben clasificarse como Clase U, Clase T o Clase C en función de f_t , correspondiente al esfuerzo calculado en la fibra extrema en tracción en la zona precomprimida en tracción, calculada para cargas de servicio, de la siguiente forma:

$$\text{Clase U: } f'_t \leq 0.7\sqrt{f'_c}$$

$$\text{Clase T: } f'_t \leq 0.7\sqrt{f'_c} \leq f_t \leq \sqrt{f'_c}$$

$$\text{Clase C: } f_t > \sqrt{f'_c}$$

Los elementos de la Clase U se supone que poseen un comportamiento como elementos no fisurados. Los elementos Clase C se supone que poseen un comportamiento como

elementos fisurados. El comportamiento de los elementos de Clase T se supone como en transición entre los fisurados y los no fisurados.

2.8.4 Ventajas el hormigón pretensado

Esta nueva técnica de construcciones de hormigón tiene una serie de ventajas de las cuales se pueden resumir las principales:

- El hormigón pretensado posee mayor durabilidad, consecuencia de la estricta limitación de la aparición y abertura de las fisuras del hormigón (cuando no se impone su ausencia absoluta), factor que redundará en una mejor protección del acero contra la corrosión. También influye favorablemente el más cuidadoso control de ejecución que esta técnica siempre precisa (en hormigón pretensado, las diversas normativas exigen niveles de control normal o de preferencia intenso).
- El hormigón pretensado está especialmente capacitado para recuperar su forma inicial cuando cesa la carga que lo deforma. Incluso las fisuras que se producen bajo la actuación de cargas excepcionales pueden llegar a cerrarse, cuando éstas desaparecen.
- La resistencia a fatiga del hormigón pretensado es muy superior a la que presentan otros materiales constructivos, superando incluso la de las estructuras metálicas normales (roblonadas o soldadas). Se ha comprobado que esta elevada resistencia encuentra su justificación en la pequeña amplitud de los ciclos de tensión en el acero de las armaduras.

Al ser la tensión de trabajo de las armaduras activas del orden de cinco veces superior a la tensión de trabajo de las armaduras de una pieza de hormigón armado, la fracción de la tensión de trabajo que supondrá el incremento de tensión causado por una sobrecarga periódica de influencia fundamental en la resistencia a la fatiga será mucho menor en el hormigón pretensado.

Este hecho lo hace especialmente indicado para estructuras solicitadas cíclica y dinámicamente, como es el caso de los puentes de ferrocarril.

- Economía: El correcto empleo del hormigón pretensado ahorra del 15 al 30 % de hormigón, con relación al hormigón armado, gracias a la cooperación total de la sección. El ahorro de acero es mucho más marcado (del 60 al 80 %) debido al elevado límite elástico de los aceros de pretensado.

El alto grado de utilización de los materiales en el hormigón pretensado exige un conocimiento profundo de sus propiedades y un cuidado especial tanto en el cálculo como en la ejecución, características que lo hacen especialmente apto para la prefabricación.

- Menor deformabilidad. Las deformaciones en elementos de hormigón pretensado son del orden de una cuarta parte de las producidas en hormigón armado, para piezas de igual canto, sometidas a idénticas solicitaciones. Estas deformaciones tan pequeñas permiten al proyectista diseñar estructuras de gran esbeltez y dan como resultado pequeñas amplitudes de vibración.

2.8.5 Propiedades geométricas de la sección

Para determinar las propiedades de una sección antes de la adherencia de los cables de pretensado, se debe considerar la disminución del área de la sección transversal debida a la presencia de las vainas de postesado abiertas. En el caso de los elementos pretensados y los elementos postesados luego de la inyección de mortero, se permite utilizar las propiedades de la sección bruta, o las propiedades de una sección efectiva que puede incluir el área transformada de los cables adherentes y la armadura no pretensada.

2.8.6 Esfuerzos en las fibras extremas

Los esfuerzos en el concreto inmediatamente después de la aplicación del presforzado (antes de las pérdidas de presforzado que dependen del tiempo) no deben exceder los siguientes valores:

Tabla 3 Esfuerzos admisibles en tiempo inicial

Descripción	Notación	MKS
Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo cero	f_{ti}	$0.8\sqrt{f'_{ci}}$
Esfuerzo admisible a la compresión en el tiempo cero	f_{ci}	$0.6f'_{ci}$

Fuente: ASSTHO LRFD 2004

Para los elementos presforzados sometidos a flexión Clase U y clase T, los esfuerzos en el concreto bajo las cargas de servicio (después de que han ocurrido todas las pérdidas de presforzado) no deben de exceder los siguientes valores:

Tabla 4 Esfuerzos admisibles en tiempo infinito

Descripción	Notación	MKS
Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo infinito	f_{ts}	$1.6\sqrt{f'_c}$
Esfuerzo admisible a la compresión en el tiempo infinito	f_{cs}	$0.45f'_c$

Fuente: ASSTHO LRFD 2004

2.8.7 Fuerza de pretensado

La elección de la fuerza de pretensado corresponde netamente a el análisis de los esfuerzos actuantes en las fibras críticas, mediante la compatibilidad de deformaciones y con la ayuda del principio de superposición de cargas y efectos, para el tiempo antes de que se hayan producido las perdidas diferidas en el tiempo y en el tiempo después de ocurridas todas las pérdidas.

Tiempo inicial:

Fibra superior

$$f_{10} = -\frac{M_0 * C_{10}}{I_0} + \frac{P_0 * e_0 * c_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq 0.8 * \sqrt{f'_{ci}}$$

Fibra inferior

$$f_{20} = \frac{M_0 * C_{20}}{I_0} - \frac{P_0 * e_0 * c_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq -0.6 * f'_{ci}$$

Donde:

f_{10} = Esfuerzo máximo de tracción en la fibra superior en el tiempo inicial

f_{20} = Esfuerzo máximo de compresión en la fibra inferior en el tiempo inicial

Tiempo infinito:

Fibra superior

$$f_{1\infty} = -\frac{M_T * C_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{\eta * P_0 * e_\infty * c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta * P_0}{A_\infty} \leq -0.45 * f'_c$$

Fibra inferior

$$f_{2\infty} = \frac{M_T * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta * P_0 * e_\infty * c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta * P_0}{A_\infty} \leq 1.6 * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

$f_{1\infty}$ = Esfuerzo máximo de compresión en la fibra superior en el tiempo infinito

$f_{2\infty}$ = Esfuerzo máximo de tracción en la fibra inferior en el tiempo infinito

2.8.8 Pérdidas de pretensado

Un aspecto muy significativo que se debe considerar en el diseño de los elementos pretensados son las pérdidas de pretensado que se producen por diferentes causas. Estas pérdidas pueden afectar drásticamente el comportamiento de un elemento bajo cargas de servicio y en el mejor de los casos éstas solo pertenecen a una estimación razonable. Para diseñar elementos cuyo comportamiento (particularmente las flechas) es sensible a las pérdidas de pretensado, el ingeniero debería establecer mediante ensayos las propiedades dependientes del tiempo de los materiales a utilizar en el análisis y/o diseño de la estructura. Luego se deberían realizar análisis refinados para estimar las pérdidas de pretensado.

Las pérdidas de pretensado se dividen en dos según su actuación a lo largo de la vida del puente: Unas tienen lugar inmediatamente después de aplicada la fuerza de presforzado y otras una vez que se han producido las pérdidas instantáneas. Entonces las pérdidas se clasifican en instantáneas y en diferidas en el tiempo.

2.8.8.1 Instantáneas

Tres tipos de pérdidas son instantáneas: Por fricción, por acuñaamiento y por acortamiento elástico.

2.8.8.2 Diferidas

Tres tipos de pérdidas son diferidas en el tiempo: Fluencia lenta del hormigón, contracción del hormigón y relajación de los cables.

2.8.9 Diseño por cortante

Los esfuerzos de tensión diagonal en una viga de hormigón presforzado sometida a cargas de servicio, son considerablemente menores que en una viga de hormigón reforzado de las mismas características. Esto se debe esencialmente a dos factores:

- La combinación de esfuerzos longitudinales de compresión y de esfuerzos cortantes.
- La pendiente de los tendones; ésta pendiente es tal que produce un cortante V_p por las fuerzas de presfuerzo, en dirección opuesta a la del cortante generado por la carga “Contracortante”.

$$V_p = P_e \text{sen}\theta$$

Donde:

P_e = Fuerza de pretensado efectiva en la sección considerada

θ = Pendiente del tendón en la sección considerada

Con cargas cercanas a la falla, una viga presforzada se encuentra fisurada y se comporta en forma muy parecida a una viga corriente de hormigón armado, por lo tanto las metodologías son similares.

2.8.9.1 Cortante resistido por el hormigón

En elementos presforzados se presentan dos tipos de agrietamiento inclinados:

- Agrietamiento de cortante por flexión
- Agrietamiento de cortante en el alma

El agrietamiento de cortante por flexión se inicia con un agrietamiento por flexión, por un esfuerzo nominal “ V_{ci} ”. Cuando se produce el agrietamiento por flexión se incrementan los esfuerzos cortantes en el concreto arriba de la fisura. La fisura de

cortante por flexión se desarrolla cuando el esfuerzo combinado de cortante y tracción excede la resistencia a la tracción del concreto. Inician casi verticales, en la cara a tensión de la viga y luego se propagan diagonalmente hacia arriba en dirección a la cara comprimida. Son comunes en vigas con fuerzas de presfuerzo relativamente bajas.

El agrietamiento por cortante en el alma empieza en un punto interior del elemento, para un cortante nominal " V_{cw} ", cuando los esfuerzos principales de tracción exceden la resistencia a tracción del concreto y luego se propagan diagonalmente tanto hacia arriba como hacia abajo. Se presentan a menudo en vigas de almas delgadas sometidas a altas fuerzas de presfuerzo.

Como el objetivo del diseño es evitar el agrietamiento diagonal; la resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto " V_c ", se supone al menor de los valores de " V_{ci} " y " V_{cw} ".

2.8.10 Resistencia a la flexión

La resistencia a flexión de los elementos pretensados se puede calcular usando las mismas hipótesis usadas para los elementos no pretensados. Sin embargo, el acero de pretensado no tiene un límite de fluencia bien definido como el acero dulce. A medida que una sección transversal pretensada llega a su resistencia a flexión (definida por una máxima deformación específica de compresión en el hormigón igual a 0,003), la tensión en la armadura pretensada a la resistencia nominal, " f_{ps} ", variará dependiendo de la magnitud del pretensado. El valor de " f_{ps} " se puede obtener a partir de las condiciones de equilibrio, relaciones tensión-deformación y compatibilidad de las. Sin embargo, este análisis es bastante laborioso, especialmente en el caso de los cables no adherentes. En el caso de pretensado con cables adherentes se puede considerar la compatibilidad de las deformaciones en una sección individual, mientras que en el caso de los cables no adherentes las relaciones de compatibilidad sólo se pueden plantear en los puntos de anclaje y dependerán del perfil del cable y de las cargas que solicitan al elemento.

En el caso de los elementos con acero de pretensado adherente, se puede usar un valor aproximado de “ f_{ps} ” para los elementos solicitados a flexión armados con una combinación de armadura pretensada y no pretensada (elementos parcialmente pretensados), tomando en cuenta los efectos de cualquier armadura de tracción no pretensada, cualquier armadura de compresión, la resistencia a la compresión del hormigón f'_c , el factor de bloque rectangular de tensiones β_1 , y un factor adecuado según el tipo de material de pretensado utilizado (γ_p).

2.9 Presupuesto y Cronograma de ejecución

2.9.1 Cálculos métricos

Es la cuantificación de volúmenes de obra de acuerdo a su unidad de medida de obras por ejecutarse o ya ejecutadas de cada uno de los ítems de un proyecto, para esto se usan formulas geométricas sencillas y que muestren las mejores aproximaciones a las cantidades reales. Esta actividad se conoce también como cubicaje, metraje o medición.

Computar es determinar el volumen de una parte de una obra, que permitirá determinar la cantidad de materiales equipo y mano de obra que se requieren para su ejecución, considerando como insumo fundamental las especificaciones que determinan el uso de determinados materiales así como las técnicas y procedimientos a aplicar en su ejecución.

Los cálculos pueden realizarse por medio de los planos de diseño del proyecto, o directamente en obra para el caso de cálculos para determinar obra ejecutada, en ambos casos se usaran los medios con que se cuente para determinar las mediciones, en caso de ejecutarse en planos es recomendable trabajar con los instrumentos del CAD tratando de seguir un sentido de rotación y ubicación de cada módulo, bloque, ambiente, para cada ítem, de manera que permita una identificación inmediata ya sea en el plano o en la misma obra.

Los cálculos en general deben ejecutarse con el mayor orden posible de acuerdo una serie de formatos y de mejor manera posible en los rangos necesarios de precisión se

recomienda usar directamente planillas de Excel y con formato de cálculo con precisión de pantalla.

Con el trabajo sobre planos en CAD o cualquier otro tipo de graficación como el Vector se puede mantener mayor precisión.

La precisión en campo se la obtiene con un buen uso de los instrumentos con los que se realiza las mediciones sean estas sobre cualquier tipo de obra, normalmente tratando de realizar mediciones en tramos de tamaño pequeño de manera de bajar la posibilidad de errores, también es necesario tratar de especializar en las compañías, profesionales que se dediquen exclusivamente al cubicaje y mediciones o mantener continuidad en el personal encargado para evitar sobreexposiciones o no consideración de algunos volúmenes por omisión.

Al realizar un cómputo es necesario que este sea verificado por otro profesional para una confirmación real de la medición y así evitar errores frecuentes.

Para estos cálculos se muestran una serie de formatos pero en general uno puede crear su propio formado de acuerdo al tipo de obra que muestre orden, requerimientos del tipo de obra, y que permitan un rápido replanteo y ubicación del detalle de mediciones tanto en planos como en obra.

Normalmente se usan en la mayoría de los casos croquis que permiten identificar las medidas y la aplicación de fórmulas geométricas, lo recomendable es que estos croquis guarden una relación de proporcionalidad clara para que se pueda interpretar las formulas geométricas aplicadas rápidamente.

Con graficaciones parciales en CAD se puede eliminar el uso de croquis.

2.9.2 Presupuesto

Es el valor inicial y supuesto de algún objeto para nuestro caso es el valor que se presume en una obra antes de ejecutarla en valores económicos.

Normalmente un presupuesto no es definitivo es un valor flexible que se ajusta en función de una suposición de costos fijos y variables que son verificados durante la ejecución.

En el rubro de la construcción estos presupuestos no debían tener gran variación ya que se supone que fueron determinados en base a un diseño final y características propias de cada obra, por lo que un parámetro de calidad de un diseño está en la no variación de estos presupuestos ni en exceso o defecto.

El presupuesto para una obra puede ser determinado normalmente por la aplicación de precios unitarios que deben ser desarrollados con una determinada metodología y lógica aplicada a la construcción y en forma particular para cada obra de acuerdo a sus características.

Otra forma de determinar el presupuesto de una obra es determinar precios de obras ya ejecutadas y aplicar estos tratando de definir una similitud en los aspectos de materiales, tipo de obra, condiciones de desarrollo, zona, en general que tengan las mismas características, un aspecto que es muy difícil de poder asumir el la variación de precios debido a los cambios del costo de materiales, mano de obra, y otros en función del tiempo (inflación).

Otra forma es la de asumir costos unitarios en función de parámetros comparativos de área o volumen global, normalmente costos que nos permiten realizar estudios de factibilidad o de definición de alternativas desde el punto de vista económico y financiero, por ejemplo costo por metro cuadrado construido, costo por metro cubico de agua embalsada, costo por hectárea irrigada, costo por Kw instalado.

Sin embargo los dos últimos métodos solo sirven para un sistema de comparación máximo hasta nivel de factibilidad de un proyecto no se debe usar estos métodos para efectos de ejecución de proyectos.

Todos estos presupuestos obtenidos en base a costos históricos tendrán la metodología de mostrar una extrapolación de valores para una serie de obras ejecutadas y si es

posible actualizando costos a un valor futuro por ser acciones pasadas o a un valor presente en caso de acciones futuras.

2.9.3 Cálculo De Presupuestos

Para efectos de este módulo se considerara solo el cálculo de presupuestos por el método de precios unitarios.

Para la aplicación del método de precios unitarios es necesario primeramente un estudio total del proyecto en general, desde el objetivo general y los objetivos particulares, la concepción técnica del proyecto, su forma de enfoque de cálculo en todas sus componentes, las especificaciones técnicas que normalmente deben encontrarse en los planos, el sitio, la zona, la región en cuanto a las características de mercado de materiales necesarios, mano de obra, equipo, acceso a las obras, sistemas de transporte, flujo económico financiero, en general todos los datos que puedan mostrar acciones en contra de la variación de los costos.

2.9.4 Análisis De Precios Unitarios

Para determinar un precio unitario es necesario primeramente la definición clara de los ítems de que estará compuesta una obra de acuerdo con el diseño final aprobado que normalmente debe cumplir los requisitos demandados por la sociedad y estar diseñados de acuerdo con las normas en vigencia para cada tipo de estructura.

Inicialmente se debe leer en detalle las especificaciones de cada ítem, así como los planos de diseño, para determinar si cada ítem se encuentra enmarcado en los requerimientos y determinar que materiales serán necesarios para su ejecución así como que equipo y mano de obra requiero para que se ejecute.

Para el cálculo del precio unitario es necesario considerar que existen dos tipos de costos en su estructura que se pueden mostrar en el cuadro y que son los:

Costos directos

Costos Indirectos

Los costos directos corresponden a:

Materiales

Equipo y herramienta

Mano de obra.

Los costos indirectos corresponden a:

Gastos generales

Utilidad

Impuestos

Cada uno de estos costos se puede desglosar detalladamente en cada componente.

2.9.5 Mano De Obra

En el rubro mano de obra al igual que en el anterior se debe realizar dos actividades, la primera determinar un estándar de costo de mano de obra para cada uno del personal que lograra la ejecución del ítem, y la segunda actividad que es la más complicada que consiste en determinar el rendimiento de cada participante en la ejecución unitaria del ítem.

Para la determinación del costo unitario del personal participante en la ejecución del ítem, se debe tomar en cuenta las disposiciones legales existentes en cada país en el aspecto de la relación obrero patronal (ley de trabajo) y beneficios colaterales expresados como leyes complementarias o convenios laborales existentes en cada país o región donde se realizara la obra.

Para el caso de nuestro país se realizara el siguiente análisis:

2.9.5.1 Incidencias sobre costo de mano de obra

Se denomina incidencias los valores que debido a las disposiciones legales, convenios y otro tipo de disposiciones son de estricto cumplimiento y que cambian normalmente incrementando el costo del jornal o salario de los ejecutores de obra.

2.9.5.2 Incidencia por inactividad

.- Para esta incidencia se considera fundamentalmente el salario que se paga en forma continua incluso de días que no se trabaja o produce debido a: domingos, feriados,

vacaciones, ausencia por enfermedades, faltas justificadas, injustificadas, lluvias u otros fenómenos extraordinarios, aguinaldo navideño, indemnización, desahucio.

El cuadro siguiente no es una regla de aplicación ya que dependerá del tipo de obra e incluso de la zona en la que se realice la obra

Causa	Días sin producción	Jornal pagado sin producción
Domingos	52	52
Feridos	12	12
Vacaciones	15	15
Enfermedades	6	3
Ausencias	3	2
Lluvias o fenómenos extraordinarios	5	5
Día del trabajador	1	1
Aguinaldo		30
Indemnización anual		30
Desahucio (*)		9
total	94	158

(*) Considerando el 10% de los días sin producción

2.9.5.3 Costo de la mano de obra indirecta

.- En este rubro se debe considerar el costo del personal que no está incluido directamente en el personal que se asigna a cada ítem, estos pueden ser:

Personal técnico, capataces.

Personal administrativo, contador, administrador, secretaria

Control de materiales, vigilancia, serenos, Choferes apoyo, porteros.

2.9.6 Determinación de la incidencia del IVA, I.T

Se supone que sobre lo que se pagara IVA es la mano de obra, ya que el resto de los insumos son facturados. Por lo que se tiene:

Costo total mano de obra = costo de mano de obra directa + impuesto al valor agregado IVA

$$C.M.O. = C.M.O.D. + 0.13 * C.M.O.$$

$$C.M.O. = C.M.O.D. / 0.87$$

2.9.7 Cronograma de ejecución

Un Cronograma es una representación gráfica y ordenada con tal detalle para que un conjunto de funciones y tareas se lleven a cabo en un tiempo estipulado y bajo unas condiciones que garanticen la optimización del tiempo. Los cronogramas son herramientas básicas de organización en un proyecto, en la realización de una serie pasos para la culminación de tarea, son ideales para eventos, son la base principal de ejecución de una producción organizada.

CAPÍTULO III INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Ingeniería básica

3.1.1 Estudio de suelos

El objetivo del estudio de suelos es determinar las características geotécnicas y las propiedades físico-mecánicas de los suelos, para posteriormente definir el tipo de fundación. El estudio de suelos consiste en realizar el ensayo de SPT en campo para determinar la capacidad portante del suelo en función al número de golpes para luego con la muestra obtenida realizar los respectivos ensayos de contenido de humedad, granulometría, límites de Atterberg y su respectiva clasificación.

Para el diseño estructural del puente vehicular se realizó la exploración de 2 pozos, uno para cada estribo, a profundidades progresivas de un metro para definir la estratigrafía del lecho en el caso del pozo de la margen derecha y como había gran similitud de la estratigrafía en el pozo de la margen izquierda, se realizó el ensayo a una profundidad de 4m. Es necesario mencionar que los ensayos realizados para cada pozo, se encuentran detallados en el ANEXO C, a continuación, se resumen los datos más importantes obtenidos:

Clasificación, estratigrafía y resistencias admisibles.

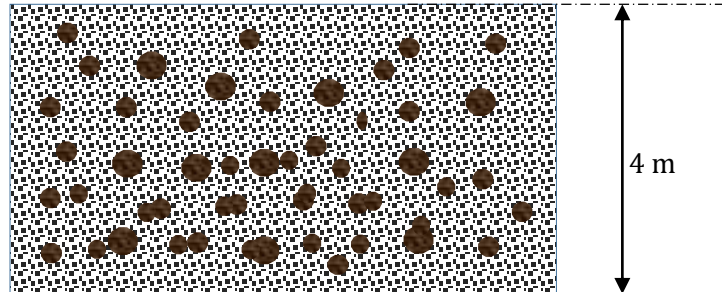
A partir del análisis granulométrico y plástico, se define los perfiles estratigráficos con sus respectivas clasificaciones y resistencias de cada uno de los pozos.

Estratigrafía Pozo N° 1.

Se encuentra ubicado en la margen derecha, en la cual se fundará el estribo tipo ménsula.

Figura 4 Estratigrafía Pozo N° 1

ASSTHO A-1-a (0), SUCS
GP-GM: Grava mal graduada,
mezcla de arena con grava
con poco o nada de partículas
finas (limo) 2,75 kg/cm²



Fuente: Elaboración propia

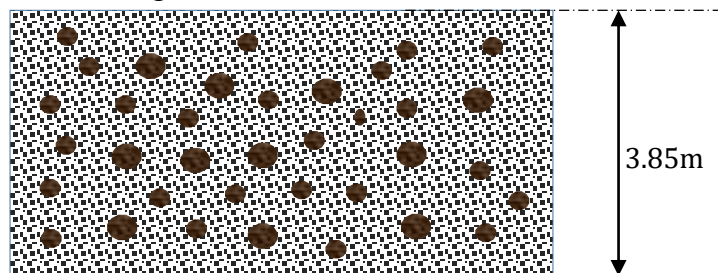
Se confirma a una profundidad promedio de **4,00 m** la existencia de suelo ASSTHO A-1-a (0), SUCS (GP-GM) "Grava mal graduada, mezcla de arena y grava con poco o nada de partículas finas", con una resistencia admisible de **2,75 kg/cm²** siendo ésta apta para fundar.

Estratigrafía, Pozo n° 2.

Se encuentra ubicado en la margen izquierda, en la cual se fundará el estribo tipo ménsula.

Figura 5 Estratigrafía Pozo N° 2

ASSTHO A-1-a (0), SUCS GP:
Grava mal graduada, mezcla
de arena con grava con poco
o nada de partículas finas
2,60 kg/cm²



Fuente: Elaboración propia

Se confirma a una profundidad promedio de **3,85 m** la existencia de suelo ASSTHO A-1-a (0), SUC GP "Grava mal graduada, mezcla de arena y grava con poco o nada de partículas finas", con una resistencia admisible de **2,60 kg/cm²** siendo ésta apta para fundar.

Análisis Plástico.

Tabla 5 Resultados del Análisis Plástico para cada uno de los pozos.

Descripción	Margen Derecha	Margen Izquierda
	Pozo # 1	Pozo # 2
Contenido de humedad (CH).	1.45 %	4.06 %
Limite Líquido (LL).	NO PLASTICO	NO PLASTICO
Limite Plástico (LP).		
Índice de Plasticidad (IP).		

Fuente: Elaboración propia

3.1.2 Estudio topográfico

En este caso para el diseño del puente vehicular ya se cuenta con el estudio topográfico realizado por el departamento de Topografía del Gobierno Autónomo Municipal de San Lorenzo de la provincia Méndez. Por otra parte, se realizó una verificación y análisis de los datos proporcionados por el departamento de topografía, con la finalidad de verificar la información existente.

A partir de la información existente y la de verificación, se tiene conocimiento de las características del afluente aguas arriba y aguas abajo, además de la sección transversal en estudio.

El estudio topográfico se realizó 100 m aguas arriba y aguas abajo. Como resultado del levantamiento topográfico por parte del Gobierno Autónomo Municipal de San Lorenzo se adjunta una serie de puntos para formar las curvas de nivel en el lugar de emplazamiento mostrada en el ANEXO A además del perfil longitudinal y mostrado en el ANEXO B. A partir del análisis del levantamiento topográfico y la elaboración del perfil longitudinal y transversal, adoptando una luz de puente de **42 m** debido a que

en el caso de este proyecto la longitud del puente no solo es adoptada con la ayuda del estudio hidrológico, hidráulico y topográfico sino además por la existencia de una infraestructura como los defensivos o gaviones.

3.1.3 Estudio Hidrológico, Hidráulico y de Socavación

Para determinar el caudal máximo existen una variedad de métodos, entre los que se encuentran: Método Racional; Método del Hidrograma Unitario y los métodos empíricos entre otros. Ahora bien, para el cálculo del tirante máximo se debe conocer la sección transversal del lecho y a partir de la ecuación de Manning en función al caudal máximo ya calculado se obtiene dicho tirante.

$$Q = \frac{1}{n} * A * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}$$

Dónde:

n: Coeficiente de rugosidad. (*n* = 0,0292 Para cauces en Tarija)

S: Pendiente del terreno.

A: Área transversal.

R_h: Radio Hidráulico.

Estudio de socavación

La profundidad de socavación es función del tirante máximo, la velocidad del flujo y las características propias del suelo. Para calcular la socavación se tomarán en cuenta los siguientes métodos: Ecuación según Hugo Belmonte y el Método de Lischtvan – Levediev.

3.1.3.1 Resultados obtenidos

A partir del análisis hidrológico que se encuentra detallado en el ANEXO D, se citan los datos más importantes del estudio:

Tabla 6 Características de la cuenca

Características:	Cantidad:	Unidad:
Área de la cuenca	69.2	km ²
Perímetro de la cuenca	53.9	km
La cota del punto más bajo	1970.00	m.s.n.m.
La cota del punto más alto	4255.00	m.s.n.m.
Longitud del rio principal	18.9	km.

Fuente: Elaboración propia

3.1.4 Cálculo de caudal máximo

Para el cálculo del caudal máximo se utilizaron las estaciones meteorológicas del Aeropuerto y el Tejar, utilizando como patrón a la estación de El Aeropuerto, empleando diferentes métodos para determinar el caudal máximo. Una vez calculados los caudales son analizados y se descartan los métodos que tienen una variación considerable, definiendo como métodos más precisos los siguientes:

Tabla 7 Caudal Máximo de diseño

Método:	Q (m³/s)	Carácter:
Hidrograma Triangular	472.68	Semi-empírico
Método Racional	366.88	Semi-empírico
Método de la SCS	423.6	Semi-empírico
Ecuación de Scimemeni	593.49	Empírico

Fuente: Elaboración propia

Cabe mencionar que se utilizó un periodo de retorno de 100 años para determinar el caudal máximo de diseño.

Se define finalmente como caudal de diseño al del método del Hidrograma triangular puesto que el de las ecuaciones empíricas no promueve la seguridad al ser demasiado bajos como elevados y el método de Scimeni es demasiado elevado. Por su parte el método racional se aleja de los valores considerados aceptables, recalcando el método del hidrograma triangular como un valor aceptable.

$$Q_{\text{máx}} = 472.68 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.1.5 Cálculo del tirante de diseño

En el cálculo del tirante máximo se obtuvo a determinadas cotas a partir del lecho del río las áreas y perímetros correspondientes y así poder calibrar una ecuación del tipo Q vs H utilizando la ecuación de Manning.

Con el caudal estimado del estudio hidrológico y la ecuación Q vs H calibrada podemos estimar el tirante máximo. El detalle del cálculo se encuentra detallado en el ANEXO D.

A continuación, se resume los resultados obtenidos:

Tabla 8 Propiedades hidráulicas del río ERQUIS

Características:	Unidad:	Cantidad:
Caudal Máximo de Diseño:	m ³ /s	472.68
Área Mojada:	m ²	43.584
Perímetro Mojado:	m	80.952
Pendiente:	m/m	0.1209
Velocidad:	m/s	5,65
Tirante Máximo:	m	1.213

Fuente: Elaboración propia

3.1.6 Cálculo de socavación

El cálculo de la socavación se realizó mediante dos métodos, el de Lischtván-Levediev y el Ing. Hugo Belmonte. Para el diseño de estructuras enterradas, se debe garantizar que no existan desplazamientos como resultado de la socavación y para ellos se debe de estimar de manera concienzuda tanto la

socavación general como local, adicionando además 0.6m por debajo de la máxima profundidad de socavación anticipada como lo señala el Art. 12.6.5 de la normativa AASHTO LRFD 04.

En la siguiente tabla se presentan las profundidades de socavación estimadas por los dos métodos planteados.

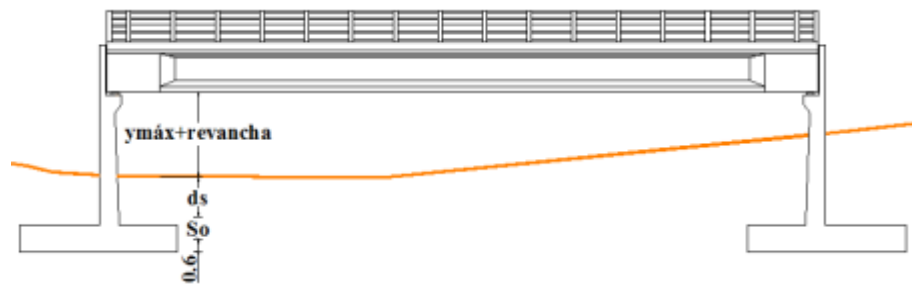
Tabla 9 Altura de socavación

Método	Socavación general (m)	Socavación localizada (m)
Lischtvan - Levediev	1.7	0.5

Fuente: Elaboración propia

Los valores adoptados de socavación tanto general como local serán los proporcionados por el Método de Lischtvan - Levediev, debido a que considera muchas más variables que las sugeridas por el Ing. Belmonte y que tienen influencia directa en la estimación de la socavación.

Figura 2 Alturas características de socavación



Fuente: Elaboración propia

3.2 Análisis estructural

3.2.1 Generalidades

3.2.1.1 Normas de diseño

Para el diseño estructural del puente vehicular se tomaron como normas de diseño, la norma AASHTO LRFD 2004, para la consideración de cargas y el diseño de los elementos de hormigón armado. Es necesario mencionar, que se trabaja con estas normas debido a que son las impartidas en el desarrollo académico de la asignatura CIV - 952 PUENTES y CIV – 941 HORMIGÓN PRETENSADO además de ser normas abocadas a la construcción específica de puentes en el caso de la normativa AASHTO.

3.2.1.2 Materiales

3.2.1.2.1 Hormigón

El hormigón se dosificará de manera que proporcione una garantía del 95%, es decir que solo el 5% de las probetas ensayadas tengan una resistencia menor a la característica y además para que satisfaga los criterios de durabilidad.

En el presente proyecto se define con $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ para todos los elementos que conforman la infraestructura y la superestructura del puente a excepción de las vigas longitudinales y transversales que se definen con $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ y los postes con $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

3.2.1.2.2 Acero convencional de refuerzo.

El tipo más común de acero de refuerzo no pretensado (convencional) viene en forma de barras corrugadas circulares disponibles en un intervalo amplio de diámetros, los más usados y disponibles en nuestro medio van de 6 a 25 mm de diámetro y de grado 60 (420Mpa), Mientras que para el acero de pretensado se utilizará un acero de grado 270 (1860Mpa).

3.2.2 Geometría de los Componentes

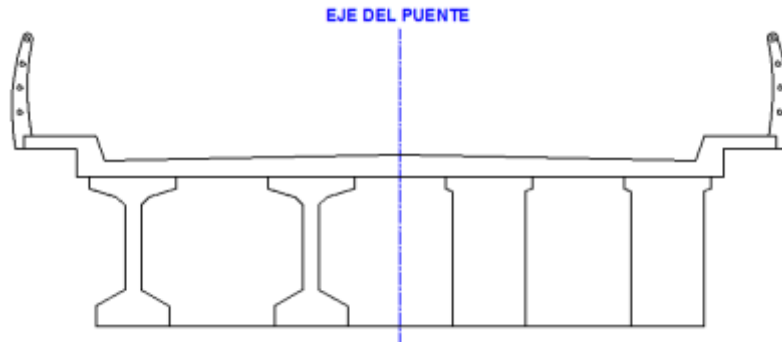
3.2.2.1 Ancho efectivo del puente

El ancho de carril según lo especificado en el Art. 3.6.1.1.1 de la normativa AASHTO, debe de ser **3.6m**, siendo el proyecto de dos vías se define un ancho de calzada de **8.6 m**, constituida por dos carriles de circulación con una altura de losa del tablero de **20 cm** y un espesor de la capa de rodadura de **5 cm**.

3.2.2.2 Esquema transversal del tablero.

A continuación se detalla el esquema transversal con los elementos constituyentes del tablero: Barandado, vereda, bordillo, losa, vigas longitudinales y transversales.

Figura 3 Esquema transversal del tablero



Fuente: Elaboración Propia

Vereda.

Según la normativa, la longitud mínima que debe tener una vereda es igual a 600 mm. Por otra parte NEUFERT recomienda los siguientes espaciamentos:

Figura 4 Espacio necesario para la circulación de peatones en veredas



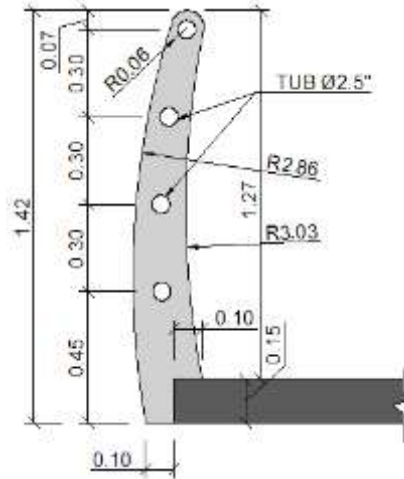
Fuente: Arte de proyectar en Arquitectura; Ernst Neufert

Por lo que, se asume un ancho útil de vereda de **800 mm** considerando el espaciamento que necesita una persona con equipaje.

Barandado.

Se presenta el esquema de los postes de hormigón armado que se diseñaron:

Figura 5 Esquema del barandado



Fuente: Elaboración propia

Los postes a diseñar serán de protección únicamente peatonal, puesto que el tráfico vehicular por lo observado en las diferentes visitas al lugar, no justifica un barandado para ciclistas y no se dispondrá de barandas de protección vehicular.

3.2.3 Filosofía de diseño

Los puentes se deben diseñar considerando estados límites especificados a continuación a fin de lograr los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad. Independientemente del tipo de análisis utilizado, la ecuación siguiente se deberá satisfacer para todas las solicitaciones y combinaciones de solicitaciones especificadas.

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

Dónde:

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

Q_i = Solicitación.

R_n = Resistencia nominal.

R_r = Resistencia mayorada: ϕR_n .

γ_i = factor de carga multiplicador de base estadística que se aplica a las sollicitaciones.

η_i = factor de modificación de las cargas relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa, para una construcción convencional y valores de ductilidad normal, el valor de γ_i es apropiado tomarlo igual a 1.

3.2.3.1 Factores de Resistencia.

El factor de resistencia ϕ se deberá tomar como:

Tabla 10 Factores de resistencia.

Para flexión y tracción del hormigón armado	0,90
Para corte y torsión:	
H° de densidad normal	0,90
H° de baja densidad	0,70
Para compresión axial con espirales y zunchos	0,75
Para apoyo sobre hormigón	0,70
Para compresión en modelos bielas y tirantes	0,70

Fuente: AASHTO LRFD 04

3.2.3.2 Estados límites aplicables

Para el desarrollo del presente proyecto se utilizará la combinación en estado límite de resistencia “RESISTENCIA I”, pues es la que considera el uso normal de un puente, sin vehículos especiales, velocidades de viento extremas ni relaciones muy elevadas entre las sollicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por la sobrecarga. No se considerará eventos extremos en el diseño puesto que inclusive ante la existencia de sismos en la región de Tarija, el puente sería libre de desplazarse al ser un puente isostático y no estaría sometido a las tensiones de deformación a las cuales lo están los

puentes hiperestáticos. Tampoco se anticipa cargas de hielo colisiones de ningún tipo de embarcación.

El control de las deformaciones se realizará en el estado límite de servicio con la combinación de carga SERVICIO I”, puesto que es la que considera la operación normal del puente con vientos de hasta 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales.

3.2.3.3 Factores de Carga y Combinaciones de Carga.

La sollicitación mayorada se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i * \gamma_i * Q_i$$

Dónde:

η_i = Modificador de las cargas

Q_i = Sollicitaciones de las cargas aquí especificadas

γ_i = Factores de carga especificados en las tablas N° 13 y 14

Tabla 11 Combinaciones de carga y Factores de carga

Combinaciones de carga	DC EH	DD EV	DW ES EL	LL CE PL	IM BR LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar solo uno por vez				
													EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite																	
RESISTENCIA I		γ_p		1,75		1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
RESISTENCIA III		γ_p		-		1,0	1,40	-	1,0	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
RESISTENCIA V		γ_p		1,35		1,0	0,4	1,0	1,0	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
SERVICIO I		1,0		1,0		1,0	0,3	1,0	1,0	1,1/1,2							

Fuente: AASHTO LRFD 04

Tabla 12 Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

Tipo de carga	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elementos y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento ,instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo *Activo *En reposo	1,50	0,90
	1,35	0,90
EV: Empuje vertical del suelo *Estabilidad global *Muros de sostenimiento y estribos *Estructura rígida enterrada *Marcos rígidos * Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares * Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,00	N/A
	1,35	1,00
	1,30	0,90
	1,35	0,90
	1,95	0,90
	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Fuente: AASHTO LRFD 04

3.2.4 Análisis de Cargas.

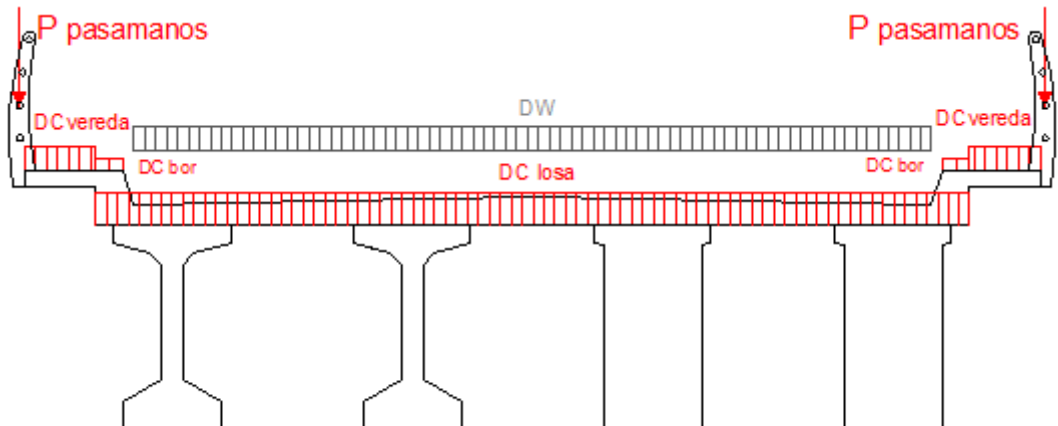
A continuación se detallan todas las cargas que se consideran en el diseño en general de cada uno de los elementos que constituyen la estructura:

3.2.4.1 Cargas Permanentes: DC, DW y EV

La carga permanente incluye el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones como ser el peso de la losa, sistema de barandado, vereda, bordillo, vigas longitudinales y transversales, estribos además de la superficie de rodamiento. Si se llegara a demostrar que algún tipo de carga viva fuera a actuar de manera constante durante toda la vida de la estructura, se puede considerar como carga permanente.

El detalle de las cargas permanentes actuantes se encuentran detalladas en los ANEXOS 2, 3, 4, 5, 6, 7, 22, 23, 24, 25, 26.

Figura 6 Esquema de cargas permanentes en la superestructura



Fuente: Elaboración propia.

3.2.4.2 Cargas de suelo: EH y LS.

Empuje lateral del suelo: EH

Se asume que el empuje lateral del suelo es proporcional a la altura de suelo y se toma como:

$$p = k * \gamma_s * g * z$$

Dónde:

p = Empuje lateral del suelo

k = Coeficiente de empuje lateral

γ_s = Densidad del suelo

g = Aceleración de la gravedad

z = Profundidad del suelo debajo de la superficie

El coeficiente de empuje lateral activo se tomó como:

$$\Gamma = 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta) * \sin(\phi_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) * \sin(\theta + \beta)}}$$

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

Dónde:

$\delta = 30^\circ$ Ángulo de fricción entre el relleno y el muro.

$\beta = 0^\circ$: Ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal.

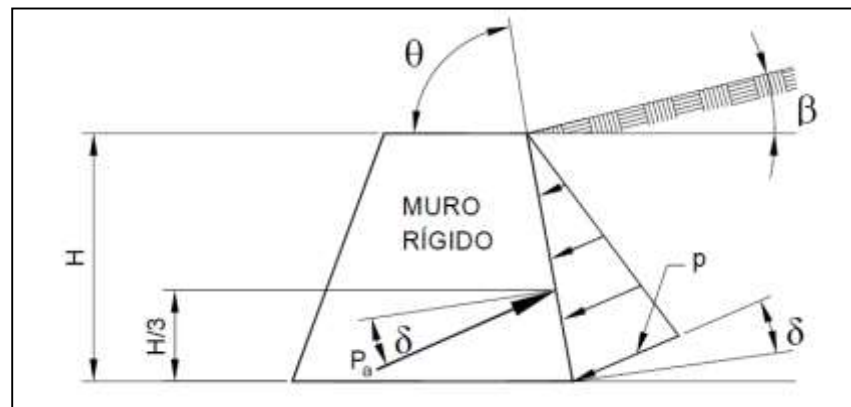
$\theta = 90^\circ$: Ángulo que forma el respaldo del muro respecto a la horizontal.

Debido a que se asume que $\delta = \beta$, para la estabilidad interna, β siempre se supone igual a cero en el caso de un muro vertical la expresión de Coulomb se puede simplificar matemáticamente y expresar como la forma más sencilla de la expresión de Rankine, convirtiéndose las ecuaciones anteriores en:

$$k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_f}{2} \right)$$

$$k_a = 0.33$$

Figura 7 Simbología para el empuje activo de Coulomb



Fuente: AASHTO LRFD 04

Tabla 13 Ángulo de fricción para diferentes materiales

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, δ (°)	Coefficiente de fricción, $\tan \delta$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación		
* Roca sana y limpia	35	0,70
* Grava limpia, mezcla de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
* Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa a arcillosa	24 a 29	0,45 a 0,55
* Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
* Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
* Arcill residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
* Arcilla de rigidez media y rígida, arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34

Fuente: AASHTO LRFD 04

3.2.4.3 Sobrecarga Viva (LS)

Se aplica una sobrecarga viva anticipando 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.

El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar como:

$$\Delta_p = k * \gamma_s * g * h_{eq} * 10^{-9}$$

Dónde:

Δ_p : Empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga viva (MPa).

Tabla 14 Altura de suelo equivalente para sobrecarga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico.

Altura del estribo (mm)	heq (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

Fuente: AASHTO LRFD 04

Y la fuerza por sobrecarga viva será igual a:

$$F_{\Delta p} = \Delta_p * z$$

La fuerza debido a la sobrecarga viva es igual a: **LS = 3360 kg/m.**

3.2.4.4 Sobrecargas Vivas: LL y PL.

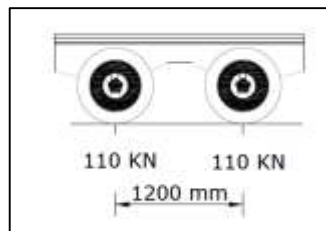
3.2.4.4.1 Sobrecarga Vehicular de diseño (LL)

La sobrecarga vehicular de diseño resultará de combinar el tándem o camión de diseño con la carga de carril considerando además el impacto, adoptando la combinación que resulte más desfavorable.

Tándem de diseño

La separación transversal de las ruedas se debe tomar como 1800 mm.

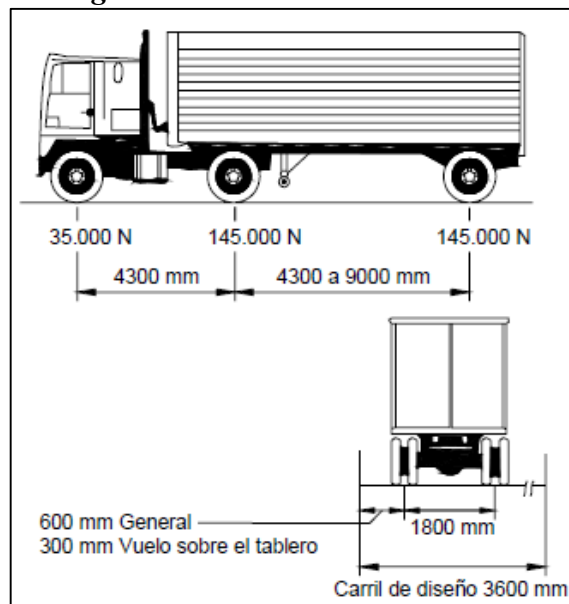
Figura 8 Tándem de diseño



Fuente: AASHTO LRFD 04

Camión de Diseño

Figura 9 Camión de diseño



Fuente: AASHTO LRFD 04 Sección 3

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 supone uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Es necesario señalar que para el diseño transversal del puente al utilizar el método aproximado de las fajas y al ser éstas perpendiculares al tráfico y su longitud menor que 4600 mm, las fajas se deben diseñar para las ruedas del eje de 145.000 N.

Incremento por Carga Dinámica: IM.

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$.

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño. Según lo especificado en el Art. 3.6.2 el incremento por carga dinámica es: $IM=33\%$.

3.2.4.4.2 Carga Peatonal: PL.

Se considera una carga peatonal distribuida igual a $PL=360 \text{ kg/m}^2$ actuando en el ancho útil de la vereda, según lo especificado en el Art. 3.6.1.6.

3.2.4.4.3 Fuerza de Frenado: BR.

La fuerza de frenado se asumió como el mayor de los siguientes valores según lo especificado en el Art.3.6.4:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril ó 5 por ciento del tándem de diseño más la carga del carril.

La fuerza de frenado se ubicó en todos los carriles de diseño que se consideran cargados y que transportan tráfico en la misma dirección.

La fuerza de frenado es igual a: **BR = 8125 kg.**

3.2.4.4.4 Cargas Climáticas.

Cargas de viento.

En el análisis de combinaciones de carga, la única combinación de carga aplicable para el proyecto en estados límites de resistencia es la combinación “RESISTENCIA I”, por el cual se verificará con los estados de uso vehicular normal del puente, sin viento.

“RESISTENCIA III” y “RESISTENCIA V” donde estas dos últimas tienen presencia de viento.

Temperatura uniforme y gradiente de temperatura.

Temperatura Uniforme (TU).

La deformación impuesta por un gradiente térmico constante, al ser una estructura simplemente apoyada, no genera esfuerzos.

3.2.5 Combinaciones de Carga.

Las combinaciones de carga aplicables consideradas en el presente proyecto son:

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

$$1.25*DC+1.5*(DW+EH+ES)+1.35*EV+1.75*(LL+PL+IM+BR+LS)$$

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

$$1.25*DC+1.5*(DW+EH+EV+ES)+1.4*WS$$

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

$$1.25*DC+1.5*(DW+EH+EV+ES)+1.35*(LL+PL+IM+BR+LS)+0.4*WS+1.0*WL$$

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.

$$1*(DC+DW+EH+EV+ES)+1.0*(LL+PL+IM+BR+LS)+0.3WS+1.0*WL$$

Dónde:

Cargas Permanentes:

DC = Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

DW = Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

EH: Empuje horizontal del suelo.

EV: Presión vertical del peso propio del suelo del relleno.

ES: Sobrecarga de suelo.

Cargas Transitorias.

LL: Sobrecarga vehicular.

PL: Sobrecarga peatonal.

IM: Incremento por carga vehicular dinámica.

LS: Sobrecarga viva.

BR: Fuerza de frenado de vehículos.

3.2.6 Análisis y Evaluación Estructural.

3.2.6.1 Generalidades.

El análisis y evaluación estructural de todos los elementos se realizó de manera detallada, paso a paso con la ayuda de una hoja electrónica Excel (Ver ANEXO 2 - 26).

3.3 Diseño Estructural

3.3.1 Generalidades.

Para el diseño de la superestructura, se realizó el análisis estructural de cada elemento constituyente del sistema de tablero por separado, asumiendo las hipótesis de carga críticas como las de diseño. En las vigas longitudinales se diseñó la más solicitada, con el afán de buscar la simplicidad constructiva y

uniformización de armaduras, disponiendo la armadura activa y pasiva calculada para la máxima sollicitación en las cuatro vigas.

Para el diseño de la subestructura se eligió el estribo de la margen con menor capacidad portante del suelo y con mayor socavación, bajo el mismo criterio, el de buscar la facilidad constructiva y uniformizar las armaduras, yendo además por el camino de la seguridad.

3.3.2 Diseño de la Superestructura.

3.3.2.1 Diseño de los Pasamanos de hierro galvanizado.

Los pasamos a diseñar son de hierro galvanizado, para los cuales se planteó la siguiente geometría:

Geometría de los pasamanos:

Tabla 15 Geometría de los pasamanos

Tipo de Tubería	Ø Nominal (plg)	Ø Exterior (mm)	e nominal (mm)	P. Teórico kg/m
Tubo de F.G	2,5"	76,1	2.11	5,71

Fuente: Elaboración propia

Solicitaciones de diseño.

El análisis de carga para el diseño de los pasamanos se encuentra detallado en el ANEXO 2.

La sollicitación máxima fue calculada en el Estado Límite de Resistencia I.

Tabla 16 Resumen de efectos máximos

COMBINACION DE CARGA	Mu (kg.m)	Vu (kg)
1º Combinación de Carga.	172	344

Fuente: Elaboración propia

Verificación a Flexión:

$$M_u \leq \Phi * M_n$$

$$172 \text{ kg.m} \leq 334 \text{ kg.m} \quad \text{Ok!!!!}$$

Verificación a Corte:

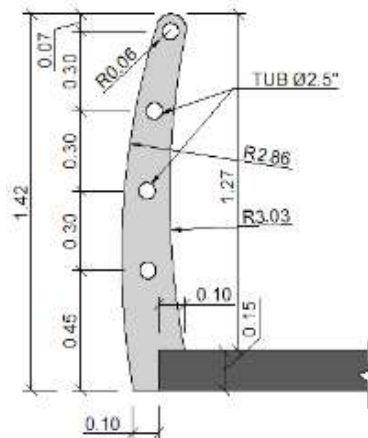
$$V_u \leq \Phi * V_n$$
$$70 \text{ kg/cm}^2 \leq 158 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ok!!!!}$$

3.3.2.2 Diseño de los postes.

Los postes de hormigón armado se diseñaron tomando en cuenta además de las cargas de peso propio, las sobrecargas especificadas por la normativa AASTHO LRFD 04 (Ver ANEXO 3). Al ser un elemento de hormigón armado, debe de estar sometido a las verificaciones tanto de armadura máxima como mínima, para así promover la rotura por tracción.

Esquema transversal del poste:

Figura 10 Esquema transversal del poste



Fuente: Elaboración propia

Solicitaciones de diseño.

La sollicitación máxima fue calculada en el Estado Límite de Resistencia I.

Tabla 17 Resumen de efectos máximos

COMBINACION DE CARGA	Mu (kg.m)	Vu (kg)
1º Combinación de Carga.	543	589

Fuente: Elaboración propia (ANEXO 3)

Diseño a Flexión.

Armadura a flexión: $A_s = 0.86 \text{ cm}^2$

Usar: **2 Ø 8 mm**

Diseño a Cortante:

El refuerzo por cortante deberá calcularse de acuerdo:

$$V_u < 0,5 * (\phi * V_c)$$

$$589 \text{ kg} < 1182 \text{ kg} \text{ ; OK!}$$

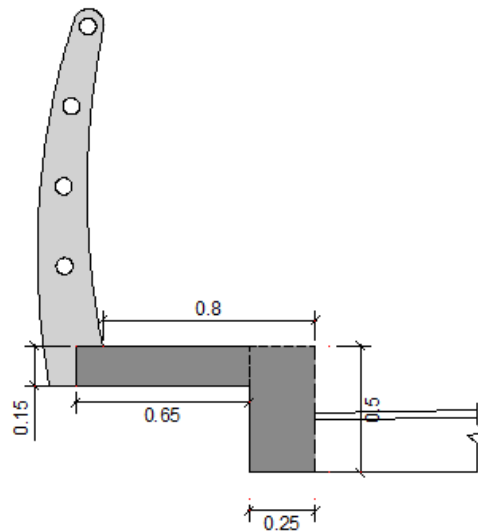
Usar: **Ø 6mm c/ 25cm**

3.3.2.3 Diseño de la Vereda y Bordillo.

La vereda y el bordillo se definieron con las siguientes dimensiones:

Esquema transversal de la vereda y bordillo.

Figura 11 Esquema transversal de la vereda y bordillo



Fuente: Elaboración propia.

Solicitaciones de diseño para la Vereda.

La vereda además de ser sometida a su peso propio y del barandado, tiene que soportar una sobrecarga peatonal especificada por la normativa AASHTO LRFD 04, la cual debe actuar de manera simultánea con la sobrecarga vehicular

de diseño (Ver ANEXO 4). En el diseño se considera dos combinaciones: La primera combinación considera todas las cargas permanentes y la sobrecarga puntual del camión de diseño HL-93 y la segunda combinación considera todas las cargas permanentes más la sobrecarga distribuida peatonal.

Las solicitaciones de diseño fueron calculadas en el Estado Límite de Resistencia I.

Tabla 18 Resumen de combinaciones de carga vereda

COMBINACION DE CARGA	M_u (kg.m/m)	V_u (kg/m)
1° Combinación de Carga.	962	2549
2° Combinación de Carga.	346	820

Fuente: Elaboración propia.

Diseño a Flexión de la Vereda.

Para el diseño a flexión, se dispone la siguiente armadura por metro, distribuida en toda la luz del puente:

Armadura a flexión: $A_s = 2.90 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Usar: **Ø 10mm c/ 16m**

Armadura de contracción y temperatura.

Por similitud de resultados obtenidos del cálculo de armadura de distribución y temperatura, se asumirá como armadura de distribución la de temperatura con el objetivo de uniformizar diámetros y espaciamientos.

Armadura a contracción: $A_s = 1.94 \text{ cm}^2$

Usar: **4 Ø 10mm c/ 17.5cm**

Diseño a Cortante de la Vereda:

El refuerzo por cortante deberá calcularse de acuerdo:

$$V_U < 0,5 * (\phi * V_C)$$

$$2549 \text{ kg/m} < 4826 \text{ kg/m} \quad \text{Ok!!!!}$$

Nota: No es necesario colocar refuerzo para cortante.

Solicitaciones de diseño para el Bordillo.

El bordillo es un elemento solicitado no solamente a flexión transversal sino además a flexión longitudinal, la cual es un efecto llamado absorción de momento de la losa y viga. Naturalmente el bordillo está sometido a esfuerzos de corte por lo que el diseño de este elemento es de suma importancia. Las cargas y sobrecargas actuantes en este elemento están detalladas en el ANEXO 5.

Las solicitaciones de diseño fueron calculadas en el Estado Límite de Resistencia I.

Tabla 19 Resumen de combinaciones de carga bordillo

COMBINACION DE CARGA	<i>Mu</i> (kg.m/m)	<i>Vu</i> (kg/m)
1º Combinación de Carga.	1346	2810
2º Combinación de Carga.	941	2759

Fuente: Elaboración propia.

Diseño a Flexión transversal del Bordillo.

La armadura necesaria para los efectos de flexión transversal en el bordillo es menor que la armadura principal que se dispuso en la vereda, por lo que constructivamente se adopta la mayor armadura para los dos elementos.

Diseño a Cortante del Bordillo:

La armadura de corte para el bordillo es absorbida por la armadura de flexión transversal para la vereda, puesto que al servir de estribo para la armadura longitudinal, absorbe los esfuerzos de corte.

Diseño a Flexión longitudinal del Bordillo.

Se determina una armadura mínima a flexión longitudinal, y se dispone perpendicularmente a la armadura a flexión transversal.

Armadura a flexión: As 1.002 cm²/m

Usar: 4 Ø 6 mm c/ 25cm

Se utilizará constructivamente dos barras del mismo diámetro en la región de momento negativo para poder disponer la armadura de corte.

Entonces:

Tabla 20 Resumen de armaduras bordillo

Disposición	#b	Ø (mm)	S (cm)	Especificación
Armadura transversal a flexión (vereda y bordillo)				
Transversal	-	10	16	Por metro.
Armadura para efectos de temperatura (vereda)				
Longitudinal	4	10	17.5	-
Armadura Mínima Longitudinal (bordillo)				
Longitudinal	2	16	15	-

Fuente: Elaboración propia

3.3.2.4 Diseño de la losa interior.

Esquema transversal de cargas.

El análisis de la losa interior se realizó detalladamente (Ver ANEXO 6), calculando los efectos por separado pudiendo así obtener el momento último de resistencia, mayorando cada carga según su naturaleza.

Cabe recalcar que los efectos máximos por carga permanente y por carga viva fueron calculados para obtener la máxima sollicitación tanto para momento positivo como negativo (Ver ANEXO 6), verificando el límite de armadura máxima y mínima para promover la rotura por tracción.

Para completar las cuatro capas de armadura especificadas por la normativa AASHTO LRFD 04, se dispuso de armadura de temperatura en la parte superior y de armadura de distribución en la parte inferior (Ver ANEXO 6).

Solicitaciones máximas de diseño:

Los momentos máximos de diseño fueron calculados para el Estado Límite de Resistencia I.

Tabla 21 Momento negativo y positivo máximo losa

Efecto	Mu (t-m/m)
M (-)	5.18
M (+)	4.87

Fuente: Elaboración propia

Armadura principal perpendicular al tráfico:

- **Para momento negativo:**

Armadura a flexión: $A_s = 8.6 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Usar: **Ø 10mm c/9cm**

- **Para momento positivo:**

Armadura a flexión: $A_s = 8.0 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Usar: **Ø 12mm c/12.5 cm**

Armadura de contracción y temperatura:

Armadura de temperatura: $A_s = 5.14 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Usar: **Ø 10mm c/14cm**

Armadura de distribución:

Armadura de distribución: $A_s = 5.4 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Usar: **Ø 10mm c/14cm**

Diseño a Cortante de la Losa interior:

El Art. 5.14.4.1 de la normativa AASHTO LRFD 04 señala que: Las losas y los puentes de losa diseñados para momento de acuerdo con el Art. 4.6.2.3 se pueden considerar satisfactorios desde el punto de vista del corte. Por tales consideraciones no se efectuará en este caso la revisión por corte.

3.3.2.5 Diseño de la losa exterior.

El momento producido en la losa exterior es menor que el producido en la interior, entonces se dispondrá para la totalidad de la losa, el momento máximo negativo de la losa interior (Ver ANEXO 7).

3.3.2.6 Diseño de Vigas Longitudinales de H°P°

3.3.2.6.1 Elección del sistema de pretensado

Los cables Freyssinet llevan empleándose varios años ya en varios miles de obras diversas, por los que su reconocimiento a nivel mundial es bien merecido. Freyssinet tiene Países representantes autorizados de distribuir su producto alrededor de casi todo el mundo, siendo Argentina uno de ellos. Por ser Bolivia un país limitante con el país ya mencionado, es que se garantiza la provisión segura del material de pretensado. Además es común encontrar en nuestro medio puente que utilizaron el sistema Freyssinet.

Para el desarrollo del presente proyecto se utilizará el pretensado de la Gama “C”

3.3.2.6.2 Resumen de valores obtenidos

La viga es un elemento esencialmente sometido a flexión y corte, por lo que la armadura para soportar las cargas permanentes como vivas será diseñada a flexión y corte.

Cabe recalcar que en las vigas se diferencian dos tipos de armaduras: La activa y la pasiva. La armadura activa o de pretensado es diseñada en estados límites de servicio puesto que debe controlar deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular mientras que la armadura pasiva o no tesa, es diseñada en estados límites últimos ya que debe de resistir el momento de resistencia mayorado estimado para la viga.

En el cálculo de las propiedades geométricas de la viga, es necesario marcar dos tiempos bien definidos en la vida del puente, Antes y después de aplicadas las cargas de servicio. Dichas consideraciones para el cálculo de las propiedades de la sección se encuentran detalladas en el ANEXO 8.

Del cálculo realizado de los factores de distribución (Ver ANEXO 9), se opta por diseñar la viga más solicitada que en éste caso es la viga exterior (Ver ANEXO 14), promoviendo así la seguridad y facilidad constructiva.

Diseño a Flexión

- Armadura activa:

La elección de la fuerza de pretensado fue sustentada en las recomendaciones de la normativa AASTHO, cuidando que los esfuerzos de tracción y compresión no excedan a los permisibles inmediatamente después de la aplicación del presforzado, como los causados a lo largo de la vida del puente (Ver ANEXO15, 18).

Del cálculo del número de torones necesarios para resistir las solicitaciones de servicio (Ver ANEXO 15) se obtiene que:

Tabla 22 Número mínimo y máximo de torones según el diámetro

Torón	#min. Torones	#máx. Torones
Torón 15.7 mm	41.092	43.023
Torón 0.6"	44.027	46.096

Fuente: Elaboración propia

Adoptando **45 torones de 0.6"** dispuestos en tres vainas por viga, por lo tanto 15 torones en cada vaina.

Trayectoria de las vainas y del cable:

Las excentricidades máximas permisibles se calcularon tomando en cuenta el comportamiento del puente inmediatamente después de la aplicación del presforzado como a lo largo de su vida, es decir, los esfuerzos máximos recomendados por la normativa ASSTHO en función de las cargas actuantes y las resistencias alcanzadas en un determinado tiempo. Además se tuvo el cuidado de definir las trayectorias tomando en cuenta que en los apoyos se

debe de proveer el sistema de anclaje y en centro luz se debe de establecer una excentricidad máxima constructiva.

- **Ecuación de la vaina superior:**

$$y = 0.0031x^2 - 0.1281x + 1.63$$

- **Ecuación de la vaina inferior:**

$$y = 0.0020x^2 - 0.0843x + 1.03$$

- **Ecuación del cable o centro de presiones:**

$$y = 0.0025x^2 - 0.1062x + 1.33$$

Pérdidas de pretensado:

Las pérdidas instantáneas y diferidas en el tiempo se calcularon de manera detalla (Ver ANEXO 17) utilizando la normativa AASHTO LRFD 04, además de ecuaciones desarrolladas por algunos autores como “Zia Paul” que lograron adentrarse más en el cálculo de las pérdidas de pretensado, cuidando siempre de mantener una sola filosofía de diseño.

La pérdida total estimada de pretensado es del **24.51 %**.

- **Armadura pasiva**

La armadura pasiva fue diseñada con las especificaciones de la normativa AASHTO LRFD 04, la cual no solo considera la armadura necesaria para absorber el momento no soportado por la armadura tesa, sino que además toma en cuenta la tensión en el acero de pretensado luego de haber sido producidas las pérdidas (Ver ANEXO 20), siendo un cálculo más detallado que considera diversos factores que tienen influencia directa en el cálculo de la armadura de refuerzo pasiva.

Diseño a Cortante

El refuerzo por cortante fue calculado siguiendo las especificaciones de la normativa ASSTHO LRFD 04 que es más detallada para elementos presforzados, tomando en cuenta no solo la resistencia del concreto, sino

también el contracortante o componente vertical del acero de pretensado que ayuda a resistir esfuerzos de corte.

Cabe recalcar que al igual que la armadura activa, se diseñó para la viga más solicitada tomando en cuenta el factor de distribución por corte (Ver ANEXO 10).

Se dispuso de armadura para el cortante máximo con un determinado espaciamiento en una longitud de influencia calculada (Ver ANEXO 19) y para el tramo central armadura mínima puesto que el cortante producido por las cargas era menor que el cortante que requiere armadura mínima.

La armadura de corte calculada es:

- **Para $0 \leq x \leq 10.75$:**
Usar: **$\varnothing 10\text{mm c}/25\text{cm}$**
- **Para $10.75 < x \leq 31.25$:**
Usar: **$\varnothing 10\text{mm c}/30\text{cm}$**
- **Para $31.25 < x \leq 42$:**
Usar: **$\varnothing 10\text{mm c}/25\text{cm}$**

3.3.2.7 Vigas diafragma

Las vigas transversales o diafragmas, al ser elementos de gran canto, la distribución de las deformaciones no es lineal, no siendo posible aplicar los métodos basados en la resistencia de los materiales por lo que deben ser diseñados por métodos que consideren la distribución no lineal de las deformaciones. Los modelos de bielas y tirantes son una herramienta conveniente para aproximar los recorridos de las cargas y solicitaciones en la estructura para su posterior diseño.

Las vigas transversales fueron diseñadas por el método de bielas y tirantes, con las especificaciones de la normativa AASHTO LRFD 04.

Los efectos máximos de diseño fueron calculados para el Estado Límite de Resistencia I (Ver ANEXO 22).

- **Armadura en la base del diafragma:**
Usar: **3 Ø 16mm**
- **Armadura para limitar la fisuración (en cada dirección)**
Usar: **Ø 10mm c/ 14 cm**

3.3.3 Diseño de la Infraestructura.

3.3.3.1 Diseño del Estribo tipo Ménsula cuerpo central.

El pre dimensionamiento del estribo y de cualquier elemento estructural es de vital importancia, por lo que antes de iniciado el cálculo, se eligió el tipo de estribo a usar según la altura de cálculo para así asegurar la economía en el diseño. Posteriormente se pre dimensionó los elementos del estribo (Ver ANEXO 24) según las recomendaciones del libro “Puentes con AASHTO LRFD” del Ing. Arturo Rodríguez, quién al igual que muchos otros autores, pre dimensiona los elementos del estribo un función a la altura del mismo.

El diseño está basado en las especificaciones de la normativa AASHTO LRFD 04, capítulo 11.6 “Estribos y muros de sostenimiento convencionales”. Además cabe mencionar que en el diseño es necesario considerar dos situaciones en la vida del estribo: Una situación sin puente y otra con puente (Ver ANEXO 24).

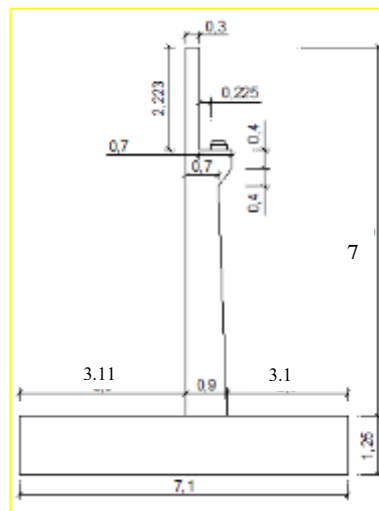
Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento se utilizó los factores γ máximos para las cargas horizontales que generan vuelco alrededor del punto “A” (Ver ANEXO 24) y deslizamiento en la base (EH y LS) y los factores de carga γ mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad (DC y EV) para de esta manera maximizar las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura, llamando esta combinación “**Resistencia Ia**”. Para el chequeo de presiones en la base se empleó los factores γ máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar efectos. A este caso lo denominaremos “**Resistencia Ib**”, se aplicara la combinación de “**Resistencia III**” y “**Resistencia V**” el cual toma en cuenta la carga de viento.

El agrietamiento por distribución de armadura en la pantalla se realizará para el estado límite de “**Servicio I**”.

Para la verificación al vuelco se utilizó el criterio de mantener la resultante de las fuerzas de reacción en el medio central del ancho de la base del estribo ($e \leq A/4$), especificado en el artículo **11.6.3.3** de la normativa AASHTO LRFD 04. Los criterios especificados para la ubicación de la resultante, junto con la investigación de la presión de contacto, reemplaza la investigación de la relación entre el momento estabilizador y el momento de vuelco.

Para la verificación al deslizamiento o resbalamiento se utilizó el criterio de que resistencia nominal a corte entre el suelo y la fundación, debe ser mayor a las cargas horizontales últimas actuantes, según lo especificado en el artículo **10.6.3.3** de la de la normativa AASHTO LRFD 04.

Figura 12 Dimensiones del estribo



Fuente: Elaboración propia

Capacidad portante del suelo.

El estribo a diseñar corresponde a la margen derecha de la quebrada. La capacidad portante se determinó por el método SPT estándar, a continuación se presenta el resumen de los valores del estudio de suelos detallado en el ANEXO C:

Tabla 23 Datos de diseño para el estribo.

Características mecánicas del suelo	Especificaciones		
	Símbolo	Valor	Unidad
Suelo Cohesivo:	γ_s	1800	kg/m ³
Resistencia admisible:	σ_{adm}	2.6	kg/cm ²
Factor de seguridad:	FS	3.5	-
Angulo de fricción interna:	ϕ_f	30	°

Fuente: Elaboración propia

Diseño Estructural del Estribo.

El estribo está constituido por cuatro partes: La ménsula, pantalla, el parapeto y la zapata tipo “T” constituida por la puntera y el talón.

Diseño a Flexión.

El detalle del diseño a flexión del estribo tipo ménsula se encuentra en el ANEXO 24, en donde se especifican las cargas que ocasionan las máximas solicitaciones para el diseño de cada elemento, siguiendo las recomendaciones de la normativa AASHTO LRFD 04 y promoviendo siempre la rotura por tracción.

Tabla 24 Resumen de armaduras estribo

Elemento	Momento de diseño (t-m)	Tipo de armadura	ARMADURA
Parapeto	26.7	Flexión.	Ø 20 c / 15
		Temperatura	Ø 8 c / 12.5
Pantalla	136.00	Flexión.	Ø 25 c / 10
		Temperatura	Ø 16 c / 15
Acero superior de la zapata	139.89	Flexión	Ø 25 c / 15
		Distribución	Ø 20 c / 20
Acero inferior de la Zapata.	146.51	Flexión	Ø 25 c / 10
		Distribución	Ø 20 c / 12.5

Fuente: Elaboración propia

Diseño a Cortante.

Cada elemento del estribo fue verificado si trabaja adecuadamente al corte (Ver ANEXO 19) tomando en cuenta las prescripciones de la normativa AASHTO LRFD 04 en estados límites últimos para la combinación de carga Resistencia I En la siguiente tabla se resume el comportamiento de los elementos al corte:

Tabla 25 Verificación al corte estribo

Elemento	$V_r = \phi V_n$ (t)	V_u (t)	Verificación
Parapeto	19.92	13.80	El cortante es resistido por el hormigón
Pantalla	62.10	36.33	El cortante es resistido por el hormigón
Talón	89.78	83.46	El cortante es resistido por el hormigón
Puntera	90.80	69.98	El cortante es resistido por el hormigón

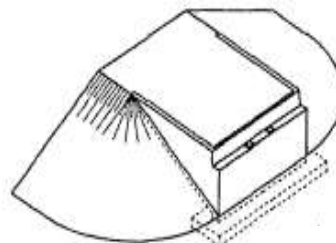
Fuente: Elaboración propia

3.3.3.2 Diseño del alero

El alero es al igual que el cuerpo central una ménsula vertical, la cual además de soportar su peso propio debe de soportar el empuje horizontal del terreno. Se tuvo el cuidado de ser conservadores en longitud de los aleros, ya que éstos deben de tener una longitud tal que el derrame de las tierras no invada el frente del estribo.

El esquema del estribo con sus respectivos aleros viene dado de la forma:

Figura 13 Esquema del estribo con aleros

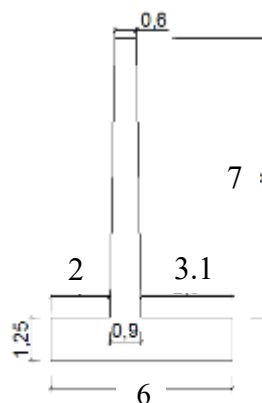


Fuente: Manterola Armisen J., (2006), Puentes Madrid, España: Editorial Rugarte S.L.

El diseño está basado en las especificaciones de la normativa AASHTO LRFD 04, capítulo 11.6 “Estribos y muros de sostenimiento convencionales”.

Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento se utilizó los factores γ máximos para las cargas horizontales que generan vuelco alrededor del punto “A” (Ver ANEXO 25) y deslizamiento en la base (EH y LS) y los factores de carga γ mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad (DC y EV) para de esta manera maximizar las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura, llamando esta combinación “**Resistencia Ia**”. Para el chequeo de presiones en la base se utilizó los factores γ máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar efectos. A este caso lo denominaremos “**Resistencia Ib**”. El agrietamiento por distribución de armadura en la pantalla se realizará para el estado límite de “**Servicio I**”. Para la verificación al vuelco se utilizó el criterio de mantener la resultante de las fuerzas de reacción en el medio central del ancho de la base del estribo ($e \leq A/4$), especificado en el artículo 11.6.3.3 de la normativa AASHTO LRFD 04. Para la verificación al deslizamiento o resbalamiento se utilizó el criterio de que la resistencia nominal a corte entre el suelo y la fundación debe ser mayor a las cargas horizontales últimas actuantes, según lo especificado en el artículo 10.6.3.3 de la de la normativa AASHTO LRFD 04.

Figura 14 Dimensiones del alero



Fuente: Elaboración Propia

Capacidad portante del suelo.

El alero a diseñar corresponde a la margen derecha de la quebrada. La capacidad portante se determinó por el método SPT estándar, a continuación se presenta el resumen de los valores del estudio de suelos detallado en el ANEXO C.

Diseño Estructural del Alero.

El alero está constituido por dos partes: La pantalla y la zapata tipo “T” constituida por la puntera y el talón.

Diseño a Flexión.

El detalle del diseño del alero se encuentra en el ANEXO 25, en donde se especifican las cargas que ocasionan las máximas solicitaciones para el diseño de cada elemento, siguiendo las recomendaciones de la normativa AASHTO LRFD 04 y tratando de promover siempre la rotura por tracción.

Tabla 26 Resumen de armaduras alero

Elemento	Momento de diseño (t-m)	Tipo de armadura	ARMADURA
Pantalla	66.89	Flexión.	Ø 20 c / 14
		Temperatura	Ø 16 c / 14
Acero superior de la zapata	81.394	Flexión	Ø 25 c / 16
		Distribución	Ø 16 c / 16
Acero inferior de la Zapata.	81.394	Flexión	Ø 25 c / 12.5
		Distribución	Ø 16 c / 20

Fuente: Elaboración propia

Diseño a Cortante.

Cada elemento del alero fue verificado si trabaja adecuadamente al corte (Ver ANEXO 25) tomando en cuenta las prescripciones de la normativa AASHTO LRFD 04 en estados límites últimos para la combinación de carga Resistencia I

En la siguiente tabla se resume el comportamiento de los elementos al corte:

Tabla 27 Verificación al corte alero

Elemento	$V_r = \phi V_n$ (t)	V_u (t)	Verificación
Pantalla	66.73	26.46	El cortante es resistido por el hormigón
Talón	82.94	41.16	El cortante es resistido por el hormigón
Puntera	80.70	80.20	El cortante es resistido por el hormigón

Fuente: Elaboración propia

3.3.4 Diseño de los aparatos de apoyo.

3.3.4.1 Aparatos de apoyo de neopreno compuesto.

Los apoyos en los extremos de viga están constituidos por capas de elastómero y planchas de acero. Las planchas de acero firmemente soldadas a los elementos de neopreno, forman un conjunto que permite giros y desplazamientos pequeños, además de no presentar deformaciones excesivas. El apoyo actúa como un vínculo transmisor de carga entre partes de la estructura a unir de forma móvil. Transmite las cargas verticales del peso propio de la estructura y las cargas del tráfico libres de tensiones a los apoyos. Los apoyos son capaces de absorber movimientos en todas direcciones y rotaciones en todos los ejes debido a los materiales utilizados y la forma constructiva.

Solicitaciones de Diseño

Máxima Carga Vertical en estado de Servicio: $V = 143.99 \text{ ton}$

Fuerza máxima de frenado: $BR = 8.125 \text{ ton}$

Fuerza horizontal de frenado para cada apoyo: $Fh = 4.63 \text{ ton}$

Área requerida.

El área requerida de neopreno es:

$$A_{req} = 1263.03 \text{ cm}^2$$

A continuación, se presenta las dimensiones de la placa de neopreno:

Tabla 28 Dimensiones de la placa de neopreno

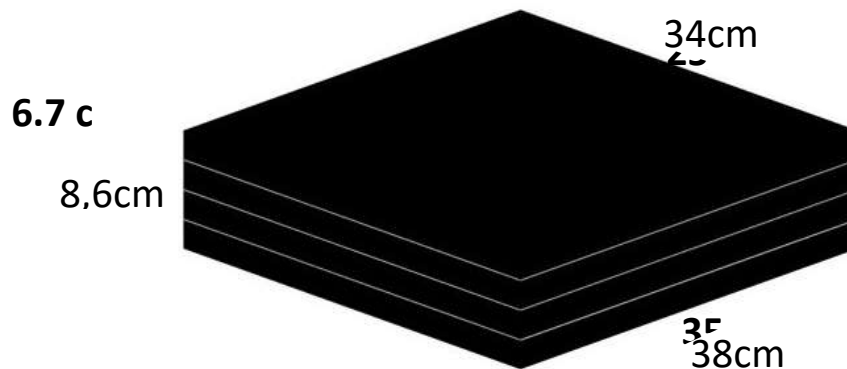
DIMENSIONES	a	b	e	h
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
Placas de Neopreno	38	34	2	6.4
Chapas Metálicas	38	34	0.2	0.3
Altura Total del apoyo de neopreno Compuesto:				8.4

Fuente: Elaboración propia

Representación gráfica del Neopreno.

En el siguiente esquema se muestra las dimensiones del neopreno compuesto.

Figura 15 Esquema de la placa de neopreno compuesto



Fuente: Elaboración propia

3.3.4.2 Diseño de los dados de apoyo.

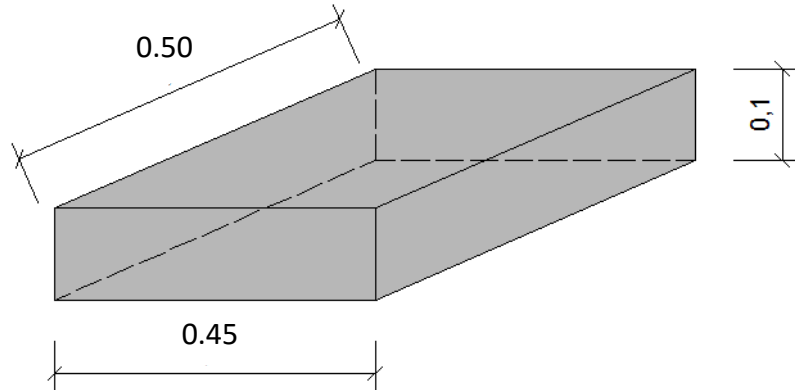
Los dados de apoyo son elementos muy importantes en el apoyo de las vigas, puesto que no solo deben ser capaces de resistir las solicitaciones de la superestructura, sino que además deben de fijar de manera eficiente a la placa de neopreno compuesto para que ésta pueda transmitir de manera eficiente las solicitaciones al estribo y lograr la funcionalidad con que fue idealizada.

El cálculo del dado de apoyo se encuentra detallado en el ANEXO 23.

Geometría del dado.

La geometría del dado está en función del área en planta del neopreno, es recomendable que la superficie del dado sea igual o mayor que del neopreno, para lo cual se plantea la siguiente geometría:

Figura 16 Esquema del dado de apoyo



Fuente: Elaboración propia

Solicitaciones de Diseño.

Para el diseño del dado se utilizará la máxima reacción tanto de las vigas exteriores como interiores:

Reacción máxima: $R_{\max} = 125072.76 \text{ kg}$

Diseño de la armadura.

Armadura paralela al tráfico.

Armadura necesaria: $A_s = 1.82 \text{ cm}^2$

Usar: **4 Ø 8 mm c/ 14cm**

Armadura perpendicular al tráfico.

Armadura necesaria: $A_s = 1.79 \text{ cm}^2$

Usar: **4 Ø 8 mm c/ 15cm**

3.3.4.3 Juntas de Dilatación.

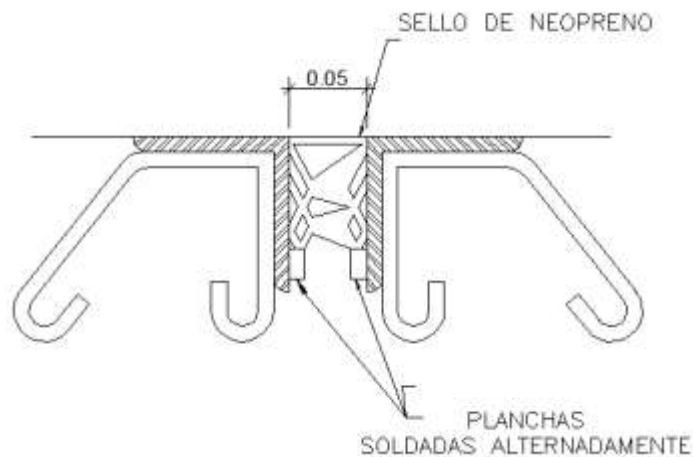
Concepto.

Las juntas de Dilatación son dispositivos que permiten los movimientos relativos entre dos partes de una estructura. Algunos proyectos de puentes interrumpen los tableros para cubrir requerimientos estructurales de diseño y construcción, para

garantizar los movimientos reológicos como cambios de temperatura, efectos de retracción o flujo plástico, acortamientos por pretensado, cargas de tráfico, asentamientos diferenciales o tolerancias requeridas, compatibles con las condiciones de apoyo.

Para el presente proyecto se adopta una junta de dilatación del tipo Acero – Goma.

Figura 17 Esquema de la junta de dilatación



Fuente: Elaboración propia.

3.4 Especificaciones Técnicas.

Las especificaciones técnicas para la ejecución del presente proyecto se encuentran detalladas en el ANEXO G, definiendo las normativas a ser empleadas, describiendo las exigencias y procedimientos para el desarrollo de cada ítem en cinco puntos: Descripción, materiales, procedimiento de ejecución, medición y forma de pago.

3.5 Cómputos Métricos

Los cómputos métricos se encuentran detallados en el ANEXO H. Ésta planilla da a conocer la cantidad de cada ítem que se debe ejecutar en función a la unidad de medida asignada.

3.6 Análisis de Precios Unitarios.

En el ANEXO H se encuentran detallados los precios unitarios de cada ítem, desglosando los materiales, equipo y mano de obra requeridos para la ejecución del ítem y el precio productivo en cuestión.

El análisis de precio unitario se detalla en una planilla, donde además se consideran los incrementos debido a los impuestos y otros, como ser: El incremento por cargas sociales que se considera del 55% del sub total de la mano de obra; impuestos IVA, mano de obra, considerado con un valor igual a 14,94% de la suma del sub total de la mano de obra más las cargas sociales; incremento debido al uso de herramientas menores, considerado igual al 6% del sub total de mano de obra, cargas sociales e impuestos IVA, mano de obra; incremento debido a gastos generales considerado igual al 12% de la suma del subtotal de materiales, mano de obra y equipo; incremento debido a la utilidad considerado igual al 8% de la suma del sub total de materiales, mano de obra, equipo, y gastos generales; incremento debido a impuestos considerado igual al 3,09 % de la suma del subtotal de materiales, mano de obra, equipo, gastos generales y utilidad.

3.7 Presupuesto General.

La planilla de presupuesto general de la obra se encuentra detallada en el ANEXO H, en donde se determina el costo general de la obra en función al precio unitario de cada actividad y la cantidad a ejecutar.

El presupuesto general requerido para la ejecución del proyecto es igual a **4.845.618,94Bs.** (Cuatro millones cuatrocientos cincuenta mil setecientos dieciocho con 94/100 de bolivianos).

3.8 Cronograma de ejecución.

El tiempo de ejecución del proyecto fue calculado con ayuda del programa computarizado MS PROJECT, estableciendo como días laborales de lunes a viernes en un horario turno mañana, de 08:00 a.m. a 12:00 p.m. y turno tarde desde las 2:30 p.m. hasta las 18:30 p.m. de lunes a viernes.

Según el cronograma de ejecución calculado se determinó un tiempo de ejecución de la obra igual a **405** días laborales o **18.4 meses**.

El cronograma de ejecución se encuentra en el ANEXO I.

3.9 Planos estructurales a nivel constructivo.

Los planos estructurales a nivel constructivos se encuentran en el ANEXO J, en los cuales se especifican las dimensiones de cada uno de los elementos estructurales con su respectiva escala. De igual manera se encuentra detallada la armadura necesaria que se debe disponer con sus respectivas configuraciones.

CAPÍTULO IV
APORTE ACADEMICO

Comparación técnica y económica entre las dos alternativas viga sección CAJÓN (la memoria de cálculo detallada en el ANEXO F) entre la viga sección tipo AASTHO, solo el análisis de la viga (superestructura)

4.1 Comparación económica

Tabla 29 Presupuesto viga Cajón

PRESUPUESTO GENERAL DISEÑADO CON VIGA CAJON

Nº Ítem	NOMBRE DE ACTIVIDAD	Unidad	Cantidad	Precio unitario. (Bs.)	Precio total. (Bs.)
1.1.	HORMIGÓN SIMPLE 1:2:4 PARA BASE DE FUNDACIÓN.	m³.	24,42	1232,15	30093,99
1.2.	ESTRIBO DE Hº (FUNDACIÓN).	m³.	350,12	2395,73	838793,09
1.3.	ESTRIBO DE Hº (ELEVACIÓN).	m³.	230,19	2844,78	654845,66
1.4.	ACERO ESTRUCTURAL SUBESTRUCTURA.	kg.	37.930,68	25,76	977020,24
2.1.	APOYOS DE NEOPRENO COMPUESTO.	dm³.	46,90	749,95	35172,59
2.2.	VIGAS PRETENSADAS R35.	m³.	227,33	3409,51	775090,16
2.3.	CABLES PARA PRETENSADO.	m.	5.040,00	46,25	233106,59
2.4.	VAINAS DE CHAPA CORRUGADA.	m.	252,00	148,27	37364,64
2.5.	CONOS DE ANCLAJE C/ACCESORIOS.	pza.	12,00	3189,97	38279,64
2.6.	TESADO DE CABLES.	m.	252,00	123,76	31187,20
2.7.	INYECCIÓN DE LECHADA DE CEMENTO.	m.	756,00	103,24	78049,58
2.8.	DIAFRAGMAS H 35.	m³.	15,65	3012,88	47157,56
2.9.	BARBACANAS.	m.	16,80	58,99	991,01
2.10.	JUNTA DE DILATACIÓN ACERO GOMA.	m.	17,20	952,72	16386,78
2.11.	VEREDA Y BORDILLO DE Hº.	m³.	22,22	2552,66	56715,05
2.12.	POSTES DE Hº	m³.	2,50	2463,49	6156,76
2.13.	PASAMANOS DE ACERO GALVANIZADO 2 1/2".	m.	249,60	314,33	78457,19
2.14.	CAPA DE RODADURA (PAVIMENTO FLEXIBLE e=5cm)	m³	23,22	295,28	6856,50
2.15.	LANZAMIENTO DE VIGAS.	m.	42,00	1154,14	48473,91
2.16.	ACERO ESTRUCTURAL SUPERESTRUCTURA.	kg.	15.767,80	25,76	406147,66
COSTO DEL PUENTE					4.396.345,78
COSTO TOTAL POR METRO DE PUENTE					102.674,90

Fuente: Elaboración propia

Tabla 30 Presupuesto Viga ASSTHO

PRESUPUESTO GENERAL DISEÑADO CON VIGA SECCION ASSTHO

Nº Ítem	NOMBRE DE ACTIVIDAD	Unidad	Cantidad	Precio unitario. (Bs.)	Precio total. (Bs.)
3.1.	HORMIGÓN SIMPLE 1:2:4 PARA BASE DE FUNDACIÓN.	m³.	24,42	1232,15	30093,99
3.2.	ESTRIBO DE Hº (FUNDACIÓN).	m³.	350,12	2395,73	838793,09
3.3.	ESTRIBO DE Hº (ELEVACIÓN).	m³.	230,19	2844,78	654845,66
3.4.	ACERO ESTRUCTURAL SUBESTRUCTURA.	kg.	44.846,22	25,76	1155150,87
4.1.	APOYOS DE NEOPRENO COMPUESTO.	dm³.	46,90	749,95	35172,59
4.2.	VIGAS PRETENSADAS R35.	m³.	43,52	3409,51	148386,54
4.3.	CABLES PARA PRETENSADO.	m.	5.670,00	46,25	262244,92
4.4.	VAINAS DE CHAPA CORRUGADA.	m.	504,00	148,27	74729,28
4.5.	CONOS DE ANCLAJE C/ACCESORIOS.	pza.	24,00	3189,97	76559,27
4.6.	TESADO DE CABLES.	m.	504,00	123,76	62374,41
4.7.	INYECCIÓN DE LECHADA DE CEMENTO.	m.	504,00	103,24	52033,05
4.8.	DIAFRAGMAS H 35.	m³.	29,48	3012,88	88831,68
4.9.	LOSA DE Hº.	m³.	72,24	3125,65	225796,81
4.10.	BARBACANAS.	m.	16,80	58,99	991,01
4.11.	JUNTA DE DILATACIÓN ACERO GOMA.	m.	17,20	952,72	16386,78
4.12.	VEREDA Y BORDILLO DE Hº.	m³.	22,22	2552,66	56715,05
4.13.	POSTES DE Hº	m³.	2,50	2463,49	6156,76
4.14.	PASAMANOS DE ACERO GALVANIZADO 2 1/2".	m.	336,00	314,33	105615,45
4.15.	CAPA DE RODADURA (PAVIMENTO FLEXIBLE e=5cm)	m³	23,22	295,28	6856,50
4.16.	LANZAMIENTO DE VIGAS.	m.	168,00	1154,14	193895,62
4.17.	ACERO ESTRUCTURAL SUPERESTRUCTURA.	kg.	17.908,41	25,76	461285,68
COSTO DEL PUENTE					4.552.915,00
COSTO TOTAL POR METRO DE PUENTE					104.072,59

Fuente: Elaboración propia

El cálculo del encofrado tanto para las dos secciones tenemos:

DESCRIPCION	Bs/m
VIGA CAJON	6.331,47
VIGA ASSTHO	2.215,15

Tomando en cuenta el precio del encofrado en el presupuesto por Bs/m:

COSTO	Bs/m
COSTO TOTAL POR METRO DE PUENTE SECCION CAJON	111.006,37
COSTO TOTAL POR METRO DE PUENTE SECCION ASSTHO	106.187,59

4.2 Comparación Técnica

Las características de los materiales utilizados para ambas secciones están detalladas en las tablas:

Tabla 31 materiales utilizados Viga ASSTHO

puentes de vigas pretensadas doble T		
resistencia característica del hormigón		
Resistencia característica del H° para postes:	$f'c =$	210,00 Kg/cm ²
Resistencia característica del H° para tablero, estribos :	$f'c =$	280,00 Kg/cm ²
Resistencia característica del H° vigas longitud., transversal:	$f'c =$	350,00 Kg/cm ²
resistencia característica del acero		
Resistencia Característica del Acero:	$f_y =$	4.200,00 Kg/cm ²
Resistencia Característica del Acero de grado 270:	$f_{pu} =$	18.982,54 Kg/cm ²
peso específico		
Peso Específico del H°A°	$\gamma_{H^{\circ}} =$	2.400,00 kg/m ³
Peso Específico del acero:	$\gamma_s =$	7.850,00 kg/m ³

Fuente: Elaboración propia

Tabla 32 Materiales utilizados Viga ASSTHO

puentes de vigas pretensadas sección cajón		
resistencia característica del hormigón		
Resistencia característica del H° para postes:	$f'c =$	210,00 Kg/cm ²
Resistencia característica del H° vigas longitud., transversal:	$f'c =$	350,00 Kg/cm ²
resistencia característica del acero		
Resistencia Característica del Acero:	$f_y =$	4.200,00 Kg/cm ²
Resistencia Característica del Acero de grado 270:	$f_{pu} =$	18.982,54 Kg/cm ²
peso específico		
Peso Específico del H°A°	$\gamma_{H^{\circ}} =$	2.400,00 kg/m ³
Peso Específico del acero:	$\gamma_s =$	7.850,00 kg/m ³

Fuente: Elaboración propia

Las vigas de sección cajón de un solo tramo simplemente apoyado cubren una mayor luz que la viga de sección ASSTHO por ser más eficiente:

Tabla 33 Longitud máxima de un solo tramo

LONGITUD DE VANO (m)	UN SOLO VANO SIMPLEMENTE APOYADO	RANGO DE LUCES (m)
L<50	puentes de vigas pretensadas doble T	30-43
	puentes de vigas pretensadas sección cajón	30-50

Fuente: Elaboración propia

El número total de torones de 0.6” dispuestos en los dos secciones se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 34 Número total de torones de ambas secciones

total de torones utilizados		
Nro. torones 0,6"	puentes de vigas pretensadas doble T	180
	puentes de vigas pretensadas sección cajón	120

Fuente: Elaboración propia

La cantidad de acero total de la superestructura para ambas secciones es:

Tabla 35 Cantidad de Acero para ambas secciones

ACERO ESTRUCTURAL SUPERESTRUCTURA SECCION CAJON	
Vereda	1141,65 kg
Bordillo	432,59 kg
Poste	152,50 kg
Diafragma	1199,22 kg
Viga	12841,84 kg
TOTAL	15767,80 kg
ACERO ESTRUCTURAL SUPERESTRUCTURA SECCION ASSTHO	
Vereda	1141,65 kg
Bordillo	432,59 kg
Losa	6274,89 kg
Poste	152,50 kg
Diafragma	1245,72 kg
Viga	8661,05 kg
TOTAL	17908,41 kg

Fuente: Elaboración propia

La cantidad total de hormigón de la superestructura para ambas secciones es:

Tabla 36 Total de Hormigón

HORMIGON SUPERESTRUCTURA SECCION CAJON	
Vereda	11,34 m ³
Bordillo	6,30 m ³
Poste	2,51 m ³
Diafragma	18,56 m ³
Viga	185,22 m ³
TOTAL	223,93 m³
HORMIGON SUPERESTRUCTURA SECCION ASSTHO	
Vereda	11,34 m ³
Bordillo	6,30 m ³
Losa	72,24 m ³
Poste	2,51 m ³
Diafragma	19,66 m ³
Viga	24,06 m ³
TOTAL	136,10 m³

Fuente: Elaboración propia

La cantidad total de madera para encofrar de la superestructura para ambas secciones es:

Tabla 37 Total de madera

TOTAL DE MADERA SECCION CAJON			
Seccion	m ² /m	L (m)	m ²
Apoyo	10,628	2	21,26
Centro luz	14,697	3	44,09
Total			65,35
TOTAL DE MADERA SECCION ASSTHO			
Seccion	m ² /m	L (m)	m ²
Apoyo	6,373	2	12,75
Centro luz	6,320	3	18,96
Total			31,71

Fuente: Elaboración propia.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- El ancho del puente considerando sistema de barandado, vereda, bordillo y dos carriles es de 9.5m.
 - El tablero del puente se encuentra sustentado por 4 vigas longitudinales, espaciadas cada 2.4m entre ejes.
 - Las vigas transversales tienen un canto de 1.95 m. al igual que las vigas longitudinales
 - Las vigas más solicitadas tanto para efectos de corte como flexión, son las externas.
 - La armadura de pretensado dispuesta en cada viga está compuesta por tres vainas de 15T de 0.6”.
 - En el aporte académico se demostró que la sección cajón es más eficiente que la sección asstho.
 - Las vigas de sección cajón pueden trabajar hasta 50 m. de longitud para un solo tramo.
 - La comparación entre las dos alternativas tanto económica como técnica resultó más eficiente la sección cajón, al ser más económica sin tomar en cuenta el encofrado y técnicamente al resistir mejor los momentos actuantes.
 - Las vigas serán trasladadas desde el lugar de hormigonado hasta el lugar de emplazamiento en posición vertical con grúas hidráulicas, en donde los puntos de apoyo y direcciones de las reacciones con respecto a la viga, deberán ser los mismos tanto durante el transporte como cuando la viga esté en su posición final.
 - La superestructura se encuentra sustentada por dos estribos de hormigón armado tipo ménsula de 7m. de altura.
 - La capacidad portante admisible del suelo obtenida del ensayo SPT in situ de menor valor y por lo tanto la de diseño, corresponde a la de la margen derecha de la quebrada con un valor de 2.60kg/cm².
 - El presupuesto general requerido para la ejecución del proyecto es igual a 4. 845.618,94 Bs
- El tiempo de ejecución del proyecto es de 405 días laborables.

Recomendaciones

- Recomendar la sección cajón por ser más eficiente tanto técnica como económica que la sección ASSTHO.
- Tener especial cuidado en el manipuleo y transporte de vigas, manteniendo los puntos de apoyo y dirección de las reacciones iguales a los concebidos en la elaboración del proyecto, tanto en el transporte como en su posición final.
- Calcular las solicitaciones según su naturaleza, para poder aplicar las combinaciones de carga apropiadas, promoviendo así la seguridad estructural.
- Definir el convoy tomando en cuenta la alternativa estructural, es decir si el puente es continuo o no, utilizando el correcto factor de escala propuesto por la norma para cada tipo de vehículo.
- Definir únicamente la carga de peso propio en función de la geometría por defecto, es decir tomar el factor multiplicador de carga igual a 1. Para los demás tipos de carga tomar dicho factor igual a cero, puesto que ya sean éstas lineal o superficialmente distribuidas, serán asignadas a lo largo del puente.
- Se recomienda la promoción de la elaboración de compendios para la optimización del aprendizaje durante la carrera universitaria, con la debida conciencia y responsabilidad que la difusión de información implica.