

1. ANTECEDENTES

La comunidad de Jurina, en la actualidad es una zona de muy bajos recursos, la principal actividad que realizan es la agricultura y la crianza de ganado, producción que mayormente no es comercializada por los comunarios por problemáticas de vías de acceso al lugar en épocas de lluvia.

La comunidad de Jurina está tomando parte activa de la localización de problemas, así como también sus posibles soluciones buscando ellos mismos poder cambiar su situación económica para que de esa manera las personas y aldeañas no consideren la migración como una solución a su situación.

La comunidad de Jurina cuenta con un camino comunal asfaltado en un 70% pero tiene un río que no permite el cruce en tiempo de lluvias.

Es por ello que en el presente proyecto se desarrollará el “Diseño estructural de puente vehicular” Municipio de San Lorenzo – Comunidad de Jurina, y de esta manera poder contar con un estudio completo del proyecto para después lograr su financiamiento y realizar su ejecución, lo mencionado anteriormente se realizará en coordinación y colaboración de los comunarios del lugar y la Honorable Alcaldía de San Lorenzo.

Gracias a este proyecto se podrá garantizar el transporte vehicular del camino comunal, obteniendo caminos de acceso permanentes a la zona que les asegura a los comunarios de manera directa una producción de la zona que se podrá comercializar a tiempo en los lugares de abasto.

Por todo lo mencionado anteriormente tanto el estudio como la ejecución del presente proyecto forman parte de una gran cadena de desarrollo para toda la zona de Jurina.

1.1. EL PROBLEMA

La comunidad de Jurina de la provincia Méndez se encuentra aislada de la capital de dicha provincia debido al río Jurina que en tiempo de lluvias no se puede tener conexión vial con San Lorenzo.

Como consecuencia de esto se perdió la línea de transporte que tenía la comunidad de Jurina del sindicato de transporte público San Lorenzo, daños materiales a los

productos que se produce echándose a perder sus productos ya que no se puede sacar al mercado para su comercialización, los comunarios y estudiantes deben caminar varios kilómetros para llegar a sus hogares debido a que no se cuenta con el servicio de transporte público.

1.1.1. Planteamiento

Debido a la interrupción en época de lluvia del acceso que atraviesa el cauce del río Jurina que vincula la comunidad de Jurina con San Lorenzo, los que necesitan atravesar de una comunidad a otra se ven perjudicados por la crecida del río Jurina. Y las movilidades deben realizar un viaje moroso por la zona el mollar.

Las principales causas que originan el problema son:

- ✓ Conexión entre la comunidad de Jurina y San Lorenzo.
- ✓ Cruce único Directo.
- ✓ Crecida del río Jurina.

De mantenerse esta situación se tendrá riesgos de pérdida de vidas humanas por la crecida del río y elevados costos de transporte debido a la complejidad de llegar a la comunidad de Jurina, los estudiantes del lugar no podrán llegar a tiempo a sus establecimientos educativos.

Se plantea las siguientes alternativas de solución al problema:

- ✓ Habilitar rutas alternas de paso.
- ✓ Diseño y construcción de puente vehicular / peatonal.
- ✓ Badén

1.1.2. Formulación

Se tiene 3 alternativas:

Habilitar rutas alternativas, la comunidad de Jurina cuenta con una ruta alternativa que sale al mollar, pero esta ruta está en malas condiciones con mucha yerba en el camino hay canales que cruzan el camino, empedrados deformes y lo cual no da confort al pasajero y además hace que los automóviles tengan un desgaste muy rápido, es por ese motivo que por este camino comunal circulan muy pocas

movilidades, además el recorrido que tendría que hacer la población de Jurina es muy largo y les tomaría mucho tiempo y los costos de pasaje se elevaría considerablemente. No se puede hacer otra ruta alternativa más corta debido a que el río Jurina es un afluente del río Calama lo cual impide un cruce a San Lorenzo en toda su longitud.

Otra alternativa es realizar un badén, pero después de realizar el estudio hidrológico y un análisis hidráulico se hace inviable debido a las crecidas que tiene esta cuenca, la cual también tiene un caudal de sedimentos considerable.

En consecuencia, con las alternativas de solución planteadas, la mejor es el puente vehicular / peatonal lo cual hace que la distancia de recorrido sea menor, tenga confort y seguridad ya que gran parte del camino comunal Jurina San Lorenzo es asfaltado en condiciones aceptables y el puente planteado permitirá el tránsito vehicular/peatonal sin interrupción en ninguna época del año.

1.1.3. Sistematización

De las alternativas analizadas, se define “puente vehicular / peatonal con hormigón Armado”, teniendo una luz de 20 metros de viga de hormigón armado, con Tablero superior, y según el tipo de suelo poder utilizar como fundaciones zapatas o pilotes.

1.2. OBJETIVOS

La Propuesta de Ingeniería Civil tiene los siguientes objetivos:

1.2.1. General

- ✓ Diseñar y calcular estructuralmente a nivel constructivo un puente vehicular con sección viga de hormigón armado sobre el río Jurina, obra que permita salvar este obstáculo natural, brindando la transitabilidad permanente y segura de vehículos y peatones durante todo el año, mejorando de esta manera las condiciones de vida de las poblaciones cercanas.

1.2.2. Específicos.-

Entre los objetivos específicos se tiene:

- ✓ Determinar el lugar de emplazamiento del puente, dependiendo de la disponibilidad del terreno y de las conveniencias técnicas.
- ✓ Diseñar los elementos portantes, la infraestructura y la superestructura del puente de hormigón armado.
- ✓ Realizar un estudio hidrológico de la cuenca del río Jurina, para así determinar los caudales que presenta o puede presentar el río.
- ✓ Profundizar conocimientos obtenidos durante toda la carrera universitaria sobre puentes de hormigón armado.
- ✓ Elaborar una planilla Excel detallada de los elementos del puente.
- ✓ Establecer las normativas de diseño con las que hará el estudio.
- ✓ Mejorar el ingreso de la población en general a la comunidad de Jurina.

1.3. JUSTIFICACIÓN

1.3.1. Académica.-

Aplicar los conocimientos adquiridos en el diseño de puentes de manera, de interactuar el campo teórico con la aplicación práctica que con lleva el “diseño estructural de puente para la comunidad de Jurina”. Razones que argumentan el deseo de verificar, rechazar o aportar aspectos teóricos referidos al objeto del perfil.

1.3.2. Técnica.-

Se elaborara una planilla Excel detallada de los elementos del puente de hormigón armado, para que posteriores estudiantes puedan tener una base de cómo realizar el cálculo y que parámetros se deben tomar en cuenta en el diseño.

1.3.3. Social - Institucional.-

Se contribuirá en la solución de la incomunicación vial debido a las crecidas del río Jurina, es decir; con el diseño final se podrá agilizar el proceso de construcción del puente en la comunidad de Jurina.

1.4. ALCANCE DEL PROYECTO

Para definir el alcance del proyecto se realizara un análisis de alternativas de acuerdo a las observaciones y estudios previos realizados (ingeniería básica).

1.4.1. Análisis de alternativas

Las alternativas están definidas por la ingeniería, emplazamiento del puente en el plano topográfico, se obtuvo una longitud de 19 m, para lo cual se plantean diferentes alternativas de tipo estructura que pueden adaptarse en nuestro caso. Se han formulado dos tipos de estructuras que son las más empleadas para puentes vehiculares de similares características.

Se plantea un puente con vigas rectangulares de hormigón armado simplemente apoyado y puente con vigas I de hormigón pretensado simplemente apoyado.

i. Puente con vigas rectangulares de hormigón armado simplemente apoyado.

La solución estructural está constituida por vigas llenas de sección rectangular de hormigón armado trabajando en sección T con la losa del tablero, debido a la acción monolítica viga-losa.

La losa es principalmente armada en el sentido normal al tránsito, con armadura de distribución en el sentido longitudinal.

Este tipo de puente viene a constituirse en la solución más corriente (por economía) para luces comprendidas entre 5 y 20 m. Para luces mayores a 20 m generalmente se utilizan vigas de hormigón pretensado, por cuanto dan soluciones más económicas.

Recomendaciones de los libros.

Cuadro N°1

Puentes de hormigón armado.

Se obtienen estructuras mucho más económicas en función de la luz del puente.

Tipo de estructura	Puentes de H°A°	
Puentes simplemente apoyado	10-22 m	Pág. 32 Puentes de H°A° de Roberto O. Cudmani

Puentes simplemente apoyado	12-20 m	Pág. 97 Puentes de H°A° Ing. Hugo Belmonte V. Edición 2010
-----------------------------	---------	---

Fuente propia (recopilación de otros autores)

Ventajas y Desventajas

- ✓ Son más rígidos y tienen menos vibraciones.
- ✓ Los puentes de hormigón, no requieren mayor conservación.
- ✓ Utilizan los materiales de la región

Su principal desventaja, puede ser que requiere obra falsa o cimbra, la cual debe permanecer en el sitio hasta que el hormigón alcance su fraguado. Además los tramos de luz que se pueden cubrir son menores por lo que exige mayor número de apoyos intermedios.

ii. **Puente con vigas I de hormigón pretensado simplemente apoyado**

Es similar a la alternativa anterior, con la diferencia que está compuesta por vigas de hormigón pretensado trabajando monolíticamente la losa con la viga. Con ésta alternativa se obtienen vigas de mayor luz frente a las de hormigón armado ya que para tramos simplemente apoyados con luces mayores a los 20 metros se obtienen estructuras más baratas, la luz económica para esta alternativa que es mayor a 20 m, llegando a salvar luces de hasta 30 y 40m.

Cuadro N°2

Recomendaciones de los libros.

Puentes de hormigón armado con vigas I de hormigón pretensado

Tipo de estructura	Puentes de H°P°	
Puentes simplemente apoyado	25-40 m.	Pág. 32 Puentes de H°P° de Roberto O. Cudmani
Puentes simplemente apoyado	>24 m.	Cap. 8 Fritz Leonhardt tomo VI
Puentes simplemente apoyado	>20 m.	Pág. 134 Puentes de H°P° Ing. Hugo Belmonte V. Edición 2010

Fuente propia (recopilación de otros autores)

Ventajas

- ✓ Menor tiempo de ejecución de la obra, por la prefabricación de las vigas es menor.
- ✓ El hormigón pretensado ofrece una gran seguridad, ya que en el momento del tesado se tiene una prueba de carga del material, porque en ese momento se lo somete a una de sus máximas sobrecargas.
- ✓ No se requiere de obra falsa o cimbra.
- ✓ Se aprovecha toda la sección de la viga, para que trabaje a compresión o a compresión combinada con una pequeña tracción admisible. Aprovechando al máximo el hormigón ya que recordemos que este material resiste prácticamente solo compresión.
- ✓ Control de agrietamiento por lo que las vigas y todo el sistema tiene un mejor comportamiento bajo cargas de servicio.

Desventajas:

- ✓ La utilización de hormigones de alta resistencia, por lo que se requiere de un mayor control de este material.
- ✓ Requiere de mano de obra especializada.
- ✓ La colocación de las vigas en su posición final, que requiere de equipo especial.
- ✓ El desplazamiento del equipo de tesado y de inyección de mortero hasta el sitio de la obra.

1.4.2. Análisis económico

De acuerdo a la envergadura de la obra se busca que la misma sea lo más económica posible cumpliendo todos los márgenes de seguridad por lo cual se realiza un análisis de algunas obras realizadas.

- ✓ Puente vehicular de losa de hormigón armado y viga de hormigón pretensado el cual se considera un costo aproximado de 64000 Bs/m por 19 m de luz se tiene un costo de 1216000 Bs. proyecto inviable (económicamente y financieramente, técnicamente se dificulta debido a los

equipos para el pretensado y las grandes pérdidas que se generan en la estructura).

- ✓ Puente vehicular de losa y viga de Hormigón Armado de sección transversal de 4 m tiene un costo aproximado 44100 Bs/m por 19 m de luz se tiene un costo de 837900 Bs. alternativa más viable.

Definimos después del análisis realizado que la alternativa más viable es Puente vehicular de losa y viga de Hormigón Armado.

1.5. LOCALIZACIÓN

Macro localización.

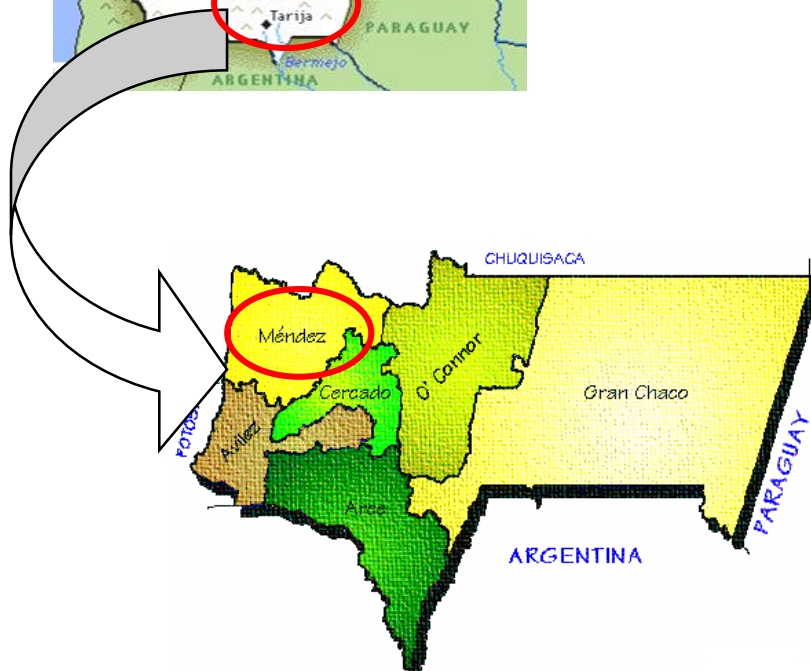
El proyecto se localiza en la comunidad de Jurina perteneciente a la provincia de Méndez, Departamento de Tarija, Estado plurinacional de Bolivia.



Ver FIGURA N° 1

La comunidad de Jurina limita al oeste con el río Calama, al este con los chorros de Jurina.

Al sur con la comunidad de Villa esperanza y al norte con la comunidad de Calama.



La Cartografía que se conoce, es la siguiente:

País	Bolivia	57°26' y 69°38' de Longitud Occidental MG y los paralelos 9°38' y 22°53' de Latitud Sud.
Departamento	Tarija	21°31'54" Latitud Sud y 64°43'52" Longitud Oeste.
Provincia	Méndez	
Alcaldía	San Lorenzo	
Comunidad	Jurina	21°25'26,46" Latitud Sud y 64°48'54,84" Longitud Oeste y un elevación de 2115 m.s.n.m.

Micro localización.

Como ya se había mencionado, el proyecto específicamente se ubica en la Comunidad de Jurina perteneciente a la Alcaldía de la Provincia Méndez del departamento de Tarija.



FIGURA 2

Latitud Sud 21°25'25,99"

Longitud Oeste 64°48'55,27"

Las coordenadas del lugar de emplazamiento del proyecto que pertenecen al principio del puente que se plantea como solución al problema planteado son las que se muestran en la FIGURA 2.

1.5.1. Información socio-económica del proyecto

1.5.1.1. Clima.

El área del proyecto se caracteriza por tener un clima templado propio de zona valluna, con humedad promedio a unos 2115 m.s.n.m., la vegetación es abundante teniendo plantas frutales pastos y yerbas pequeñas y gran tamaño, y existen cultivos bajo riego rústico.

Temperaturas.

Para el área de influencia del proyecto (Zona Valle), se tiene una temperatura media anual de 20 °C, con máximas de 32 °C en los meses calurosos Octubre-Marzo y mínimas anuales de 3 °C en los meses de invierno Abril a Septiembre que corresponden también a la época seca en promedio, la máxima extrema se alcanzó hasta los 39 °C en los meses de Febrero de 1992 y Enero de 1993, y la mínima extrema en el mes de Julio de 2010 con -8 °C.

Precipitaciones.

La zona se caracteriza por tener precipitaciones muy variadas a lo largo del año, haciendo que se distingan años secos y años lluviosos.

En el año se aprecia que el 95% de las precipitaciones anuales caen de Noviembre a Marzo y a veces hasta abril teniendo de cuatro a cinco meses áridos que perjudica a los agricultores escaseando el trabajo.

La precipitación en la zona de acuerdo a la información de SENAMHI, se tiene una precipitación media anual de 818,8 mm., precipitación correspondiente a la comunidad de Jurina estación Tucumillas.

1.5.1.2. Población total del área de influencia.

Según datos obtenidos por el INE e información proporcionada por la Alcaldía de la provincia Méndez como beneficiario directo cuenta con una población de 287 personas,

con un porcentaje de 49.19% de hombres y un 50.81% de mujeres contando un total de 56 familias.

El número de familias beneficiarias en la zona del proyecto se presenta a continuación:

Toda la zona presenta un índice de crecimiento poblacional anual de **1.233%**, con una migración eventual del 35% de la población total, una migración definitiva de 3% a lugares como Bermejo, Santa Cruz, y el país vecino de Argentina por causa de trabajo. La inmigración se da en un porcentaje menor al 1% los cuales son comunarios de otros lugares cercanos (que en la mayoría son jóvenes de 15 a 20 años y lo restante familias).

1.5.1.3. Economía y producción agrícola actual.

La situación económica en el área es muy regular, esto se puede verificar al observar el tipo de viviendas que circundan el lugar, están construidas de adobe y piedra y otras de ladrillo. La mayoría de los hogares cuentan en promedio con dos a tres ambientes y una cocina.

La actividad proliferante en la zona es la agricultura (se siembra papa, trigo, maíz, entre otros) y la ganadería (ganado ovino, caprino, vacuno entre otros), además las personas del lugar tienen un ingreso adicional cuando migran hacia otros lugares ya sea trabajando como agricultores o peones.

Según las actividades de agricultura se tiene una temporada de siembra y otra de cosecha, en las cuales mayormente durante los meses de septiembre a diciembre se siembra y en los meses de enero hasta abril ya se cosecha. Para una mejor apreciación ver CUADRO 1.3.

CUADRO N3: Época de producción agrícola

CULTIVO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Maíz			C							S		
Trigo				C								S
Papa	CV			C					S			

Fuente: Honorable Alcaldía de la Provincia Méndez del Departamento de Tarija, Marzo 2013.

S = Siembra C = Cosecha CV = Cosecha en verde

Por la tradición existente en las comunidades beneficiarias personas mayores a los 15 años ya tienen una participación activa en la producción agrícola y una ganancia por jornales.

La Población Económicamente Activa (PEA), representa el 55% del total de la población beneficiaria, la misma lo componen 153 personas de los cuales son 75 varones y 78 mujeres, comprendidos entre las edades de 16 a 60 años.¹

Fuente: Honorable Alcaldía de la Provincia Méndez del Departamento de Tarija, Marzo 2013.

1.5.1.4. Vías de acceso.

En cuanto a sus vías de acceso la comunidad de Jurina posee un único camino hasta el lugar de la obra (Río Jurina).

El camino desde la ciudad de Tarija hasta la carretera San Lorenzo es una carretera en buen estado que es transitable todo el año sin interrupciones, es un carretera con pavimento flexible.

Desde San Lorenzo hasta Calama es pavimento flexible y algunos tramos es de pavimento rígido en un estado no muy bueno debido a que tiene varios huecos donde se ubican las cámaras de inspección y por fallas del pavimento luego se tiene un desvío que es hacia la izquierda de la carretera San Lorenzo-Calama, dicho desvío es de tierra con varios ondulaciones y huecos en los primeros 2 kilómetros y luego se tiene pavimento flexible otro tramo y nuevamente se tiene camino ripiado hasta llegar a la comunidad.

Aproximadamente desde la ciudad de Tarija hasta la obra, lugar de emplazamiento en Jurina es de unos 30 min en movilidad.

1.5.2. Servicios básicos existentes

La comunidad de Jurina cuenta con los servicios básicos de instalación eléctrica y agua potable.

- ✓ La comunidad cuenta con el servicio de agua potable, la cual se extrae de vertientes mediante un sistema de distribución, en todas las viviendas existen piletas domiciliarias. No existe servicio de alcantarillado sanitario, tampoco pozos sépticos y letrinas.

- ✓ La comunidad cuenta con el servicio eléctrico en un 95% de las viviendas.
- ✓ La comunidad beneficiaria no cuenta con una unidad educativa debido a eso tienen que ir a estudiar a la comunidad de Calama donde se cuenta con educación inicial de primero a sexto.
- ✓ La comunidad no cuenta con un centro de salud o posta sanitaria, los habitantes deben recurrir a los centros de salud de Santa Lorenzo para cualquier consulta o emergencia, la que sólo atiende enfermedades leves y para enfermedades graves los comunarios acuden a los diferentes hospitales de la ciudad de Tarija.

2. MARCO TEÓRICO

Para la elaboración del proyecto se requiere aplicar todos los conocimientos adquiridos en la formación como ingeniero civil, los cuales son sustentados con un análisis y estudio teórico antes de desarrollar la ingeniería del proyecto.

2.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO.

El estudio topográfico comprende un plano de ubicación, planimetría con curvas de nivel cada metro si la quebrada es profunda o más juntas si el terreno es poco pronunciado. También son necesarias las secciones transversales en el eje propuesto, así como las situadas entre 50 y 60 m aguas arriba y otra aguas abajo.

Lo anterior debe ir complementado con el perfil longitudinal de la vía.

Se debe realizar el levantamiento topográfico del proyecto, el cual debe constar de:

- ✓ Plano general de localización que contenga el eje del proyecto y sus respectivos accesos se deberán representar a escala 1:500.
- ✓ El plano de planta y perfil detallados, a la misma escala y en su proyección (1:100 a 1:200) abarcando una zona que permita cubrir la información completa.
- ✓ Plano de curvas de nivel cada metro.

Instrumentación.

La instrumentación y el grado de precisión empleados para los trabajos de campo y el procesamiento de los datos deberán ser consistentes con la dimensión del puente y sus accesos con el área estudiada. Usualmente en nuestro medio se lo realiza con estación total, estacas, prismas, güincha, brújula, etc.

2.2. ESTUDIO DE SUELOS.

Su objetivo es establecer las características geotécnicas, es decir la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.

El estudio debe comprender 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 campo en suelos y /o rocas.
- Ensayos de laboratorio de muestras de suelos y /o rocas extraídas de la zona.
- Descripción de las condiciones de suelo, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo o base rocosa.
- Definición de tipos y profundidades de cimentación.

Como en nuestro caso se está en presencia de una roca de fundación se realizara un análisis de roca.

Ensayos de campo.

Los ensayos de campo serán realizados para obtener los parámetros de resistencia y deformación de los suelos o rocas de fundación así como el perfil estratigráfico con sondajes que estarán realizados en función de la longitud del puente, numero de estribos pilares y longitud de accesos. Pueden considerarse los siguientes ensayos:

Ensayos de laboratorio.

Los métodos usados en los ensayos de laboratorio deberán estar claramente referidos a normas técnicas especializadas relacionadas con los ensayos respectivos. Pueden considerarse los siguientes ensayos:

Ensayo de rocas:

- Ensayo de resistencia a la rotura.

Los estudios deberán ser detallados mediante un informe que contendrá lo siguiente:

- ✓ Exploración geotécnica. Indicación de sondajes y ensayos de campo y laboratorio realizados. Se indicaran las normas de referencias usadas para la ejecución de los ensayos. Los resultados de los sondajes deberán ser presentados con descripciones precisas de los estratos de suelos y rocas, clasificación y propiedades físicas de los suelos y roca.

Dada a las condiciones que no se tiene acceso a los equipos para realizar los estudios mencionados se realizara una pequeña verificación en rotura a compresión mediante una prensa hidráulica lo cual nos podrá proporcionar una idea de cuánto es la resistencia de nuestro lugar de fundación, además se realizaran visitas de campo con técnicos laboratorista en suelos para ubicar la orientación de las fracturas de la roca para de esta manera también definir la orientación de la roca.

2.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO.

Para el presente estudio se realizará mediante una recopilación de información pluviométrica proporcionados por SENAMHI, además de recopilación de cartas geográficas de la zona de estudio y el área de aporte al mismo y por último se realizará la determinación del tirante hidráulico mediante la sección determinada por el estudio topográfico donde se analizarán los siguientes parámetros:

- ✓ N.A.M.E.
- ✓ Ubicación óptima del cruce.
- ✓ Área de flujo a ser confinado por el puente.
- ✓ Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- ✓ Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación.
- ✓ Obras de protección necesarias.

Para el diseño de las fundaciones de un puente la mejor opción es un equipo interdisciplinario formado por ingenieros estructurales, hidráulicos y geotécnicos.

2.3.1. Precipitación máxima diaria.

La precipitación máxima diaria es aquella de mayor volumen que se genera en un determinado día del mes y esta es independiente de las demás precipitaciones que ocurren en todo el mes, nos proporciona generalmente el mayor escurrimiento en la cuenca ya que la misma se produce generalmente cuando el suelo ya se encuentra saturado. Esta precipitación es medida en mm/día.

2.3.2. Precipitaciones máximas de corta duración.

En las estaciones pluviométricas solo se dispone de datos de la precipitación máxima diaria. Por lo cual se extrae el valor el máximo valor de las precipitaciones diarias del año hidrológico, datos con los cuales se tiene una serie de datos para cada estación.

Las lluvias máximas registradas en una estación de acuerdo a la experiencia, se distribución de acuerdo a una ley cuyo mejor ajuste se obtiene con la ley de Gumbbell.

En este sentido, se calculan los parámetros respectivos para cada serie: La media aritmética, la moda, la desviación estándar y la característica. Factores que se determinan mediante fórmulas estadísticas.

Como se tiene varias estaciones se procede a calcular los parámetros estadísticos ponderados:

2.3.2.1. Moda ponderada.

La moda ponderada es un parámetro estadístico que nos permite determinar la precipitación diaria más reiterativa pero en función a los datos que la serie está proporcionando por lo cual resulta de la relación entre la suma de los productos de la moda de cada serie con la cantidad de datos de cada serie entre la suma total de los datos de todas las series matemáticamente se expresa de la siguiente manera:

$$Ed = \frac{E_1 * n_1 + E_2 * n_2 + \dots + E_n * n_n}{n_1 + n_2 + \dots + n_n} \dots \dots \dots (2.3.1)$$

Donde:

E_d : Moda ponderada (mm).

E_i : Moda de cada serie (mm).

n : Número de datos de la serie.

2.3.2.2. Característica ponderada.

La característica ponderada es un parámetro estadístico que nos permite determinar la influencia de cada serie en función a la cantidad de datos, matemáticamente se expresa de la siguiente manera.

$$Kd = \frac{K_1 * n_1 + K_2 * n_2 + \dots + K_n * n_n}{n_1 + n_2 + \dots + n_n} \dots \dots \dots (2.3.2)$$

Donde:

K_d : Característica ponderada (mm).

K_i : Característica de cada serie (mm).

n : Número de datos de la serie.

Con los parámetros calculados y aplicando la expresión modificada de Gumbell se determina la precipitación máxima diaria para un determinado periodo de retorno:

$$h_{dT} = E_D * (1 + K_d * \log T) \quad \dots\dots\dots (2.3.3)$$

Donde:

h_{dT} : Altura de precipitación máxima diaria (mm).

T : Periodo de retorno (años).

Para el cálculo de las lluvias, en periodos de tiempos diferentes a las diarias, se usa la ley de regresión de valores modales dentro de la cual se conoce un punto, el valor modal de la lluvia diaria.

$$h_{tT} = E_d * \left(\frac{t_i}{t_d}\right)^\beta \quad \dots\dots\dots (2.3.4)$$

La expresión anterior es válida para valores de t mayor e iguales a 2 horas.

La duración de la lluvia diaria es menor a las 24 horas y al no disponerse de datos pluviográficos se adopta la equivalencia del tiempo de lluvia diaria a un tiempo de 12 en el presente proyecto ya que el área de la cuenca es 44,892 Km².

Se adopta también el exponente de coeficiente angular de $\beta = 0,2$ que nos da la pendiente de la recta de los valores modales mayores a 2 horas.

Finalmente se obtiene la ecuación que nos permite determinar la precipitación máxima correspondiente a cualquier duración t .

$$h_{tT} = E_d * \left(\frac{t_i}{t_d}\right)^\beta * (1 + K_d \log T) \quad \dots\dots\dots (2.3.5)$$

Donde:

h_{tT} : Precipitación máxima correspondiente a la duración t horas.

E_d : Valor modal de la precipitación máxima diaria.

t_i : Tiempo en horas.

t_d : Equivalencia de lluvia diaria para cuencas mayores 20 Km² es 12 horas.

β : Coeficiente angular que varía de 0,2 a 0,3 por seguridad se adopta 0,2 ya que maximiza la precipitación.

2.3.3. Estudio de crecidas.

La estimación de crecidas en la cuenca del río Jurina, se efectúa mediante la aplicación de métodos semi empíricos y empíricos basados en el modelo de precipitación escorrentía donde se asume que la duración de la lluvia será igual al tiempo de concentración expresado en horas. Se considera las precipitaciones máximas determinadas anteriormente.

2.3.3.1. Tiempo de concentración.

El tiempo de concentración se define como el tiempo que tarda una gota de agua, situada en el punto más alejado en alcanzar el punto de desagüe de la cuenca. Constituye una de los parámetros más importantes en los modelos de precipitación – escorrentía, pues la duración de la tormenta de diseño se define en base al mismo.

Existen numerosas expresiones para determinar el tiempo de concentración, algunas expresiones que se utilizaron para determinar el tiempo de concentración se ha propuesto las siguientes fórmulas empíricas que se muestran a continuación:

Fórmula de Giandotti.

$$T_c = \frac{4 \sqrt{A} + 1.5 * L}{25 .3 * J * L} \dots\dots\dots (2.3.6)$$

Fórmula Californiana

$$T_c = 0,066 * \left(\frac{L}{\sqrt{J}}\right)^{0,77} \dots\dots\dots (2.3.7)$$

Fórmula Ventura y Heras

$$T_c = 0.05 \sqrt{\frac{A}{J}} \dots\dots\dots (2.3.8)$$

Fórmula Temez

$$T_c = 0.3 * \left(\frac{L}{J^{0.25}} \right)^{0.76} \dots\dots\dots (2.3.9)$$

Fórmula Kirpich

$$T_c = 0.871 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \dots\dots\dots (2.3.10)$$

Donde:

T_c : Tiempo de concentración (hr).

L : Longitud del cauce principal (Km).

J : Pendiente media (m/m).

H : Desnivel (m).

A : Área de la cuenca (Km²).

2.3.3.2.Método Racional.

Esta técnica es la más usual en nuestro medio, debido a su aparente simplicidad, la forma más conocida de la fórmula racional es la siguiente:

$$Q_p = \frac{C * I * A}{3,6} \dots\dots\dots (2.3.11)$$

Donde:

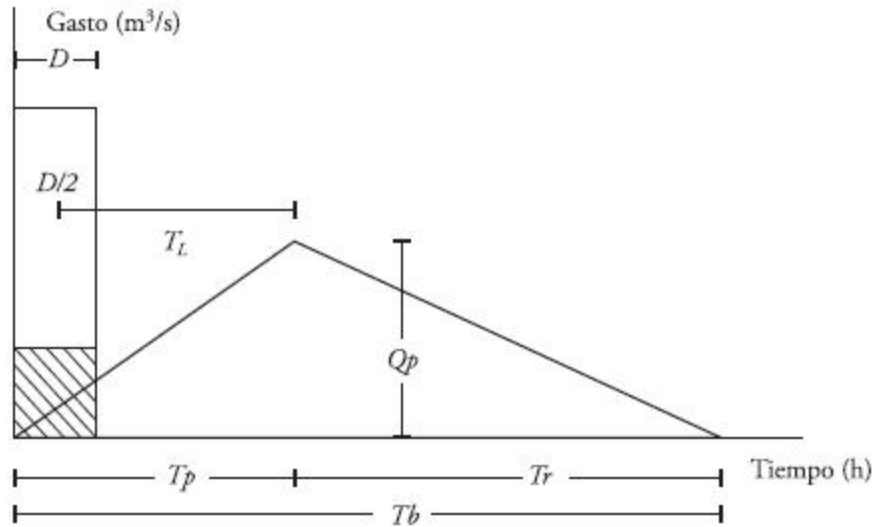
Q_p : Caudal máximo (m³/s)

C : Coeficiente de escorrentía (0,55 valor asumido).

I : Intensidad de lluvia, para un tiempo de duración igual al tiempo de concentración (mm/h).

A : Área de la cuenca (Km²).

2.3.3.3.Hidrograma sintético SCS o triangular.



SCS sugiere este hidrograma donde el tiempo está dado en horas y el caudal en m³/s*cm. El volumen generado por la separación de la lluvia neta y abstracciones es propagado a través del río mediante el uso del hidrograma unitario.

El tiempo base, t_b , puede aproximarse a:

$$t_b = 2,67 * T_p \dots\dots\dots (2.3.12)$$

Adicionalmente, un estudio de muchas cuencas ha demostrado que:

$$t_r = 0,6 * T_c \dots\dots\dots (2.3.13)$$

Donde:

t_r : Tiempo de retardo.

El tiempo de ocurrencia del pico, T_p , puede expresarse como:

$$t_p = \frac{D}{2} + 0,6 * T_c \dots\dots\dots (2.3.14)$$

Donde:

D: Duración de la lluvia en horas.

Para determinar el caudal máximo generado por una precipitación efectiva se tiene:

$$Q_p = 0,5556 * \frac{h_{pe} * A}{t_b} \dots\dots\dots (2.3.15)$$

2.3.3.4. Caudal máximo (ecuaciones empíricas).

Fórmula Gonzales Guijarro.

$$Q_{max} = 17 * A^{2/3} \dots\dots\dots (2.3.16)$$

Fórmula de Valentini.

$$Q_{max} = 27 * \sqrt{A} \dots\dots\dots (2.3.17)$$

Las cuales son las que más se aproximan a las fórmulas semi empíricas.

2.3.4. Caudal de diseño.

Después de analizar los anteriores métodos, se procede a la estimación del caudal de diseño el cual será establecido con cuidado con el mejor de los criterios basados en las visitas de campo al río

2.3.5 Tirante de circulación.

La determinación del tirante de circulación del río Jurina se realiza mediante la ecuación de Manning, con los datos de caudal de diseño determinado en el estudio hidrológico, la sección del río obtenida del estudio topográfico y el coeficiente de rugosidad de Manning para ríos de la experiencia ($n = 0,03$) se asume dicho valor tomando en cuenta la zona el

tipo de suelo y principalmente teniendo en cuenta que la cuenca se encuentra en la reserva de Sama que es la que proporciona el agua para la ciudad de Tarija.

Corrientes Naturales	
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lamina de agua suficiente	0,027-0,033
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lamina de agua suficiente, algo de vegetación	0,033-0,040
Limpias, meandros, embalses y remolinos de poca importancia	0,035-0,050

Fuente: S.M. Woodward and C. J Posey

$$Q = \frac{1}{n} * A * S^{1/2} * R^{2/3} \quad \dots\dots\dots (2.3.18)$$

Donde:

Q_d : Caudal de diseño (m³/s).

n: Coeficiente de rugosidad de Manning (0,03).

S: Pendiente del río (m/m).

R: Radio hidráulico (m).

La determinación del tirante se realiza mediante una curva de descarga de la sección del río donde se ubicará el puente, ya que la sección es irregular y no se puede establecer una función matemática entre el tirante y el área y perímetro mojado.

2.3.6. Profundidades de socavación.

La socavación es muy peligrosa porque puede provocar el colapso de la estructura, por ello cuando se va a fundar sobre un terreno socavable, caso muy frecuente, se debe fijar la cota de fundación por debajo de las socavaciones más profundas, las que puedan ser previstas de forma aproximada mediante varios métodos.

En el caso particular de la zona en estudio la misma no requiere del estudio mencionado ya que la fundación de la misma estará en una zona rocosa, además la presente estructura no cuenta con pila central lo cual no requiere de este estudio ya que el agua no socava a una piedra.

2.4. IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

En un análisis de la estructura se idealizará la superestructura y la subestructura para tener una mayor comprensión.

2.4.1. Superestructura

Constituidas en términos generales por las vigas de puente, diafragmas, tablero, aceras, postes, bordillo, capa de rodadura o durmientes, rieles, etc.

A continuación describimos los componentes que se utilizará en el proyecto.

2.4.1.1. Vigas del tablero

Está constituida por vigas longitudinales y transversales, las que permiten la transmisión de las cargas que actúan sobre la superestructura a la infraestructura y a través de ella, al suelo donde se funda el puente. En el caso de puentes de luces reducidas cuyo sistema estructural de tablero es una losa de hormigón, el sistema de vigas habitualmente se omite traspasando las cargas de la superestructura a la infraestructura directamente mediante la losa.

2.4.1.2. Tablero

El tablero está constituido por la capa de rodadura, las aceras y las barreras de protección y/o barandas. Las aceras se proveen en aquellos casos donde el tránsito de peatones lo amerita. Las barandas y/o barreras de protección se colocan a lo largo de los bordes extremos del sistema del tablero y éstas proporcionan protección tanto para el tránsito vehicular como para los peatones. El tablero puede contemplar además barreras vehiculares o barreras de seguridad que separan el tránsito vehicular del peatonal.

2.4.1.3. Sistema estructural del tablero

El sistema encargado de proporcionar la capacidad de soporte de cargas del tablero. El sistema estructural del tablero puede ser de madera, hormigón armado, pretensado, o acero y se apoya habitualmente sobre vigas longitudinales dependiendo de la longitud de los tramos.

2.4.1.4. Aparatos de apoyo

Entre la superestructura y la infraestructura se encuentran los aparatos de apoyo del puente. Para evitar los desplazamientos verticales de la superestructura de sus apoyos durante un sismo, se contemplan sistemas de anclajes antisísmicos entre la superestructura y la infraestructura. Ante los cambios longitudinales por variaciones de temperatura (dilatación de los materiales) y desplazamientos sísmicos, la superestructura requiere de juntas de dilatación que permitan su movilidad. A lo largo de los bordes de la superestructura se encuentran las barandas que impiden la caída de vehículos y personas desde el puente.

2.4.2. Infraestructura – Fundaciones

Es la parte del puente donde se apoya la superestructura y a través de la cual se transmiten las cargas al terreno de fundación. La infraestructura está constituida por los estribos, que son los soportes extremos del puente, y las cepas o pilas, que son los apoyos intermedios de puentes con superestructuras constituidas por más de un tramo.

2.4.2.1. Estribos

Los estribos están constituidos por partes. La primera denominada meso estructura, está conformado por un muro frontal, la mesa de apoyo, el muro espaldar y las alas. La segunda denominada infraestructura es la fundación del estribo y es la encargada de traspasar al terreno las cargas, sean este peso propio, cargas móviles, sísmicas, empujes de tierra. Fundamentalmente existen tres tipos de fundaciones, directa, pilotes y cojones o pilas de fundación. Los estribos, aparte de dar apoyo a la superestructura, contienen los terraplenes de acceso al puente.

2.4.3. Estructuras Complementarias

Las obras de defensa de un puente comprenden los enrocados, gaviones, bajadas de agua en los terraplenes de acceso, y elementos de contención de tierras tales como: muros de contención, pilotes contenedores, tierra armada. Las obras de seguridad comprenden las barreras camineras y la señalización, sea ésta vertical u horizontal.

2.4.4. Accesos

Los accesos al puente están constituidos, en general, por las siguientes obras: terraplenes de acceso, estructura de pavimento, bases, bermas y losas de acceso. Para evitar descensos a la entrada de los puentes se dispone de losas de aproximación apoyadas en los terraplenes de acceso y en consolas dispuestas para estos fines en los muros espaldares de los estribos.

Alternativamente, para controlar estos descensos se pueden usar losas enterradas apoyadas en el terraplén y en los muros del estribo.

2.5. DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural del puente vehicular en estudio se realizará con el método de diseño LRFD 2004 (diseño por factores de carga y resistencia) y ACI 2005.

2.5.1. Superestructura

2.5.1.1. Filosofía de diseño.

El método de diseño LRFD (diseño por factores de carga y resistencia) se basa en el uso de factores de carga y resistencia obtenidos a partir de procedimientos estadísticos basados en la confiabilidad estructural.

El LRFD especifica que los puentes deben estar diseñados para estados límites específicos para alcanzar los objetivos de constructibilidad, seguridad y funcionalidad. Cada elemento de la estructura debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\sum \eta_i * \gamma_i * Q_i \leq \phi * R_n = R_r \quad \dots\dots\dots (2.5.1)$$

Donde:

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

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95$$

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

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1,0$$

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

γ_i = Factor de carga (multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones).

Q_i = Solicitación.

ϕ = Factor de resistencia que se aplica a la resistencia nominal.

R_n = Resistencia nominal.

R_r = Resistencia de diseño o resistencia minorada.

La expresión anterior se aplica para todos los estados límites al cual puede estar sometida la estructura:

- Estado límite de servicio.
- Estado límite de fatiga y fractura.
- Estado límite de resistencia.
- Estado limite correspondiente a eventos extremos.

Factores de carga y combinaciones de carga.

La solicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i * \gamma_i * Q_i \quad \dots\dots\dots (2.5.2)$$

Donde:

η_i : Modificador de cargas.

γ_i : Factores de carga especificada en la tabla N° 2.

Q_i : Solicitaciones de las cargas aquí especificadas.

Las componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la ecuación 2.5.2 Para las condiciones aplicables de solicitaciones externas mayoradas según se especifica para cada uno de los siguientes estados:

- RESISTENCIA I – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- RESISTENCIA II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseños especiales especificados por el ingeniero, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.
- RESISTENCIA III – Combinación de carga 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 velocidades de viento de 90 Km/h.
- EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos.
- EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos *CT*.
- SERVICIO I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 Km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales.
- También se relaciona con el control del ancho de figuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.
- SERVICIO II – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.
- FATIGA – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relaciona con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño.

En la tabla número uno se especifica los factores de carga que se deben aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas de diseño. Se deberán investigar todos los subconjuntos relevantes de las condiciones de cargas.

Tabla N° 1

Combinaciones de cargas y factores de carga.

Combinación de Cargas	<i>DC</i>	<i>LL</i>				<i>TU</i>			Usar sólo uno por vez				
	<i>DD</i>	<i>IM</i>				<i>CR</i>							
	<i>DW</i>	<i>CE</i>				<i>SH</i>							
	<i>EH</i>	<i>BR</i>											
	<i>EV</i>	<i>PL</i>											
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,0	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-

RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,0	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,0	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo <i>EH, EV, ES, DW, DC</i>	γ_p	-	1,0	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,0	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,0	-	-	1,00	-	-	-	1,0	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,0	-	-	1,00	-	-	-	-	1,0	1,0	1,0
SERVICIO I	1,00	1,00	1,0	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,0	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,0	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,0	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo <i>LL, IM</i> y <i>CE</i>	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Especificaciones AASHTO tabla 3.4.1-1

Tabla N° 2 Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

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

Fuente: Especificaciones AASHTO tabla 3.4.1-2

Barandado

La mínima altura de las barandas para peatones deberá ser de 1060 mm, medidos a partir de la cara superior de la acera.

Una baranda para peatones puede estar compuesta por elementos horizontales y/o verticales. La abertura libre entre los elementos deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 150 mm de diámetro.

Si se utilizan tanto elementos horizontales como verticales, la abertura libre de 150 mm se deberá aplicar a los 685 mm inferiores de la baranda, mientras que la separación en la parte superior deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 200 mm de diámetro.

Acera

Las mediciones horizontales del ancho de la calzada se deberán tomar a partir de la parte inferior de la cara del cordón. Un cordón de una acera ubicado del lado de una baranda de un puente correspondiente al tráfico se deberá considerar parte integral de la baranda y estará sujeto a los requisitos sobre ensayo de choque especificados en la Sección 13.7.

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

Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de Diseño.- El camión o 31ándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

Para el diseño del vuelo del tablero – 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda.

La norma Aashto LRFD no indica un ancho de la calzada de la acera, por lo que se toma como referencia de anchos de circulación mínimos del libro de Neufert “Arte de proyectar en arquitectura.

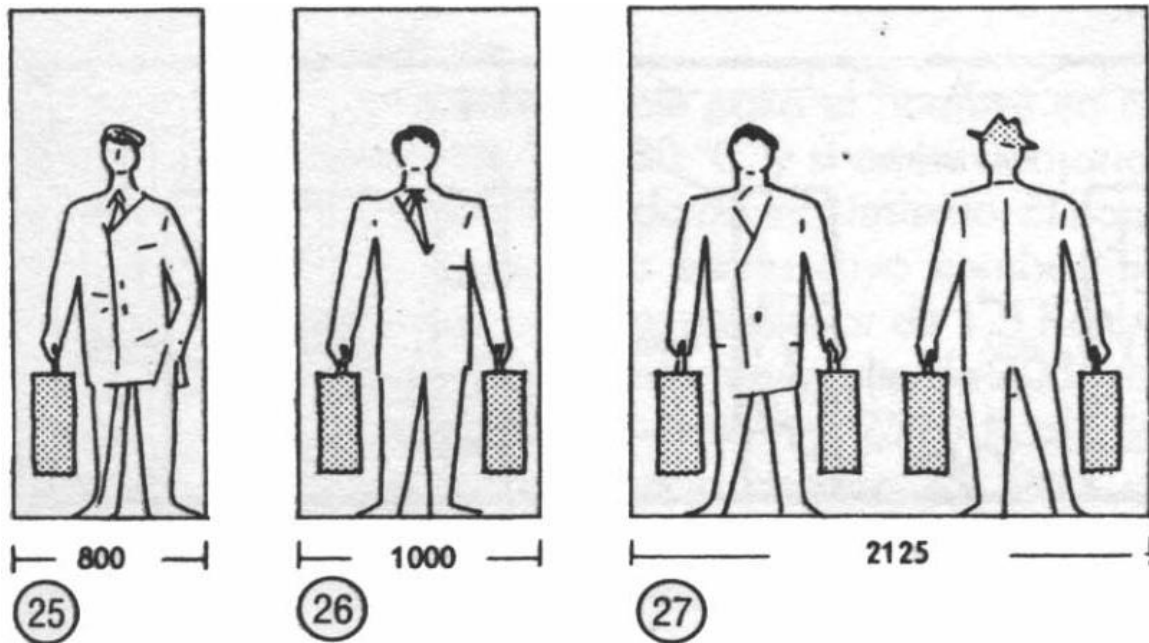


Figura N° 3

Se adopta el ancho de vereda más bordillo = 0,8 m

2.5.1.2. Análisis de carga

Las cargas a considerar son: cargas muertas, sobrecarga vehicular, impacto, fuerzas de frenado, fuerzas de la corriente del agua, acción del viento, etc.

Las magnitudes de las fuerzas a considerar están basadas en datos empíricos, definidos en las normas o reglamentos para el diseño estructural de puentes, a falta de una norma propia, nuestro país adopta la norma americana AASHTO que rige el diseño de puentes vehiculares.

Las especificaciones de la AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD requieren que los puentes se diseñen para todos los tipos de cargas anunciadas.

✓ Cargas permanentes *DC, DW, EV*.

Consiste principalmente en el peso propio de los elementos estructurales, accesorios no estructurales, superficies de rodamientos, empuje del suelo tanto vertical como horizontal, sobrecarga del suelo, etc. En la tabla a continuación se presenta los pesos de los materiales con los que se trabajará en el presente proyecto.

Tabla N° 3 Pesos específicos de los materiales.

Material		Densidad (kg/m ³)
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'_c \leq 35$ MPa	2320
	Densidad normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa	$2240 + 2,29 f'_c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0,30

Fuente: Especificaciones AASHTO tabla 3.5.1-1

Las cargas serán discretizadas en cargas puntuales, distribuidas u otro tipo según el modelo estructural empleado.

✓ **Cargas de suelo EH, ES, DD.**

Las cargas correspondientes al empuje del suelo, sobrecarga de suelo y fricción negativa en lo cual se deberá considerar los siguientes factores:

- ✚ Tipo y densidad del suelo.
- ✚ Contenido de agua.
- ✚ Características de fluencia lenta del suelo.
- ✚ Grado de compactación.
- ✚ Ubicación del nivel freático.
- ✚ Interacción suelo-estructura.
- ✚ Cantidad de sobrecarga.
- ✚ Efectos sísmicos.
- ✚ Pendiente de relleno.
- ✚ Inclinación del muro.

✓ **Sobrecargas vivas:**

Sobrecargas gravitatorias *LL* y *PL*

Sobre cargas vehicular de diseño (*LL*).

La sobrecarga vehicular sobre la calzada del puente o estructuras incidentales, es designada por la AASHTO LRFD como HL-93, y consiste en la más desfavorable de las siguientes combinaciones:

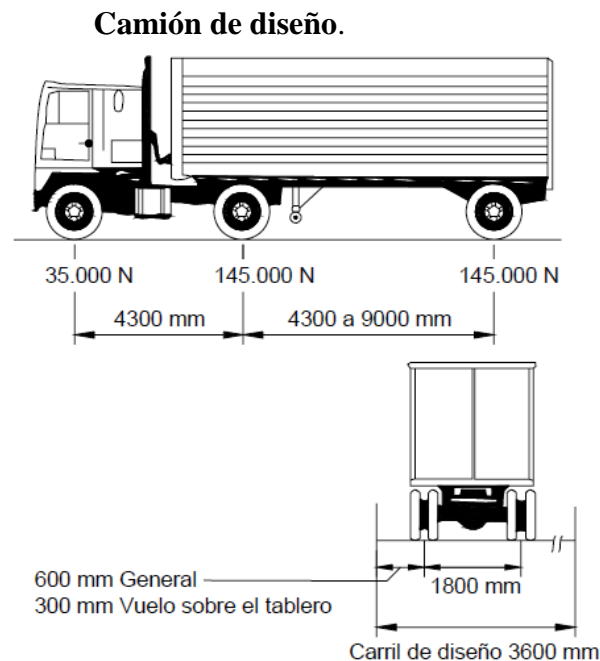
- ✚ Camión de diseño o tándem de diseño, y,
- ✚ Carga de carril de diseño.

Después de realizar las combinaciones mencionadas, se concluye que para todos los estados tomados en cuenta la más desfavorable es camión de diseño más carga de carril, por lo tanto, el diseño de todos los elementos estructurales se los efectúa con dicha combinación.

Camión de diseño.

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño son como se especifican en la figura abajo mostrada. Se debe considerar un incremento por carga dinámica. La separación entre los dos ejes de 145.000 N se debe variar entre 4.300 y 9.000 mm para producir las sollicitaciones extremas.

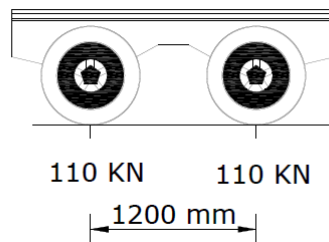
Figura N°4



Tándem de diseño.

El tándem de diseño consiste en un par de ejes de 110000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se debe tomar como 1800 mm, y además se debe considerar un incremento por carga dinámica.

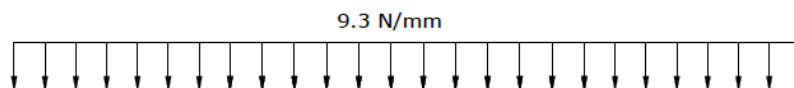
Figura N°5
Tándem de diseño.



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. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no están sujetas a un incremento por carga dinámica, esto quiere decir que no es necesario aumentar esta carga de carril por los efectos dinámicos de impacto que pueden llegar a producir en la estructura.

Figura N°6
Carga de carril de diseño



Incremento por carga dinámica (*IM*).

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a acepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se mayoran aplicando un incremento a la sobrecarga en un porcentaje igual al 33 % de la carga viva para los estados de resistencia considerados en el presente proyecto y un 33% para los estados de servicio.

Cargas peatonales (*PL*).

Se aplica una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa en todas las aceras, la cual se considera simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Carga viva en Bordillos.

Los bordillos serán diseñados para resistir una fuerza lateral de choque de 7,50 KN por metro lineal, aplicada a 0,25 m de altura por encima del piso del tablero.

Fuerza de frenado (*BR*).

Para la consideración de la magnitud de esta fuerza se considera que es muy probable que los conductores de los vehículos apliquen los frenos de forma simultánea después de observar algún evento, nuevamente se aplica el factor de presencia múltiple, ya que es muy poco probable que todas las líneas de tráfico estén cargadas con el camión de diseño.

La fuerza de frenado, se deben tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, o
- 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.

Estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada.

Carga de viento *WL* y *WS*.

La carga de viento debería ser evaluada en función a la velocidad del mismo en el sitio de emplazamiento, pero no existe la información necesaria por lo cual se asumen las condiciones de la norma AASHTO, la cual promueve una velocidad de viento a 160 Km/h. para la estructura.

El viento da origen a presiones normales y longitudinales al eje de la vía y la magnitud depende de su velocidad y del área de exposición de la estructura.

Cuando se diseña la infraestructura debe considerarse la presión ejercida por el viento en la superestructura y la presión aplicada directamente a ella.

Las presiones básicas especificadas por la AASHTO, se basan en velocidades de viento de 160 Km/hr, y deben multiplicarse por la relación $(V/160)^2$ para otras velocidades.

Carga de viento en vehículos (WL).

El viento sobre la carga viva para el diseño también se asume lo especificado por la norma AASHTO, la cual actúa en sentido transversal el eje longitudinal del puente a una altura de 1,80 m sobre el nivel de la calzada y tiene un valor igual a 1,46 N/mm.

Viento en la superestructura (WS).

Si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento, P_B , para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar como se especifica en la Tabla siguiente, y se debe aplicar a solamente una ubicación de área expuesta. El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de una perpendicular al eje longitudinal. Para el diseño la dirección del viento será aquella que produzca la sollicitación extrema en el componente investigado. Las presiones transversal y longitudinal se aplican simultáneamente.

Tabla N° 4 Presiones básicas del viento P_B

	Reticulados, columnas y arcos		Vigas	
Ángulo de oblicuidad del viento	Carga lateral	Carga longitudinal	Carga lateral	Carga longitudinal
Grados	MPa	MPa	MPa	MPa
0	0,0036	0,0000	0,0024	0,0000
15	0,0034	0,0006	0,0021	0,0003
30	0,0031	0,0013	0,0020	0,0006
45	0,0023	0,0020	0,0016	0,0008
60	0,0011	0,0024	0,0008	0,0009

Fuente: AASHTO LRFD 2004 tabla 3.8.1.2.2-1

Viento en la subestructura (WS).

Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se obtienen en base a una presión básica del viento supuesta de 0,0019 MPa. Ésta cargas e debe aplicar simultáneamente con las cargas de viento de la superestructura.

Cargas hidráulicas (WA).

Presión hidrostática.

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

Fuerzas de la corriente de agua.

Todos los estribos se diseñarán para resistir las cargas inducidas por las fuerzas del flujo del agua. La presión del agua está dada por la expresión:

$$P = 5,14 \times 10^{-4} C_D * V^2$$

Donde:

P: Presión de la corriente MPa.

V: Velocidad del agua en m/s.

C_D : Coeficiente de arrastre.

En la siguiente tabla se especifica los coeficientes de arrastre:

Tabla N° 5 coeficientes de arrastre.

Tipo	C_D
Pila con borde de ataque semicircular	0,7
Pila de extremo cuadrado	1,4
Arrastres acumulados contra la pila	1,4
Pila con borde de ataque en forma de cuña, ángulo del borde de ataque $\leq 90^\circ$	0,8

Fuente: AASHTO LRFD 2004

2.5.1.3. Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga considerados fueron los estados de resistencia I, el estado de servicio I y evento extremo II, con sus respectivos coeficientes de mayoración, ambos estados indicados en la normativa para puentes AASHTO LRFD.

Las combinaciones utilizadas son las siguientes.

$$\text{RESISTENCIA I} = 1,25\text{DC} + 1,50\text{DW} + 1,75(\text{LL} + \text{IM} + \text{PL} + \text{BR}) + \text{WA}$$

$$\text{SERVICIO I} = \text{DC} + \text{DW} + \text{LL} + \text{IM} + \text{BR} + \text{PL} + 0,3\text{WS}$$

$$\text{EVENTO EXTREMO II} = 1,25(\text{DC}) + 0,50(\text{LL}) + 1,00(\text{CT})$$

Donde:

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

DW: Peso propio de las superficies de rodamientos e instalaciones para servicios públicos.

LL: Sobrecarga vehicular.

IM: Incremento por carga vehicular dinámica.

PL: Sobrecarga peatonal.

BR: Fuerza de frenado de los vehículos.

WA: Carga hidráulica y presión del flujo del agua.

WS: Viento en la estructura.

2.5.1.4. Análisis Estructural

a) Factor de distribución

La AASHTO ha usado métodos de factor de distribución por muchos años, cuando la estructura cuenta con más de 3 vigas pero dado al caso particular del presente proyecto donde el mismo cuenta con sólo dos vigas se realiza un análisis estático para determinar la reacción máxima que recibe cada viga es decir el porcentaje de carga que actuaría en una viga cuando la carga de diseño está en el punto más desfavorable. Para ello la estática se vale de tres sencillas ecuaciones las cuales son las siguientes:

- ✓ Sumatoria de la fuerzas en cada eje es decir en el eje de las ordenadas (eje y) y en el eje de las abscisas (eje x).

✓

$$\sum F_y = 0 \quad \dots\dots\dots (2.5.3)$$

$$\sum F_x = 0 \quad \dots\dots\dots (2.5.4)$$

- ✓ Sumatoria de los momentos en un determinado punto.

$$\sum F_y = 0 \quad \dots\dots\dots (2.5.5)$$

Lo cual nos genera las sollicitaciones de cada elemento estructural.

b) Líneas de Influencia

En gran parte de las estructuras las posiciones de las cargas exteriores son fijas sin embargo hay otros casos donde varían a lo largo de la estructura, por ejemplo un puente recorrido por un vehículo, en estos casos las sollicitaciones en la estructura no solo dependerán de la magnitud de la carga sino también de su posición.

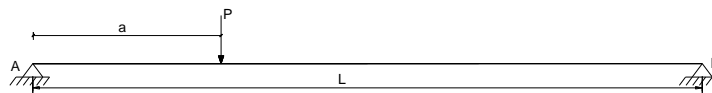
Las líneas de influencia son gráficos que permiten calcular sollicitaciones ya sea de momento flector, fuerzas cortantes o normales en secciones específicas para cargas (puntuales y también distribuidas) ubicadas en posiciones diversas, lo que permite establecer máximos positivos y máximos negativos de dichas sollicitaciones por efecto de las cargas.

✓ **Línea de influencia para viga simplemente apoyada**

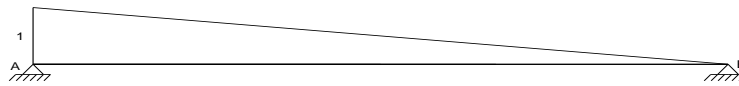
Considerando una carga puntual P=1 a una distancia “a” del apoyo izquierdo mediante las ecuaciones de equilibrio se pueden obtener las líneas de influencia para la reacción A, fuerza cortante y momento flector en una sección ubicada a una distancia “x” cualquiera.

Figura N° 7

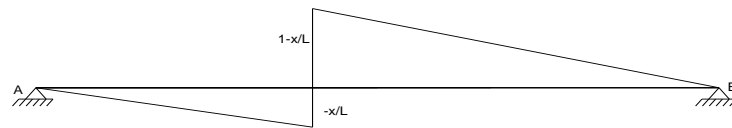
Líneas de influencia viga simplemente apoyada



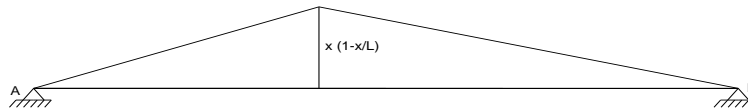
Línea de Influencia de la Reacción en A.



Línea de Influencia del cortante en una sección "x"



Línea de Influencia del Momento flector en una sección "x"



c) Análisis y diseño de la Losa

Método Aproximado de las Fajas Equivalentes

El ancho de faja equivalente sobre la cual las cargas de ruedas pueden ser consideradas distribuidas en losas de hormigón coladas in situ se muestran en la siguiente tabla:

Tabla N° 6 Anchos de faja equivalente

Tipo de Tablero	Dirección de la Faja Primaria en relación con el tráfico	Ancho de la Faja Primaria
Hormigón *Colado In Situ	Paralela o perpendicular	+M:660+0,55*S -M:1220+0,25*S
	Vuelo	1140+0,833*x

Fuente: AASHTO LRFD 2004 tabla 4.6.2.1.3-1

Donde:

S = Separación de los elementos de apoyo en mm

x = distancia entre la carga y el punto de apoyo en mm

Las fajas se deben tratar como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas, según corresponda. La longitud de tramo se debe tomar como la distancia entre centro a centro de los componentes de apoyo. Las fajas se deberían analizar aplicando la teoría de vigas clásica.

Secciones de diseño

La sección de diseño para momentos negativos y fuerzas de corte pueden ser tomadas de la siguiente manera:

Para vigas rectangulares de hormigón armado que trabajan monolíticamente se tomará de la cara exterior de la viga hasta exterior total de la losa.

La sección de diseño para el momento positivo se podrá tomar desde la cara interna de la viga hacia la otra viga opuesta.

Mínima altura y recubrimiento

La altura de un tablero de hormigón excluyendo cualquier tolerancia para pulido o superficie sacrificable debe ser mayor o igual que 175 mm

El mínimo recubrimiento de hormigón en la losa debe cumplir es:

En la parte inferior del tablero es de..... 2,5 cm

En la parte Superior del tablero..... 5,0 cm

Armadura de Distribución

Las losas deberán tener cuatro capas de armadura, dos en cada dirección. En la parte inferior de las losas se debe disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo.

- ✓ Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$\frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\%$$

✓ Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

Donde S: longitud de tramo efectiva en [mm]

Para losas construidas en forma monolítica con vigas: distancia entre cara y cara

Para losas apoyadas sobre vigas metálicas o de hormigón: distancia entre las puntas de las alas, más el vuelo de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma, despreciando chaflanes.

d) Vigas de hormigón armado

Resistencia a flexión en estado límite de resistencia

Para las secciones rectangulares solicitadas a flexión respecto de un eje la resistencia de diseño a la flexión ϕM_n se puede determinar utilizando las ecuaciones siguientes:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f_c' * \beta_1 * b} \dots\dots\dots (2.5.6)$$

$$a = \beta_1 * c \dots\dots\dots (2.5.7)$$

$$\phi M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (2.5.8)$$

Donde:

A_s = Área de la armadura de tracción necesaria.

f_y = Tensión de fluencia de la armadura de tracción

b = Base de la viga.

a = Distancia entre el eje neutro y la cara comprimida

β_1 = factor para el diagrama rectangular equivalente de tensiones

El factor β_1 se debe tomar como 0,85 para hormigones cuyas resistencias no superan los 28 MPa. Para resistencias mayores que 28 MPa, 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.

De las anteriores de ecuaciones se obtiene:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * \phi * Mn}{\phi * 0,85 * f'c * b}} \quad \dots\dots\dots (2.5.9)$$

La condición de resistencia es:

$$Mu \leq \phi Mn$$

Para el cálculo de la armadura requerida se emplean las siguientes ecuaciones:

$$As_{nec} = \frac{0,85 * f'c * b * a}{fy} \quad \dots\dots\dots (2.5.10)$$

Donde:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0,85 * f'c * b}} \quad \dots\dots\dots (2.5.11)$$

Armadura máxima

La máxima cantidad de armadura deberá ser tal que:

$$As_{máx} = 0.75 \rho_b * b * d \quad \dots\dots\dots (2.5.12)$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{6000}{6000 + fy} \quad \dots\dots\dots (2.5.13)$$

Donde:

d = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada.

ρ_b = Cuantía balanceada.

Armadura mínima

En cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión de diseño provocado por los cambios de temperatura la cual responde a la siguiente ecuación.

$$A_{s \min} = \rho_{\min} * b * h \quad \dots\dots\dots (2.5.14)$$

Diseño por cortante

La resistencia nominal al corte último de diseño, V_u se determina de la siguiente manera:

$$V_u = \frac{V_d}{\phi * b * d} = \quad \dots\dots\dots (2.5.15)$$

Donde el cortante ultimo debe ser menor o igual al corte que resiste el hormigón más el cortante adicional que proporciona el acero:

Resistencia del hormigón a cortante

La resistencia proporcionada por el hormigón en N en elementos de hormigón armado con f_c' en Mpa, se puede obtener con la siguiente expresión:

$$V_c = 0,083 * \beta \sqrt{f_c'} * b_v * d_v \quad \dots\dots\dots (2.5.16)$$

Pero es más práctico usar la siguiente ecuación.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c'} = \quad \dots\dots\dots (2.5.17)$$

Donde

$\beta = 2$, Factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción

Secciones que requieren armadura transversal

Excepto en losas, zapatas y alcantarillas, se debe proveer armadura transversal si:

$$V_u > 0,5 \phi V_c \quad \dots\dots\dots (2.5.18)$$

Máximo espaciamiento

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que, *Max*, el cual no será mayor que 30 cm para darle una buena distribución de esfuerzos.

Mínima armadura transversal

Si se requiere armadura transversal, el área de acero A_v en mm^2 deberá satisfacer la siguiente condición, f_c' y f_y en Mpa.

$$A_v \geq 0,083 \sqrt{f_c'} * \frac{b_v * s}{f_y} \quad \dots\dots\dots (2.5.18)$$

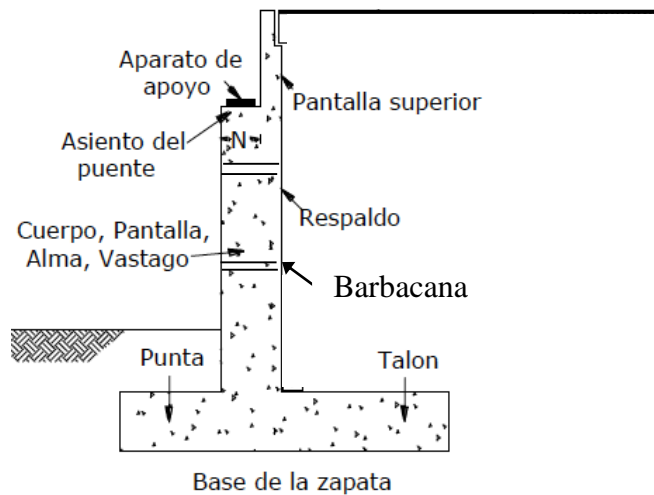
2.5.2. Infraestructura (Estribos y fundaciones)

La subestructura estará compuesta por Estribos en los extremos del río siendo diferentes por la altura que tendrán cada uno y la estructura consiste en una estructura simplemente apoyada.

2.5.2.1. Estribos.

Los estribos son estructuras que soportan un tramo del puente y proporcionan un apoyo lateral para el material de relleno sobre el cual descansa el camino inmediatamente adyacente al puente, en la práctica se pueden utilizar diferentes tipos de estribos.

Figura N° 8
Componentes de un estribo



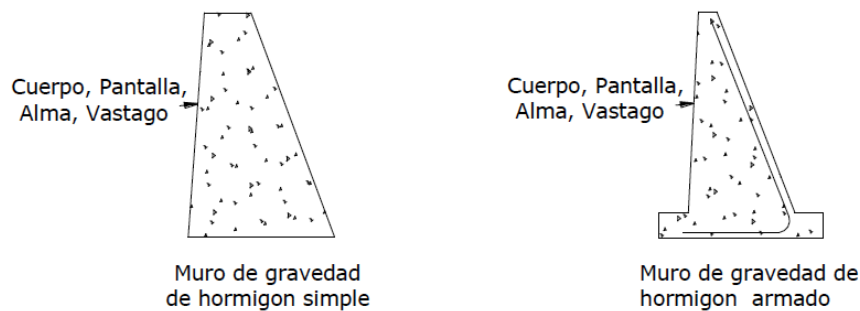
Tipos de estribos:

La variedad de tipos de estribos es muy amplia por lo cual se los puede dividir de diferentes maneras:

Estribo tipo gravedad

Se construyen con hormigón ciclópeo, simple o mampostería. Dependen de su peso propio y de cualquier suelo que descansa sobre la mampostería para su estabilidad, apenas se coloca cuantía nominal de acero cerca de las caras expuestas para evitar figuración superficial provocada por los cambios de temperatura.

Figura N° 9
Estribos tipo gravedad

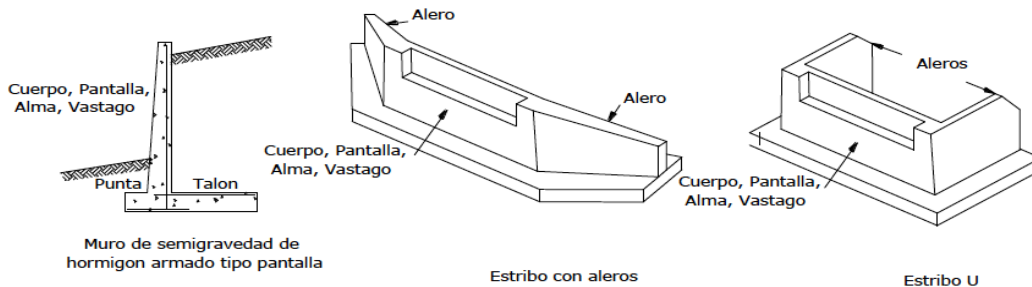


Estribo tipo semigravedad en voladizo

Este estribo también conocido como estribo tipo pantalla consiste en una alma, cuerpo o vástago de hormigón y una losa base de hormigón, siendo ambos elementos relativamente esbeltos y totalmente armados para resistir los momentos y cortantes a los cuales están sujetos. Como se puede observar en la figura, estos estribos pueden tener alas o aleros para retener el terraplén de la carretera. En la siguiente figura, podemos observar un estribo con las alas perpendiculares al asiento del puente, éste es conocido como estribo U.

Figura N° 10

Estribos tipo semigravedad en voladizo



Cargas que actúan en los estribos

Las cargas que actúan en un estribo son las siguientes:

- ✓ Carga debido a la reacción de la superestructura, correspondiente a carga permanente y carga viva.
- ✓ Peso propio del estribo y del relleno que actúa sobre la base del estribo y contribuye a su estabilidad.
- ✓ Empuje de tierras, teniendo en cuenta el efecto debido a la sobrecarga por carga viva.
- ✓ Fuerza debido al viento, ejercida sobre la superestructura y sobre la carga viva que se transmite a través del apoyo.
- ✓ Fuerza debido al empuje dinámico de las aguas y la fuerza de flotación.
- ✓ Fuerza debido al frenado de los vehículos.
- ✓ Fuerza centrífuga, para el caso de puentes en curva.

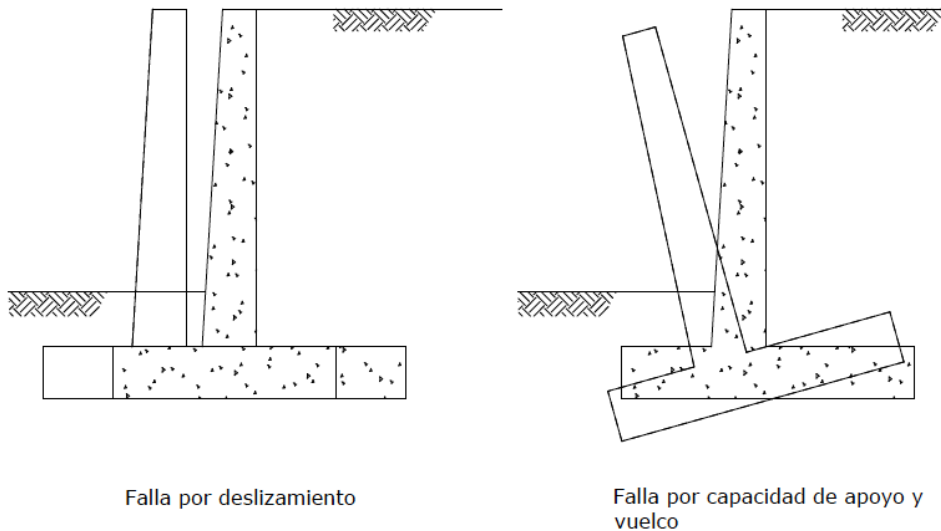
Requisitos de diseño

Los estribos en el estado límite de Resistencia (11.6.3) se deben dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por capacidad de carga, vuelco y deslizamiento.

La falla por deslizamiento ocurre cuando la presión lateral de tierra ejercida sobre el estribo excede la capacidad de fricción de la fundación. Si la presión de apoyo es mayor que la presión del suelo, entonces ocurre una falla por capacidad de apoyo en la base

Figura N° 11

Tipos de falla en estribos



Capacidad de Carga

Si la presión de apoyo es mayor que la presión admisible del suelo, entonces ocurre una falla por capacidad de carga, para evitar esta falla se debe verificar que $f_{max} \leq f_{adm}$ del terreno.

- a) Si el estribo es soportado por una fundación en suelo

$$\sigma_{max} = \frac{\sum V}{B - 2 * e}$$

- b) Si el estribo es soportado por una fundación en roca:

-Cuando la resultante cae dentro del tercio central de la base:

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + 6 * \frac{e}{B} \right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - 6 * \frac{e}{B} \right)$$

-Cuando la resultante cae fuera del tercio central de la base:

$$\sigma_{\max} = \frac{2 * \sum V}{3 * \left(\frac{B}{2} - e \right)}$$

$$\sigma_{\min} = 0$$

Donde:

$\sum V$ = Sumatoria de fuerzas verticales

B = Ancho de la zapata

Vuelco

a) En las fundaciones en suelo la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro del medio central del ancho de la base, es decir:

$$e \leq e_{\max}$$

Donde:

$$e_{\max} = \frac{B}{4}$$

b) En las fundaciones en roca la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro de los tres cuartos centrales del ancho de la base, es decir:

$$e \leq e_{\max}$$

Donde:

$$e \max = \frac{3}{8} B$$

Resbalamiento Lateral

La resistencia mayorada se toma como

$$Q_R = \Phi Q_n = \Phi_\tau Q_\tau$$

Donde:

Φ_τ = Factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación (0,80 para hormigón colocado en obra sobre suelo)

Q_τ = Resistencia nominal al corte entre el suelo y la fundación

$$Q_\tau = c * V$$

Para lo cual:

$c = \tan \delta = \tan \phi_f$ Para hormigón colocado contra suelo

$c = \tan \delta = 0,80 * \tan \phi_f$ Para zapatas de hormigón prefabricado

Donde:

c = Coeficiente de fricción entre el hormigón y el terreno

Para hormigón sobre grava, mezclas de grava y arena “c” se puede tomar entre 0,55 y 0,60 y sobre arena fina a media, arena limosa a gruesa, grava limosa y arcillosa de 0,45 a 0,55

(3.11.5.3-1)

ϕ_f = Ángulo de fricción interna del suelo (°)

V = Fuerza vertical total.

2.5.3. Estructuras Complementarias (Obras de protección: muros y gaviones)

Las estructuras complementarias son destinadas a la protección de la estructura para el mejor funcionamiento y prolongamiento de su vida útil. Entre las obras complementarias se encuentran los estribos laterales o aleros y los gaviones.

2.5.3.1. Aleros.

Los aleros son estructuras que permiten la contención de terrenos permitiendo la estabilidad del camino en la aproximación al puente, los aleros pueden ser muros de tipo voladizos ya que son los que más se adecuan a la estructura del puente. Estos aleros responden al mismo diseño de un estribo ya antes mencionado.

2.5.3.2. Gaviones

Al igual que los aleros los gaviones tiene la principal función de proteger un terreno y no dejar que el mismo se erosione, estas estructuras son flexibles y están construidas de áridos y mallas de hierro galvanizado, las mismas que ya son comercializadas en dimensiones de acuerdo a la necesidad de la obra por lo cual no requiere un diseño detallado.

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Análisis del levantamiento topográfico.

Se realizó el estudio topográfico de acuerdo a lo especificado en el marco teórico obteniendo las curvas de nivel cada metro en altimetría además en sección longitudinal de aproximadamente 100 m antes y después del obstáculo a salvar además se redefinió el perfil del camino por donde se estableció la correcta ubicación de la estructura a diseñar lo cual se muestra en un plano a detalle en los anexos del presente proyecto. Donde es notoria la falta de altura para la ubicación de las vigas a utilizar por lo cual no se tendrá una revancha generosa por el contrario se recurre a una mínima revancha ya que la zona es un valle pequeño pero a muy corta distancia es montañosa teniendo pocas plantas de gran envergadura, por lo cual la revancha establecida será mínima pero no se tendrá mucho riesgo de que el flujo se tranque, lo cual se corroborará con el estudio hidrológico, pero se establece la ubicación de la fibra inferior de la viga a una altura de 2114,50 m.s.n.m. también el perfil del terreno establecido nos muestra que en lado Jurina se tendrá un considerable relleno en el camino ya que al establecer la altura anterior de las vigas el tablero quedará por encima del nivel del terreno. También el estudio topográfico nos proporciona la longitud que deberá tener el presente puente a ser diseñado, la cual es de 19 m de longitud total de las vigas de apoyo y todo el sistema del tablero nos establece que la estructura sólo contará con dos estribos de apoyo es decir será simplemente apoyado. Finalmente el presente estudio nos permite mover un poco la trayectoria del camino ya que es más conveniente porque nos permite tener una estructura totalmente perpendicular al flujo del río y reducir la distancia del puente. (Ver anexo 1)

3.2. Análisis del estudio de suelos.

Se procedió al estudio del suelo de fundación en el cual se pretende realizar la fundación de la estructura de acuerdo a lo especificado en marco teórico. Estableciendo que el mismo es un tipo de roca Lutita Pizarrosa (dato obtenido del estudio geotécnico realizado por la Consultora Unión) de la clasificación que me proporciona dicha consultora además de las resistencias que los mismos determinaron del ensayo de compresión uniaxial se asume un

valor de 0,936 MPa que recomienda la norma AASHTO LRFD – 2004, el cual es muy conservador, pero este valor nos permite fundar a una pequeña profundidad que es donde se encuentra la roca sana, punto desde donde la misma tiene una resistencia de 3 MPa la cual va en ascenso hacia abajo, información que nos proporciona el Ingeniero Hernán Villena ya que el mismo realizó un ensayo en la misma zona sobre el mismo río. Por lo expuesto anteriormente se definió los niveles de fundación de del puente siendo diferentes en sus dos extremos a lado Jurina, el mismo es a una altura de 2231 m.s.n.m. en el lado La Jurina es 2231 m.s.n.m. definiendo la misma cota de fundación para ambos estribos. (Ver anexo 2)

3.3. Análisis del estudio hidrológico e hidráulico.

Se realizó el estudio hidrológico de acuerdo a lo especificado en el marco teórico obteniendo los siguientes parámetros y resultados:

El río Jurina se encuentra en la cabecera del río Calama, el que aporta sus aguas al río Guadalquivir.

Tabla N°7

Parámetros de la cuenca:

CARACTERÍSTICA	UNIDAD	CANTIDAD
Área de la cuenca	<i>Km²</i>	21,51
Perímetro de la cuenca	<i>Km</i>	22,12
Altitud máxima de la cuenca	<i>m.s.n.m.</i>	3360,00
Altitud mínima de la cuenca	<i>m.s.n.m.</i>	2080,00
Altitud media de la cuenca	<i>m.s.n.m.</i>	2720,000
Longitud media del cauce principal	<i>Km</i>	7,827
Pendiente media del río principal	<i>m/m</i>	0,079

Fuente: Elaboración Propia

Las estaciones utilizadas para la presente área de influencia son: Sella Quebradas, Canasmoro, Corana, León Cancha y San Lorenzo; de las mencionadas.

Tabla N° 8
Estaciones pluviométricas de la zona de estudio

Estación	Longitud S	Longitud W	Altura m.s.n.m.	Tipo de estación	Años registrados
Tucumillas	21°27'40"	64°4'52"	2557	Pluviométrica	1978-2012
Coimata	21°29'	64°47'	2000	Pluviométrica	1980-2012
Canasmoro	21°32'	64°45'	2080	Pluviométrica	1974-2003
Trancas	21°18'29"	64°48'57"	2198	Pluviométrica	1987-2012

Fuente: SENAMI

De acuerdo a lo especificado en la ecuación 2.3.1 y 2.3.2 se establecieron los parámetros de la cuenca siendo los siguientes.

Parámetros estadísticos de las estaciones

La característica ponderada es $Kd = 0,687$

La moda ponderada es $Ed = 46,377.mm$

3.3.1. Tiempo de concentración.

Se determinó el tiempo de concentración de acuerdo a las ecuaciones mencionadas en el marco teórico adoptando el siguiente tiempo de concentración.

Tabla N° 9 Tiempo de concentración

MÉTODO	Tc (hr)	Promedio
KIRPICH	0,858	0,916
BASSO E.	0,866	
GIANDOTTI	2,162	
VENTURA HERBAS	0,824	

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se eligió un método no promediado es decir sólo se consideró aquellos tiempos que son próximos de los cuales se estableció la media aritmética.

De donde se adopta un tiempo de concentración $Tc = 0,916 h.$

3.3.2. Caudal máximo

Se determinó el caudal máximo de acuerdo a lo especificado en el marco teórico obteniendo el siguiente caudal máximo.

Tabla N° 10 Caudal máximo

MÉTODO	Q máx.	CARÁCTER
.....	m ³ /s
Racional	31,72	Semi empírico
Hidrograma triangular	42,435	Semi empírico
Fórmula de Creager	62,639	Empírico
Fórmula Valentini	32,246	Empírico

Fuente: Elaboración Propia

De donde se promedió los resultados obtenidos por las fórmulas semi empíricas:

Finalmente se adopta un caudal de diseño de $Q_d = 37,077 \text{ m}^3/\text{s}$

3.3.3. Profundidad de socavación.

La profundidad de socavación no fue determinada debido a que la estructura estará fundada en un suelo rocoso y además la estructura no contará con una pila central por lo cual no fue necesaria su determinación.

3.3.4. Parámetros finales del estudio hidrológico.

Finalmente se definieron los parámetros necesarios para el diseño de la presente estructura.

Tabla N° 11

Resultados del estudio hidrológico

Características	Unidad	Cantidad
Caudal	m ³ /s	37,077
Área	m ²	21.51
Espejo de agua	m	13.270
Pendiente	m/m	0.079
Tirante máximo	m	1,737

Fuente: Elaboración Propia

El presente estudio nos permite determinar el tirante máximo de circulación, el cual se ubica a una altura de 2109,6 m.s.n.m. además esto nos permite definir la revancha antes solamente especulada, la cual tiene una altura de 4,35 m. (Ver anexo 3)

3.4. Planteamiento estructural.

La estructura planteada es un puente simplemente apoyado con un tablero superior el cual consta fundamentalmente: de los accesorios, la calzada constituida por la loza y las vigas, las cuales estarán sometidas principalmente a flexión y la infraestructura la cual estará constituida por los estribos tipo ménsula es decir estructuras de muros en voladizo:

3.4.1. Superestructura.

Se realizó el diseño de la superestructura de acuerdo a lo especificado en el marco teórico con el siguiente detalle:

Diseño estructural de la superestructura

En el presente diseño sólo se muestran los resultados obtenidos para cada elemento en cada análisis que se realiza en su cálculo, la memoria de cálculo, la fórmulas empleadas y el procedimiento del diseño se especifica en los anexos.

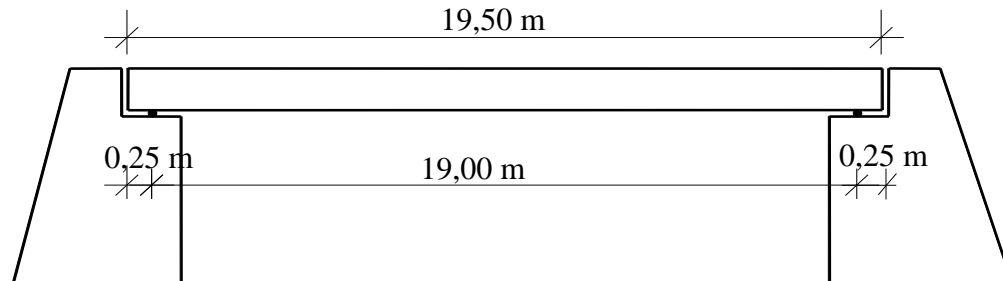
3.4.1.1. Pre dimensionamiento.

Luz del puente:	$L =$	19,00 m
Número de vigas:	$N^{\circ} =$	2,00
Ancho de la calzada :	$Ac =$	4,00 m
Altura del bordillo :	$a =$	0,25 m
Ancho útil de la vereda :	$Av =$	0,70 m
Ancho del bordillo :	$Ab =$	0,25 m
Número de carriles	$Nc =$	1
Resistencia característica del H ^o A ^o :	$fc =$	21,00 Mpa
Resistencia característica del acero :	$fy =$	420,00 Mpa
Altura de la viga :	$h =$	1,30 m
Base de la viga :	$b =$	0,40 m

3.4.1.2. Diseño de los pasamanos.

Figura N°12

Vista de perfil de la superestructura



Pasamanos de tubo galvanizado

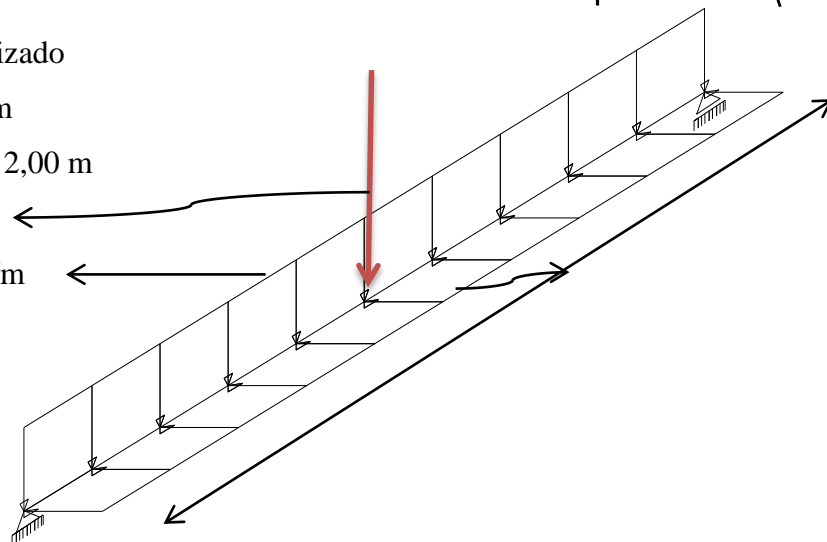
Diámetro del tubo = 0,05 m

Longitud del pasamanos = 2,00 m

Carga Puntual = 89 Kg.

Carga distribuida = 73 Kg/m

Peso propio = 3,54 Kg/m



El diseño del momento último, cortante último y la armadura necesaria se lo realiza de acuerdo a lo especificado en el marco teórico:

Momento ultimo $M_u = 96,78 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

Se realiza la verificación de resistencia a flexión

$$1902,57 \text{ kg/cm}^2 < 2520 \text{ kg/cm}^2$$

2520 Kg/cm² Es la resistencia del tubo galvanizado de 2" de diámetro.

3.4.1.3. Diseño de los postes.

Base menor = 0,15 m

Base mayor = 0,20 m

Ancho = 0,15 m

Longitud = 1,1 m

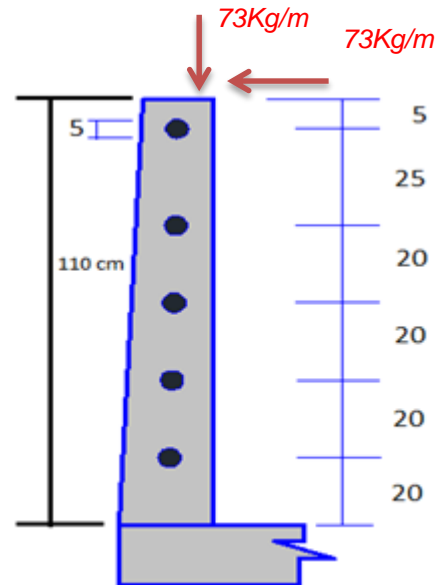
Peso propio = 69,3 Kg

Recubrimiento = 2 cm

Momento último $M_u = 432,00 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

As nec = 0,673 cm²

As min = 0,990 cm²



As = 0,990 cm²

FINALMENTE USAR: 2 Ø 10 mm

Se pondrá por fines constructivos 4 barras de 10 mm.

Esfuerzo cortante último $V_u = 1,84 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 7,68 \text{ Kg/cm}^2$

Por lo cual no requiere armadura al corte pero la norma recomienda una armadura mínima.

FINALMENTE USAR: 6 Ø 6 mm c/20 cm

3.4.1.4. Diseño de la vereda.

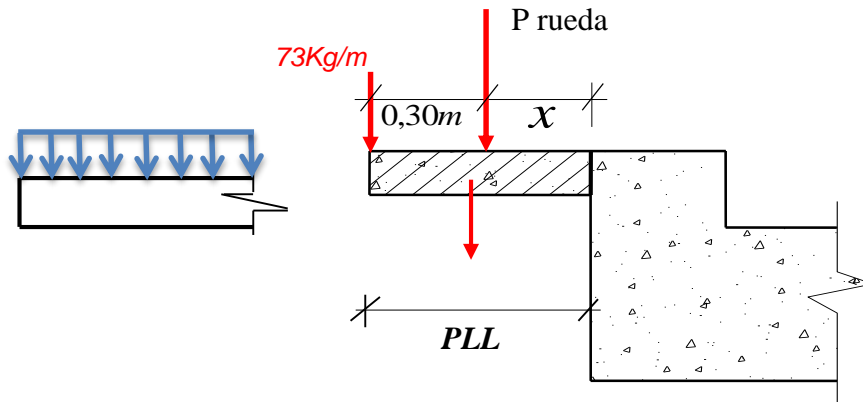
Para el presente diseño se realizaron dos hipótesis de carga de los cuales se muestran los resultados a continuación.

Altura de la vereda = 0,15 m

Peso propio de la vereda = 198 Kg/m

Recubrimiento = 2,5 cm

Carga por rueda = 1750 Kg



Se realiza dos Hipótesis

Hipótesis I

Analizando cuando actúan las cargas muertas del poste, barandado y el peso propio de la vereda más las cargas producidas por los peatones.

La sección crítica donde se analizan los esfuerzos es en la frontera entre la vereda y el bordillo.

De este análisis se obtienen los siguientes esfuerzos últimos:

Momento	Mu =	999,5	Kg*m/m
Cortante	Vu =	1313,1	Kg/m

Hipótesis II

Analizando cuando actúan las cargas muertas del poste, barandado y el peso propio de la vereda más las cargas vivas cuando actúa a 0,30 m del barandado y producida por la carga delantera del camión tipo.

De este análisis se tienen los siguientes resultados:

Momento	Mu =	319,84	Kg*m/m
Cortante	Vu =	1176,1	Kg/m

De los análisis ya mencionados se tiene los siguientes resultados finales:

Momento último $M_u = 999,5$ Kg*m/m

$$As \text{ nec} = 2,253 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As \text{ min} = 2,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 2,253 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: 112 \emptyset 12 mm c/16 cm

Esfuerzo cortante ultimo $v_u = 5,78 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 7,68 \text{ Kg/cm}^2$

Por lo cual no requiere armadura.

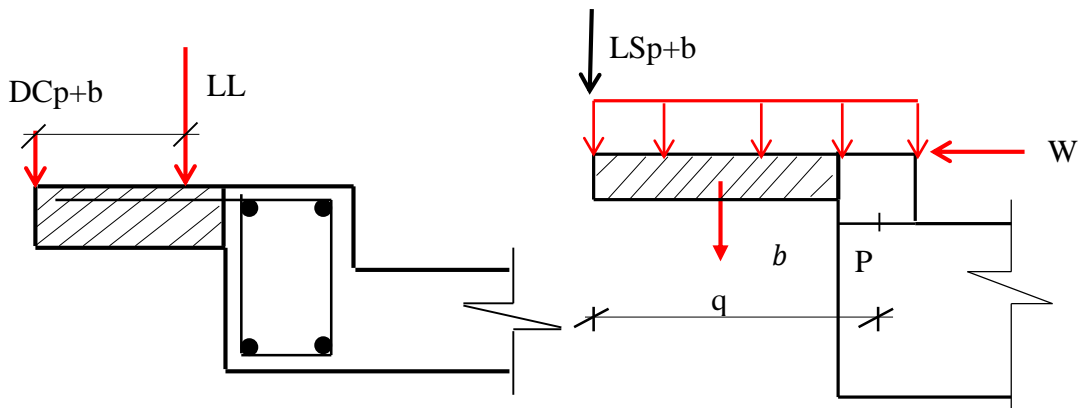
3.4.1.5. Diseño del bordillo.

Dimensiones del bordillo

Altura del bordillo = 0,43 m

Base del bordillo = 0,25 m

Para el presente diseño se realizaron dos hipótesis de carga los de los cuales se muestran los resultados a continuación.



Se realiza dos Hipótesis

Hipótesis I

Se realiza el análisis cuando actúan las cargas muertas del poste, barandado y el peso propio de la vereda más las cargas producidas por los peatones y la carga producida por el impacto de un vehículo.

La sección crítica donde se analizan los esfuerzos es en la frontera entre el bordillo y la losa.

De este análisis se obtiene el momento máximo para la hipótesis I:

$$\text{Momento } M_u = 1823,3 \text{ Kg*m/m}$$

Hipótesis II

También se realizó el análisis cuando actúan las cargas muertas del poste, barandado y el peso propio de la vereda más las cargas vivas cuando actúa a 0,30 m del barandado producida por la carga delantera del camión tipo.

De este análisis se obtiene el momento máximo para la hipótesis II:

$$\text{Momento } \mu = 3418,6 \text{ Kg*m/m}$$

De las dos hipótesis ya mencionados se tiene los siguientes resultados finales:

Momento ultimo $M_u = 3418,6 \text{ Kg*m/m}$

$$\text{As nec} = 4,205 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{As min} = 4,500 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{As} = 4,500 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR:

$$112 \text{ } \emptyset \text{ 12 mm c/16 cm}$$

Armadura a flexion paralelo al tráfico:

Momento ultimo $M_u = 4885.1 \text{ Kg*m}$

$$\text{As nec} = 3.468 \text{ cm}^2$$

$$\text{As min} = 3.584 \text{ cm}^2$$

$$\text{As} = 4,356 \text{ cm}^2$$

FINALMENTE USAR:

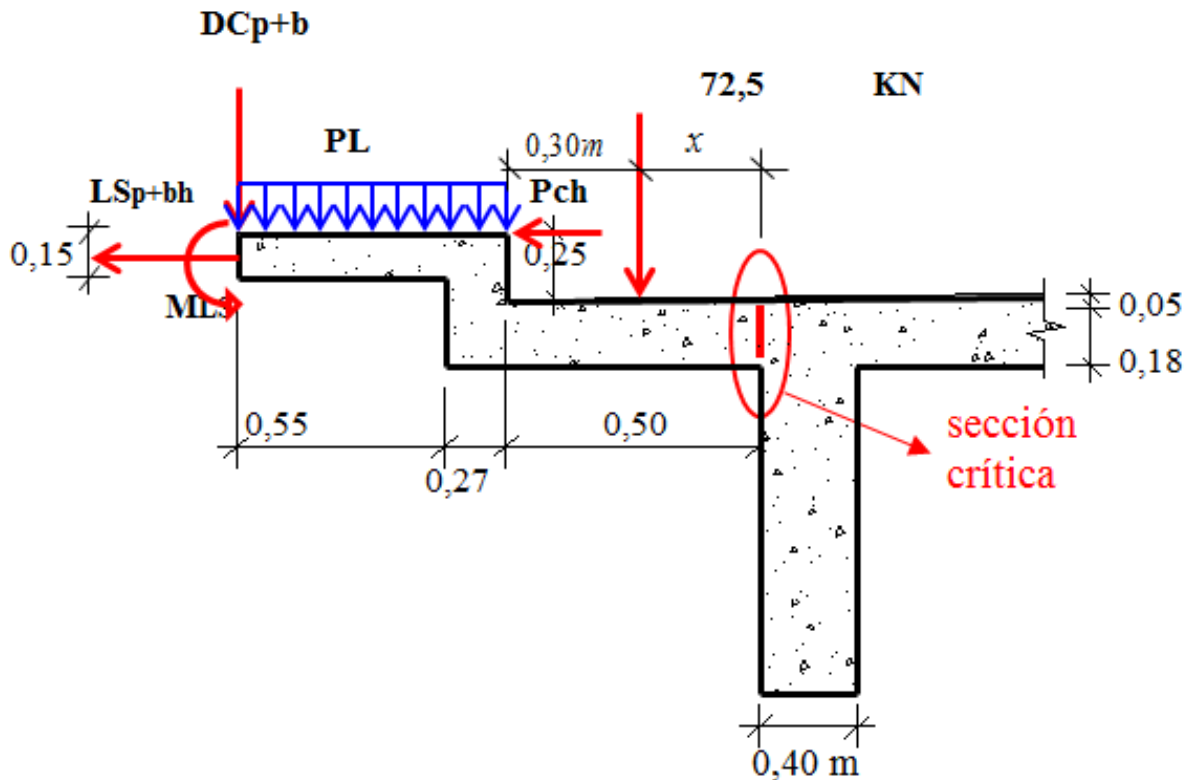
$$2 \text{ } \emptyset \text{ 16 mm c/ 17.0 cm}$$

En la parte superior se usara 2 fierros de 12 mm por fines cnstructivos

$$2 \text{ } \emptyset \text{ 12 mm c/ 17.0 cm}$$

3.4.1.6. Diseño de la losa exterior.

Figura N° 13 Losa externa cargada



Para el diseño de la losa exterior se lo realiza para las condiciones más desfavorables lo cual es cuando actúa: El peso propio del barandado mas la acera, el peso propio de la losa, peso propio de la capa de rodadura, como así también cuando actúa la carga viva del camión de diseño ubicada a una distancia de 0,30 m del bordillo y la carga producida por los peatones sobre la vereda.

Las cargas que se consideran son las siguientes:

Peso debido a los postes y barandas	$DC_{p+b} =$	53,24	Kg/m
Peso debido a la vereda	$DC_{vereda} =$	198	Kg/m
Peso debido al bordillo	$DC_{bordillo} =$	276	Kg/m
Peso propio de la losa	$DC_{losa\ volada} =$	216	Kg/m
Peso debido a la capa de rodadura	$DW_{CR} =$	56,25	Kg/m
Carga viva debido a los peatones	$PL =$	243	Kg/m
Carga de camión de diseño	$LL =$	7250	Kg

Carga debido al impacto de la rueda $Pch = 750 \text{ Kg/m}$

Se procede a la determinación de los momentos y cortantes últimos para lo cual se determina primero el ancho de faja equivalente para una losa exterior el cual es el siguiente:

$$E = 1,307 \text{ m}$$

El Momento último de diseño se lo determina con la combinación y factores de carga especificada en el marco teórico de donde se obtiene lo siguiente:

Momento ultimo $M_u = 5143,2 \text{ Kg}\cdot\text{m/m}$

Recubrimiento $r = 2,50 \text{ cm}$

$$As \text{ nec} = 9,91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As \text{ min} = 3,240 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 9,91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: $172 \text{ } \emptyset 12 \text{ mm c/10 cm}$

Armadura principal de la losa en sentido perpendicular al tráfico

Se determina la armadura secundaria o de distribución de la losa de acuerdo a lo especificado en el marco teórico, de donde lo necesario es el 67 % de la armadura principal.

$$As = 6,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: $8 \text{ } \emptyset 10 \text{ mm c/9 cm}$

Armadura secundaria de la losa en sentido paralelo al tráfico.

Se determina la armadura por retracción y temperatura la cual responde a una armadura mínima que resista los esfuerzos solicitados por los cambios de temperatura.

$$As \text{ min} = 3,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: $5 \text{ } \emptyset 10 \text{ mm c/20 cm}$

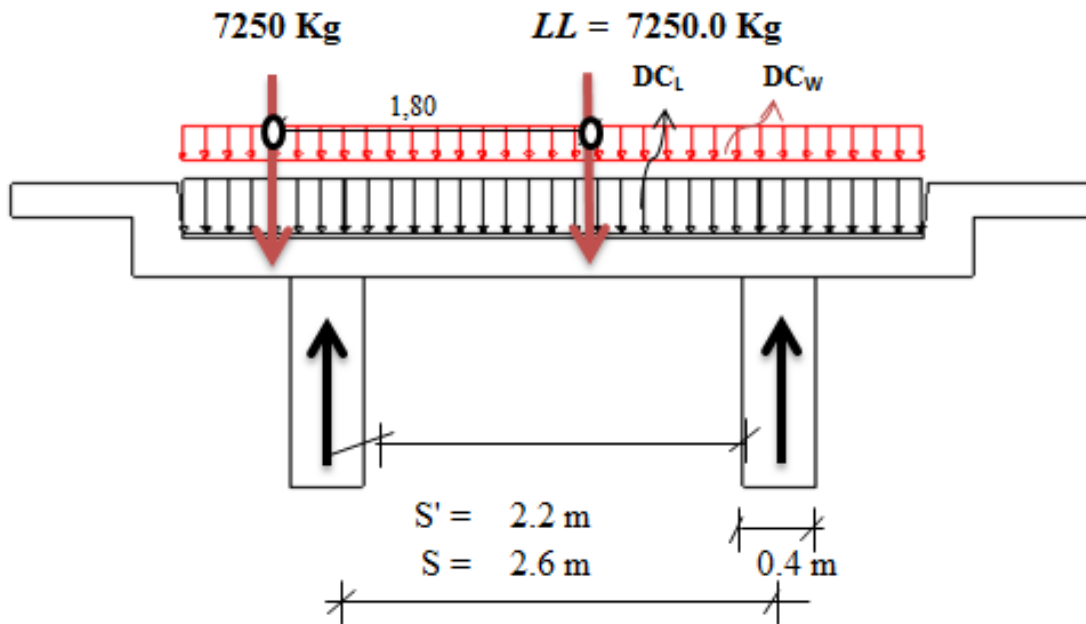
En cuanto al cortante la misma no está solicitada a este esfuerzo ya que la rueda se ubica sobre la viga.

3.4.1.7. Diseño de la losa interna.

Para el diseño de la losa interna se lo realiza para las condiciones más desfavorables lo cual es cuando actúan todas las cargas en el tablero pero con sus respectivos coeficientes

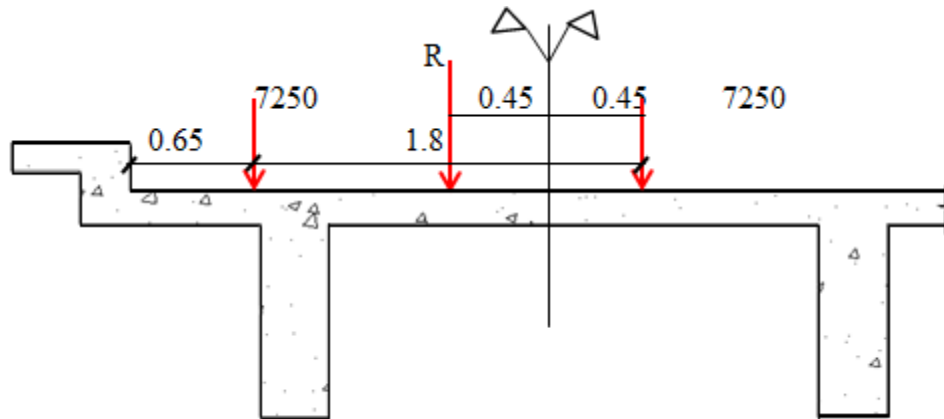
Figura N° 14

Sección transversal de la superestructura completamente cargada



La carga para el momento del peso propio es distribuida, debido a que se no se tomó en cuenta las cargas de la acera baranda para así poder tener un momento máximo.

Para la carga viva se ubica el camión de diseño con el teorema de barre en la parte más desfavorable.



Calculo del ancho de faja para momento positivo y negativo.

$$\text{Para: } +M \quad E = 660 + 0,55 * S = 1.87 \quad \text{m}$$

$$\text{Para: } -M \quad E = 1220 + 0,25 * S = 1.77 \quad \text{m}$$

El Momento último de diseño se lo determina con la combinación y factores de carga especificada en el marco teórico de donde se obtiene lo siguiente:

Momento ultimo $M_u = 5184 \text{ Kg*cm/m}$

Recubrimiento $r = 2,50 \text{ cm}$

$$As \text{ nec} = 10,020 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$As \text{ min} = 3,240 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$As = 10,020 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: 176 \emptyset 12 mm c/10 cm

Armadura principal de la losa en sentido perpendicular al tráfico

Se determina la armadura secundaria o de distribución de la losa de acuerdo a lo especificado en el marco teórico, de donde lo necesario es el 67 % de la armadura principal.

$$As = 6,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: 20 \emptyset 10 mm c/10 cm

Armadura secundaria de la losa en sentido paralelo al tráfico.

Se determina la armadura por retracción y temperatura la cual responde a una armadura mínima que resista los esfuerzos solicitados por los cambios de temperatura.

$$A_s \text{ min} = 3,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: **11 Ø 10 mm c/20 cm**

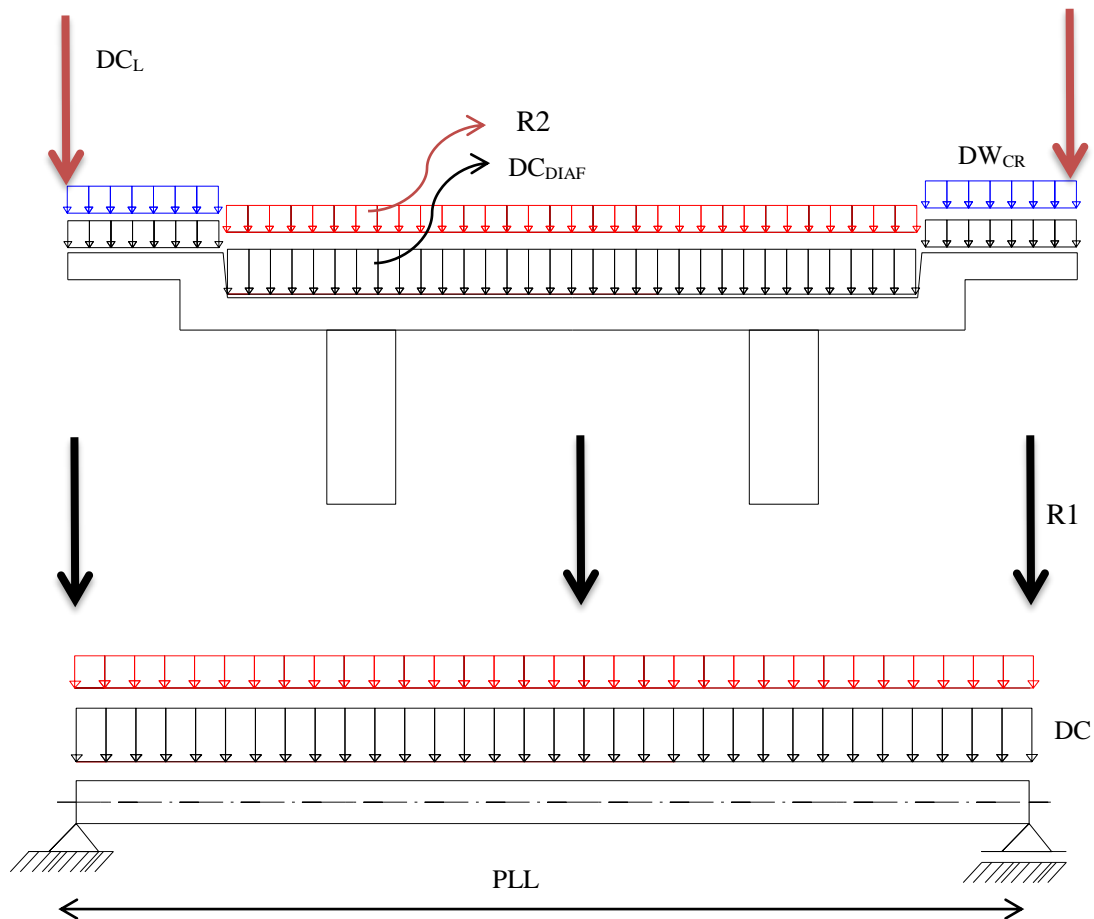
En cuanto al cortante la misma no está solicitada a este esfuerzo ya que la rueda se ubica sobre la viga.

3.4.1.8. Diseño de las vigas principales.

Para el diseño de las vigas se recurrió netamente a la estática como se menciona en la teoría cargando totalmente al tablero y haciendo actuar a todas las cargas simultáneamente.

Figura N°15

Cargas consideradas para el diseño de las vigas



Se procedió a la determinación del factor de carga de acuerdo a lo especificado en el marco teórico de donde el mismo es el siguiente:

Porcentaje de carga de camión para cada viga $Fe = 0,690$

Las cargas y procedimiento de diseño para la determinación de los momentos y cortantes últimos se especifican en los anexos en la memoria de cálculo, de los cuales los resultados finales son los siguientes:

Momento ultimo $M_u = 420525,8 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

Recubrimiento $r = 5,0 \text{ cm}$

$$As \text{ min} = 60,06 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ nec} = 98,2 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ max} = 272,76 \text{ cm}^2$$

$$As = 272,76 \text{ cm}^2$$

FINALMENTE USAR: **20 \emptyset 25 mm c/ 5 cm**

Esfuerzo cortante ultimo $V_u = 97120,54 \text{ Kg}$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 7,68 \text{ Kg/cm}^2$

Por lo cual requiere armadura la cual se colocara en dos piernas para darle un mayor trabajo en conjunto a la estructura para lo cual se elige un diámetro para e el cual se determinara el espaciamiento: diámetro adoptado **$\emptyset = 12 \text{ mm}$**

FINALMENTE USAR: **129 \emptyset 12 mm c/15 cm**

También se procedió al cálculo de armadura de piel donde nos da como resultado:

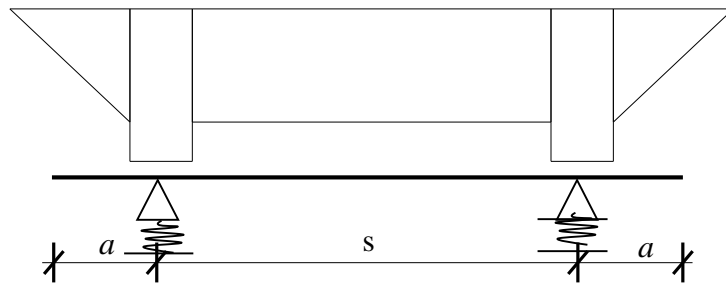
FINALMENTE USAR: **3 \emptyset 10 mm c/27 cm en cada lado.**

3.4.1.9. Diseño de los diafragmas.

Los diafragmas son vigas altas con relación lo que permite tratarlas con gran rigidez y como están apoyadas en las vivas principales que son muy largas elásticas el apoyo de los

diafragmas resulta elástico por lo cual se recurre a su diseño de cómo una viga de gran canto.

Figura N° 16
Sección longitudinal del Diafragma



Dado que la base de una viga debe de ser por lo menos 15 cm entonces se adopta una sección de 20 cm para lo cual se tiene los siguientes resultados:

Momento ultimo $M_U = 18876,86 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

Recubrimiento $r = 3 \text{ cm}$

La distancia desde la parte superior hasta el eje neutro es la siguiente:

Distancia al eje neutro **$a = 7,1 \text{ cm}$**

La tracción en la fibra inferior del diafragma es la siguiente:

Tracción en la fibra inferior **$T_U = 29041,9 \text{ Kg}$**

De donde se obtiene el área necesaria de armadura para los diafragmas del análisis a flexión ya que como viga de gran canto requiere menos armadura:

$$\text{As nec} = 6,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{As min} = 5,94 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,00 \text{ cm}^2$$

FINALMENTE USAR: **3 Ø 16 mm c/ 6 cm**

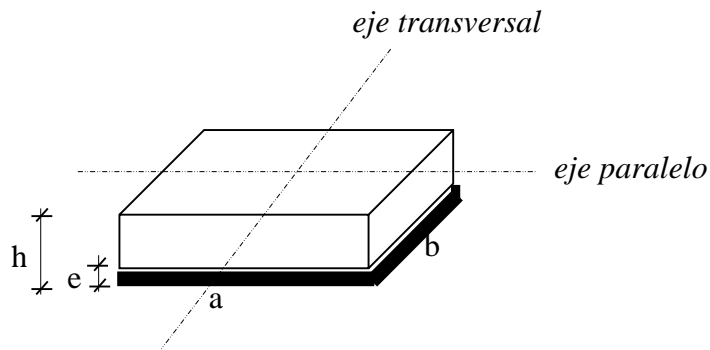
Para la armadura de refuerzo vertical y horizontal se lo determina de acuerdo a lo especificado en la norma ACI318 - 2005 y se obtiene los siguientes resultados:

FINALMENTE USAR: **Ø 8 mm c/17 cm Armadura vertical**

FINALMENTE USAR: **Ø 10 mm c/15 cm Armadura horizontal**

3.4.1.10. Diseño de los aparatos de apoyo.

Figura N° 17
Sección del neopreno



Para el diseño de los aparatos de apoyo se lo realiza en tensiones admisibles considerando las cargas en estado de servicio para un determinado factor de seguridad.

La carga de servicio total es la siguiente:

Carga de servicio **N = Kg**

Tensión admisible en compresión del Neopreno $\beta_{nm} = 10 \text{ MPa}$.

Espesor de la placa de neopreno **$e = 1,5 \text{ cm}$**

Sección final determinada:

Dimensión en sentido paralelo al tráfico **a = 0,25 m**

Dimensión en sentido transversal al tráfico **b = 0,25 m**

Altura total de la placas **h = 6 cm**

Espesor de la placa metálica **e = 1 mm** (tres placas de 1 mm)

Cálculo de la armadura de los dados de apoyo.

Dimensión en sentido paralelo al tráfico **a = 0,5 m**

Dimensión en sentido transversal al tráfico **b = 0,5 m**

$$A_{sa} = 2.22 \text{ cm}^2$$

Colocar 1 capa de 3 barras $\phi 6\text{mm}$ c/5cm y 2 capas de 3 barras $\phi 6\text{mm}$ c/15cm

Disponer en capas en las dos direcciones. Ver planos.

3.4.2. Infraestructura.

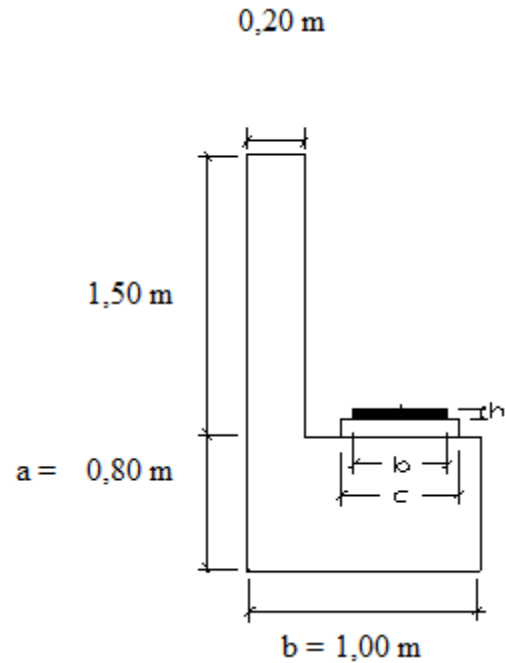
Diseño estructural de la infraestructura.

El diseño estructural de la infraestructura se lo realiza de acuerdo a lo especificado en el marco teórico respetando la norma AASHTO LRFD – 2004. Todo el procedimiento del diseño, las formulas empleadas más la memoria de cálculo se especifica en los anexos del presente proyecto por lo cual en este punto solo se especifican los resultados obtenidos para cada análisis realizado.

3.4.2.1. Estribo Izquierdo (lado Calama).

Se diseñó como una viga robusta mediante el método de cálculo Winkler (coeficiente de balastro)

Sección de la viga



Mediante el esfuerzo admisible de la roca se obtiene el coeficiente de balastro

$$\begin{array}{lll} \sigma = & 9,89 & \text{Kg/cm}^2 \\ k_t = & 20 & \text{Kg/cm}^3 \end{array} \quad \text{Coef. De balasto del terreno}$$

Coeficiente de balastro de la viga

$$K = K_t * b \quad K = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

Momento máximo.

$$M_A = 125160 \text{ Kg*m}$$

Armadura necesaria.

$$A_s = 0,44 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima.

$$A_s \text{ min} = 24,00 \text{ cm}^2$$

Como la viga es de gran volumen necesita armadura mínima y se distribuye en la base de viga.

12 ϕ 16 mm c/ 6 cm

La misma cantidad de armadura se coloca en la parte superior del estribo.

Armadura de corte.

5 ϕ 10 mm c/ 15 cm

También se coloca armadura de piel en ambos caras.

4 ϕ 12 mm c/ 16 cm

Los estribos o armadura de corte son mínimos y se especifica en el anexo 5

Diseño del espaldar sección 1

Momento ultimo: 475650 Kg*cm/m

Armadura necesaria.

$$A_s = 7,83 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima.

$$A_s \text{ min} = 3,06 \text{ cm}^2$$

FINALMENTE USAR: **\emptyset 12 mm c/13 cm** Armadura principal

FINALMENTE USAR: **\emptyset 10 mm c/27 cm** Armadura secundaria

Diseño del espaldar sección 1

Momento último: 774759 Kg*cm/m

Armadura necesaria.

$$A_s = 7,86 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima.

$$A_{s \text{ min}} = 4,86 \text{ cm}^2$$

FINALMENTE USAR: $\emptyset 12 \text{ mm c/12 cm}$ Armadura principal

FINALMENTE USAR: $\emptyset 12 \text{ mm c/26 cm}$ Armadura secundaria

3.4.2.2. Estribo derecho lado Jurina.

Para la determinación de la estabilidad del estribo se procedió de acuerdo a lo especificado en el marco teórico considerando dos hipótesis para cada estado de carga:

Estado límite de servicio

Hipótesis I Estribo construido + rellenos (accesos)

a) Estribo construido más relleno (accesos).



Comprobación al vuelco.

Sumatoria de momentos resistentes $\sum M_o = 253606,01 \text{ Kg*m/m}$

Sumatoria de momentos actuantes $\sum M_o = 66064,93 \text{ Kg*m/m}$

Factor de seguridad obtenido $F_s = 3,84$



Esfuerzos sobre el terreno.

Sumatoria de momentos resistentes $\sum M_o = 253606,01 \text{ Kg*m/m}$

Sumatoria de momentos actuantes $\sum M_o = 66064,93 \text{ Kg*m/m}$

Sumatoria de fuerzas verticales $\sum F_T = 61637.68 \text{ Kg/m}$

Excentricidad $e = -0,25 \text{ m}$

La resultante si cae en el tercio central.

Esfuerzo máximo $\sigma = 1,4 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo admisible del terreno $\sigma_{adm} = 3 \text{ Kg/cm}^2$

Hipótesis II Estribo construido + Rellenos + Puente

b) Estribo construido más relleno más puente.



Comprobación al vuelco.

Sumatoria de momentos resistentes $\sum M_o = 294240,80 \text{ Kg*m/m}$

Sumatoria de momentos actuantes $\sum M_o = 78252,43 \text{ Kg*m/m}$

Factor de seguridad obtenido $F_s = 3,76$



Esfuerzos sobre el terreno.

Sumatoria de momentos resistentes $\sum M_o = 294240,80 \text{ Kg*m/m}$

Sumatoria de momentos actuantes $\sum M_o = 78252,43 \text{ Kg*m/m}$

Sumatoria de fuerzas verticales $\sum F_T = 75732,72 \text{ Kg/m}$

Excentricidad $e = 0,05 \text{ m}$

La resultante si cae en el tercio central.

Esfuerzo máximo $\sigma = 1,42 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo admisible del terreno $\sigma_{adm} = 3 \text{ Kg/cm}^2$

Determinación de la estabilidad en estado límite de resistencia.

Hipótesis I Estribo construido + rellenos (accesos)

Resistencia I

$$U = 1,25 * DC + 1,5 * DW + 1,5 * EH + 1,35 * EV + 1,75 * (LL + BR + LS) + WA$$



Capacidad de carga.

Sumatoria de fuerzas verticales $\sum F_V = 82512,68 \text{ Kg/m}$

$$\sigma_v \leq q_R = 1,296 \leq 3,000 \text{ Cumple!!!}$$



Comprobación al vuelco.

Excentricidad $e = -0,38 \text{ m}$

La resultante si cae en el tercio central.



Comprobación al resbalamiento.

Entonces la resistencia nominal al resbalamiento será:

$$57776 \quad \text{Kg/m}$$

$$\phi\tau = 0,60$$

Fuerza cortante mayorada actuante en la base de la cimentación:

$$Q_{\text{Actuante}} = 28005,43 \quad \text{Kg/m}$$

$$Q_{\text{Actuante}} \leq \phi_{\tau} * Q_{\tau} + \phi_{ep} * Q_{ep}$$

$$28005,43 \text{ Kg/m} \leq 34665,60 \text{ Kg/m} \quad \text{Cumple!!!}$$

Resistencia IV

$$U = 1,5 * (DC + DW + EH + EV) + 1,0 * WA$$



Capacidad de carga.

Sumatoria de fuerzas verticales $\sum F_V = 92256,27 \text{ Kg/m}$

$$\sigma_v \leq q_R = 1,425 \leq 3,000 \quad \text{Cumple!!!}$$



Comprobación al vuelco.

Excentricidad $e = -0,44 \text{ m}$

La resultante si cae en el tercio central.



Comprobación al resbalamiento.

Entonces la resistencia nominal al resbalamiento será:

$$Q_{\tau} = 64738,75 \quad \text{Kg/m}$$

$$\phi_{\tau} = 0,60$$

Fuerza cortante mayorada actuante en la base de la cimentación:

$$Q_{\text{Actuante}} = 4110,73 \text{ Kg/m}$$

$$Q_{\text{Actuante}} \leq \phi_{\tau} * Q_{\tau} + \phi_{ep} * Q_{ep}$$

$$4110,73 \text{ Kg/m} \leq 38843,25 \text{ Kg/m} \quad \text{Cumple!!!}$$

Hipótesis II Estribo construido + Rellenos + Puente

Resistencia I

$$U = 1,25 * DC + 1,5 * DW + 1,5 * EH + 1,35 * EV + 1,75 * (LL + BR + LS) + WA$$

✚ Capacidad de carga.

$$\text{Sumatoria de fuerzas verticales } \sum F_V = 1040190,48 \text{ Kg/m}$$

$$\sigma_v \leq q_R = 1,886 \leq 3,000 \quad \text{Cumple!!!}$$

✚ Comprobación al vuelco.

$$\text{Excentricidad } e = 0,04 \text{ m}$$

La resultante si cae en el tercio central.

✚ Comprobación al resbalamiento.

Entonces la resistencia nominal al resbalamiento será:

$$Q_{\tau} = 60154,40 \text{ Kg/m}$$

$$\phi_{\tau} = 0,60$$

Fuerza cortante mayorada actuante en la base de la cimentación:

$$Q_{\text{Actuante}} = 30164,95 \text{ Kg/m}$$

$$Q_{\text{Actuante}} \leq \phi_{\tau} * Q_{\tau} + \phi_{ep} * Q_{ep}$$

$$30164,95 \text{ Kg/m} \leq 36092,64 \text{ Kg/m} \quad \text{Cumple!!!}$$

Resistencia IV

$$U = 1,5 * (DC + DW + EH + EV) + 1,0 * WA$$



Capacidad de carga.

Sumatoria de fuerzas verticales $\sum F_V = 103236,25 \text{ Kg/m}$

$$\sigma_v \leq q_R = 1,612 \leq 3,000 \quad \text{Cumple!!!}$$



Comprobación al vuelco.

Excentricidad $e = -0,4 \text{ m}$

La resultante si cae en el tercio central.



Comprobación al resbalamiento.

Entonces la resistencia nominal al resbalamiento será:

$$Q_\tau = 59603,25 \text{ Kg/m}$$

$$\phi_\tau = 0,60$$

Fuerza cortante mayorada actuante en la base de la cimentación:

$$Q_{\text{Actuante}} = 28005,43 \text{ Kg/m}$$

$$Q_{\text{Actuante}} \leq \phi_\tau * Q_\tau + \phi_{ep} * Q_{ep}$$

$$28005,43 \text{ Kg/m} \leq 35762,09 \text{ Kg/m} \quad \text{Cumple!!!}$$

3.4.2.3. Calculo de la armadura

❖ Diseño del parapeto superior (sección 1).

El mismo fue diseñado con la misma norma que los anteriores elementos de la estructura y con la misma filosofía de diseño.

Momento ultimo $M_U = 475649,62 \text{ Kg*cm/m}$

Recubrimiento $r = 8 \text{ cm}$

$$A_s \text{ nec} = 7,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ min} = 3,06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 7,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: \emptyset 12 mm c/13 cm Armadura principal

FINALMENTE USAR: \emptyset 10 mm c/25 cm Armadura secundaria

❖ **Diseño del parapeto inferior (sección 2).**

Momento ultimo $M_U = 774759,14 \text{ Kg}\cdot\text{m/m}$

Recubrimiento $r = 8 \text{ cm}$

$$\text{As nec} = 7,86 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{As min} = 4,86 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$\text{As} = 7,86 \text{ cm}^2/\text{m}$

FINALMENTE USAR: \emptyset 12 mm c/12 cm Armadura principal

FINALMENTE USAR: \emptyset 12 mm c/19 cm Armadura secundaria

❖ **Diseño del Alzado.**

Momento ultimo $M_U = 10191613 \text{ Kg}\cdot\text{cm/m}$

Recubrimiento $r = 8 \text{ cm}$

$$\text{As nec} = 60,962 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{As min} = 9,252 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$\text{As} = 60,692 \text{ cm}^2/\text{m}$

FINALMENTE USAR: \emptyset 25 mm c/20 cm Armadura principal (2 capas)

FINALMENTE USAR: \emptyset 12 mm c/12 cm Armadura secundaria

❖ **Diseño de la puntera.**

Momento ultimo $M_U = 3551100,4 \text{ Kg}\cdot\text{cm/m}$

Recubrimiento $r = 8 \text{ cm}$

$$\text{As nec} = 15,888 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{As min} = 10,98 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 15,888 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: $\emptyset 20 \text{ mm c}/14 \text{ cm}$ Armadura principal

FINALMENTE USAR: $\emptyset 16 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$ Armadura secundaria

❖ Diseño del talón.

Momento ultimo $M_u = 836399,6 \text{ Kg}\cdot\text{m}/\text{m}$

Recubrimiento $r = 8,0 \text{ cm}$

$$A_s \text{ nec} = 3,641 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ min} = 11,016 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 11,016 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: $\emptyset 16 \text{ mm c}/14 \text{ cm}$ Armadura principal

FINALMENTE USAR: $\emptyset 16 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$ Armadura secundaria

3.4.3. Estructuras complementarias.

Las estructuras complementarias que se van a utilizar para el presente proyecto están en función a las condiciones de la zona por lo cual se especifican a continuación:

3.4.3.1. Aleros.

Los aleros que se diseñaron son una continuación de los estribos calculados anteriormente, estas estructuras presentan el mismo cálculo que los estribos con un pequeña diferencia que en los mismos no se hace actuar el peso de la superestructura ni la fuerza de frenado por lo cual solo se presenta la armadura a utilizar y en la memoria de cálculo se presenta el detalle su cálculo en el anexo 4 del presente proyecto.

El resumen de la armadura para los estribos es:

Para el alero que se encuentra en el lado Calama.

ELEVACIÓN:

SECCIÓN 1

1 As. Principal.-

Usamos 10 mm C/ 13 cm

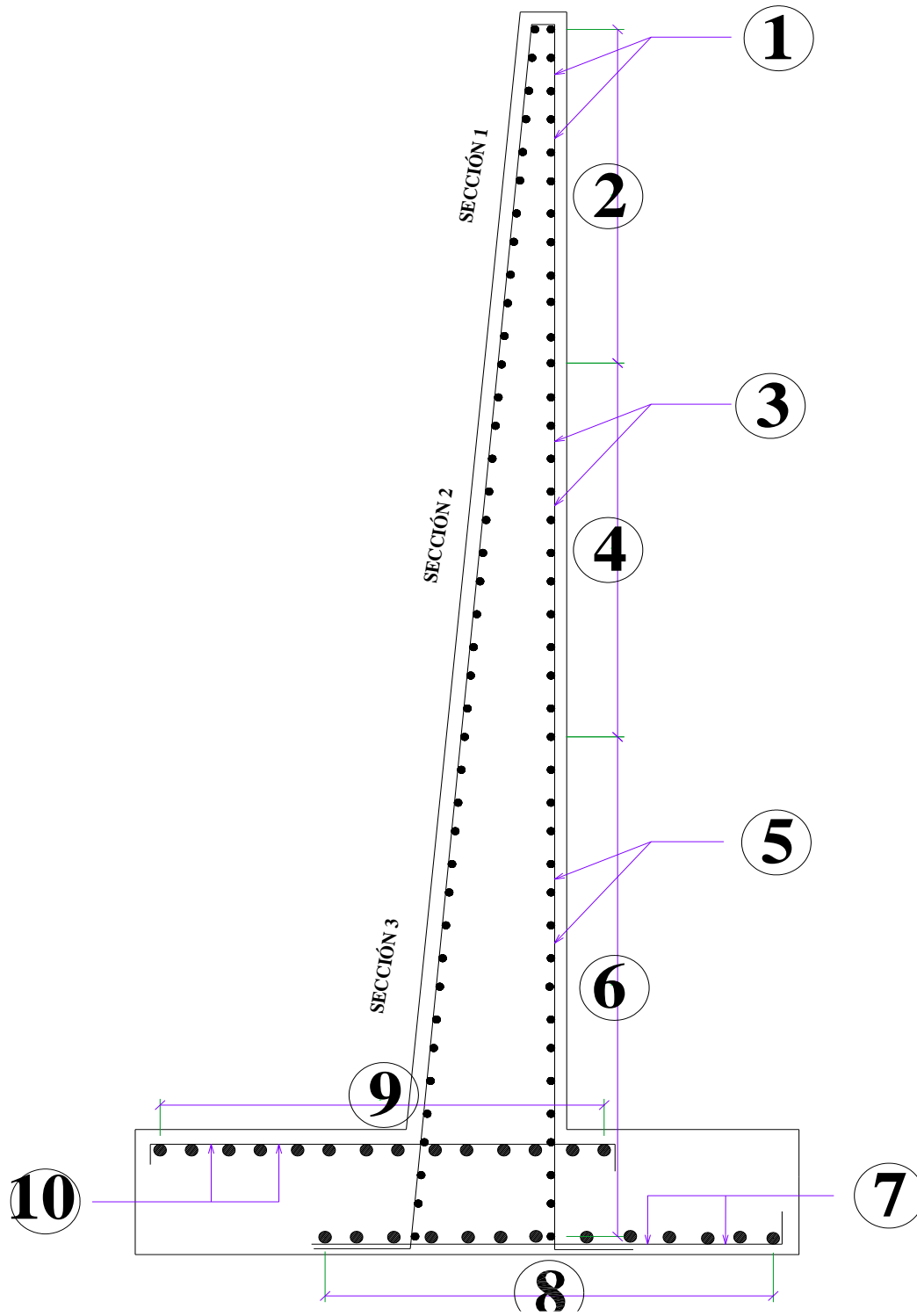
2 As. Secundaria.-

Usamos 10 mm C/ 13 cm

SECCIÓN 2	<i>3 As. Principal.-</i>	Usamos 12 mm C/ 12 cm
	<i>4 As. Secundaria.-</i>	Usamos 12 mm C/ 12 cm
SECCIÓN 3	<i>5 As. Principal.-</i>	Usamos 16 mm C/ 19 cm
	<i>6 As. Secundaria.-</i>	Usamos 16 mm C/ 19 cm
CIMENTACIÓN:		
PUNTERA	<i>10 As. Principal.-</i>	Usamos 12 mm C/ 15 cm
	<i>9 As. Secundaria.-</i>	Usamos 12 mm C/ 15 cm
TALÓN	<i>7 As. Principal.-</i>	Usamos 12 mm C/ 15 cm
	<i>8 As. Secundaria.-</i>	Usamos 12 mm C/ 15 cm

Para el alero que se encuentra en el lado Jurina.

ELEVACIÓN:		
SECCIÓN 1	<i>1 As. Principal.-</i>	Usamos Ø 12 mm C/ 15 cm
	<i>2 As. Secundaria.-</i>	Usamos Ø 10 mm C/ 11 cm
SECCIÓN 2	<i>3 As. Principal.-</i>	Usamos Ø 16 mm C/ 12 cm
	<i>4 As. Secundaria.-</i>	Usamos Ø 12 mm C/ 10 cm
SECCIÓN 3	<i>5 As. Principal.-</i>	Usamos Ø 16 mm C/ 12 cm
		Usamos Ø 20 mm C/ 12 cm
	<i>6 As. Secundaria.-</i>	Usamos Ø 16 mm C/ 12 cm
CIMENTACIÓN:		
PUNTERA	<i>10 As. Principal.-</i>	Usamos Ø 16 mm C/ 7 cm
	<i>9 As. Secundaria.-</i>	Usamos Ø 12 mm C/ 8 cm
TALÓN	<i>7 As. Principal.-</i>	Usamos Ø 12 mm C/ 8 cm
	<i>8 As. Secundaria.-</i>	Usamos Ø 12 mm C/ 8 cm



Todo el diseño de la superestructura como de la infraestructura se encuentra con mayor detalle en el **anexo 4**

3.4.3.2. Losa de aproximación

Se diseña con armadura mínima y un espesor de la losa de 20 cm

$$A_{s_t} = 0,0018 \times b \times d$$

$$A_s = 2,61 \text{ cm}^2$$

Usamos Ø 10 mm C/ 28 cm

3.4.3.3. Gaviones.

Los gaviones que se diseñaron son los que comúnmente se utilizan en nuestro medio los cuales se especifican en los planos a detalle en los (Anexo 3).

3.5. Estrategia para la ejecución del proyecto.

3.5.1. 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 6)

3.5.2. Precios unitarios

Los precios unitarios se los desarrollaron por ítems en donde se utilizaron precios actuales de materiales, mano de obra y maquinaria: (anexo A.7)

3.5.3. Presupuesto

El presupuesto necesario para poder construir este proyecto será de: (anexo 7)

Módulo I Condiciones Generales:

31789,91 Bs.

Módulo II Infraestructura:	304957,56	Bs.
Módulo III Superestructura:	522376,53	Bs.
<u>COSTO TOTAL DEL PROYECTO:</u>	<u>859124,00</u>	<u>Bs.</u>

Inversión promedio: **44057,64 Bs./m**

Cuantía promedio: **120,08 Kg./m³**

3.5.4. Cronograma

Se desarrolló una programación mediante el método del diagrama de Gantt y se planeó la ejecución del proyecto organizando los frentes de trabajo mostrados en anexos.

Según el cronograma y planeación mostrada se estimó un tiempo de ejecución de la obra de: (anexo 8)

4. APORTE ACADÉMICO

“DISEÑO DE VIGA A FLEXIÓN PARA PUENTE DE H° A°”

4.1.Marco conceptual del aporte académico.






La invención de las vigas de hormigón armado se le supone al constructor William Wilkinson que en el año 1854 patentó un sistema en el cual estaban involucradas armaduras de hierro para mejorar la construcción de viviendas, almacenes y edificios ignífugos. Un año después Joseph Louis Lambot publicó el libro Aplicaciones del hormigón al arte de construcción en el cual patentaba el sistema de construcción de con vigas de hormigón armado.

Las vigas de hormigón armado están generalizadas en la construcción, siendo utilizadas en edificios de muchos tipos, puentes, presas y túneles. El uso de fibras con el hormigón se usa habitualmente en hormigón proyectado sobre todo en túneles y obras civiles.

Las Vigas son los elementos estructurales en los que una de sus dimensiones (la longitud) predomina frente a las otras dos (el espesor y la altura). Son aptas para soportar cargas lineales (apoyo de losas, tabiques de mampostería, etc) y puntuales.

Son estructuras que resisten por masa mediante un trabajo combinado de flexión, corte y eventualmente torsión, resistiendo y transfiriendo a sus apoyos las cargas actuantes sobre ellas.

Tipos de vigas:

-  Viga sección rectangular
-  Viga sección en “T”
-  Viga sección en “L”
-  Vigas de sección huecas
-  Vigas de secciones compuestas

4.2. Alcance del aporte.

Diseñar una viga de hormigón armado con luz variable desde los 10 metros hasta los 26 metros para puentes de un solo carril.

Con el presente aporte se pretende que los universitarios que se encuentran en el desarrollo de un proyecto de puentes o tengan la necesidad de diseñar y calcular una viga de hormigón armado tengan una herramienta de fácil comprensión, basada en las normas que se utilizan en la actualidad.

4.3. Diseño de la viga de hormigón armado.

El presente diseño está basado en la norma AASHTO LRFD 2004 y la norma ACI 318-2005. En la planilla Excel está el procedimiento a detalle con notas en las celdas.

Véase en anexo 6 aporte académico

4.4. Guía para su utilización.

Para el manejo del presente aporte académico se debe tomar en cuenta:

- ✚ Las notas que tiene la planilla de cálculo en las celdas.
- ✚ Se debe introducir datos iniciales y las cargas solicitadas en los cuadros de color naranja.
- ✚ Los cuadros de color verde son resultados.
- ✚ Se debe tomar en cuenta que la planilla es para calcular vigas de 10 metros hasta los 26 metros.
- ✚ Respetar las unidades para obtener resultados correctos.

4.5. Conclusiones y Recomendaciones.

4.5.1. Conclusiones

- ✚ Se elabora una herramienta didáctica para el cálculo de vigas de hormigón armado usando el paquete Microsoft Excel estando a disposición de la comunidad universitaria u otros.

- ✚ La tabla electrónica realiza el dimensionamiento de la viga sección “T”
- ✚ Los resultados que nos proporciona la tabla electrónica son momentos y cortantes para todas las cargas actuantes y esta analizada para el estado más crítico, además nos proporciona momentos y cortantes últimos con los cuales realiza el diseño.
- ✚ La armadura calculada longitudinalmente es continua sin interrupción, como la planilla de cálculo es para vigas mayores a 10 metros se hace notar que no se tomó en cuenta longitud de empalme, ya que el fierro comercial es de 12 metros se debe hacer un cálculo aparte para longitud de empalme.
- ✚ El diseño de la viga de hormigón armado se realizó según las normas Aashto LRFD 2004 y ACI 318 2005.
- ✚ Se realizó la planilla para vigas de 10 a 26 metros porque es para puentes de Hormigón Armado Viga Losa, si en caso fuera la luz menor a este rango se debe usar puentes losa o si fuera mayor se debe utilizar puente de hormigón pretensado es por eso que se tiene restricciones según la luz de la viga.

4.5.2. Recomendaciones.

- ✚ Se debe tomar en cuenta las unidades solicitadas por la planilla electrónica para obtener buenos resultados.
- ✚ No se debe cambiar los valores de los cuadros verdes u otras celdas que tengan ecuaciones haciendo un cálculo ya que dicha planilla es libre (solo se debe introducir datos en los cuadros de color naranja).
- ✚ Es importante que el proyectista antes de realizar el diseño de este tipo de estructura evalúe la topografía del lugar, el tirante de circulación máximo para verificar que la luz de cálculo este en el rango de cálculo.

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Las conclusiones y recomendaciones que se presenta están en función a las condiciones del lugar donde se emplazará el presente proyecto y a la memoria de cálculo las cuales son:

4.1. Conclusiones.

- ❖ Obtenidos los resultados de la ingeniería básica, (estudio topográfico, geotécnico, hidrológico e hidráulico, etc.) y realizando una selección de alternativas, (técnicas y económicas) podemos determinar que un puente de vigas de hormigón armado de 19 m., es la estructura adecuada y factible para el lugar de emplazamiento.
- ❖ Con la construcción del puente en “comunidad de Jurina ” las crecidas del río no serán un impedimento para que las comunarios de los zonas beneficiadas puedan llevar sus productos a los centros de consumo.
- ❖ El camino que sin la estructura sólo funciona en tiempos de sequía hasta que lo deteriora la crecida del río funcionará en todo tiempo del año ya que habrá una mayor transitabilidad por ende obligará a realizar un mayor mantenimiento del camino, ya que el mismo cobrará una mayor importancia debido a la construcción de una represa en la zona.
- ❖ Se realizó el análisis de suelos mediante los estudios geoelectricos “Sondeo eléctrico vertical” haciendo un análisis en dos puntos el primero en el estribo derecho y el segundo aproximadamente en centro luz, donde se observa que el suelo tiene 3 estratos y luego es roca.
- ❖ La resistencia de la roca donde se fundará el estribo izquierdo tiene una capacidad de esfuerzo admisible de $9,86 \text{ Kg/cm}^2$ siendo un buen suelo para fundar.
- ❖ El esfuerzo admisible del suelo en el estribo derecho es de 3 Kg/cm^2 en el estrato donde se fundará.
- ❖ La superestructura diseñada es un puente tipo Viga Losa de hormigón armado con dos vigas simplemente apoyadas en estribos las cuales tienen una armadura de $20 \text{ } \emptyset$ 25 mm en cada viga, la losa consta de armadura principal de $\emptyset 12 \text{ c/ } 10 \text{ cm}$, una

armadura de distribución de \emptyset 10 c/ 10 cm y una armadura por contracción y temperatura de \emptyset 10 c/ 20 cm.

- ❖ La infraestructura consta de dos Estribos uno en cada lado del río los cuales soportan la superestructura y transmiten las cargas de la misma al terreno estos estribos son diferentes en cada lado debido a las condiciones del tipo de fundación. El estribo en el lado derecho es tipo Ménsula debido a su altura este consta de una pantalla la cual consta de una armadura principal de \emptyset 25 c/ 22 cm, la armadura del resto de la pantalla es armadura mínima, la cimentación consta de un talón el cual tiene una armadura \emptyset 16 c/ 24 cm. Y el resto de su armadura es mínima, y una puntera la cual al ser de pequeña longitud solo tiene armadura mínima pero se colocó la armadura del talón para asegurar el trabajo en conjunto de la estructura y el estribo al lado Calama consta de un pequeño dado de apoyo cuyas dimensiones son solo para garantizar la estabilidad del mismo, el mismo no requiere armadura pero se colocó armadura mínima para evitar las fisuras debido a su longitud de cajado.
- ❖ Se colocaron estructuras de protección tanto aleros como gaviones de tal forma que protejan la estructura de posibles derrumbes de acuerdo a las condiciones del lugar y del cauce del río.
- ❖ Observando las buenas características de resistencia del suelo se definió que las fundaciones de los estribos serán de tipo superficiales, no siendo necesario una fundación profunda.
- ❖ En el presente proyecto, el barandado del puente se diseñó de tal forma que sus postes puedan resistir una carga de choque vehicular, lo cual ocasionó que se tenga que disponer una mayor armadura por flexión. *Ver planos.*
- ❖ Para poder conseguir una estabilidad más segura en el diseño de estribos, no se consideraron las cargas hidrostáticas del lado del lecho del río, ya que ésta cualquiera sea su magnitud son fuerzas estabilizantes, de la misma manera tampoco se tomó en cuenta la fuerza del empuje pasivo del suelo ya que su presencia es variable debido a la socavación.

4.2.Recomendaciones.

- ❖ Se recomienda realizar una inyección de cemento en la roca de fundación de los estribos para cubrir todos los vacíos que este tipo de roca genera y así de esta manera garantizar que la misma trabaje en conjunto y tenga la resistencia de diseño, también se deberán realizar calicatas que superen el metro de profundidad que donde se encuentra la roca virgen y si es necesario la perforación con diamantina para que la estructura no colapse por los estribos.
- ❖ Muchos proyectos de puentes sobre ríos que se realizaron, no toman mucha importancia al estudio hidrológico e hidráulico, es recomendable por seguridad realizar un estudio detallado de éste, para evitar riesgos de colapso de la estructura
- ❖ Realizar un mantenimiento continuo del camino para mantener el flujo vehicular en todo momento.
- ❖ Ante cualquier duda de los resultados mostrados en la ingeniería del proyecto se recomienda recurrir a la memoria de cálculo donde se explica todo el detalle de cálculo.
- ❖ Es recomendable diseñar defensivos con gaviones ya que generan menor impacto ambiental, al lado de derecho es necesario colocar gaviones para proteger la estructura a diferencia que a lado de izquierdo no es muy necesario ya que es roca y el estribo de ahí es corto.