

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1. **El problema.-** Las autoridades departamentales y provinciales a lo largo de sus gestiones han descuidado notoriamente a las comunidades con vías de acceso, entre las cuales los proyectos de infraestructuras de puentes; de esta manera se incrementa la pobreza y como consecuencia de esto la migración de los lugareños en busca de mejor calidad de vida.

La educación escolar, también se ve afectada por falta de acceso a la infraestructura de un puente, pues los buenos rendimientos en época de lluvia disminuyen porque el traslado a las escuelas se dificulta por el nivel de aguas que tiene el río, también la salud se dificulta porque no es fácil el acceso a centros de salud en época de lluvia.

- **Planteamiento.-** De acuerdo a la información proporcionada por el Gobierno Municipal de San Lorenzo una gran parte de su población no cuenta con infraestructura de puentes, esta carencia la sufre también la comunidad de Trancas, provocando una baja calidad de vida y obstruyendo el desarrollo de esta comunidad, siendo obstruida directamente con transitabilidad fácil y rápida a puntos de enlace principal que es el Municipio de San Lorenzo y la ciudad de Tarija.

Las principales causas que originan la inexistencia de acceso infraestructural sobre el río Chamata son:

- Falta de política municipal para encarar proyectos infraestructurales de puentes.
- Obstáculo topográfico del río Chamata.
- Topografía bastante accidentada.
- Poca gestión de la comunidad.
- Presupuesto insuficiente para la gestión del proyecto.

De mantenerse la situación actual se incrementarán pérdidas económicas, pérdidas humanas, dificultad en el acceso a centros de salud, demora de tiempo de tránsito de comunarios y productos a puntos de comercialización, precaria formación escolar, que

traerán consigo conflictos sociales a la administración del Municipio de San Lorenzo, por lo que se considera necesario plantear como solución las siguientes alternativas:

➤ Diseño de infraestructura para el paso del río.

- Puente viga de hormigón armado
- Puente viga de hormigón pretensado.

- **Formulación.**-Con la construcción de un acceso a un puente vehicular para el paso del río Chamata se podrá solucionar el problema, promoviendo y facilitando un enlace vial de los comunarios de Trancas. La posible solución estructural para el paso del río sería puente viga de hormigón pretensado.

- **Sistematización.**- De las alternativas mencionadas posibles, se deberá evaluar cuál de ellas será la más apropiada, tanto técnica y económicamente. Además, estas alternativas se pueden diseñar y construir con diferentes tipos de materiales, haciendo un análisis de variabilidad de sus secciones, de esta manera tener una alternativa óptima para el proyecto en estudio.

1.2. **Objetivos.**- La propuesta de ingeniería civil cuenta con los siguientes objetivos:

1.2.1. **General.**- Diseñar el puente vehicular sobre el río Chamata, basado en la norma AASHTO LRFD 2004 y realizando análisis de alternativas para la elección del tipo de puente, logrando de esta manera la accesibilidad en toda época del año de la comunidad beneficiada.

1.2.2. **Específicos.**- Entre los objetivos específicos se establecen los siguientes:

- Realizar estudio de alternativas.
- Elaborar el estudio topográfico.
- Elaborar el estudio de suelos
- Realizar el estudio hidrológico de la cuenca del río Chamata.

- Realizar el estudio hidráulico de la sección del lecho del río en el lugar posible de emplazamiento.
- Llenar la ficha ambiental correspondiente.

1.3. **Justificación.**-

La planificación de vías de comunicación como alternativa de mejoramiento económico, es indispensable en toda región por el impacto que éstas producen en el desarrollo de los pueblos, por la incidencia que representa el transporte en el costo de los productos y en la conservación de los mismos, lo que hace posible bajo la influencia del mejoramiento o construcción de una vía de acceso que permita el fluido tránsito hacia los mercados de consumo en toda época del año.

Una de las razones que justifican la construcción del puente sobre el Chamata radica básicamente en que los habitantes o familias requieren un camino vehicular estable durante todo el año, y en especial en épocas de crecidas, con el objeto de acceder a los mercados de abasto para comercializar sus productos tanto agrícolas como pecuarios, y con estos mismos ingresos acceder a otros productos que no se producen en la zona y de esta manera tener una alimentación más balanceada, equilibrada y por tanto mejor calidad de vida.

Asimismo, la construcción del puente sobre el Chamata, facilitará a los comunitarios trasladarse a los centros de atención médica, cuando se presenten emergencias, ya que la comunidad beneficiada no cuenta con servicio de salud.

También podemos mencionar que la población tiene una producción excedentaria que no es consumida por los productores, lo que implica que este excedente de producción necesita ser comercializado. Para comercializarse se requiere contar con accesos en toda época del año y comercializar los productos tanto agrícolas como pecuarios hacia los mercados de abasto tanto interprovinciales como departamentales. Al contar con un puente que conecte a las provincias con los centros de abasto, los productos llegan más rápido a los diferentes mercados y son comercializados en buen estado, directamente al consumidor final o al intermediario final; de esta manera también se reducen las pérdidas de la postcosecha por la comercialización de los productos en el tiempo adecuado ya que la mayor producción agrícola es en época de lluvia cuando será más útil el puente.

1.4 Alcance del Proyecto.-

La propuesta contempla establecer la mejor alternativa y su desarrollo.

Se definirá en función de la ingeniería básica, (hidrológicos, de suelos, topográficos e hidráulicos) el mejor lugar de emplazamiento del proyecto. Teniendo en cuenta un emplazamiento de menor longitud posible del puente y con la ubicación estratégica para hacer que cumpla con las normas correspondientes, se determinará de esta manera la mejor alternativa, técnica, económica, ambiental y cultural.

El estudio topográfico contemplará, levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala con curvas de nivel a intervalos de 1 m y comprendiendo 100 m. a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (dirección del río). Se realizarán secciones verticales tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal. Los cuales indicarán los accesos del puente. También se realizará el levantamiento del fondo del río y se indicará en planos la dirección del curso de agua y los límites aproximados de la zona inundable en las condiciones de aguas máximas. Se establecerán las cotas de puntos referenciales, puntos de inflexión y puntos de inicio y término de tramos; ubicación o

colocación de Bench Marks, para el posterior replanteo de la estructura en la etapa de construcción.

El estudio hidrológico e hidráulico estará compuesto por el reconocimiento del lugar en la zona de cruce. Se realizará la recolección y análisis de información hidrométrica y meteorológica existente; esta información será proporcionada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología SENAMHI. Se tomará en cuenta la caracterización hidrológica de la cuenca, considerada hasta el cruce del curso de agua; en base a la determinación de las características de respuesta lluvia - escorrentía, y considerando aportes adicionales en la cuenca, se analizará la aplicabilidad del método racional de estimación del caudal máximo. Posteriormente se hará una evaluación de las estimaciones de caudal máximo; elección del resultado que, a criterio ingenieril, se estima confiable y lógico.

Una vez calculado el caudal máximo se procederá a la determinación del perfil de flujo ante el paso del caudal de diseño a lo largo del cauce. Determinación de las características hidráulicas del flujo; éstas comprenden la velocidad media, ancho superficial, área de flujo, pendiente de la línea de energía, nivel de la superficie de agua, cuyos valores son necesarios para la determinación de la profundidad de socavación. También se determinará las profundidades de socavación general.

Se realizará estudios de suelos utilizando el equipo de SPT en ambos estribos y de esta manera determinar la capacidad portante del suelo para definir el tipo y la profundidad de cimentación adecuados de los estribos.

Se analizarán todas las cargas actuantes en la estructura de la manera más precisa posible tomando en cuenta las acciones estáticas y dinámicas que corresponda. Las cargas estarán coherentemente seleccionadas para el tipo de estructura a diseñar.

Una vez estimadas las acciones probables se procederá al análisis de esfuerzos calculándose en esta instancia las solicitaciones máximas y/o mínimas en los elementos estructurales, según corresponda de manera que se produzcan las situaciones más desfavorables.

Concluido el análisis de esfuerzos se procederá al dimensionamiento de los distintos elementos de la estructura, basándonos en la normativa AASTHO LRFD 2004 (American Association of State Highway and Transportation Officials), cuya aplicación está dirigida a

puentes carreteros, cuyo objetivo primordial es de proporcionar requisitos mínimos necesarios para velar por la seguridad pública.

También, se redactarán las especificaciones técnicas correspondientes a cada una de las actividades que habrán de realizarse en la ejecución, dichas especificaciones deberán cumplir con los requisitos mínimos especificados por la normativa correspondiente a cada una de ellas.

Se elaborará un análisis de costo de manera que nos permita estimar un presupuesto por ítem y general de la obra.

Se llenará una ficha ambiental de manera que se pueda categorizar el impacto ambiental causado en la zona, dicha ficha ambiental estará acompañada por una matriz de impactos coherente con lo estudiado.

Se elaborarán los planos de cada elemento estructural diseñado y constructivo, en los mismos se establecerán los detalles de disposiciones de armaduras dimensiones de las piezas y estarán a una escala adecuada.

CAPÍTULO II

ASPECTOS GENERALES DEL AREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO

2.1 Marco espacial.

2.1.1 Lugar de emplazamiento del proyecto.

El proyecto puente vehicular Trancas está situada al noreste de la ciudad de Tarija en la Primera Sección de la Provincia Méndez del Municipio de San Lorenzo en la comunidad de Trancas y sobre el río Chamata.

FIGURA 2.1.1-1.

UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO





2.1.2. Datos socioeconómicos del área del proyecto.

2.1.2.1 Población

La comunidad de TRANCAS tiene una población de 260 habitantes formando un total de 90 familias.

2.1.2.2 Características de los beneficiarios.

Se observa que la población de la comunidad de Trancas, es relativamente joven ya que el número poblacional está entre 15 y 49 años.

La población tiene como principales actividades la agricultura, el 84.23 % de la población económicamente activa realiza estas actividades en predios ubicados alrededor de la misma comunidad.

En su generalidad, en las actividades de la población participa toda la familia, no existiendo un rol exclusivo de actividades. La única actividad que es de exclusividad de la mujer, es la de preparación de alimentos.

El horario de trabajo de la población comienza a hrs. 7:00 am y concluye a hrs. 18:00 pm para los varones y a hrs 20:00 para las mujeres. Las actividades a realizar en el campo se inicia a las seis de la mañana y concluye a las cuatro de la tarde, este horario de trabajo está sujeto al tiempo y a las variaciones climáticas.

2.1.2.3 **Migración**

Es posible observar que la población a partir de los 16 años de edad emigra estacionalmente a la Argentina para trabajar como peones en jornales, esta emigración estacional se presenta de marzo a diciembre.

La mayoría de las comunidades de la región presentan una reducción de hasta el 50% en la población. Cabe resaltar que esta situación puede modificarse de acuerdo al curso de las economías nacionales y extranjeras, en el caso de Trancas existe una reducción del 20% de su población debido a actividades que realizan y migraciones temporales a la Argentina principalmente, otros lugares de destino son Yacuiba y Tarija, realizada por los jóvenes por motivos de trabajo o para continuar su estudios.

Las principales causas de la migración de la población son:

- La disminución o pérdida de la producción por fenómenos climatológicos como heladas, sequías, aluviones.
- La reducida superficie de tierra de cultivo por familia.
- Escasez de fuentes de trabajo.
- La imposibilidad de continuar estudios de formación media, técnica o superior.
- Los reducidos ingresos familiares que no permiten pagar la especialización a los jóvenes.
- La búsqueda de otras alternativas de vida, principalmente por los jóvenes.

2.1.2.4 **Origen étnico de la población**

La población está constituida por criollos provenientes principalmente del valle central de Tarija.

2.1.2.5 Lenguaje que habla la población

La población beneficiaria habla castellano.

2.1.2.6 Tamaño promedio de las familias.

Las familias de la comunidad de Trancas tienen un promedio de 3 miembros por lo que se considera un total de 90 familias.

2.1.2.7 Actividades productivas.

En la visita realizada a la comunidad de Trancas y mediante las entrevistas sostenidas con diferentes familias y autoridades, se pudo definir como principales actividades productivas a la agricultura y ganadería, las aéreas cultivadas, oscilan entre 3 y 6 hectáreas.

Su calendario agrícola se caracteriza por presentar épocas definidas de siembra que es regulada por las condiciones climáticas, la disponibilidad de riego y la adaptación de los diferentes cultivos a riego; por lo general se realizan dos siembras al año, una siembra temprana entre los meses de julio y agosto y la siembra grande en los meses de noviembre y diciembre, siendo los principales cultivos practicados los de papa, yuca y algunas hortalizas; en los terrenos a temporal mayormente se cultiva maíz y maní, la siembra está supeditada a comienzos de la temporada de lluvias. En cuanto a frutales, en la comunidad se produce cítricos y durazno.

La rotación de cultivos en los suelos y el manejo de los mismos en su mayoría es inadecuado, la parcela productiva es de tamaño reducido por lo que se practica el barbecho, o descanso de los mismos para que no se produzca su degradación.

De acuerdo a los cultivos se emplea tecnología de cultivo tradicional con el uso de arados de palo de reja y fuerza animal para la preparación de los terrenos y ocasionalmente se utiliza tractor; en la siembra, el aporque, deshierbe y otras labores culturales se utiliza el arado y yunta, las podas se realizan manualmente.

Se utilizan semillas adecuadas y el uso de fertilizantes y abonos orgánicos varía de acuerdo al cultivo y la disponibilidad de riego.

Uno de los principales problemas que presentan los cultivos, es la presencia de plagas y enfermedades, ocasionando pérdidas considerables de la producción e inversiones adicionales para su control. El control se realiza mayormente en los cultivos destinados a la venta, como el maíz, maní, papa, yuca.

Los productos agrícolas, son almacenados en depósitos rústicos, como los “chaleros” utilizados para almacenar maíz con chala, estos depósitos son atacados por gorgojo, polilla y roedores ocasionando pérdidas considerables.

La crianza de animales domésticos, se realiza para complementar la dieta y ocasionalmente para incrementar los ingresos familiares, se observa la crianza de ganado bovino, ovino, caprino, caballar y porcino.

Otras actividades realizadas por la población de la comunidad para incrementar los ingresos familiares son el jornaleo, la albañilería, y la extracción forestal selectiva.

2.1.3. Servicios existentes.

2.1.3.1 Agua potable.

La comunidad cuenta con sistema de agua potable en un 85% de la totalidad de las familias.

2.1.3.2 Energía eléctrica.

La comunidad de Trancas cuenta con el servicio de energía eléctrica en un 60 %

2.1.3.3 Alcantarillado sanitario

Las viviendas de la comunidad no cuentan con letrinas solamente la escuela cuenta con este servicio.

2.1.3.4 Comunicación

La comunidad de TRANCAS (margen izquierdo) no cuenta con un sistema de radiocomunicación, por lo que la comunicación se realiza por carta a través del servicio de transporte.

2.1.3.5 Educación

La comunidad cuenta con el Núcleo Escolar de TRANCAS Centro (Comunidad principal), que comprende hasta tercero de primaria, cuenta con una población estudiantil de 60 alumnos.

2.1.3.6 Salud

La comunidad de TRANCAS (Margen Izquierdo) y Alto Trancas, en la actualidad no cuenta con una posta sanitaria y para cualquier atención que requiera el concurso de personal especializado en medicina los pobladores deber recurrir hasta “Trancas Centro”, donde se encuentra la nueva posta sanitaria, la cual se encuentra aproximadamente a 5 Km. Y para atenciones mayores deber recurrir a la localidad de San Lorenzo, donde existe un centro hospitalario.

Las enfermedades comunes de la región son los resfríos, debido a los inviernos crudos, también se presentan en la región las enfermedades de chagas, paludismo en época de verano; en esa misma época aumenta el número de niños y adultos con enfermedades diarreicas debido fundamentalmente a las malas condiciones de infraestructura habitacional.

2.1.3.7 Disposición de residuos sólidos

La comunidad no cuenta con un sistema de recolección de residuos sólidos, la disposición de estos se realiza en los potreros, quebradas cercanas o dispersos en las viviendas lo que ocasiona un problema en el medio ambiente.

2.1.3.8 Vivienda

Las viviendas de los beneficiarios está compuesta generalmente de 1 a 2 cuartos de adobe, en algunos casos se tiene dependencias separadas y en otros un solo cuarto cumple todas las funciones.

Pero gracias a las gestiones que hicieron los dirigentes de la comunidad, se ha logrado que las viviendas sean mejoradas, todo con material de construcción, muros de ladrillo, columnas de H°A° y techo de calamina.

CAPÍTULO III

MARCO TEÓRICO

3.1. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS:

La identificación de las alternativas que son técnicamente viables, se la realiza tomando en cuenta los aspectos económicos, técnicos, sociales y ambientales, como así también los costos de mantenimiento e inspección, asociados con cada una de las tipologías estructurales y con la importancia relativa de los aspectos antes mencionados.

En cada una de las alternativas que se plantea en el proyecto, se tienen muy en cuenta las condiciones que rigen la mejor ubicación del puente, dichas condiciones están basadas en los siguientes criterios técnicos.

- El puente debe ajustarse a las condiciones creadas por el obstáculo a cruzar.
- La alternativa debe presentar un diseño claro y preciso de tal forma que se facilite la construcción, inspección y mantenimiento bajo condiciones prácticas y efectivas, desde el punto de vista de los costos.
- Otra de las cualidades técnicas que tienen cada una de las alternativas es que se toman en cuenta los niveles de servicio y la seguridad del tráfico a servir a lo largo de la vida útil del puente.
- El diseño minimiza los impactos adversos de la carretera.

En atención a los criterios vertidos anteriormente, se han identificado las siguientes alternativas técnicamente viables.

3.1.1. ALTERNATIVA DE UBICACIÓN

Para la ubicación precisa del puente vehicular sobre el Chamata, se realizó una inspección de los sitios probables para el emplazamiento de la mencionada obra, tanto, aguas arriba y abajo del sitio actual de cruce por el lecho del río, considerando los siguientes aspectos.

- Que la variación del trazo actual del camino sea mínima, con la finalidad de reducir los costos y que la variación mencionada reduzca en lo posible la longitud del camino e incremente la comodidad de tránsito.

- Que se obtenga la menor longitud de puente y que el sitio de emplazamiento ofrezca condiciones favorables para el emplazamiento, ofreciendo seguridad a la estructura, evitando la construcción de grandes accesos y sistemas defensivos.
- Que en el sitio escogido se pueda establecer la estructura de puente de forma perpendicular al cauce del río, para reducir la longitud del puente.
- Reducir daños, es decir, que ni los accesos ni el puente afecten terrenos de cultivo y viviendas de los comunarios.

3.1.2. ALTERNATIVAS DE MODELO ESTRUCTURAL.

Se realiza un análisis de alternativas del tipo de estructura, con la finalidad de encontrar la alternativa técnica y económica viable; en ese sentido, se han formulado tres tipos de estructura de puente que son los más empleados para puentes vehiculares de similares características y que por sus formas de transmitir las cargas a la infraestructura son recomendables para salvar luces en rangos similares a la que es necesaria.

3.1.2.1. ALTERNATIVA N°1.- PUENTE DE VIGAS DE HORMIGÓN PRETENSADO SIMPLEMENTE APOYADO

Esta alternativa se basa en generar un balance entre el costo de la infraestructura y la superestructura, tomando en cuenta que el uso del hormigón pretensado permite cubrir luces mayores que el hormigón armado reduciendo costos.

Esta alternativa se basa en el hecho de que en nuestro proyecto, la luz óptima a cubrirse con vigas pretensadas de inercia constante es de 30.00 metros, por lo que se necesitará un tramo soportado por dos vigas longitudinales. La estructura requiere estar apoyada sobre dos estribos en los extremos que por la carga que reciben deben necesariamente ser diseñados de hormigón armado.

CUADRO 3.1.2.1-1
ALTERNATIVA N° 1

Luz de cálculo	Observaciones	Conclusiones
L = 30.00 m.	<ul style="list-style-type: none"> • Menor estrechamiento del cauce debido a la ausencia de pilas. • Encauzamiento de río con gaviones. 	<ul style="list-style-type: none"> • Longitud de luces recomendables hasta de 45 m. • Estado hidráulico favorable debido a la inexistencia de pilas, la socavación por contracción no es tan grande como la local. • Se tendrá mayor revancha o borde libre sin obstrucción de palizadas. • Socavación local nula. • Alternativa elegida.

Fuente: Elaboración propia

3.1.2.2. ALTERNATIVA N° 2.- PUENTE DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO CON UNA PILA INTERMEDIA

Esta alternativa consiste en ejecutar un puente con tablero de vigas de hormigón armado y losa de hormigón armado con dos tramos isostáticos para lo cual se requiere de un apoyo intermedio consistente en una pila de hormigón armado de columnas circulares, y dos estribos extremos de hormigón armado.

CUADRO 3.1.2.2-1
ALTERNATIVA N° 2

Luz de cálculo	Observaciones	Conclusiones
L = 30.00 m.	2 tramos de 15.00m cada uno. Pila central Encauzamiento de río con gaviones.	Luces factibles para vigas de hormigón armado. Estado hidráulico desfavorable con pila propensa a una mayor socavación, por tanto mayor riesgo de colapso. <i>Alternativa no recomendable.</i>

Fuente: Elaboración propia

3.1.2.3. ALTERNATIVA N° 3: PUENTE DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO DE TRES TRAMOS CON DOS PILAS INTERMEDIAS

Esta alternativa plantea la construcción de un puente con tablero de hormigón armado con vigas de hormigón armado, pero a diferencia de la anterior alternativa se propone realizarlo con dos pilas intermedias, tomando en cuenta que la bibliografía recomienda diseñar con una separación de 0.75L de luz en los extremos para permitir de esta manera el flujo de agua libre por debajo del puente.

CUADRO 3.1.2.3-1

ALTERNATIVA N° 3

Luz de cálculo	Observaciones	Conclusiones
L = 30.00 m.	<ul style="list-style-type: none"> • Tramo central de 12.00m y 9.00m tramos extremos. • Encauzamiento de río con gaviones. 	<ul style="list-style-type: none"> • Tramos muy cortos para el uso de un puente de vigas de hormigón armado. • Riesgo de una mayor socavación debido a palizadas que se acumulan en las pilas, por tanto mayor solitación de resistencia de las pilas. • Disminución de la sección del río debido a la presencia de pilas, por tanto menor revancha. • <i>Alternativa no recomendable.</i>

Fuente: Elaboración propia

3.1.3. ASPECTOS TÉCNICOS

Observando los anteriores cuadros y la ingeniería básica, se extrae que las mejores alternativas desde un punto de vista técnico son:

Puente de hormigón pretensado de un tramo de 30.00 m. de longitud.

Se optará por el puente de 30.00m. de longitud, ya que se obtendrá un menor peralte de viga, por tanto menor peso y menores deformaciones, además observando la topografía vemos que al estrechar el puente hasta los 30.00 metros no se reduce mucha area hidráulica lo que favorece no producir alteraciones en hidráulicas en el lecho del río.

3.1.4. ASPECTOS ECONÓMICOS

Actualmente, ya se determinó el tipo de puente más conveniente a diseñar según los aspectos técnicos, aquí se realizará una comparación económica para tener una mayor justificación. Esto se realizará tomando referencias de costos de otros proyectos ya realizados.

Se realizaron comparaciones entre los puentes de hormigón pretensado de un solo tramo con la mejor opción de alternativas de puentes de hormigón armado, que son los puentes de hormigón armado de tres tramos con vigas continuas.

Para la alternativa de un puente de hormigón armado tenemos:

CUADRO 3.1.4-1
ASPECTO ECONÓMICO PUENTE DE H°A°

Luces factibles	Observaciones	Conclusiones
L = 30.00 m	<ul style="list-style-type: none"> • Vigas T de h=0.80 m., viga rectangular sección transversal constante de 0.3m. • Volumen de 3 vigas igual a 22 m³. • 4 elementos para la infraestructura, 2 estribos y 2 pilas. 	<ul style="list-style-type: none"> • Mayor costo en comparación con el hormigón pretensado debido a la infraestructura.

Fuente: Elaboración propia

La alternativa de un puente de hormigón pretensado se muestra a continuación:

CUADRO N° 3.1.4-2.
ASPECTO ECONÓMICO PUENTE DE H°P°

Luces factibles	Observaciones	Conclusiones
L = 30.00 m	<ul style="list-style-type: none"> • Vigas I de 1.6 m. viga de sección transversal variable. • No se utilizarán pilas, sólo 2 elementos para la infraestructura. • Volumen de hormigón para 3 vigas tipo V es 84 m³. 	<ul style="list-style-type: none"> • Mayor costo en la superestructura pero un costo menor en la infraestructura debida a que no presenta pilas.

Fuente: Elaboración propia

CUADRO N° 3.1.4-3.
ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS

MÓDULO	COSTO TOTAL \$US	COSTO POR METRO LINEAL \$US
Superestructura con Vigas de Hormigón Pretensado	91466,02	2989.37
Superestructura con Vigas de Hormigón Armado	71060,48	2322,23

MÓDULO	COSTO TOTAL \$US	COSTO POR METRO LINEAL \$US
Subestructura puente de vigas de hormigón armado con dos pilas	202886.57	6762.88
Subestructura puente de vigas de hormigón pretensado	149780.68	4992.70

MÓDULO	COSTO TOTAL \$US	COSTO POR METRO LINEAL \$US
Subestructura puente de vigas de hormigón armado con una pila	176443.28	5881.44
Subestructura puente de vigas de hormigón pretensado	149780.68	4992.70

3.2. ESTUDIOS DE INGENIERÍA BÁSICA

3.2.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO.

Los estudios topográficos tendrán como objetivos:

- Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos.
- Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.
- Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

Los estudios topográficos deberán comprender lo siguiente:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala entre 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 1 m.
- Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos, con planos a escala entre 1/100 y 1/250 considerando curvas de nivel a intervalos no mayores que 1 m y con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal.

El levantamiento topográfico se lo realizará con un equipo Estación Total.

3.2.2. ESTUDIO DE SUELOS.

Los estudios de suelos tendrán como objetivos:

- Realizar excavaciones en el sitio de emplazamiento de las fundaciones.
- Las profundidades de excavaciones deberán tener mínimamente la profundidad de socavación.
- Se deberá determinar la capacidad portante del suelo de fundación.
- El ensayo se lo realizará con un equipo de SPT ya que no se tendrá la posibilidad de hacer ensayos de sondeos eléctricos por su elevado costo, pero en el momento de su construcción se tendrá una verificación de estudios de suelos.
- Extraer muestras para trabajo de gabinete del lugar de estudio del proyecto.

Los estudios de suelos deberán comprender lo siguiente.

- El estudio debe considerar exploraciones de campo y ensayos de laboratorio, cuya cantidad será determinada en base a la envergadura del proyecto, en términos de su

longitud y las condiciones del suelo. Los estudios deberán comprender la zona de ubicación del puente, estribos, pilares y accesos.

- Ensayos de laboratorio en muestras de suelo extraídas de la zona.
- Descripción de las condiciones del suelo.
- Presentación de los resultados y recomendaciones sobre especificaciones constructivas y obras de protección.

3.2.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO.

Los objetivos del estudio 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 o aceptables para las características particulares de la estructura.

Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer lo siguiente:

- Nivel aguas máximas extraordinarias (NAME) en la ubicación del puente.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- Profundidades de socavación general.

El programa de estudios debe considerar la recolección de información, los trabajos de campo y los trabajos de gabinete, cuya cantidad y alcance será determinado en base a la envergadura del proyecto, en términos de su longitud y el nivel de riesgo considerado.

Los estudios hidrológicos e hidráulicos comprenderán lo siguiente:

- Visita de campo; reconocimiento del lugar tanto en la zona de cruce como de la cuenca global.
- Recolección y análisis de información hidrométrica y meteorológica existente; esta información será proporcionada por el SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología).
- Selección del método de estimación del caudal máximo de diseño; para el cálculo del caudal máximo a partir de datos de lluvia se utilizará: el método racional.
- Evaluación de las estimaciones de caudal máximo; elección del resultado que, a criterio ingenieril, se estima confiable y lógico.

- Determinación del periodo de retorno y la descarga máxima de diseño; el periodo de retorno dependerá de la importancia de la estructura y consecuencias de su falla.
- Determinación de las características hidráulicas del flujo; éstas comprenden la velocidad media, ancho superficial, área de flujo, pendiente de la línea de energía, nivel de la superficie de agua, etc., cuyos valores son necesarios para la determinación de la profundidad de socavación.
- Determinación de las profundidades de socavación general.
- Evaluación de las estimaciones de socavación total.

3.3. IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

3.3.1. Viga de hormigón pretensado.

La normativa establece que el canto de la viga en piezas de hormigón pretensado deberá ser de $0,045L$ como predimensionamiento, pero en nuestro caso velando la seguridad de la estructura, tomaremos como altura de viga $0,05L$ que es correspondiente a una relación claro - canto igual a 20.

3.3.1.1. Método de pretensado.

Existen dos grandes métodos los cuales son: pretensado y postensado. En el proyecto se utilizará el segundo método mencionado.

3.3.1.1.1. Postensado.

Mediante este método, los tendones son pretensados o tensionados y anclados en los extremos del hormigón después que este ha sido vaciado ha alcanzado la suficiente resistencia a la compresión. Los tendones son ubicados a través de ductos metálicos denominados vainas.

La técnica de tesado, será con tendones adheridos, que consiste en el llenado de mortero semilíquido de cemento al ducto o vaina.

3.3.1.2. Materiales utilizados en el hormigón pretensado.

3.3.1.2.1. Hormigón:

Hormigón tipo P $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$, con un módulo de elasticidad de $E = 282495.13 \text{ kg/cm}^2$.

3.3.1.2.2. Acero para pretensado

Los aceros para pretensado, son aceros de alta resistencia a la tensión. Las principales características de estos aceros son:

- Comportamiento elástico ante esfuerzos relativamente altos.
- Su alto grado de ductilidad antes de fallar.
- Tienen buena adherencia.
- Buena resistencia a la fatiga y a la corrosión.

Torones de $\Phi \frac{1}{2}$ del tipo 270 con tensión de 18900 kg/cm²

Vainas corrugadas metálicas de Φ 70 mm.

Tipo de anclaje del sistema PROTENDE.

3.3.1.2.3. Esfuerzos admisibles en el acero de presfuerzo

Los esfuerzos admisibles permitidos por el Código ACI en alambres, torones o barras de presfuerzo dependen del estado de aplicación de las cargas. Cuando la fuerza de los gatos se aplica por primera vez, se permite un esfuerzo de $0.80 f_{pu}$, o $0.94 f_{py}$, el que sea menor, donde f_{pu} , es la resistencia última del acero y f_{py} es la resistencia de fluencia. Inmediatamente después de la transferencia de la fuerza de presfuerzo al hormigón, el esfuerzo permitido es $0.74 f_{pu}$, o $0.82 f_{py}$, el que sea menor (excepto en los anclajes de postensado donde el esfuerzo se limita a $0.70 f_{pu}$).

3.3.1.2.4. Armaduras activas

Sirven para introducir en el hormigón los esfuerzos de pretensado. Son de acero de alta resistencia, con una alta ductilidad, elasticidad y resistencia a la fatiga y a la corrosión. Las diferentes normativas identifican una serie de tipos de armaduras activas. El código ACI 318 identifica tres tipos: Alambres, Barras y Torones.

3.3.1.2.5. Armaduras pasivas

Se denominan así a las armaduras no sometidas a tensión previa y son iguales a las habitualmente usadas en Hormigón Armado.

Los detalles de armado establecidos en la norma AASHTO LRFD 2004 son consistentes con los establecidos en la norma ACI 318 como lo establecido en el mismo código AASHTO en el apartado 5.10.2.1.

3.3.1.2.6. Inyección

La inyección es la operación consistente en rellenar los conductos de pretensado con un producto adecuado para proteger las armaduras activas contra la corrosión. Salvo en el caso de productos de inyección no adherentes, esta operación sirve además para asegurar la adherencia de dichas armaduras al hormigón de la pieza.

Generalmente en los componentes usados para la inyección son agua, cemento (lechada de cemento) y en su caso aditivos.

Las cualidades generales que deberá tener la inyección son las siguientes:

- Ser suficientemente fluida en el momento de la operación.
- Tener al mismo tiempo, la consistencia necesaria y presentar la menor retracción posible.
- Alcanzar, tras su endurecimiento, alta resistencia mecánica, necesaria para la adherencia.
- No contener ningún producto susceptible a corroer las armaduras.

3.3.1.3. Estadios de carga en el hormigón pretensado

Tanto el análisis como el diseño del Hormigón Pretensado pueden necesitar de la consideración de varios estados de carga, tal como sigue:

1. Pretensado Inicial, inmediatamente después de la transferencia, cuando sólo la fuerza de pretensado inicial actúa en el hormigón.
2. Estado Inicial de Pretensado, sólo actúan la fuerza de pretensado inicial más peso propio de la Pieza.
3. Estado de Carga Balanceada, actúa la fuerza de pretensado inicial más la totalidad de la carga muerta y un porcentaje de la carga viva.
4. Estado Límite de Servicio, después de ocurridas las pérdidas, actúa la fuerza de pretensado efectiva más la totalidad de las cargas muertas y la totalidad cargas vivas esperadas.

5. Estado de Carga Última, cuando se incrementan las cargas esperadas de servicio y el miembro se encuentra al inicio de la falla.

3.3.1.4. Diseño de hormigón pretensado por flexión basado en esfuerzos permisibles

La mayoría de las especificaciones para la construcción y diseño de hormigón pretensado impone ciertas limitaciones a los esfuerzos en el hormigón y en el acero, para inmediatamente después de la transferencia de la fuerza pretensora al hormigón y para cuando actúa la totalidad de la carga de servicio.

Estas limitaciones en los esfuerzos, tratan de evitar daños al miembro durante la construcción y asegurar condiciones óptimas de servicio. En la práctica actual, especificaciones que limitan el esfuerzo proporcionan a menudo el punto de partida para la selección de las dimensiones de los miembros de hormigón pretensado. En otras palabras, el método de diseño que se propone se basa en la aproximación de los esfuerzos, tan cerca como sea posible, de los esfuerzos límite especificado, bajo los estados de carga que controlan el diseño.

La notación que se establece en lo que se refiere a los esfuerzos límite en el concreto para los estados de carga 2 y 4 mencionados anteriormente, es la siguiente:

f_{ti} = Esfuerzo de **tracción** permisible inmediatamente después de la transferencia.

$$f_{ti} = 0.8\sqrt{f'_{ci}}$$

f_{ci} = Esfuerzo de **compresión** permisible inmediatamente después de la transferencia.

$$f_{ci} = 0.6f'_{ci}$$

f_{ts} = Esfuerzo de **tracción** permisible bajo carga de servicio, después de todas las pérdidas.

$$f_{ts} = 1.6\sqrt{f'_c}$$

f_{cs} = Esfuerzo de **compresión** permisible bajo carga de servicio, después de todas las pérdidas.

$$f_{cs} = 0.45f'_c$$

Donde: f'_{ci} y f'_c están en Kg/cm^2 .

3.3.1.5. Inecuaciones de condición

Hipótesis del problema:

1. Tanto el acero como el hormigón se comportan dentro del rango elástico
2. La sección es plana antes de la flexión y permanece plana después de la flexión.
3. Existe perfecta adherencia entre el Acero y el Hormigón.

Producto del análisis de esfuerzos tanto en la fibra superior como inferior de una pieza de hormigón pretensado, para los estadios 2 y 4 antes mencionados, es que se plantean las siguientes inecuaciones necesarias para el diseño.

3.3.1.6. Estado inicial de pretensado

En esta etapa, actúan la fuerza de pretensado inicial y el peso propio de la pieza

Para la fibra superior 1 en $t = 0$.

$$-\frac{M_o * C_1}{I} + \frac{P_i * e * C_1}{I} - \frac{P_i}{A} \leq 0.8 \sqrt{f'_{ci}}$$

$$-\frac{M_o}{S_1} + \frac{P_i * e}{S_1} - \frac{P_i}{A} \leq 0.8 \sqrt{f'_{ci}}$$

Para la fibra inferior 2 en $t = \infty$.

$$\frac{M_o * C_2}{I} - \frac{P_i * e * C_2}{I} - \frac{P_i}{A} \geq -0.6 f'_{ci}$$

$$\frac{M_o}{S_2} - \frac{P_i * e}{S_2} - \frac{P_i}{A} \geq -0.6 f'_{ci}$$

3.3.1.7. Estado límite de servicio

En esta etapa, actúan la fuerza de pretensado efectiva, la totalidad las cargas muertas y las cargas vivas, la pieza está en servicio.

Para la fibra superior 1 en $t = \infty$.

$$-\frac{M_T * C_1}{I} + \frac{n P_i * e * C_1}{I} - \frac{n P_i}{A} \geq -0.45 f'_c$$

$$-\frac{M_T}{S_1} + \frac{n P_i * e}{S_1} - \frac{n P_i}{A} \geq -0.45 f'_c$$

Para la fibra inferior 2 en $t = \infty$.

$$\frac{M_T * C_2}{I} - \frac{n P_i * e * C_2}{I} - \frac{n P_i}{A} \leq 1.6 \sqrt{f'_c}$$

$$\frac{M_T}{S_2} - \frac{n P_i * e}{S_2} - \frac{n P_i}{A} \leq 1.6 \sqrt{f'_c}$$

Donde:

M_o = Momento flector debido al peso propio de la pieza. [Kg*m]

M_T = Momento flector debido a la totalidad de las cargas. [Kg*m]

P_i = Fuerza de pretensado inicial [Kg]

n = Coeficiente de relación entre la fuerza de pretensado efectiva y la fuerza de pretensado

inicial $n = \frac{P_e}{P_i}$

e = Excentricidad de la fuerza de pretensado [cm]

I = Inercia centroidal de la sección transversal [cm⁴]

A = Área de la sección transversal [cm]

C_1 = Distancia del centroide de la sección a la fibra superior [cm]

C_2 = Distancia del centroide de la sección a la fibra inferior. [cm]

S_1 = Módulo de la sección con respecto a la fibra superior $S_1 = \frac{I}{C_1}$ [cm³]

S_2 = Módulo de la sección con respecto a la fibra inferior $S_2 = \frac{I}{C_2}$ [cm³]

$f'_{ci} = 0.70 f'_c$ corresponde al 70 % de f'_c para el tesado a los 7 días aproximadamente.

3.3.1.8. Variación de la excentricidad a lo largo del claro

Las ecuaciones desarrolladas establecen los requerimientos necesarios para una sección de máximo momento del miembro. En otros puntos del claro, en donde los momentos son más pequeños, la excentricidad del acero debe reducirse con el objeto de evitar sobrepasar los esfuerzos límite en el concreto cuando la viga se encuentra en el estado descargado.

Para la fibra superior 1 en $t = 0$.

$$-\frac{M_o * C_1}{I} + \frac{P_i * e * C_1}{I} - \frac{P_i}{A} \leq 0.8\sqrt{f'_{ci}}$$

Resolviendo para la máxima excentricidad se obtiene:

$$e \leq \frac{\left(0.8 * \sqrt{f'_{ci}} + \frac{M_o * C_1}{I} + \frac{P_i}{A}\right) * I}{P_i * C_1}$$

Para la fibra inferior 2 en $t = 0$.

$$\frac{M_o * C_2}{I} - \frac{P_i * e * C_2}{I} - \frac{P_i}{A} \geq -0.6f'_{ci}$$

De donde el segundo límite inferior para el centroide de acero resulta:

$$e \leq \frac{\left(0.6 * f'_{ci} - \frac{M_o * C_2}{I} + \frac{P_i}{A}\right) * I}{-P_i * C_2}$$

Considerando ahora que el miembro se encuentra en su estado totalmente cargado, se pueden hallar los valores límite superiores para la excentricidad.

Para la fibra superior 1 en $t = \infty$.

$$-\frac{M_T * C_1}{I} + \frac{nP_i * e * C_1}{I} - \frac{nP_i}{A} \geq -0.45f'_c$$

De la cual

$$e \geq \frac{\left(0.45 * f'_c + \frac{M_T * C_1}{I} + \frac{\eta P_i}{A}\right) * I}{\eta * P_i * C_1}$$

Para la fibra inferior 2 en $t = \infty$.

$$\frac{M_T * C_2}{I} - \frac{nP_i * e * C_2}{I} - \frac{nP_i}{A} \leq 1.6\sqrt{f'_c}$$

De la cual

$$e \geq \frac{\left(1.6 * \sqrt{f'_c} - \frac{M_T * C_2}{I} + \frac{\eta P_i}{A}\right) * I}{-\eta * P_i * C_2}$$

El límite inferior de la excentricidad del tendón se puede establecer para varios puntos sucesivos del claro. También se establece el correspondiente límite superior.

Este límite superior bien puede ser negativo, lo cual indicaría que el centroide del tendón pueda estar por encima del centroide del concreto en aquel lugar.

Debe recalarse que solamente el centroide del tendón es el que debe caer dentro de la zona límite de los cables, los cables individuales están a menudo fuera de ella.

3.3.1.9. Pérdidas de la fuerza de pretensado

Las pérdidas se distinguen en:

3.3.1.9.1. Instantáneas

Se generan en el momento de la transferencia de la fuerza pretensora al hormigón.

- FR = Pérdidas por fricción
- DA = Pérdidas por desplazamiento de anclajes.
- ES = Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón.

3.3.1.9.1.1. Pérdida por fricción (FR)

La estimación de las pérdidas, pueden ser calculadas mediante la siguiente expresión:

$$FR = P_o - P_x = P_x * e^{u\alpha + kx}$$

Si se acepta la aproximación de que la presión normal en el ducto que produce la fuerza de fricción resulta de la tensión inicial no disminuida alrededor de toda la curva, se obtiene la siguiente expresión simplificada para la pérdida de tensión:

$$FR = P_o - P_x = P_x * (Klx + P_x * u\alpha)$$

El Código ACI permite la utilización de esta forma simplificada de estimar la pérdida por fricción, si el valor $(Klx + u\alpha)$ no es mayor que 0.3

Donde:

FR = Pérdida por fricción.

P_x = Tensión del cable en la longitud x

e = Función exponencial.

$\mu =$ Coeficiente de fricción por curvatura.

$\alpha =$ Ángulo central de desviación por la curvatura del cable.

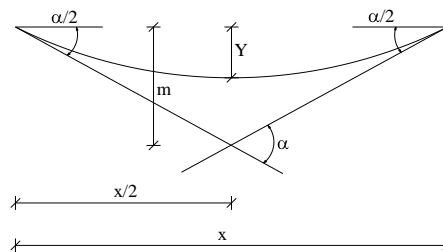
$k =$ Coeficiente de fricción por deformación no intencional del ducto.

$x =$ Longitud del cable en la sección considerada.

Si la curva es relativamente suave, como generalmente es el caso, es suficiente un cálculo aproximado.
$$\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = \frac{m}{x/2} = \frac{2*m}{x}$$

GRÁFICO N° 3.3.1.9.1.1-1

ÁNGULO Y PENDIENTE DE TRAYECTORIA.



La distancia “m” es aproximadamente igual a 2 veces la flecha “Y”. También para ángulos pequeños, la tangente de un ángulo es aproximadamente igual al ángulo mismo, medido en radianes. En consecuencia:

CUADRO 3.3.1.9.1.1-1

COEFICIENTES DE FRICCIÓN PARA TORONES

Tipo de Tendón	Coefficiente de Deformación internacional por No del ducto K por pie	Coefficiente de Deformación internacional por No del ducto K por m.	Coefficiente de curvatura μ por
Tendones dentro de ductos metálicos flexibles			
Tendones de alambres	0,0010 - 0,0015	0,0033 - 0,0049	0,15 - 0,25
Cable Trenzado de 7 alambres	0,0005 - 0,0020	0,0016 - 0,0066	0,15 - 0,25
Varillas de alta resistencia	0,0001 - 0,0006	0,0003 - 0,0020	0,08 - 0,30
Tendones dentro de ductos metálico rígido			
Cable Trenzado de 7 alambres	0.0002	0.00066	0,15 - 0,25
Tendones con lubricación previa			
Tendones de alambres y cables Trenzados de 7 alambres	0,0003 - 0,0020	0,0010 - 0,0066	0,05 - 0,15
Tendones recubiertos con masilla			
Tendones de alambres y cables Trenzados de 7 alambres	0,0001 - 0,0020	0,0010 - 0,0066	0,05 - 0,15

Fuente : Nilson Arthur – Diseño de Estructuras de Concreto

3.3.1.9.1.2. Pérdida por deslizamiento de anclajes (DA)

La mejor manera de determinar la cantidad de movimiento que genera el asentamiento y la deformación por esfuerzo asociada con cualquier tipo particular de anclaje, es mediante ensayos. Una vez que se determine la cantidad ΔL , la pérdida de esfuerzo se calcula a partir de:

$$DA = \Delta f_{s,deslizamiento} = \frac{\Delta L}{L} E_s$$

3.3.1.9.1.3. Pérdida por acortamiento elástico del concreto (ES)

En elementos pretensados, a medida que la fuerza del tendón se transfiere de los contrafuertes fijos a la viga de concreto, se presentará una deformación de compresión elástica e instantánea en el concreto, que tiende a reducir el esfuerzo en el acero de preesfuerzo adherido. La pérdida de esfuerzo en el acero es:

$$ES = \Delta f_{s,elastico} = E_s \frac{f_c}{E_c} = n f_c$$

Donde:

E_c = Módulo de elasticidad del Hº en el momento de tesado.

E_s = Módulo de elasticidad del acero pretensado.

f_c = Esfuerzo en el hormigón en el centroide del cable debido a la fuerza pretensado y carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia.

$$f_c = \frac{P_i}{A} + \frac{P_i * e^2}{I} - \frac{M_o * e}{I}$$

3.3.1.9.2. Diferidas.

Están referidas en función del tiempo.

- CRs = Pérdidas por relación del acero de pretensado.
- SH = Pérdidas por retracción de fraguado del concreto.
- FPc = Pérdidas por flujo plástico del concreto.

3.3.1.9.2.1. Pérdida por relajación del acero de pretensado (CRs)

Los tendones de acero se mantienen esforzados esencialmente con longitud constante durante la vida de un miembro, a pesar de que existe alguna reducción de longitud debido al flujo plástico y la contracción del concreto. La magnitud del relajamiento depende de la intensidad del esfuerzo del acero, así como del tiempo y, para el acero usual relevado de esfuerzo, la relación del esfuerzo reducido f_p al esfuerzo inicial f_{pi} expresada en términos de pérdida de esfuerzo en el acero que proviene del relajamiento.

$$\Delta f_{rel} = f_{pi} \frac{\log t}{10} \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right)$$

La interacción con las demás pérdidas puede tomarse en cuenta de manera aproximada sustituyendo $0.90f_{pi}$ en lugar de f_{pi} en la ecuación.

Donde:

f_{pi} = Esfuerzo inicial de pretensado.

f_{py} = Esfuerzo de fluencia efectivo.

t = Tiempo en horas después del tesado.

3.3.1.9.2.2. Pérdida por retracción del hormigón (*SH*)

En miembros postensados:

$$SH = 0.80 * (1172.40 - 10.34 * RH)$$

Donde:

SH = Pérdida por contracción de fraguado del hormigón, medida en kg/cm².

RH = Humedad relativa ambiente promedio anual en porcentaje (0 a 100)

CUADRO 3.3.1.9.2.2-1
VALORES DE HUMEDAD RELATIVA DEL MEDIO AMBIENTE

Ambiente	Humedad Relativa Aproximada
En el agua	100 %
En atmósfera muy húmeda	90 %
En ambiente medio	70 %
En atmósfera seca	40 %

Fuente: Jiménez Montoya - Hormigón Armado

3.3.1.9.2.3. Perdida por fluencia o flujo plástico del concreto (*FPc*)

Se ha encontrado que la deformación por escurrimiento plástico en el concreto depende no solamente del tiempo, sino también depende de las proporciones de la mezcla, de la humedad, de las condiciones del curado y de la edad del concreto a la cual comienza a ser cargado. Sin embargo, la pérdida de esfuerzo en el acero asociada con la fluencia del hormigón, puede determinarse mediante la expresión:

$$FPc = \Delta f_{s_{flujo}} = Cc * n * fc$$

$$fc = -\frac{Pi}{A} - \frac{Pi * e^2}{I} + \frac{M_o * e}{I}$$

Donde:

FPc = Pérdida por fluencia del hormigón.

f_c = Esfuerzo en el concreto al mismo nivel del centroide del acero inmediatamente después de aplicar el presfuerzo.

C_c = Coeficiente último de flujo plástico con valor de 2 a 4, según Arthur Nilson, cuando no se disponga de información específica se deberá asumir 2.35.

3.3.1.9.3. Pérdida total en elementos postensados

En miembros postensados, la pérdida total de presfuerzo viene dada por el efecto combinado de los siguientes factores:

$$\Delta f_T = FR + DA + Es + CRs + SH + FPc$$

Donde:

Δf_T = Pérdida total del presfuerzo.

SH = Pérdida debido a la retracción del hormigón.

CRs = Pérdida debido a la relajación del acero.

CRc = Pérdida debido a la fluencia del concreto.

FR = Pérdida debido a la fricción.

DA = Pérdida debido al deslizamiento de anclajes.

ES = Pérdida debido al acortamiento elástico del hormigón.

Luego, la relación de la tensión de pretensado efectivo P_e versus la tensión de pretensado inicial P_i en elementos postensados, resulta:

$$n = \frac{P_e}{P_i}$$

$$P_e = n * P_i$$

3.3.1.10. Diseño por cortante del ACI

3.3.1.10.1. Bases para el diseño

El diseño de las secciones transversales sometidas a cortantes debe basarse en la relación:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante aplicada bajo cargas factorizadas.

V_n = Resistencia nominal al cortante de la sección.

ϕ = Factor de reducción de la resistencia, tomando igual a 0.90 para cortante.

La resistencia nominal al cortante V_n , se calcula de la ecuación:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante de la sección proporcionada por el refuerzo para cortante.

3.3.1.10.2. Cálculo de V_u :

La fuerza cortante aplicada bajo cargas factorizadas V_u será calculada para todas las secciones críticas que se tengan en la viga.

Como el dimensionamiento por corte se lo realiza en el Estado Límite Último (ELU), se tiene que mayorar las cargas y minorar las resistencias con la combinación de cargas que genere el cortante máximo, de acuerdo a lo especificado por el código AASHTO.

3.3.1.10.3. Cálculo de V_n .

La resistencia nominal de al cortante V_n se calcula de la ecuación:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo para cortante.

3.3.1.10.4. Cálculo de V_c .

El valor de V_c debe tomarse como el menor de los valores de V_{ci} y V_{cw} determinados para un agrietamiento por flexión-cortante y para un agrietamiento por cortante en el alma, respectivamente.

3.3.1.10.5. Agrietamiento por corte y flexión (Cálculo de V_{ci})

V_{ci} sería la cortante necesaria para que se produzca el agrietamiento por corte y flexión y está dada por la siguiente ecuación:

$$V_{ci} = 0.159 * b_w * d * \sqrt{f'_c} + V_o + V_{cr}$$

$$V_{cr} = \frac{V_{D+L}}{M_{D+L}} * M_{cre}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{C2} \left[0.59 * \sqrt{f'_c} + |f_{pe}| - |fd| \right]$$

Donde:

b_w = Ancho del alma.

d = Se define como el canto útil de la viga, es decir la distancia desde la fibra superior hasta el centro de presiones de la armadura de pretensado en la sección estudiada.

f'_c = Se refiere a la resistencia característica del hormigón a los 28 días

V_o = Cortante debido sólo al peso propio de la viga en la sección estudiada en nuestro

$V_{(D+L)}$ = Cortante debido a la carga permanente adicional más la carga viva en la sección estudiada.

$M_{(D+L)}$ = Momento flector producido por la carga permanente adicional más la carga viva en la sección estudiada.

M_{cr} = Es el momento que produce el agrietamiento por flexión.

I_c = Momento de inercia de la sección estudiada (Sólo para análisis sin huecos, es decir, calculada a sección llena).

f_{pe} = Esfuerzo de compresión en la fibra tensionada, debido a la fuerza de pretensado solamente.

En la fibra inferior si el momento es positivo.

En la fibra superior si el momento es negativo.

$$f_{pe} = - \left[\frac{Pe}{A} + \frac{Pe * e * C_2}{I_c} \right]$$

f_d = Esfuerzo de compresión en la fibra tensionada debido al peso propio de la viga.

$$f_d = \frac{\left[\frac{Q_o * L * x}{2} - \frac{Q_o * x^2}{2} \right] * C_2}{I_c}$$

3.3.1.10.6. Agrietamiento por corte en el alma (Cálculo V_{cw})

V_{cw} = Será el cortante que resiste el hormigón antes del agrietamiento del alma y está dado por la siguiente ecuación

Donde:

$$V_{cw} = \left(0.928 * \sqrt{f'_c} + 0.3 * f_{pc} \right) * b_w * d_p + V_p$$

f_{pc} = Esfuerzo de compresión en el centroide de la sección en $t = \infty$

$$f_{pc} = \frac{Pe}{A_c}$$

V_p = Contracortante.- Es el cortante efectiva (componente vertical de la fuerza de pretensado en la sección estudiada).

$$V_p = Pe \sin \alpha$$

De todo esto, V_c se toma el menor de V_{ci} y V_{cw} .

V_s se puede obtener con la siguiente expresión:

$$V_s \geq \frac{V_u - V_c}{\phi}$$

3.3.1.10.7. Armadura de corte

Se presentan los siguientes casos:

si $V_u \leq \frac{V_c}{2}$ No se necesita armadura transversal

si $\frac{V_c}{2} < V_u \leq V_c$ Se requiere armadura mínima

si $V_u > V_c$ Se necesita armadura por corte

si $V_u \geq 1.06 * \sqrt{f_c} * b_w * d$ Se necesita armadura por corte con
S máx. = 30 cm

si $V_u \geq 2.12 * \sqrt{f_c} * b_w * d$ Se tiene que cambiar de sección

El área de la sección transversal requerida para un estribo, A, se calcula con una transposición conveniente de la ecuación.

$$S = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{\phi * f_y * d}$$

En el diseño práctico, el ingeniero seleccionará normalmente un tamaño tentativo para el estribo, para el cual encontrará el espaciamiento requerido. Una forma más conveniente de formular esta última ecuación es:

$$S = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{V_u - \phi V_c}$$

3.3.1.10.8. Armadura Mínima

Para el cálculo de la armadura mínima se utiliza la siguiente ecuación.

$$A_{\min} = \frac{3.5 * b_w * s}{f_y}$$

Si despejamos de la anterior ecuación tenemos un espaciamiento máximo

$$S_{\max} = \frac{A_{\min} * f_y}{3.5 * b_w}$$

3.3.1.11. Verificación a la flexión en el estado último o de rotura

La resistencia última a la flexión se determinará tomando base la expresión aproximada del ACI para los esfuerzos en el acero en la falla.

La cuantía de acero a tensión es:

$$\rho_p = \frac{A_p}{bd}$$

Donde:

A_p = Área nominal del cable

b = Ancho efectivo

d = Altura del canto útil.

Se hallará el esfuerzo en el acero a la falla basándose en las relaciones aproximadas contenidas en el código ACI.

Para elementos con tendones adheridos:

$$f_{ps} = f_{pu} * \left(1 - 0.50 \rho_p * \frac{f_{pu}}{f'_c} \right)$$

Donde:

f_{ps} = Esfuerzo de falla (kg/cm^2).

f_{pu} = Resistencia del acero pretensado (kg/cm^2)

f'_c = Resistencia compresión del concreto de la losa (kg/cm^2).

El esfuerzo de falla no debe sobrepasar el esfuerzo de fluencia f_{py}

$$f_{ps} < f_{py}$$

3.3.1.12. Resistencia nominal a la flexión y resistencia de diseño

Bajo el supuesto que la altura del bloque de esfuerzo no es mayor que el espesor del ala se aplicará:

$$a = \frac{A_{ps} * f_{ps}}{0.85 * f'_c * b}$$

De este cálculo tentativo se verifica si ha excedido o no el espesor de a la superior, para que sea valido debe ser menor que el espesor del ala.

La resistencia nominal a la flexión será:

$$Mn = A_p f_{ps} \left(dp - \frac{a}{2} \right)$$

Si la altura del bloque de esfuerzos excede el espesor promedio del ala, el método para calcular la resistencia a la flexión corresponderá hallar:

El acero que actúa con las aletas sobresalientes es igual a:

$$A_{pf} = 0.85 \frac{f'_c}{f_{ps}} (b - bw) * hf$$

El área real del bloque de esfuerzos será con la ecuación siguiente:

$$a = \frac{A_{pw} * f_{ps}}{0.85 * f'_c * bw}$$

La resistencia nominal a la flexión es:

$$Mn = A_{pw} f_{ps} \left(dp - \frac{a}{2} \right) + A_{pf} f_{ps} \left(dp - \frac{hf}{2} \right)$$

La resistencia de diseño es:

$$\phi Mn = 0.90 Mn$$

3.3.1.13. Límites del refuerzo

Para vigas corrientes de concreto reforzado, se establece un límite superior en la cuantía de acero a tensión igual a 0.75 veces de la cuantía balanceada de acero, con el fin de garantizar que en caso de que ocurra la falla a flexión, ésta sea una falla dúctil con amplio agrietamiento y grandes deflexiones antes de que se alcance el colapso eventual. En el código ACI se presenta la correspondiente disposición para vigas presforzadas planteada de manera muy sencilla.

Verificación para determinar si la viga puede considerarse una viga presforzada y subreforzada:

$$\frac{0.85 * a}{dp} \leq 0.36 * \beta_1$$

3.3.1.14. Mínimo refuerzo adherido.

Para controlar el agrietamiento en vigas y en losas presforzadas en una dirección debe adicionarse en formas de barras no presforzadas, uniformemente distribuidas en la zona de tensión y tan cerca como sea posible de la cara de tensión.

De acuerdo con el código ACI, la cantidad mínima de este refuerzo es:

$$A_s = 0.004 * A$$

Donde A es el área de la parte de la sección transversal entre la cara a tensión por flexión y el centroide de la sección transversal bruta de concreto.

3.3.2. CARGAS ACTUANTES SOBRE EL PUENTE

3.3.2.1. Cargas permanentes

La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma superficie de rodamiento, futuras sobrecapas y ensanchamientos previstos.

3.3.2.2. Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

Consiste en el peso de la estructura (DC) donde la norma nos recomienda un peso del hormigón armado de 2392 Kg/m³, sin embargo para el proyecto se tomará un peso igual a 2400 Kg/m³.

3.3.2.3. Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios

El peso de la superficie de rodamiento (DW) varía según el material que lo compone, en nuestro caso se diseñará con una capa de pavimento flexible el cual tiene como peso por unidad de volumen igual a 2200 Kg/m³, en caso de utilizar otro material la norma nos da una tabla de densidades recomendadas según el material. Ver norma AASHTO Tabla

3.5.1-1.

3.3.2.4. Empuje horizontal del suelo

Para determinación del empuje horizontal del suelo (EH), pues es más recomendable tomar los criterios que se plasman en el libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya que se desarrolló con un mayor detalle e importancia.

El empuje horizontal se determinará a partir de:

$$\lambda_v = \lambda_H * \cot(\alpha - \delta)$$

$$\lambda_H = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2\alpha * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) * \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

$$\delta = \frac{2}{3} * \varphi \quad P_H = \left(\gamma_s * \frac{h^2}{2} + Ws/c * h \right) * \lambda_H \quad y = h * \frac{2 * \gamma_s * h + 3 * Ws/c}{3 * \gamma_s * h + 6 * Ws/c}$$

PH =Empuje horizontal del terreno.

α = Ángulo que forma un muro con el plano horizontal.

φ = Ángulo de rozamiento interno. (CUADRO 3.3.2.4-1)

β = Ángulo de talud de la superficie libre del terreno (que forma con el plano horizontal)

δ = Ángulo de rozamiento entre el terreno y un muro.

h = Altura de terraplén (desde la base de la fundación hasta la corona del espaldar).

γ_s = Peso específico aparente del suelo. (CUADRO 3.3.2.4-1.)

Ws/c = (ES) Carga uniformemente distribuida sobre el terraplén.

λ_H = Coeficiente de empuje activo horizontal.

λ_V = Coeficiente de empuje activo vertical.

y = Distancia hasta el punto de aplicación, desde la parte superior del terraplén.
(GRÁFICO N° 3.3.2.4-1.)

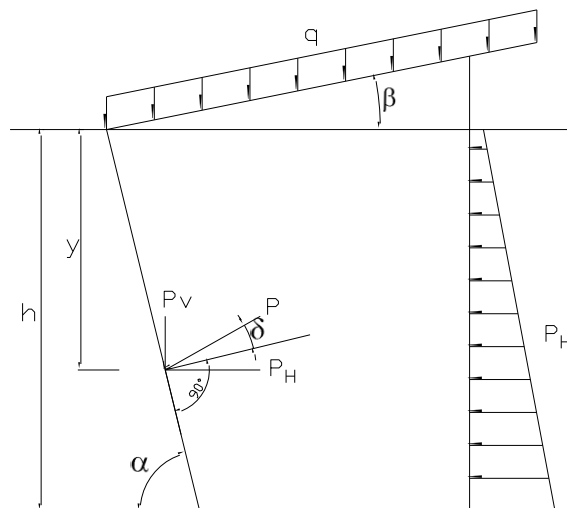
CUADRO 3.3.2.4-1

CARACTERÍSTICAS EMPÍRICAS DE LOS TERRENOS

Clase de terreno	Peso específico (t/m ³)	Ángulo de rozamiento Interno
Terrenos naturales		
Grava y arena compacta	2.0	30°
Grava y arena suelta	1.7	30°
Arcilla	2.1	20°
Rellenos		
Tierra vegetal	1.7	25°
Terraplén	1.7	30°
Pedraplén	1.8	40°

GRÁFICO N° 3.3.2.4-1

ESQUEMA DE EMPUJE HORIZONTAL



3.3.2.5. Sobrecarga de suelo

El valor de la sobrecarga de suelo (ES) que se recomienda es de 10KN/m^2 . La notación que se utiliza en este proyecto será (Ws/c).

3.3.2.6. Presión vertical del peso propio del suelo de relleno

El empuje vertical de suelo (EV) se determina con la siguiente fórmula:

$$P_v = \left(\gamma_s * \frac{h^2}{2} + W_s / c * h \right) * \lambda_v$$

3.3.2.7. Cargas transitorias

Las cargas transitorias son las correspondientes a las cargas de servicio. Corresponde entonces a la carga móvil, peatones, cargas hidráulicas, de viento, etc.

3.3.2.8. Fuerza de frenado en los vehículos

La fuerza de frenado (BR) se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

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

En nuestro medio es recomendable tomar un valor del 5 por ciento del peso total del camión de diseño, se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm. sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar sollicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección.

3.3.2.9. Incremento por carga vehicular

La circulación de las cargas móviles a velocidad sobre la estructura de un puente da origen a esfuerzos instantáneos y de vibración, los cuales hacen que el material se fatigue y pueda entrar en resonancia, debido a la oscilación. Estos efectos se combinan con una carga de impacto que se produce cuando el vehículo penetra a una estructura menos rígida.

Para tomar en cuenta los efectos mencionados se deberá aplicar un factor de mayoración aplicando los porcentajes indicados en la CUADRO N° 3.3.2.9-1., incremento por carga dinámica, (IM).

CUADRO 3.3.2.9-1

INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA.

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

3.3.2.10. Sobrecarga viva

Deberá aplicarse la sobrecarga vehicular llamada HL-93 que consiste en una combinación de:

Camión de diseño o tándem de diseño, y

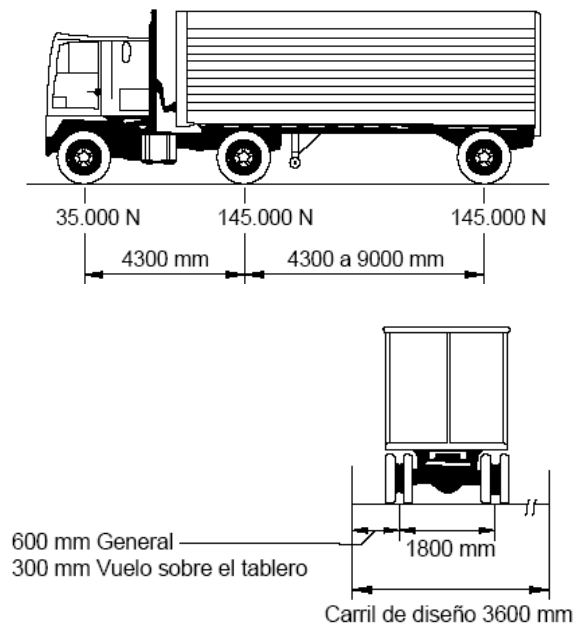
Carga de carril de diseño.

3.3.2.10.1. Camión de diseño

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión serán:

GRÁFICO N° 3.3.2.10.1-1

CAMIÓN DE DISEÑO



La separación entre los dos ejes de 145.000 N se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las sollicitaciones extremas. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.

3.3.2.10.2. Tándem de diseño

El tándem de diseño consiste en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.

3.3.2.10.3. 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 supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las sollicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

3.3.2.10.4. Sobrecarga peatonal

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

Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de $4,1 \times 10^{-3}$ MPa.

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.

Los postes deben estar diseñados para una carga concentrada de $P_{LL} = 890 + 0.73 * L$, dada en N en donde L es la separación entre postes en mm aplicada en el centro del pasamanos superior.

3.3.2.10.5. Presión hidrostática

Se asumirá que la presión hidrostática actúa de forma perpendicular a la superficie que retiene el agua. La presión se deberá calcular como el producto de la altura de la columna de agua sobre el punto considerado, la densidad del agua y g (aceleración de la gravedad).

3.3.2.10.6. Flotabilidad

La flotabilidad se deberá considerar como una fuerza de levantamiento, tomada como la sumatoria de los componentes verticales de las presiones hidrostáticas.

3.3.2.10.7. Presión de flujo

Es la presión debida a un flujo de agua que actúa en la dirección longitudinal de las subestructuras, ésta se determina a partir de una fórmula que está plasmada en los escritos de la norma.

3.3.2.10.8. Fuerzas centrífugas

Las fuerzas centrífugas se deberán tomar como el producto entre los pesos por eje del camión o tandem de diseño y un factor C determinado a partir de fórmula. Esta fuerza centrífuga se considera únicamente cuando se está diseñando un puente de geometría curva, lo cual no es nuestro caso.

3.3.2.10.9. Carga de viento sobre la estructura

Se asumirá que la carga de viento está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento.

La velocidad básica del viento varía considerablemente dependiendo de las condiciones locales. Para las estructuras pequeñas y/o de baja altura el viento generalmente no resulta determinante. En el caso de puentes de grandes dimensiones y/o gran altura se deberían investigar las condiciones locales.

En el proyecto se considerara la carga de viento en la superestructura sobre la carga viva de 146 kg/m aplicada transversalmente al eje del puente y una carga de 60 kg/m aplicada longitudinalmente, serán aplicadas a 1.8 m sobre la capa de rodadura.

Actuando en la superestructura una carga de viento transversal de 245 kg/m² y 60 kg/m² longitudinalmente.

En la subestructura se aplica una carga de viento de 190 kg/m² y se deberá resolver en componentes perpendiculares a las elevaciones posterior y frontal de la subestructura, en nuestro caso no será determinante porque no se cuenta con pilas intermedias.

3.3.2.11. Factores de reducción de resistencia y factores de carga para el diseño de puentes

Un elemento estructural de hormigón durante el proceso de análisis y diseño debe mínimamente cumplir con la condición de que la resistencia nominal de una determinada sección sea al menos igual a la resistencia requerida.

Un diseño dentro del lado de la seguridad resulta cuando la resistencia requerida obtenida a partir de las cargas de servicio mayoradas, es menor o igual a la resistencia nominal especificada por el comportamiento del material y afectada por un factor de seguridad. En consecuencia:

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

En donde los subíndices n están asociados a la resistencia nominal a la flexión, el empuje axial y el esfuerzo cortante, y los subíndices u están asociados a las resistencias requeridas.

CUADRO 3.3.2.11-1

FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA ϕ UTILIZADOS EN EL PROYECTO

Clase de Esfuerzo	ϕ
Para flexión y tracción del hormigón armado	0.90
Para flexión y tracción del hormigón pretensado	1.00
Para corte y torsión:	
hormigón de densidad normal	0.90
hormigón de baja densidad	0.70
Para compresión axial con espirales o zunchos: a excepción de lo especificado en el Artículo 5.10.11.4.1b para Zonas Sísmicas 3 y 4 en el estado límite correspondiente a evento extremo	0.75
Para apoyo sobre hormigón	0.70
Para compresión en zonas de anclaje:	
hormigón de densidad normal	0.80
hormigón de baja densidad	0.65

Fuente : aastho lrfd-2004

Factores de resistencia especificados en el código AASHTO LRFD 2004 para el diseño de puentes.

El método LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia), filosofía de diseño de reciente desarrollo y que ha ganado mucho terreno en otras áreas de la ingeniería estructural y en otras partes del mundo. El método LRFD especifica que los puentes deben ser diseñados para Estados Límites específicos para alcanzar los objetivos de constructibilidad, seguridad y funcionalidad, tomando en cuenta también aspectos relacionados con la facilidad de inspección, economía y estética.

La solicitud mayorada total se tomará como:
$$Q = \sum ni\gamma_i Q_i$$

Donde:

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

Q_i = Solicitaciones de las cargas especificadas

γ_i = Factores de carga especificados para un tipo de fuerza

3.3.2.12. Las combinaciones de cargas usadas en el proyecto.

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

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.

SERVICIO I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h., tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración

de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

CUADRO 3.3.2.12-1
COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA.

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

Fuente: Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD 2004

CUADRO 3.3.2.12-2
FACTORES DE CARGA PARA CARGAS PERMANENTES.

Tipo de carga	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1.25	0.90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1.80	0.45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1.50	0.90
• En reposo	1.35	0.90
EL: Tensión residuales de montaje	1.00	1.00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1.00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1.35	1.00
• Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
• Marcos rígidos	1.35	0.90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1.95	0.90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1.50	0.90
ES: Sobrecarga de suelo	1.50	0.75

Fuente: Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD 2004

3.3.3. Materiales del proyecto.- las características técnico mecánicas de los materiales utilizados para el diseño de la estructura se detallan a continuación:

HORMIGONES:

Estribos.

Fundaciones: Hormigón tipo A $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Elevaciones; Hormigón tipo A $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Losa, diafragmas, aceras y barandados.

Hormigón tipo A $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Vigas pretensadas.

Hormigón tipo P $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$.

ACERO ESTRUCTURAL.

Subestructura y superestructura.

$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

OTROS MATERIALES.

Apoyos de neopreno compuesto.

Juntas de dilatación de acero angular 100x100x5 cm

Tubos de drenaje de PVC $\Phi 4''$

3.3.4. Límites de deflexión para hormigón.

- A) Carga vehicular, general..... Longitud/800.
- B) Cargas vehiculares y/o peatonales.....Longitud/1000.
- C) Carga vehicular sobre voladizos.....Longitud/300.
- D) Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos.....Longitud/375.

CAPITULO IV

INGENIERÍA DEL PROYECTO.

4.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO.

Se realizo un levantamiento topográfico según lo especificado en el capítulo anterior, abarcando una superficie más o menos 100 metros aguas arriba y 100 metros aguas abajo del rio, de igual forma en dirección de los accesos.

Resultó un levantamiento de 189 puntos que fueron procesados con un software de computador con curvas de nivel a cada metro y plasmados en planos. (Anexo A).

4.2. ESTUDIO DE SUELOS.

Se desarrollaron dos ensayos de SPT, en el estribo del margen derecho a 2 metros de profundidad con una resistencia de 2.25 kg/cm² y en el margen izquierdo a 3 metros de profundidad con una resistencia de 2.30 kg/cm².

Lo cual se determinó que se trataba de un suelo de buena resistencia compuesto de fragmentos de grava, arena y limo con presencia de piedra de tamaño considerable.

Para el diseño de la fundación se trabajó con la resistencia menor de los dos ensayos que es 2.25 kg/cm². (Anexo B)

4.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO.

Después de realizar un estudio detallado de las características de la cuenca del río Chamata se pudo determinar lo siguiente: (Anexo C).

- Presenta un área igual a 83 km².
- El río tiene una tendencia a crecidas lentas y sostenidas, la cuenca es de forma oval más o menos alargada.
- El río nace a una altura de 3550 m.s.n.m. y desciende hasta los 2210 m.s.n.m. en donde se emplazará el puente, con un tiempo de concentración de 2.21 horas.
- Se determinó que el río Chamata tiene una sección con capacidad de llevar 490.3 m³/seg en una crecida para un periodo de retorno de 100 años.

- Para un caudal de $490.3 \text{ m}^3/\text{seg}$ presenta un tirante máximo de 3 m. (Anexo D).
- Presenta una socavación potencial de 1.5 m. (Anexo E).

4.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA.

4.4.1. Diseño del barandado.

Para el diseño geométrico del barandado se tomó referencia del barandado tipo peatonal, baranda construida con pasamanos de tubo galvanizado y postes de hormigón armado de una altura de 1.06 m, según especificaciones de la norma AASHTO.

Los postes se distribuyeron con una separación de 2 metros de manera de reducir el peso o carga que éste ocasiona (Anexo F - N).

Figura (4.4.1-1).- Geometría del barandado y acera peatonal.

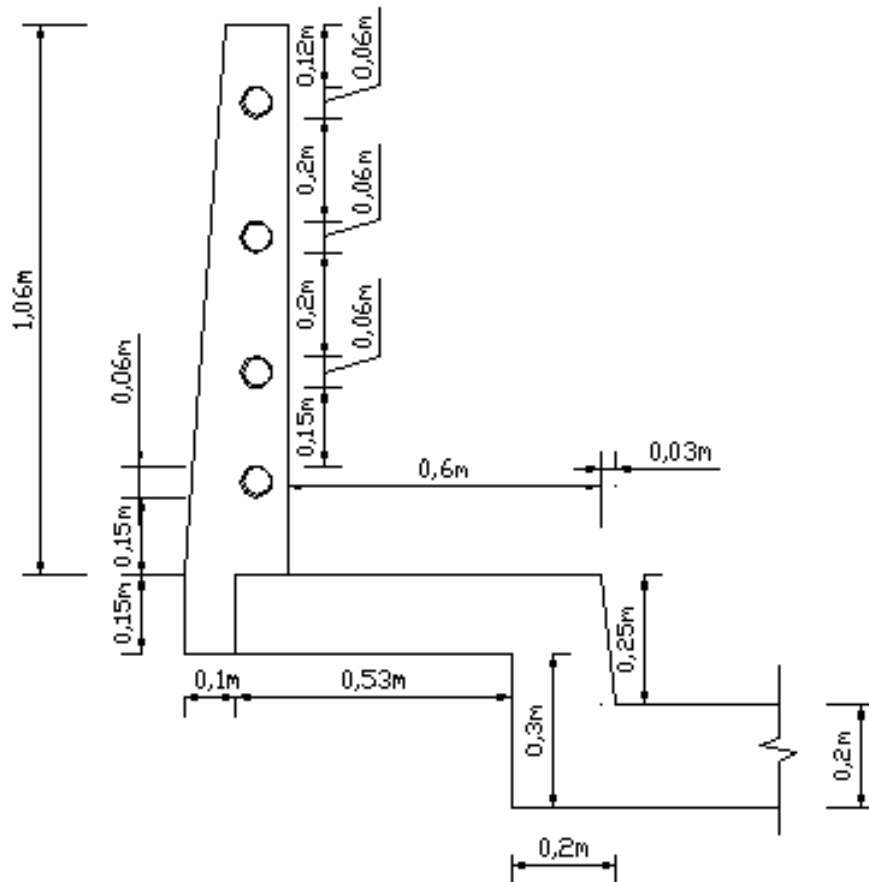
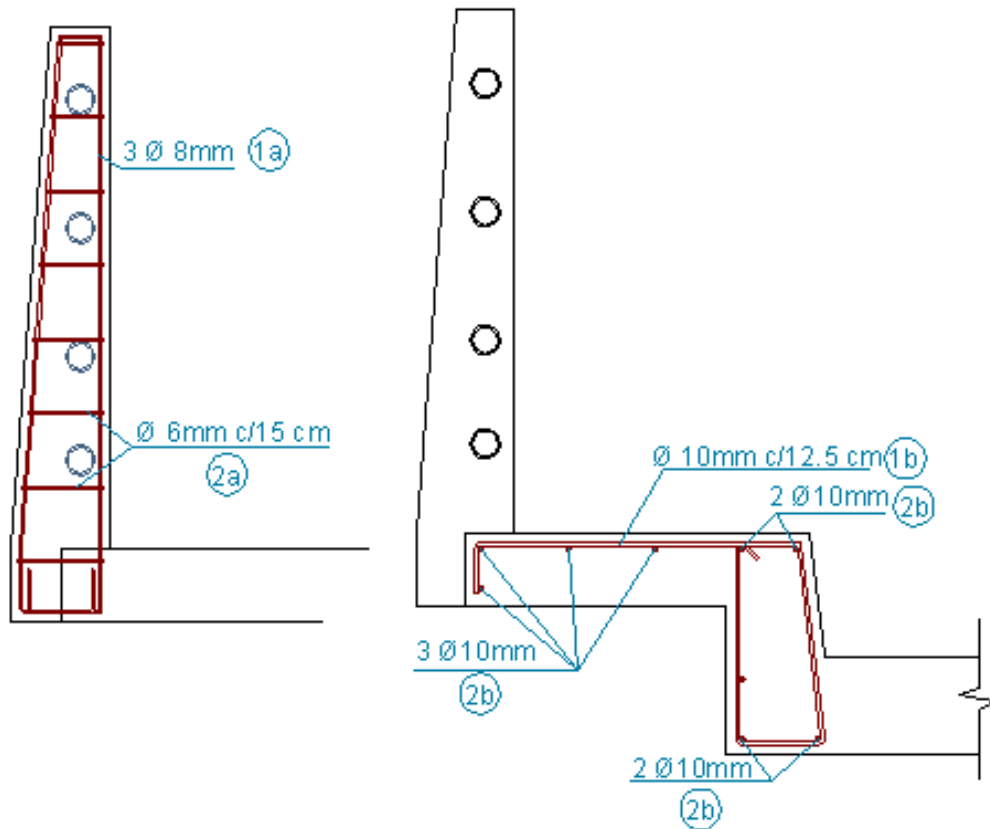


Figura (4.4.1-2).- Armaduras resultantes del calculo del barandado y acera peatonal.

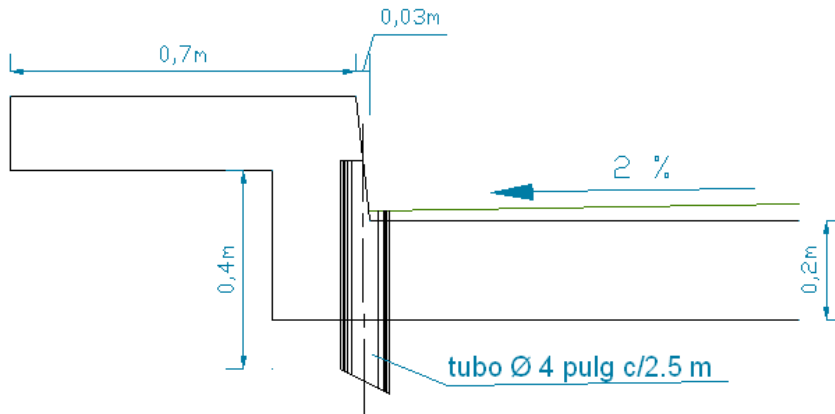


Armadura de flexión del poste	usar: 3 Φ 8 mm
Armadura de corte del poste	usar: Φ 6 mm c/15cm
Armadura de flexión en la acera	usar: Φ 10 mm c/12,5cm
Armadura de corte del bordillo	usar: Φ 10 mm c/65 cm

4.4.2. Diseño de vereda.

Las veredas se diseñaron con un ancho libre para el paso peatonal de 0.6 m con un espesor de losa 0.15 m, ubicados a ambos lados de la calzada del puente, éstas están diseñadas para resistir la carga de una rueda del camión de diseño y además al choque vehicular de un vehículo liviano (Anexo F - N).

Figura (4.4.2-1).- Geometría de la acera peatonal y tubería de drenaje.



4.4.3. Número y separación de vigas.

El número de vigas se determinó tomando en cuenta las recomendaciones dadas de acuerdo con la norma AASHTO Estándar, con la cual se determinó un número de vigas igual a 2. Y una separación entre vigas calculada a través de una idealización de cargas permanentes, resultando una separación de 2.70 m. entre vigas, quedando un volado de 0.85 m en ambos extremos (Anexo F - N).

4.4.4. Diseño de losa de hormigón armado.

La losa del puente se diseñó con un espesor de 0.20 m, dimensión que cubre todas las exigencias de norma, además abarca una calzada de una vía de tráfico de un ancho total y mínimo de 4 m con una longitud de 30 m.

Encima de esta losa se dispuso una capa de rodadura de hormigón de 5 cm de espesor que forma un desnivel con la vereda de 0.25 m. (Anexo F - N).

Armadura en la losa	
Armadura principal inferior	usar: $\Phi 10$ mm c/10 cm
Armadura principal superior	usar: $\Phi 10$ mm c/12,5 cm
Armadura del volado	usar: $\Phi 12$ mm c/12,5 cm
Armadura de distribución inferior	usar: $\Phi 10$ mm c/15 cm
Armadura de distribución superior	usar: $\Phi 10$ mm c/20 cm

4.4.5. Diseño de vigas de hormigón pretensado.

Las vigas de hormigón pretensado tienen una sección I tipo AASHTO con una altura de 1.50 metros, tomando como referencia la sección tipo V.

Están diseñadas con un pretensado total, en combinación de armaduras de refuerzo para solicitaciones de corte, no presenta esfuerzos de tracción.

La fuerza de pretensado total es igual a 500000.00 kg (Anexo F - N).

Figura (4.4.5-1).- Geometría de la viga postensada y armadura en la sección de apoyo.

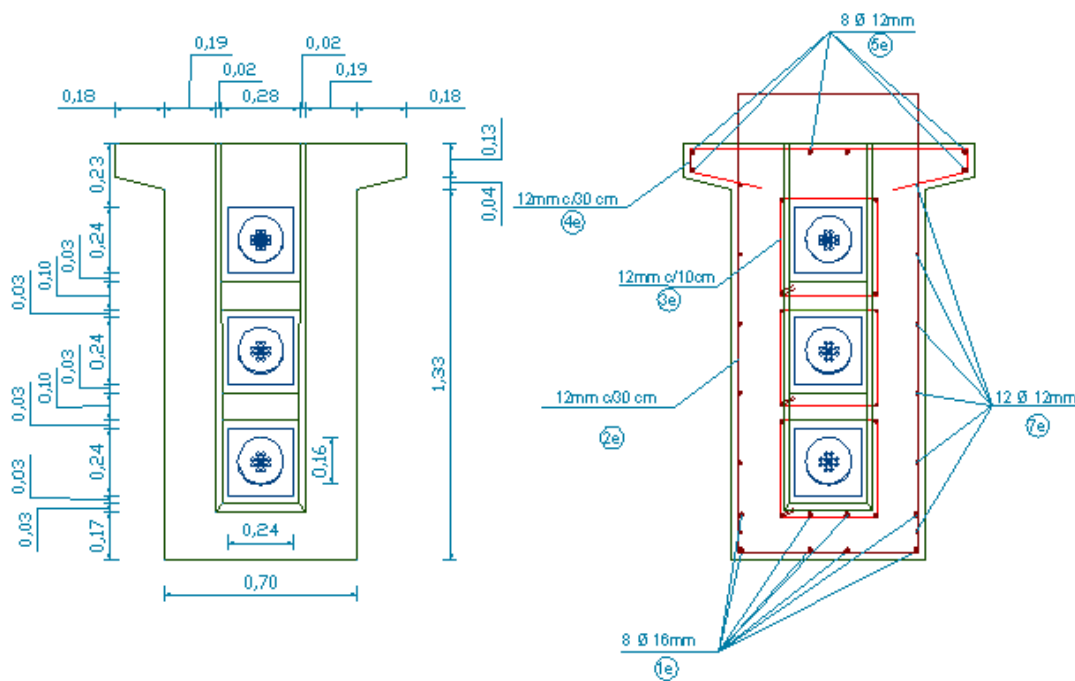
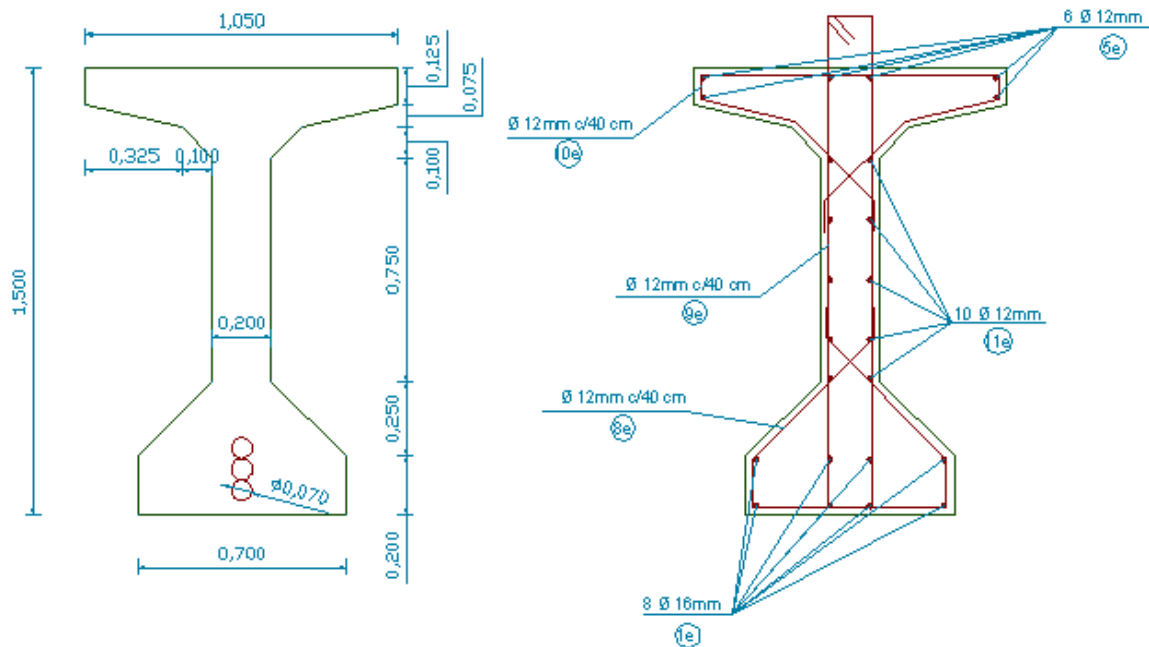


Figura (4.4.5-2).- Geometría de la viga postensada y armadura en centro luz.



Numero de torones	3 vainas con 12 torones cada una de Φ 1/2"-G270
Armadura de corte:	Φ 12mm /30 cm en los primeros 10 m de los extremos Φ 12mm /40 cm en los 10 m del centro
Armadura por flexión:	usar: 8 Φ 16 mm
Armadura zona anclaje	usar: Φ 12 mm c/10 cm

4.4.6. Diseño de diafragmas de hormigón armado.

Las vigas diafragma se diseñaron lo mas rígidas posibles sin que éstas se unan con el tablero, ya que no es recomendable que se superpongan las armaduras de ambos elementos.

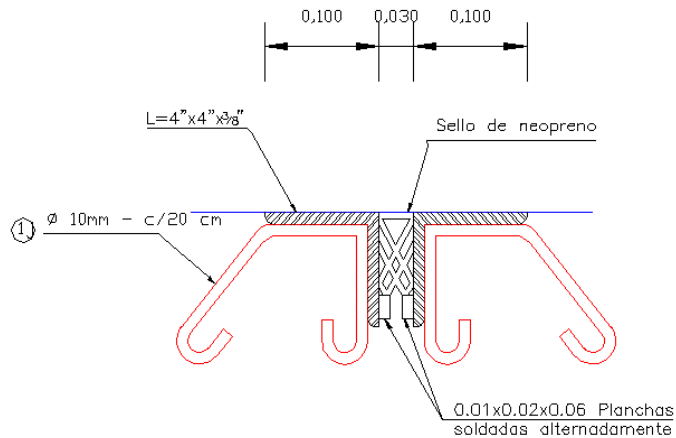
Estas vigas fueron distribuidas de forma transversal a lo largo del puente con separaciones de 1/3 de luz de la viga, con una altura de 1.18 m y 0.25 m de ancho. (Anexo F-N)

4.4.7. Juntas de dilatación.

Para las juntas de dilatación, con el objeto de proteger los bordes se colocó tanto en el borde del estribo como en la losa del puente, fierro metálico angular de 4"x4"x3/8" en combinación de barras de acero de 10 mm de diámetro cada 20 cm, además se debe rellenar

la rendija de 3 cm con material flexopreno para evitar que partículas de tierra perjudiquen la dilatación del hormigón. Todos los componentes de la junta de dilatación no tienen diseño alguno inclusive en algunos libros ya sólo se recomiendan dimensiones (Anexo N).

Figura (4.4.7-1).- Detalle de la junta de dilatación.



4.5. DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA:

4.5.1. Diseño de apoyos de neopreno.

Siguiendo el procedimiento que propone el libro Mohamed Mehdi Hadi Puentes de Concreto Armado se determinó el uso de apoyos de neopreno compuestos con placas metálicas.

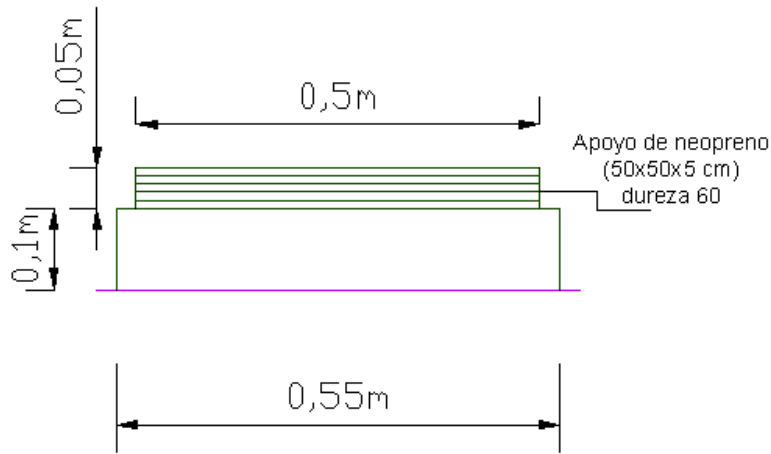
Los apoyos determinados son de dimensiones de 0.5x0.5x0.05 m (Anexo F - N).

4.5.2. Diseño de dados de apoyo.

El diseño de dados o pedestales fueron tratados como piezas macizas solicitadas a cargas concentradas, este diseño se tomó referencia del libro de hormigón de Jiménez Montoya.

Los dados tienen un área de apoyo de 0.55x0.55m con una altura sobresaliente de 0.1m. (Anexo F - N).

Figura (4.5.2-1).- Detalle del neopreno y dado de apoyo bajo vigas postesas.



4.5.3. Diseño de estribos.

De la variedad de tipos de estribos aquí se empleó el estribo tipo ménsula o voladizo ya que es más conveniente para las dimensiones exigidas por la estructura.

Los estribos tienen una altura total de 9.85 m, diseñadas con fundaciones flexibles. (Anexo F - N).

Figura (4.5.3-1).- Elevación del estribo tipo.

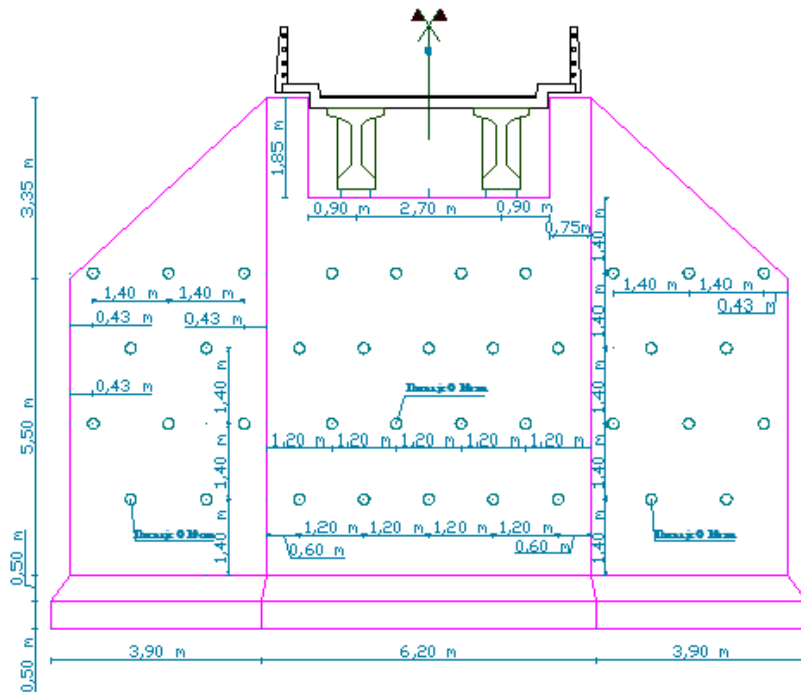
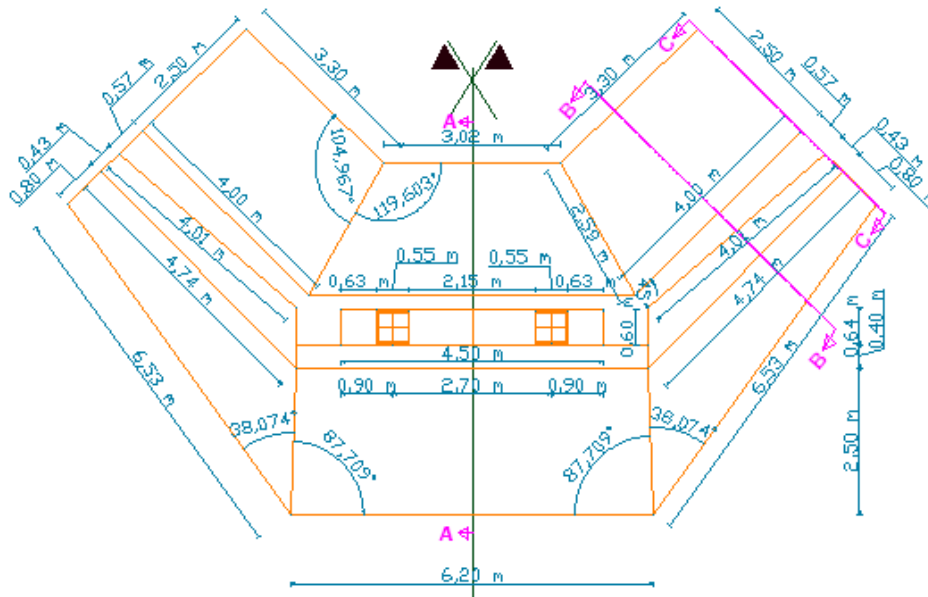


Figura (4.5.3-2).- Vista en planta del estribo tipo.

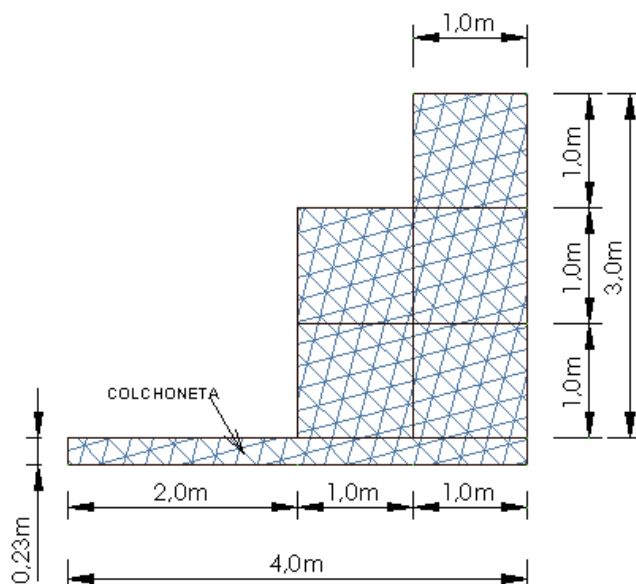


Armadura en el estribo.		
Sección	Flexión	Corte
Alzado	Φ 25 mm c/12,5 cm	Φ 16 mm c/20 cm
Espaldar	Φ 16 mm c/25 cm	Φ10 mm c/ 20 cm
Puntera	Φ 25 mm c/12,5 cm	Φ 16 mm c/20 cm
Talón	Φ 25 mm c/12,5 cm	Φ 16 mm c/20 cm

4.6. DISEÑO DE GAVIONES.

Se diseñaron unos 80 metros lineales de gaviones con colchones reno, que son necesarios para poder convergir el curso del agua y evitar la socavación de las márgenes del río que puede causar la desestabilización de los estribos. (Anexo F - N).

Figura (4.6-1).- Geometría del gavión.



4.7. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

Se desarrollaron especificaciones técnicas de forma general, las cuales muestran los requisitos mínimos que se tendrán que cumplir, además mencionar que se deben aplicar las normas correspondientes tanto de hormigones como las estructurales. (Anexo J).

4.8. PRECIOS UNITARIOS.

Los precios unitarios se los desarrollaron por ítems en donde se utilizaron precios actuales de materiales, mano de obra y maquinaria, en los cuales se consideraron en el formato 2011 del Documento Base de Contratación: (Anexo H).

1. Materiales.

2. Mano de obra.

Cargas sociales, 55% al 71.18 % de la mano de obra.

Impuestos IVA, 14.94% de la mano de obra + Cargas sociales.

3. Equipo, maquinaria y herramientas.

Herramientas menores, 5% del total de la mano de obra con cargas sociales e IVA.

4. Gastos generales y administrativos, 10% de 1+2+3.

5. Utilidad, 10% de 1+2+3+4.

6. Impuestos IT, 3.09% DE 1+2+3+4+5.

7. Total precio unitario, la suma de 1+2+3+4+5+6.

4.9. PRESUPUESTO

El presupuesto total de construcción del proyecto “Diseño estructural construcción puente vehicular sobre el río Chamata” es de 1.954.668,00 Bs. (Anexo I).

Esta cantidad se distribuirá en los siguientes módulos:

Módulo I: Obras preliminares.....Bs. 43.010,63

Módulo II: Accesos.....Bs. 56.196,60

Módulo III: Infraestructura.....Bs. 1.047.878,46

Módulo IV: Superestructura.....Bs. 564.549,49

Módulo V: Obras de protección.....Bs. 243.032,85

4.10. CRONOGRAMA.

Se desarrollo una programación mediante el método del diagrama de Gantt, Según el cronograma y planeación mostrada se estimó un tiempo de ejecución de la obra de 150 días calendario (Anexo K).

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES

- Obtenidos los resultados de la ingeniería básica, (estudio topográfico, estudio de suelos, hidrológico, hidráulico, socavación,) con la realización de una selección de alternativas, (puente de viga de hormigón armado versus puente de viga de hormigón pretensado) podemos determinar que un puente de vigas de hormigón pretensado de 30 m., es la estructura adecuada y factible para el lugar de emplazamiento.
- El emplazamiento del puente en el lugar indicado, hace que los accesos tengan el mínimo de modificación puesto que estos siguen el trazo del camino antiguo y no se provoca impacto a los terrenos de cultivo.
- Se ha determinado que es conveniente técnicamente tomar en cuenta el diseño de un puente con un solo tramo, permitiendo mayor eficiencia en cuanto a la socavación local que se producirá en el lecho del río, al no contar con pilas intermedias.
- Observando las buenas características de resistencia del suelo, se ha definido que las fundaciones de los estribos serán de tipo superficial, no siendo necesaria una fundación profunda.
- El presupuesto total del proyecto es de 1.954.668,00 Bs, teniendo un costo por metro lineal de 65.155,60 Bs.
- El tiempo de ejecución del proyecto, según el cronograma es de 150 días calendario.

RECOMENDACIÓN.

- En la etapa constructiva del puente, se recomienda la verificación de rigor para la capacidad portante del tipo de terreno de fundación.