

# **CAPÍTULO I**

## **ANTECEDENTES**

### **1.1. EL PROBLEMA**

La necesidad de comunicación vial es un factor importante y necesario en el desarrollo de cualquier ciudad y mucho más si la mancha urbana está en pleno crecimiento, tal es el caso de los barrios San Antonio y B. Aranjuez de la ciudad de Tarija de los distritos N°13 y N°12, los cuáles no cuenta con una comunicación directa debido a la interrupción de la calle Las Cañas por la depresión provocada por la Quebrada Verdum, para que esta calle cumpla una verdadera función de integración se hace necesario la complementación con obras de arte tanto menores como mayores.

#### **1.1.1. Planteamiento**

Debido al crecimiento de la densidad poblacional de los distritos N°13 y N°12 en especial de los barrios San Antonio y Aranjuez se plantea crear nuevos accesos y rutas vehiculares para la vinculación el cual será de gran beneficio para los vecinos de ambos distritos.

En este contexto y considerando que una ciudad necesita de vías de vinculación como de producción y de comercialización, es de suma urgencia dar solución al problema descrito en 1.1.

Las principales causas que motivan la presentación del presente proyecto son:

- Llegada de máximas avenidas de la quebrada Verdum en época de lluvia.
- Interrupción de la continuación de la avenida Las Cañas debido a la depresión ocasionada por la quebrada Verdum.
- Crecimiento de la densidad poblacional de los distritos N°13 y N°12.
- Falta de accesos y rutas viales para la vinculación del barrio Aranjuez mediante la ampliación o creación de nuevas líneas de transporte Público.
- Falta de accesos vehiculares directos a unidades educativas y centros de salud del distrito N°13 que requiere el barrio Aranjuez.

Si persiste el problema, los vecinos del barrio Aranjuez tendrían percances y contratiempos al asistir a sus fuentes de trabajos, unidades educativas y centro de Salud que se encuentra ubicado en los barrios del distrito N°13.

Por lo tanto se plantea el diseño estructural de un puente vehicular para su posterior construcción.

### **1.1.2. Formulación**

Con la alternativa mencionada en el planteamiento, se pretende solucionar el problema vial técnicamente debido a las principales causas, (máximas avenidas, interrupción de la avenida las Cañas y crecimiento de la densidad poblacional). En consecuencia sólo es posible realizar la construcción de un puente vehicular, que para el mismo se realizara un análisis y diseño estructuras en el desarrollo de la propuesta y así de esta manera solucionar las necesidades actuales.

### **1.1.3. Sistematización**

El presente proyecto se dividirá en superestructura, infraestructura y obras complementarias teniendo en cuenta el factor técnico y económico, además de considerar el confort a los beneficiados con el Proyecto.

**Superestructura.-** Consta de un tablero con una losa de hormigón armado de sección variable, con una acera peatonal separada de la calzada por una barrera vehicular de H°A°.

**Infraestructura.-** La infraestructura consta de un muro rígidamente unido a la losa con dos aleros, a la vez se evitara la construcción de una pila central.

**Obras Complementarias.-** Son también llamadas obras de protección como ser gaviones y espigones si es que amerita el caso.

## **1.2. OBJETIVOS.-**

### **1.2.1. Objetivo General:**

Diseñar estructuralmente un puente vehicular sobre la Quebrada Verdum, que vinculará e integrará los barrios San Antonio y Aranjuez de los distritos N°13 y N°12 de la ciudad de Tarija, aplicando las normativas AASTHO LRFD.

### **1.2.2. Objetivos Específicos:**

- ✓ Realizar el levantamiento topográfico a detalle de la quebrada Verdum y sus accesos en el lugar de emplazamiento del puente.
- ✓ Realizar el estudio de suelos para determinar la capacidad portante de las fundaciones.
- ✓ Realizar el estudio hidrológico de la cuenca de la Quebrada Verdum.
- ✓ Realizar el estudio hidráulico de la sección del lecho de la quebrada en el lugar de emplazamiento del puente.
- ✓ Realizar la ficha ambiental del proyecto.
- ✓ Determinar el cómputo métrico y presupuesto general de la obra.
- ✓ Determinar el cronograma de actividades y tiempo de ejecución del proyecto.
- ✓ Plasmar el diseño y cálculo realizado, en sus respectivos planos.

**1.3. JUSTIFICACIÓN.-** Las fundamentaciones por las cuáles se plantea la propuesta de proyecto de Ingeniería Civil son las siguientes:

#### **1.3.1. Razones sociales**

Uno de las móviles sociales que justifican la elaboración del proyecto puente vehicular sobre la quebrada Verdum es que los habitantes o familias de los barrios San Antonio y Aranjuez requieren de un puente vehicular estable que posibilite el acceso constante de los vecinos a los centros de salud, de educación y a los mercados de abasto, asegurando así su seguridad alimentaria, en cualquier época del año no convirtiéndose esta deficiencia caminera en un obstáculo de desarrollo de la Ciudad.

#### **1.3.2. Razones Económicas**

Entre las razones económicas que justifican la implementación del proyecto, es que al crearse un nuevo acceso permitirá la creación de una nueva ruta de transporte público generando nuevas fuentes de empleo y a la vez permitirá acrecentar el comercio entre los dos distritos N°13 y N°12 debido a las ferias y mercados que se ofrece en el distrito N13, también ayudara a los ingresos hoteleros debido que uno

de los hoteles más importantes de la ciudad se encuentra ubicado en el barrio Aranjuez beneficiado con la alternativa vial de ingreso.

### **1.3.3. Razones Técnicas**

La ausencia del Puente sobre la quebrada Verdum con la eficiencia adecuada, ocasiona que los vecinos tengan muchas dificultades para llegar a sus fuentes de trabajo. Debido al terreno accidentado de la zona, se precisa de una buena cantidad de obras de arte pues como consecuencia de la falta de las mismas el camino podría sufrir la pérdida de los materiales con las lluvias, que incluso podría llegar a la formación de erosión en las riveras la quebrada.

En cuanto a lo técnico es importante diseñar un puente de acuerdo a las normas vigentes en cuanto al ancho correspondiente a un zona urbana ancho de 7.30 metros, con aceras peatonales separados por unas barreras vehiculares, no contara con pilas lo que permitirá una resistencia de acuerdo al flujo vehicular y calculado de acuerdo a las estadísticas de los factores hidrológicos de la zona.

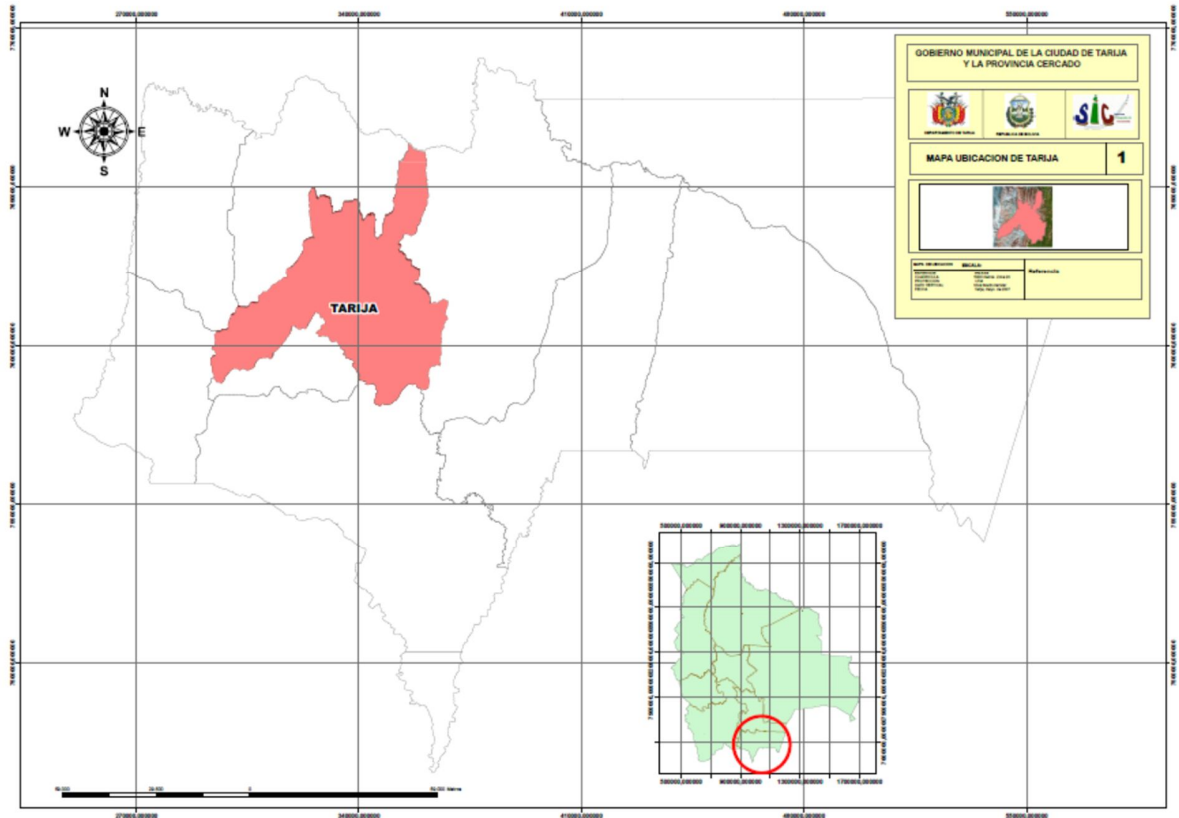
## **1.4. UBICACIÓN**

El departamento de Tarija se sitúa en el extremo sur de Bolivia, limita al norte con el departamento de Chuquisaca, al sur con la república Argentina, al este con la república del Paraguay y al oeste con los departamentos de Chuquisaca y Potosí.

El proyecto a realizar esta ubicado en la ciudad de Tarija, distrito N°13, Barrio San Antonio, sobre la quebrada Verdum.

Geográficamente se encuentra localizado a 21° 31' 41.75'' de latitud Sur y 64° 45'31.64'' de Longitud Oeste a una altura media de 1926 msnm.

Figura.1.4-1.- Ubicación geográfica del proyecto



## 1.5. ALCANCE DEL PROYECTO

Para lograr este objetivo principal, el proyecto plantea lo siguiente:

- Se Analizará los antecedentes y la problemática que llevan a plantear el diseño estructural del puente vehicular, en función de los cuáles se plantea el objetivo general del proyecto, los objetivos específicos y la ubicación.
- Se extraen los datos necesarios de la ingeniería básica para la elaboración del proyecto, del Levantamiento topográfico, estudio de suelos (ensayo SPT) y el estudio hidrológico. Los que darán las características principales de la estructura.
- A partir de las características de la estructura se analizará qué tipo de estructura

se adecua al proyecto, mediante un análisis de alternativas, se selecciona la alternativa más adecuada y factible para su estudio y diseño, en base a criterios principalmente técnicos y económicos.

- Se analizarán todas las cargas actuantes en la estructura de la manera más precisa posible tomando en cuenta las acciones estáticas y dinámicas que corresponda. Las cargas estarán coherentemente seleccionadas para el tipo de estructura a diseñar.
- Se procederá al diseño estructural de los distintos elementos de la estructura, según la normativa AASTHO LRFD 2004 (American Association of State Highway and Transportation Officials), cuya aplicación está dirigida a puentes carreteros, cuyo objetivo primordial es de proporcionar requisitos mínimos necesarios para garantizar la seguridad pública.
- Se elaborarán los planos de cada elemento estructural diseñado y constructivo, en los mismos se establecerán los detalles de disposiciones de armaduras dimensiones de las piezas a una escala adecuada.
- Se realizara un análisis completo de costo del proyecto. Utilizando precios actuales, se estima el costo final del puente vehicular que representa la alternativa elegida o solución óptima a la problemática planteada.
- Se planteara un método constructivo para la ejecución del puente según el diseño estructural realizado.
- Se formulan conclusiones técnicas de la realización del Diseño Estructural del Puente Vehicular. Además de plantear recomendaciones para la realización del proyecto o ejecución del mismo.

El proyecto contar con especificaciones técnicas de cada uno de los ítems constituyentes del mismo, el cronograma de actividades para su ejecución y los estudios, consideraciones y documentos ambientales necesarios.

## 1.6. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DEL PROYECTO

### 1.6.1. Datos preliminares

Para el análisis de alternativas se presentan los siguientes datos resultantes de la ingeniería básica:

#### 1.6.1.1. Datos del estudio hidráulico e hidrológico

Caudal máximo 57,50 m<sup>3</sup>/seg.

Tirante máximo 0,830 m.

Como resultado de la prolongación del tirante máximo en la sección en estudio se obtuvo la Longitud del puente de 20 m.

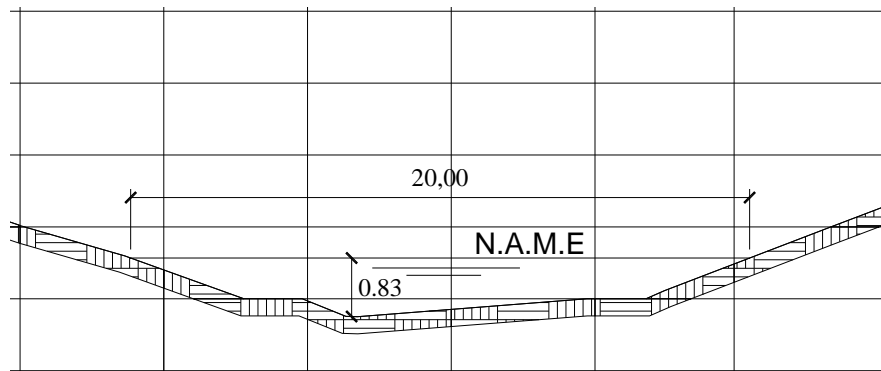


Figura.1.6.1.1-1.- Sección transversal de la quebrada Verdum.

#### 1.6.1.2. Rasante de accesos

Con ayuda de los datos de la topografía se trazaron los accesos del puente con una rasante de 1933.51 m

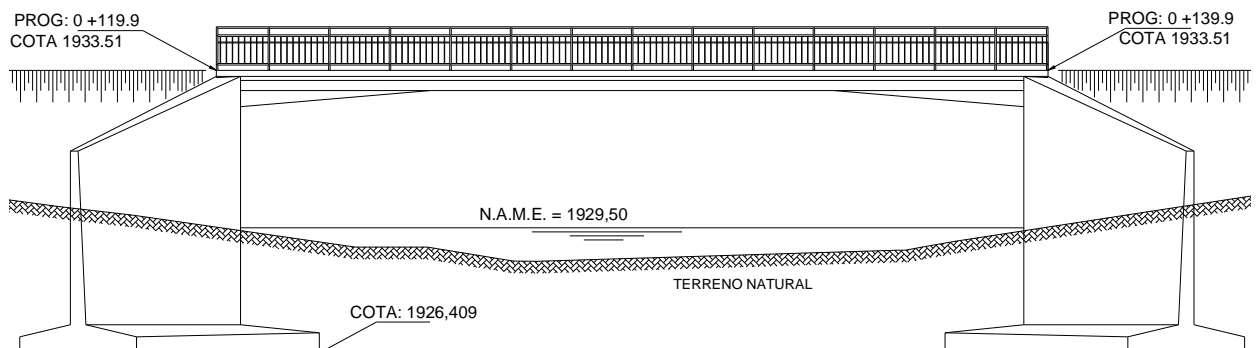


Figura.1.6.1.2-1.- Perfil longitudinal y rasante de accesos.

### **1.6.1.3. Material de Cimentación**

Ambas terrazas sobre las que se fundarán los estribos, están formadas por suelos coluviales y aluviales consolidados de textura gravo areno arcillosa, en mezclas heterogéneas con piedras de considerable tamaño, se los clasifica como suelos A-1a y A-1b.

En profundidad los suelos aumentan su grado de consolidación, en función del tiempo de formación, también aumenta su contenido de partículas finas como arcillas y limos. Para los suelos, de ambos estribos, en función de las características granulométricas, grado de consolidación y la presencia de piedras, se estima una capacidad portante de **2.5 kg/cm<sup>2</sup> y 3.14kg/cm<sup>2</sup> (Ver ANEXO B)**

### **1.6.2. Estudio de Evaluación de Impacto Ambiental**

Las posibles alternativas a estudiar deben cumplir con lo establecido en la Ley 1333 (del Medio Ambiente), Todas las obras, actividades públicas o privadas con carácter previo a su fase de inversión, deben contar obligatoriamente con la identificación de la categoría evaluación de impacto ambiental que deberá ser realizada dentro de los siguientes Categorías:

I.- Requiere de EIA analítica ambiental

II.- Requiere de EIA analítica ambiental específica

II.- No requiere de EIA analítica ambiental específica, pero es aconsejable su revisión conceptual

IV.- No requiere de EIA analítica ambiental

Según evaluación realizada se concluye lo siguiente:

El proyecto de construcción puente vehicular sobre la quebrada Verdum no interfiere con ningún reglamento ambiental, ya que en el área de estudio no existe reserva natural, Restos arqueológicos, en el área de construcción ni en el área de influencia directa.

Se alterará la flora y fauna de la zona en muy poca cantidad, debido a la necesidad de adecuar el terreno para realizar la construcción del puente, por lo que el proyecto deberá minimizar dichos impactos, en la etapa de construcción, maximizado los impactos ambientales positivos.

No es necesaria la extracción de áridos o cualquier otro material de la zona.

Como el proyecto genera desechos de materiales pétreos, se han ubicado las áreas donde se dispondrán adecuadamente dichos excedentes, áreas que deberán ser tratadas convenientemente a fin de evitar afecciones al entorno.

El análisis del impacto ambiental se presenta en la ficha ambiental, en anexo ambiental, con un nivel III de impacto ambiental.

### **1.6.3. Daños a Terceros.**

En caso de que el diseño de este puente, ocasionen daños en los límites de las propiedades de los vecinos, siendo estos realmente necesarios para la ejecución del proyecto, corresponde a realizar una expropiación de la superficie que se requiera (Art. 108 Código Civil), procediendo a realizar los trámites legales que debiendo ser por cuenta de la entidad Contratante. Cabe aclarar que esto una causa de utilidad pública, es decir que la toma de la mencionada superficie del terreno vecino ayudará en la ejecución del puente y por ende beneficiará a todos los vecinos.

### **1.6.4. Definición de Alternativas.**

En función del problema que se desea resolver, corresponde identificar, definir y analizar todas aquellas alternativas técnicamente posibles. En este sentido, se han planteado las situaciones sin proyecto y con proyecto de la siguiente manera:

Situación sin proyecto (Situación Actual no existe puente vehicular).

Situación con proyecto (Construcción del Puente).

Seguidamente, se hace una descripción de cada una de ellas, considerando aspectos técnicos y económicos, ventajas y desventajas.

#### **1.6.4.1. Situación Actual Sin Proyecto**

La situación actual "SIN PROYECTO", suponen que las condiciones de transporte se mantienen tal como se encuentran en la actualidad, es decir que la quebrada Verдум interrumpe prácticamente en forma total el tráfico vehicular, no solo por la magnitud de los caudales sino también por las dificultades de paso por el arrastre de material y por la erosión de los márgenes que inhabilitan el vado, con una superficie de agua, ripio y tierra. Además, con el mismo nivel tradicional de mantenimiento rutinario. Estos aspectos son

causas básicas para impedir el incremento de tráfico, que da lugar a servicios de transporte a los distritos involucrados con una baja frecuencia, dejando que los barrios se desarrollen en las condiciones actuales con servicios inadecuados e incómodos, debido a la superficie donde se pretende ejecutar el proyecto.

En el estudio se analiza la situación sin proyecto, a fin de optimizarla y definir correctamente la situación base de comparación con todas las posibles alternativas,

#### **1.6.4.2. Situación Con Proyecto**

El análisis con proyecto, de la construcción del puente vehicular Sobre la quebrada Verdum, permitirá la vinculación permanente entre los barrios involucrados en el proyecto, aumentando de esta manera el flujo vehicular de la zona con la disminución de los costos de transporte, permitiendo acceder permanentemente a los mercados de consumo diversificando, centros de salud y unidades educativas.

Esta situación con proyecto ha dado lugar a realizar un análisis que contempla diferentes alternativas de construcción del puente tomando en cuenta los aspectos técnicos como económicos.

1. Alternativa No. 1.- Puente viga de Hormigón Armado.
2. Alternativa No. 2.- Puente viga de Hormigón Pretensado.
3. Alternativa No. 3.- Puente pórtico

#### **1.6.5. ANALISIS DE ALTERNATIVAS**

##### **1.6.5.1. ALTERNATIVA No. 1 (Puente de HoAo)**

###### **1.6.5.1.1. Aspectos Técnicos**

###### **Materiales**

$f^c = 210 \text{ kg/cm}^2$  Resistencia del hormigón

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  Esfuerzo de fluencia del acero

$\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$  Peso específico del hormigón armado

Altura de Revancha = 2.50m

## Características Geométricas de la alternativa Nro1

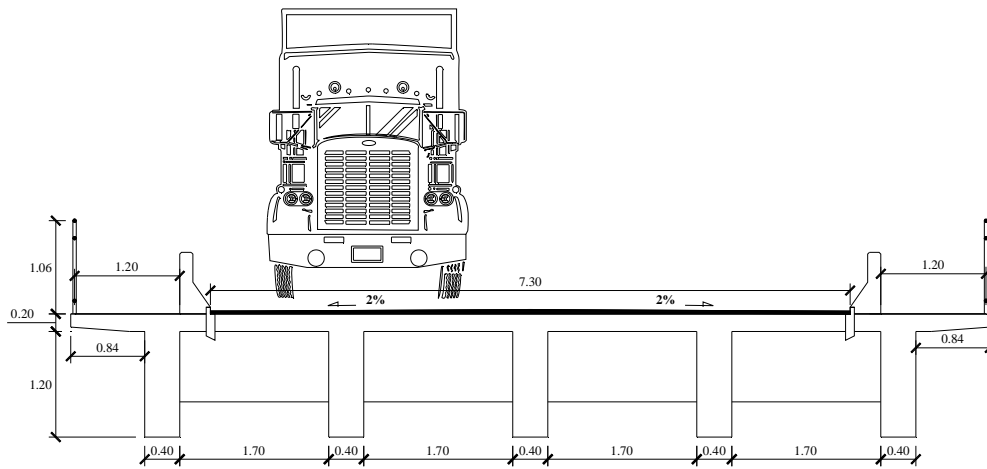


Figura 1.6.5.1.1-1.- Sección transversal

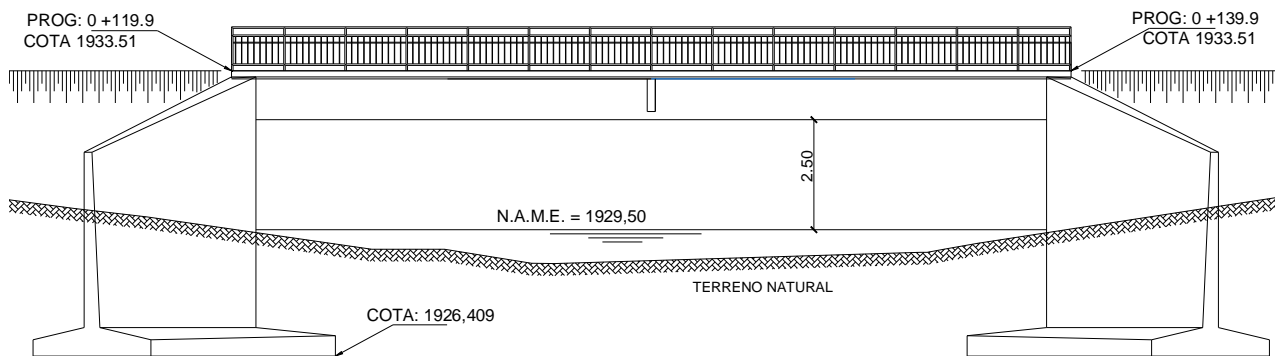


Figura . Sección Longitudinal.

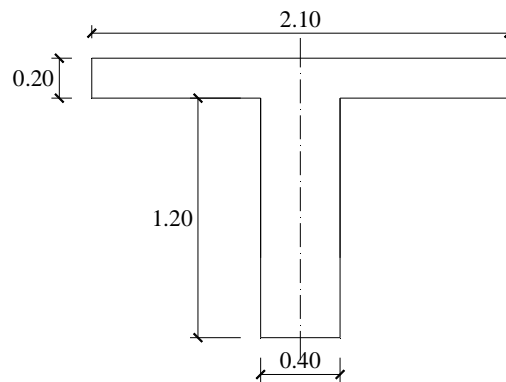


Figura 1.6.5.1.1-2.- Dimensiones de la vigas.

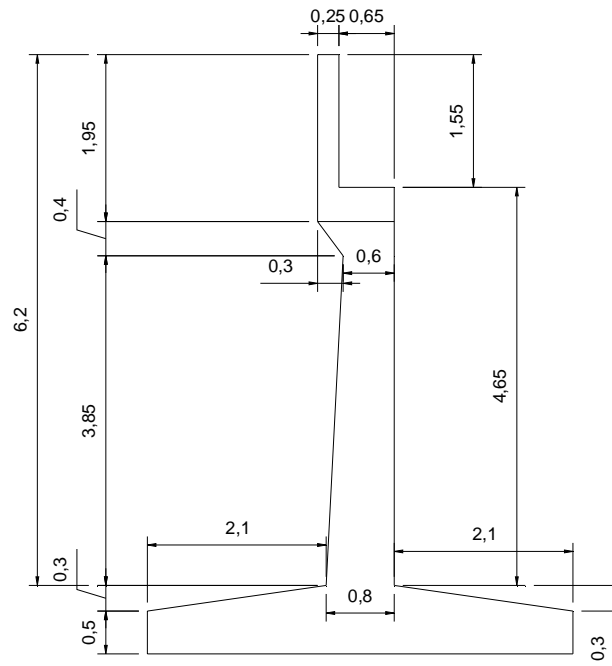


Figura.1.6.5.1.1-3.- Dimensiones del Estribo.

### Ventajas

- ✓ Los puentes de hormigón armado son más rígidos y tienen menos vibración.
- ✓ La mayor ventaja de los puentes de hormigón armado es su larga vida, por lo menos 50 años, y el coste de mantenimiento es muy bajo.
- ✓ En los puentes de hormigón armado no se reemplazan piezas durante el mantenimiento como sucede en otros tipos.
- ✓ Utilizan los materiales de la región y no tienen problemas de transporte y montaje.
- ✓ Aunque el coste inicial sea muy elevado, el coste total puede llegar a ser más bajo que en puentes construidos con otros materiales ya que el coste de mantenimiento es menor.

### Desventajas

- ❖ La principal desventaja para su construcción es que requiere de encofrado o cimbras, los cuáles deben permanecer en el sitio hasta que el hormigón alcance la resistencia adecuada.

### 1.6.5.1.2 Aspectos Económicos

Cuadro.1.6.5.1.2-1

Costos Aproximado de la Alternativa Nro. 1

Nº ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO PARCIAL
<b>SUPER-ESTRUCTURA</b>					
HA-1	Hormigón con tipo A	m3	92,29	1896,50	175023,80
HA-2	Acero estructural $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	13327,80	13,89	185102,72
HA-3	Drenajes tubo PVC D=4"	ml	3,60	31,31	112,73
<b>SUB-ESTRUCTURA</b>					
HA-4	Hormigón con tipo A	m3	257,16	1994,19	512826,49
HA-5	Hormigón con tipo E	m3	9,91	698,57	6922,82
HA-6	Acero estructural $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	18.893,77	13,89	262405,50
HA-7	Apoyo de neopreno compuesto	dm3	37,50	800,49	30018,56
				<b>TOTAL =</b>	<b>1.172.412,62</b>

De acuerdo a los precios que se manejan actualmente en el país, un puente de estas características tendría un costo aproximado de: **56.913,23 Bs/ml**

### 1.6.5.2. ALTERNATIVA No. 2. (Puente de HoPo)

#### 1.6.5.2.1. Aspectos Técnicos

##### Materiales

$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$  Resistencia del hormigón

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  Esfuerzo de fluencia del acero

$f_u = 270 \text{ ksi} = 18980 \text{ kg/cm}^2$  Resistencia última del acero de pretensado

$\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$  Peso específico del hormigón armado

Altura de Revancha = 2.70m

## Características Geométricas de la alternativa Nro2

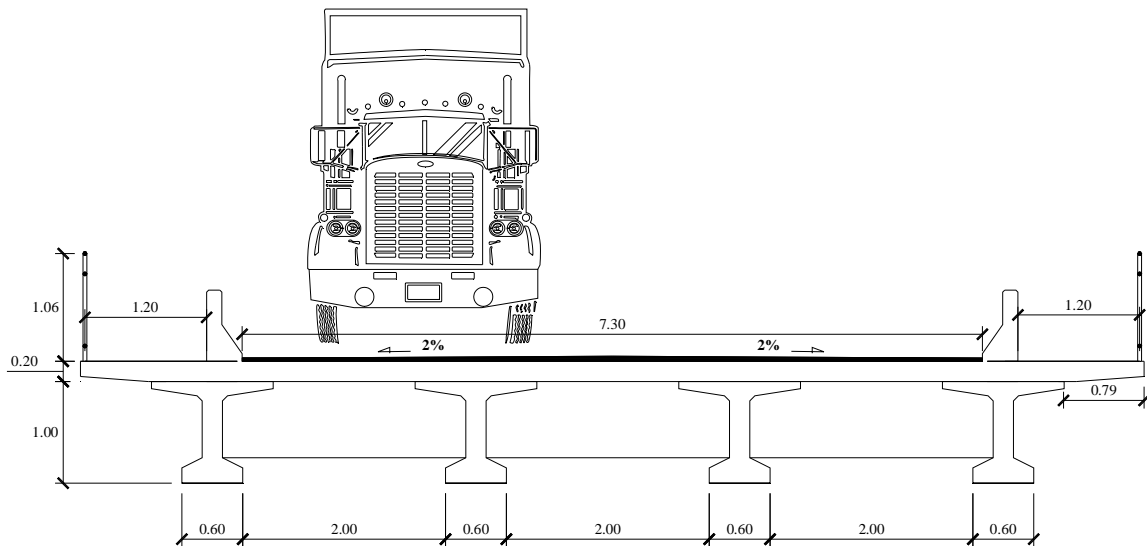


Figura.1.6.5.2.1-1.- Sección transversal

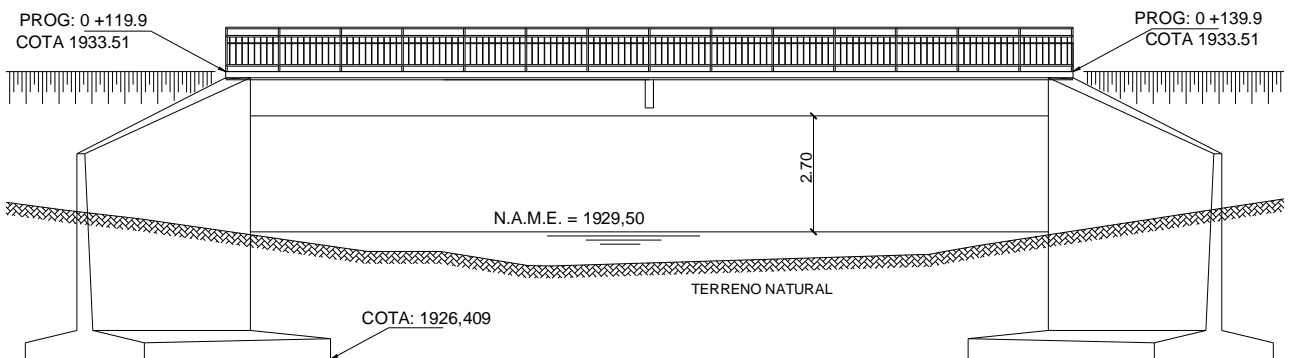


Figura.1.6.5.2.1-2.- Sección Longitudinal.

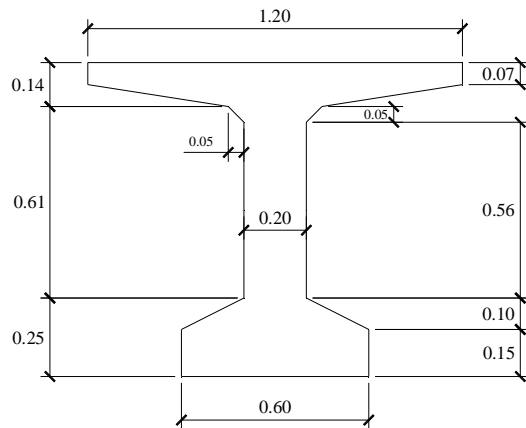


Figura.1.6.5.2.1-3.- Dimensiones de Vigas de HoPo

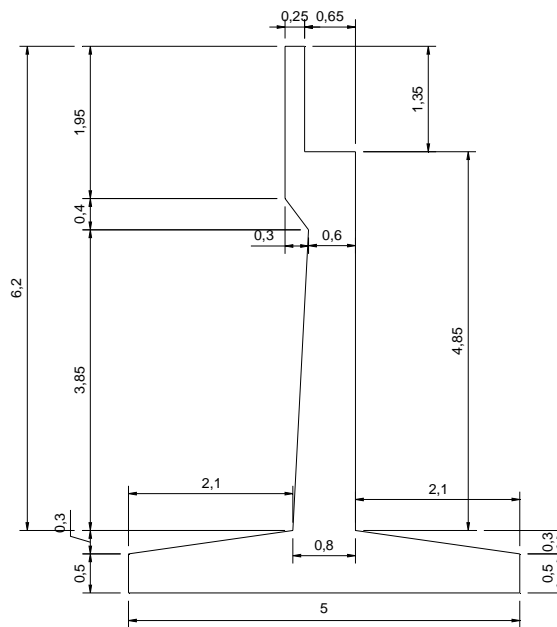


Figura.16.5.2.1-4.- Dimensiones de Estribos.

### Ventajas

- ✓ Se usan materiales de alta resistencia.
- ✓ Para luces mayores a 20 metros se obtienen estructuras más económicas.
- ✓ Control de agrietamiento y deflexiones.
- ✓ Las vigas de puentes de hormigón pretensado tienen un mejor comportamiento bajo cargas de servicio.
- ✓ Se aprovecha toda la sección de la viga para que trabaje a compresión ó a compresión combinada con una pequeña tracción admisible.

## Desventajas

- ❖ Es necesario realizar mantenimiento preventivo.
- ❖ Es un puente que para su construcción precisa equipo especializado, para tensionamiento, inyección del mortero y ubicación final de las vigas.
- ❖ La aplicación de concretos de alta resistencia y requiere de mano de obra especializada.
- ❖ La utilización de hormigón de alta resistencia y exigencia de mano de obra calificada.

### 1.6.5.2.2. Aspectos Económicos

Cuadro.16.5.2.2

Costos Aproximado de la Alternativa Nro. 2

Nº ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO PARCIAL
<b>SUPER-ESTRUCTURA</b>					
HP-1	Hormigón tipo A	m3	42,85	1896,50	81261,05
HP-2	Acero estructural fy = 4200 kg/cm2	kg	11019,6364	13,89	153045,87
HP-3	Viga de Hormigón pretensado 20,6m	m3	36,44	3408,29	124198,11
HP-4	Lanzamiento de viga	ml	3,60	4626,55	16655,60
HP-5	Cables de Acero 12T, Vaina, Inye.	ml	3,60	495,15	1782,54
HP-6	Anclaje	pza	4,00	2907,60	11630,38
HP-7	Drenajes tubo PVC D=4"	ml	3,60	31,31	112,73
<b>SUB-ESTRUCTURA</b>					
HP-7	Hormigón con tipo A	m3	259,70	1994,19	517891,74
HP-8	Hormigón con tipo E	m3	9,91	698,57	6922,82
HP-9	Acero estructural fy = 4200 kg/cm2	kg	19.074,03	13,89	264909,01
HP-10	Apoyo de neopreno compuesto	dm3	30,00	800,49	24014,85
				<b>TOTAL =</b>	<b>1.202.424,69</b>

De acuerdo a los precios que se manejan actualmente en el país, un puente de estas características tendría un costo aproximado de: **58.370,13 Bs/ml**



## Ventajas

- ✓ Mayor altura de la revancha.
- ✓ El desplazamiento lateral es restringido debido a la unión rígida con la losa.
- ✓ Como todos los puentes de hormigón armado la mayor ventaja que tiene es su larga vida y el bajo costo de mantenimiento.
- ✓ No requiere de aditivos ni materiales especiales para su construcción.
- ✓ Estéticamente tiene excelente aspecto que otros tipos de puentes.
- ✓ Mejor distribución de esfuerzos, equilibrando los momentos.

## Desventajas

- ❖ Mayor tiempo en armado y encofrado de la losa.
- ❖ Es un puente hiperestático, y por tanto al que más le afectan los fenómenos de temperatura, fluencia, retracción, asentamientos diferenciales.
- ❖ Al igual que la alternativa Nro1 precisa de encofrado y cimbras, la cual debe permanecer en el sitio hasta que el hormigón alcance la resistencia adecuada.
- ❖ Mayor cantidad de madera y cimbras para el encofrado de los miembros del puente en conjunto.

### 1.6.5.3.2. Aspectos Económicos

Cuadro.1.6.5.3.2

Costos Aproximado de la Alternativa Nro. 3

Nº ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO PARCIAL
<b>SUPER-ESTRUCTURA</b>					
PT-1	Hormigón con tipo A	m3	106,03	3158,04	334834,15
PT-2	Acero estructural fy = 4200 kg/cm2	kg	8847,08	13,89	122872,37
PT-3	Drenajes tubo PVC D=4"	ml	5,60	41,23	230,89
<b>SUB-ESTRUCTURA</b>					
PT-4	Hormigón con tipo A	m3	238,02	2213,42	526838,45
PT-5	Hormigón con tipo E	m3	8,93	740,98	6615,47
PT-6	Acero estructural fy = 4200 kg/cm2	kg	13.606,48	13,89	188973,10
PT-7	Tubo drenaje D =6"	ml	39,40	107,75	4245,48
				<b>TOTAL =</b>	<b>1.184.609,90</b>

De acuerdo a los precios que se maneja actualmente en el país, un puente de estas características tendría un costo aproximado de: **57.505,34 Bs/ml**

## **1.6.6. PARÁMETROS DE SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA**

La alternativa se la seleccionará tomando en cuenta los siguientes aspectos:

- Recomendaciones de diferentes autores.
- Costo.
- Mantenimiento.
- Revancha.
- Construcción.

### **1.6.6.1. Recomendaciones de diferentes autores**

Según Hugo Belmonte Puentes, Quinta edición, pág. 96, 97 y 136.

- Los puentes Viga de hormigón armado son la solución más frecuente para luces comprendidas entre 10 a 24m, para luces mayores a 20 metros se usan vigas de hormigón pretensado.
- Los puentes de hormigón pretensado son la solución más frecuente para luces comprendidas entre 20 a 45m.
- Los puentes tipo pórtico de hormigón armado son la solución más frecuente para luces comprendidas entre 10 a 20m.

Según Jerónimo H. Herrera M: Puentes, 2ª Edición, Impresión, pág. 46, 55 y 76.

- Los puentes viga de concreto reforzados, son soluciones más corrientes para luces comprendidas 12 y 20m, para luces mayores a 20m generalmente se usan vigas metálicas o de concreto preesforzado.
- Los puentes de vigas de concreto preesforzado son elementos esbeltos livianos, los cuales son una solución económica para luces comprendida entre 20 a 40m.
- Los puentes pórtico son estructuras usadas en luces comprendidas entre 5 a 20m.

A estas recomendaciones se deberá incluir el costo de construcción para la elección de la alternativa más aconsejable.

## 1.6.7. ELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA.

### 1.6.7.1. El Costo

De los costos mostrados en los Cuadro.1.6.5.1.2-1, Cuadro.16.5.2.2 y Cuadro.1.6.5.3.2 obtenido según predimensionamiento de las tres alternativas, se descarta la **ALTERNATIVA No.1** debido a que esta alternativa tiene un costo mayor que la **ALTERNATIVA No.2** y **ALTERNATIVA No.3**, en cuanto a estas dos últimas la **ALTERNATIVA No.3** tiene un costo mayor con un 1.04% que la **ALTERNATIVA No.1**

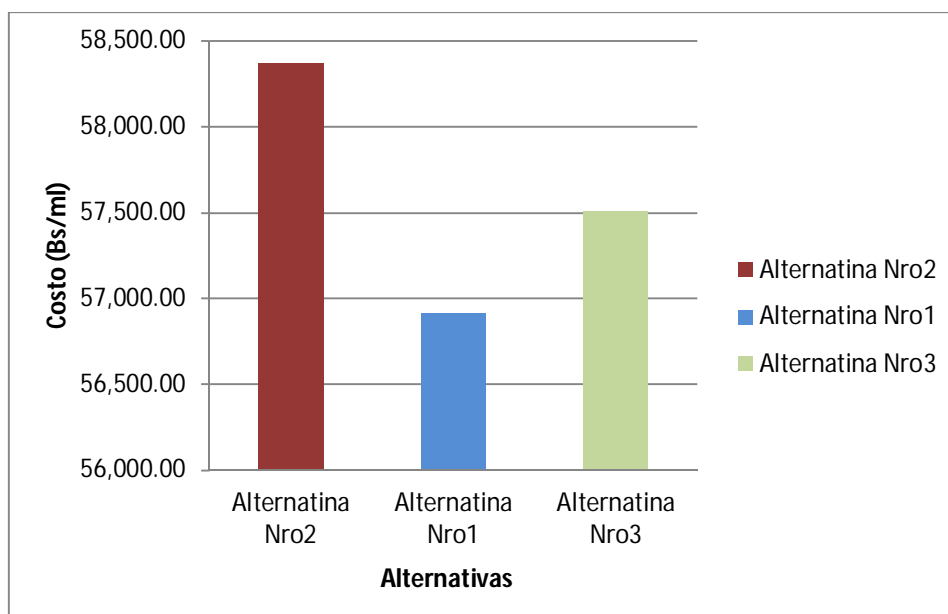


Figura.1.6.7.1-1.- Costo por metro lineal de las tres alternativas

### 1.6.7.2. Mantenimiento

El mantenimiento en un puente de viga de hormigón armado y pretensado (**ALTERNATIVA No.1** y **ALTERNATIVA No.2**) resulta similar, razón por la cual las dos alternativas ofrecen iguales condiciones, en cambio el puente tipo pórtico (**ALTERNATIVA No.3**) no requiere mantenimiento en los aparatos de apoyo ya que no cuenta con ellos.

### 1.6.7.3. Luz libre entre el N.A.M.E. y la Base del Puente (Revancha).

Se descartan la **ALTERNATIVA No.1** y **ALTERNATIVA No.2** ya que cuenta con una altura de galibo menor que la **ALTERNATIVA No.3**

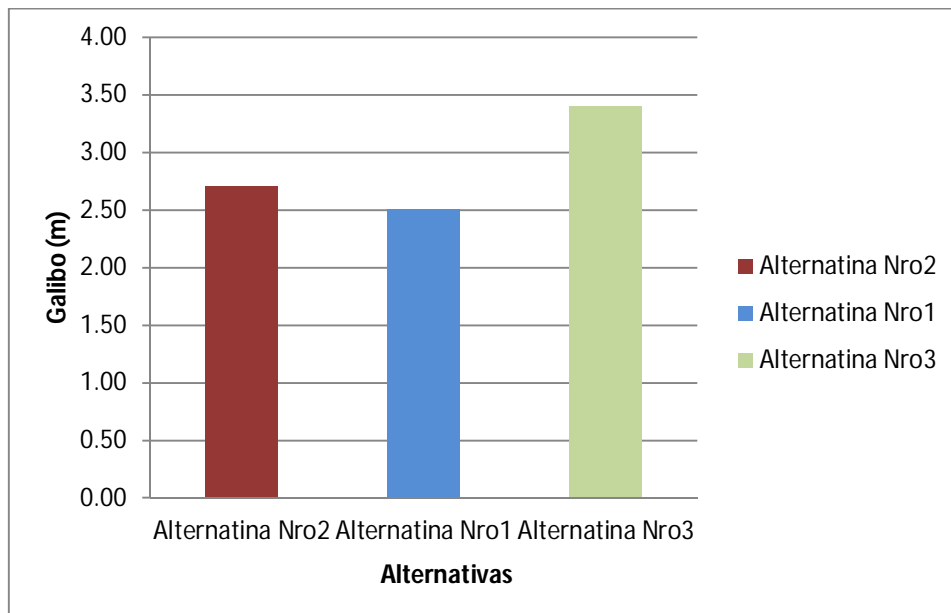


Figura.1.6.7.3-1.- Luz libre entre el N.A.M.E. y la Base del Puente

### 1.6.7.4. Construcción

Las **ALTERNATIVAS No.1** y **No.2** presentan similar metodología de construcción, en la construcción del tablero ofrecen ventajas constructivas ya que las vigas pueden ser hormigonadas o prefabricadas en su totalidad en sitios cercanos al emplazamiento y luego colocarse en posición final por medio de grúas y falsos encofrados.

La **ALTERNATIVA No.3**, presenta mayor complicación constructiva, debido a ser una estructura totalmente rígida. A pesar de ello y el contratiempo en el uso de cimbras más complicadas, si se construye en época de estiaje, por la baja altura podría ser una solución aconsejable.

### **1.6.7.5. Conclusión del análisis de alternativas**

Los apoyos y juntas de dilatación que se disponen en un puente de vigas para mitigar las consecuencias de los movimientos inevitables que lo acompañarán durante toda su vida suelen ser fuente de problemas. Por ello su número debe limitarse en la medida de lo posible. Juntas y apoyos son singularidades que restan monolitismo a la estructura y que pueden generar algunas de las siguientes consecuencias:

- Mayor frecuencia y coste de las operaciones de conservación: Los apoyos y sobre todo, las juntas tienen en cualquier caso una vida inferior a la del resto del puente; por otra parte, son elementos que exigen una colocación cuidadosa. Están sometidos a esfuerzos dinámicos sistemáticos, a los efectos de la intemperie y se colocan en zonas en las que se canaliza el agua que llega al tablero del puente. Por ello, son elementos vulnerables que exigen frecuentes y costosas reparaciones y en efecto, se identifican como los que con más frecuencia son el origen de problemas en puentes. Pero además, la intervención para reparar o sustituir una junta es compleja y suele exigir interrupciones de tráfico.

- En la zona de estribos, como es bien sabido es frecuente que se manifiesten problemas originados por la deformabilidad de los terraplenes de acceso y del terreno natural que los soporta que puede tener su origen en las dificultades de compactación del relleno y acumulación de agua en el trasdós de los estribos, por los movimientos del tablero, por la discontinuidad debida a la junta de dilatación, por el agua que se filtra a través de la junta, etc.

Sobre la base de los anteriores parámetros y ventajas y desventajas de las diferentes alternativas, se concluye que la mejor alternativa es la **ALTERNATIVA No.3** (Puente tipo Pórtico).

## **1.7. DEMOGRAFÍA**

El área urbana de la ciudad de Tarija contempla 13 distritos con 87 barrios de los cuales los barrios involucrados en el presente proyecto son San Antonio y Aranjuez de los distritos N°13 y N°12. Información del INE a través del censo realizado tiene características, entre las cuales se destaca que se asumieron criterios geográficos y de agrupación, desde el 2.001 a 2.010 por la dinámica acelerada de expansión urbana de

Tarija se produjo crecimiento poblacional de algunos distritos.

A continuación se presenta algunos cuadros que detallan la composición de los Distrito N°13 y N°12 y población de los barrios que los componen.

Cuadro.1.7-1

Distritos 12 y barrios registrados como otb's

<b>Distrito</b>	<b>Barrio</b>		<b>Población</b>	<b>Acta Reconocimiento OTB</b>
<b>Distrito 12</b>	1	San Martin	1.799	R.C. 085/96
	2	German	1.431	R.C. 083/96
	<b>3</b>	<b>Araniuez</b>	<b>833</b>	<b>R.C. 081/96</b>
	4	Miraflores	726	R.C. 010/96
	5	San Blas	140	

Fuente: Archivos H.C.M. Cercado; SIC. Srl. 2010

Cuadro.1.7-2

Distritos 13 y barrios registrados como otb's

<b>Distrito</b>	<b>Barrio</b>		<b>Población</b>	<b>Acta Reconocimiento OTB</b>
<b>Distrito 13</b>	1	Alto Senac	852	R.C. 079/96
	2	Senac	3.777	O.M. 065/2002
	3	Tabladita I	4.988	R.C. 051/95
	4	Tabladita II	1.406	
	5	Catedral	988	O.M. 004/2001
	6	Luis de Fuentes	2.292	R.C. 084/96
	7	Mendez Arcos	3.436	R.C. 062/96
	<b>8</b>	<b>San Antonio</b>	<b>1.380</b>	<b>R.C. 013/97</b>
	9	Amalia	83	

Fuente: Archivos H.C.M. Cercado; SIC. Srl. 2010

El número promedio de integrantes por hogar en la ciudad de Tarija es de cinco, tomando en cuenta las 35.488 viviendas cuantificadas. En el cuadro siguiente se expone número de viviendas, tamaño de hogar y números de familias de los distritos N°13 y N°12.

Cuadro.1.7-3.

Población por distritos, número de viviendas, tamaño de hogar y número de familias

<b>Distritos</b>	<b>Población</b>	<b>Viviendas</b>	<b>Tamaño Promedio de Hogar (Hab./Vivienda)</b>	<b>Número de Familias estimadas</b>
12	487	1297	3	97
13	19120	3957	4	382
<b>Total</b>	<b>23991</b>	<b>5254</b>	<b>4,3</b>	<b>4798</b>

Fuente: INE\_ 2001.

## 1.8. SANEAMIENTO BÁSICO

El saneamiento básico hace referencia al abastecimiento de agua potable, alcantarillado y evacuación de aguas servidas y tratamiento de residuos. En Tarija la Cooperativa de Agua Potable y Alcantarillado COSAALT, es la encargada de brindar el servicio. En tanto que la recolección de los residuos sólidos se encuentra a cargo de la Empresa Municipal de Aseo EMAT.

Cuadro.1.8-1

Longitud de las redes y cobertura de servicios básicos

<b>TIPO DE SERVICIO</b>	<b>LONGITUD RED (Km.)</b>	<b>COBERTURA (%)</b>
<b>Alumbrado Público Red</b>	408	75%
<b>Alcantarillado Sanitario</b>	322	63%
<b>Gas Domiciliario</b>	390	76%
<b>Telefonía Fija</b>	317	69%
<b>Agua Potable</b>	387	83%

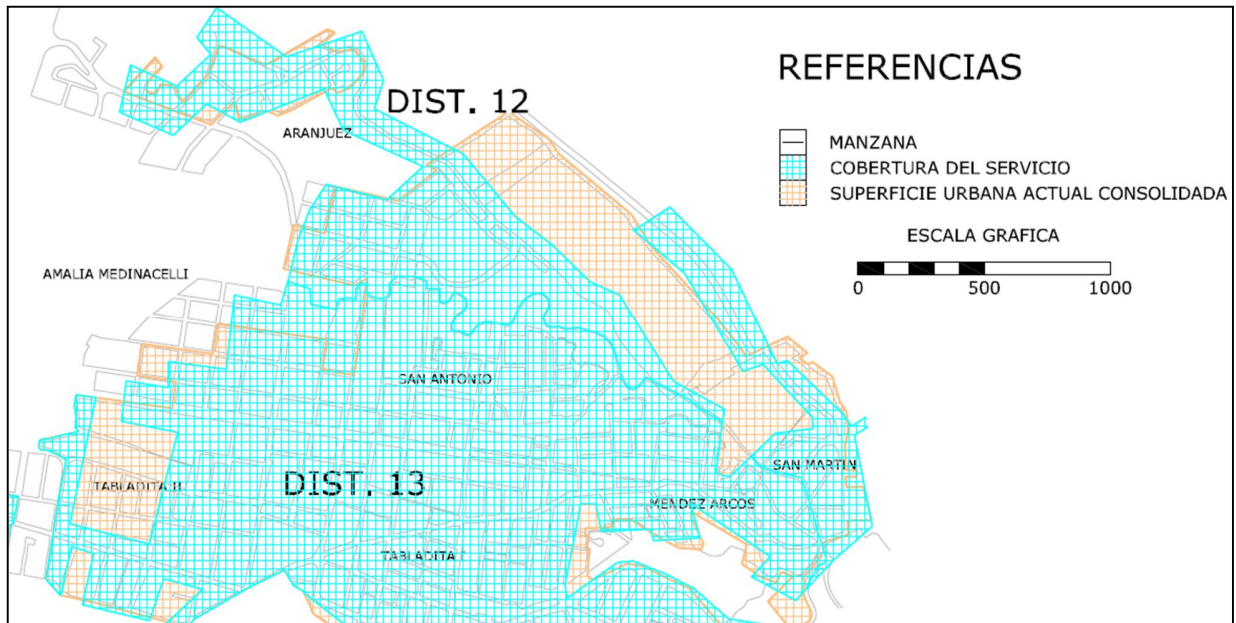
Fuente: Archivos H.C.M. Cercado; SIC. Srl. 2010

### 1.8.1. Agua potable.

La dotación del recurso agua a la población, requiere de una costosa infraestructura tanto en lo que se refiere a la captación de la materia prima, como en la distribución de la misma, la que determina la localización de actividades económicas y su ordenación en el territorio. El agua potable tiene una cobertura del 83 por ciento en toda Tarija, el distrito N°12 cuenta

con un longitud de red de 18 km con una cobertura de 59% y el distrito N°13 tiene una longitud de red de 49 km con una cobertura de 95% y territorialmente su cobertura se observa en la figura 1.8.1-1.

Figura.1.8.1-1  
Cobertura de agua potable



Fuente: Archivos H.C.M. Cercado; SIC. Srl. 2010

### 1.8.2. Alcantarillado Sanitario y Pluvial

La ciudad de Tarja cuenta con una red de alcantarillado sanitario que cubre los 13 distritos urbanos, la Cooperativa de Agua y Alcantarillado COSAALT, encargada de prestar este servicio, cubre a gran parte de la ciudad mediante una red de recolección de aguas servidas, las que tienen un tratamiento final en las lagunas de oxidación ubicadas en el barrio de San Luís. El resto de la ciudad es atendida mediante subsistemas, ubicados sobre todo en los distritos que se encuentran en la banda del río Guadalquivir, el distrito 13 tiene 6 subsistemas y el distrito 12 cuenta con uno, al margen del subsistema ubicado en el Hotel Los Pinales, estos subsistemas funcionan con cámaras sépticas, cuyas descargas líquidas, son drenadas en los cauces de las quebradas Sagredo, Sossa y el Guadalquivir.

Cuadro 1.8.2-1

Cobertura de alcantarillado sanitario de los distritos n°13 y n°12

<b>DISTRITOS</b>	<b>LONGITUD Km</b>	<b>COBERTURA</b>
<b>Distrito 12</b>	8	23%
<b>Distrito 13</b>	38	91%

**Fuente:** Boleta Distritos Urbanos (Trabajo de Campo)

En cuanto al alcantarillado pluvial en la ciudad de Tarija, lamentablemente no se pudo contar con planos que señalen con exactitud la ubicación de bocas de tormenta para poder cuantificar su cobertura, el recorrido por las calles nos permitió identificar que el servicio tan solo alcanza al área central de la ciudad, pudiéndoselo catalogar como el servicio básico más deficiente de todos los instalados en la ciudad de Tarija.

La ausencia de planos, nos confirma la falta de un proyecto de drenaje pluvial para la ciudad, todas las nuevas áreas de la mancha urbana no cuentan con esta infraestructura, y una instalación posterior podría ocasionar que los costos serán mayores, ya que se deberá romper asfaltos y otras instalaciones para su implementación.

Sin embargo, la ciudad es cruzada por una gran cantidad de quebradas que se constituyen en un sistema natural de drenaje que disminuye el riesgo de inundaciones y deslizamientos, de ahí que en lugares aislados y problemáticos de la ciudad se ha construido ductos de desagües hasta la quebrada más próxima, resolviendo de este modo los problemas más álgidos.

## **1.9. FUENTES Y USO DE ENERGÍA**

### **1.9.1. Energía Eléctrica Domiciliaria y Alumbrado Público**

La dotación de energía eléctrica en la ciudad de Tarija se constituye en uno de los problemas más serios y complicados en su solución; actualmente se cuenta con el 77 por ciento de cobertura del servicio, el uso que se le da a la misma es para la utilización de artefactos eléctricos, es decir el mayor consumo eléctrico de energía es por el sector doméstico, mientras que el uso industrial y comercial es menor. SETAR para la cobertura de energía tiene instalada una red de aproximadamente 408,9 Km. de tendido eléctrico.

Por otra parte, la cobertura del alumbrado público en la ciudad de Tarija es buena, teniendo como aspecto negativo el escaso mantenimiento de los postes y luminarias sobre todo en

zonas dispersas, esta situación provoca en los barrios inseguridad en las calles, característica que incrementa y facilita la actividad delincuencia, igualmente incide y agrava las condiciones de pobreza en que se desenvuelven los habitantes de las zonas periféricas.

En el cuadro siguiente se muestra que a excepción de los distritos 11, 12 y 13 el alumbrado público supera el 80 por ciento de cobertura en la totalidad de los distritos.

Cuadro 1.9.1-1

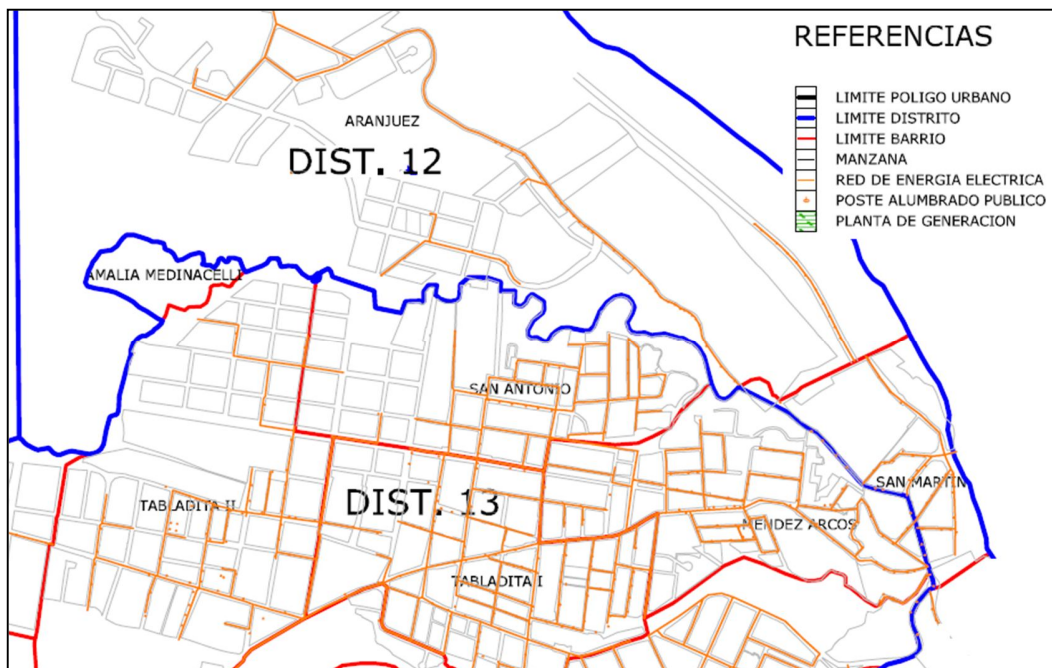
Cobertura de alumbrado público de los distritos nº13 y nº12

DISTRITOS	LONGITUD Km	COBERTURA
<b>Distrito 12</b>	21	65%
<b>Distrito 13</b>	45	79%

Fuente: Boleta Distritos Urbanos (Trabajo de Campo)

Figura 1.9.1-1

Red de energía eléctrica



Fuente: Archivos H.C.M. Cercado; SIC. Srl. 2010

## 1.10. EDUCACIÓN

Considerando las unidades educativas fiscales y las denominadas de convenio, en el Área Urbana se tienen 92 unidades, que constituyen el 86 por ciento del total; existen 15 unidades de dependencia privada que alcanzan a un 14 por ciento. Del total de unidades educativas el 61 por ciento está en el área urbana y el 39 por ciento están ubicados en el área rural.

En el área urbana, las unidades educativas se organizan por Redes, existen 17 redes educativas públicas que aglutinan a las 92 unidades y una red privada que aglutina a los 15 establecimientos privados. Las unidades educativas que se encuentra dentro del distrito N°13 y están más cercanas al barrio San Antonio pertenece a la Red Nro 17 y la unidad educativa más cercana al barrio Aranjuez es la unidad educativa Carmen Mealla pertenece a la Red Nro 2.

Cuadro.1.10-1  
Red nro.2

Nro.	Red	Unidad Educativa	Turno	Dependencia	Total Nivel			Total
					Inicial	Primaria	Secundaria	
88	Red Nro. 17	1 BOLIVIA	M.T	Fiscal o Estatal	134	593	251	978
89		2 MI RINCON	M	Pública de Convenio	52	-	-	52
90		3 HNA. TERESA DE CALCUTA	T	Pública de Convenio	84	384	-	468
91		4 JUAN PABLO II	M.T.M-T	Pública de Convenio	148	880	369	1.397
92		5 JOSE NAVAL MONZON CARDOZO	M.T	Fiscal o Estatal	51	516	200	767
<b>Total</b>					<b>469</b>	<b>2.373</b>	<b>820</b>	<b>3.662</b>

Fuente: SEDUCA

Cuadro.1.10-2  
Red nro.17

Nro.	Red	Unidad Educativa	Turno	Dependencia	Total Nivel			Total
					Inicial	Primaria	Secundaria	
7	Red Nro. 2	1 LA TABLADA 1	T	Fiscal o Estatal	81	-	-	81
8		2 CARMEN MEALLA	M	Fiscal o Estatal	-	446	-	446
9		3 NARCISO CAMPERO 1	M	Fiscal o Estatal	-	545	-	545
10		4 NARCISO CAMPERO 2	T	Fiscal o Estatal	-	327	164	491
11		5 SANTA ANA 1	M.T	Pública de Convenio	-	799	-	799
12		6 SANTA ANA 2	T	Pública de Convenio	80	-	-	80
13		7 SANTA ANA 3	M	Pública de Convenio	-	-	326	326
<b>Total</b>					<b>161</b>	<b>2.117</b>	<b>490</b>	<b>2.768</b>

Fuente: SEDUCA

## 1.11. SALUD

La ciudad de Tarija cuenta con 29 establecimientos de salud públicos y privados, estos centros están organizados en la denominada red municipal de salud, y su distribución espacial obedece a un marco normativo sectorial que determina el umbral de aparición de los centros según población existente.

Sin embargo, para el 2012, se tiene un total de 1.015 establecimientos de salud distribuidos de la siguiente forma: 99 puestos de salud con 135 camas disponibles, 75 centros de salud con 287 camas, 11 hospitales básicos con 257 camas y 2 hospitales generales con una capacidad de 337 camas, el barrio San Antonio cuenta con dos posta medidas cercanas una en el barrio Méndez Arcos y otra en el Barrio Senac, mientras que el barrio Aranjuez no cuenta con ningún puesto de salud.

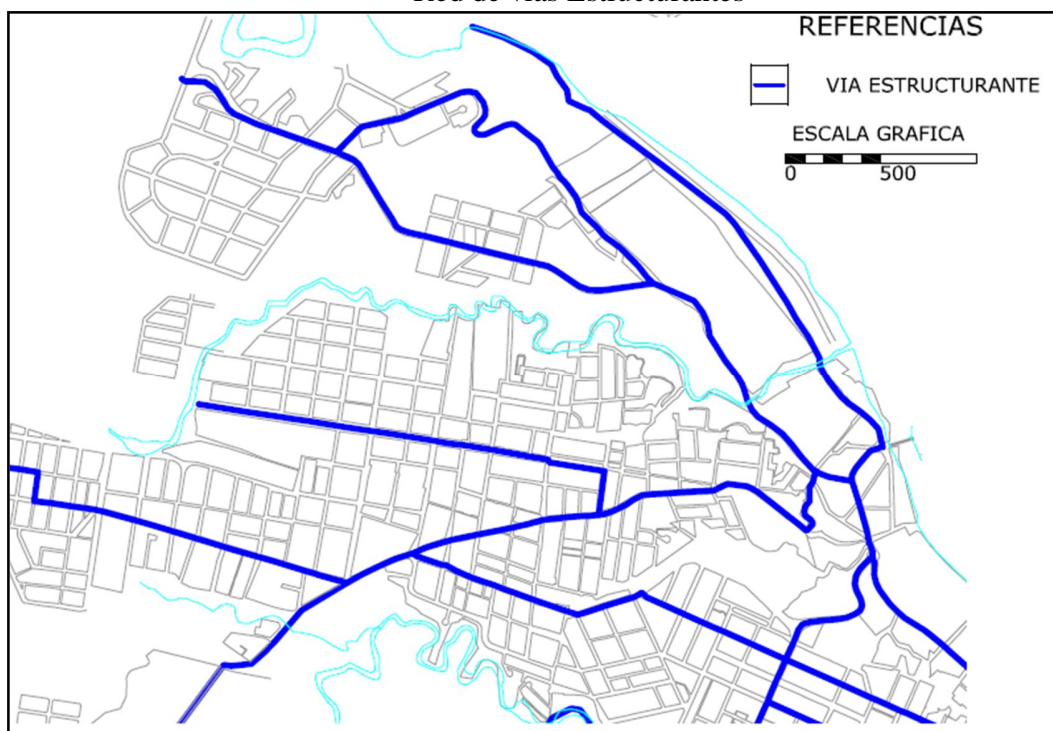
## **1.12. TRANSPORTE Y COMUNICACIONES.**

### **1.12.1. Vías Estructurantes**

Son las destinadas a atender las necesidades de la ciudad en su interior y los distritos que la conforman. Estas vías primarias se convierten en los ejes principales de tráfico vehicular público y privado. Las principales vías que comunica al sitio de emplazamiento del proyecto son Av. Héroes de la Independencia, Julio Arce, 6 de Agosto, Libertad.

Figura.1.12.1-1

Red de vías Estructurantes



**Fuente:** Archivos H.C.M. Cercado; SIC. Srl. 2010

### **1.12.2. Transporte Público Urbano**

Los medios de transporte público realizan traslado de pasajeros a los diferentes barrios

de la ciudad, este medio de transporte está constituido por motorizados denominados micros que hacen su recorrido por rutas o calles establecidas y con una periodicidad de tiempo. El número de asociados por cada uno de los sindicatos varía también entre los 10 y 42 afiliados, haciendo un total de 481 unidades que estarían prestando el servicio, el cuadro.1.12.2-1 muestra con mayor especificidad las líneas que pasan y se acerca por el barrio San Antonio, siendo que el barrio Aranjuez no cuenta con una línea de servicio público.

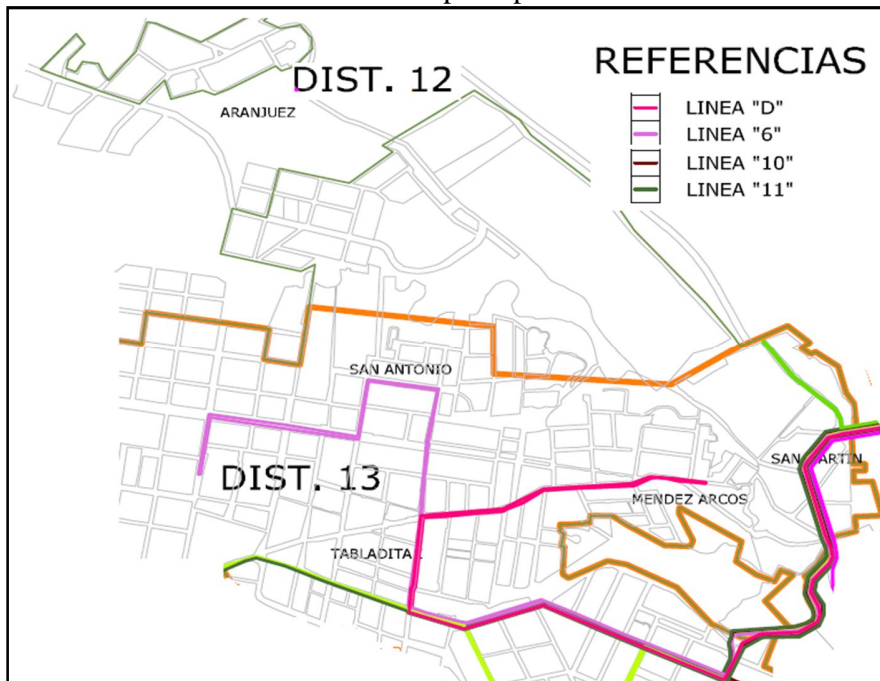
Cuadro.1.12.2-1  
Transporte público

LÍNEA DE	SINDICATO	UNIDADES	HORARIO	FRECUENCIA
D	LA TABLADA	37	06:00- 22:00	3" - 4"
K	LA TABLADA	15	06:00- 21:00	6" - 7"
6	VIRGEN DE	22	06:10 - 21:03	5"
11	VIRGEN DE	15	06:10 - 21:07	7"

Fuente: Archivos H.C.M. Cercado; SIC. Srl. 2010

Figura.1.12.2-1

Red de transporte público



Fuente: Archivos H.C.M. Cercado; SIC. Srl. 2010

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO LOGICO**

#### **2.1. ESTUDIOS DE INGENIERÍA BÁSICA**

##### **2.1.1. Estudio topográfico.**

El estudio topográfico comprende la obtención de información topográfica con el respectivo equipo de apoyo para lo cual se debe asistir al sitio de emplazamiento del proyecto. Toda esa información debe ser procesada en un programa informático especializado para la obtención de las características geométricas del terreno.

El levantamiento topográfico debe constar de lo subsiguiente:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala entre 1:500 con curvas de nivel a intervalos de 1 m.
- Ubicación de los accesos al puente, con planos a escala entre 1:500 considerando curvas de nivel a intervalos no mayores que 1 m.
- El plano de planta y perfiles longitudinal y transversal detallados, a la misma escala y en su proyección (1:500 a 1:100) abarcando una zona que permita cubrir la información completa.

##### **2.1.2. Estudio de suelos.**

El estudio de suelos proporcionará la información técnica necesaria que permita conocer las características físicas y mecánicas del terreno donde se emplaza la estructura; se realiza de la siguiente manera:

Estudio geotécnico.- Se realiza una exploración del sitio para obtener una información exacta de las condiciones del suelo. La profundidad, espesor, resistencia y composición de cada uno de los estratos, son los principales objetivos de la exploración.

- Los estudios deben contemplar ensayos de campo, determinación del tipo de suelo, ensayo SPT para determinar la resistencia portante del suelo al nivel de la fundación.

- Las muestras obtenidas se trasladan a laboratorio, para efectuar la clasificación de suelos (Método S.U.C.S. y AASHTO). para propósitos de ingeniería.
  - o Límites Atterberg.
  - o Contenido de humedad en el laboratorio.
  - o Análisis granulométrico de los suelos.
  - o Determinación de la resistencia del suelo de fundación.

### **2.1.3. Estudio hidrológico e hidráulico.**

El estudio hidrológico e hidráulico debe incluir altura de lluvias máximas, crecidas máximas, nivel de aguas máximas extraordinarias y las velocidades del cauce en una crecida y su material de arrastre.

Se debe desarrollar una inspección visual de las marcas de agua de las crecidas anteriores, que servirán como parámetro para la longitud que tendrá el puente.

También se deben estudiar los factores hidráulicos tales como la socavación general y local que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permite definir los requisitos mínimos del puente y su función óptima.

Estos estudios deben permitir establecer:

- 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.

## 2.2. IDEALIZACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.

Se trata de un puente tipo pórtico biempotrado

Cuadro.- 2.2.1-1 Profundidades mínimas para superestructuras

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas cajón	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$

Fuente: (AASHTO LRFD, TABLA 2.5.2.6.3-1)

La superestructura consiste en el tablero de sección variable y sus elementos que soportan directamente las cargas. Están constituidas por los diferentes elementos:

- **Barandado.-** El barandado está constituido por los pasamanos y postes; estos últimos transmitirán su carga de peso propio y sobrecarga de uso a los postes, los mismos comunicarán las cargas de los pasamanos y la suya a la vereda.
- **Vereda.-** La vereda transfiere su carga de peso propio, estas provenientes del barandado y cargas vivas de los peatones.
- **Barrera vehicular.-** Es el elemento encargado de resistir las cargas de impacto que produce los vehículos, evitando los descarrilamientos.
- **Losa.-** La losa de sección variable transmite las cargas provenientes de la vereda, su carga de peso propio y cargas vivas mayores resultantes del análisis de las hipótesis, para ser transmitidos a la infraestructura.
- **Infraestructura – Fundaciones.**  
Consta de muros integrado al tablero rígidamente, en cargados de transmitir las cargas provenientes del tablero, el empuje del suelo, la supresión y estos serán transmitidos a sus fundaciones y finalmente al suelo de fundación.

### **2.2.1. Estructuras Complementarias.**

Estos trabajos se ejecutan con el objeto de mejorar las condiciones de operación de la estructura; estas pueden ser protecciones, señalización, limpieza de cauce, iluminación y forestación.

## **2.3. DISEÑO ESTRUCTURAL.**

### **2.3.1. Normas de Diseño.**

#### **2.3.1.1. Norma para Diseño de Puentes.**

Ya que Bolivia no cuenta con una norma propia para el diseño de puentes se realiza el uso de las recomendaciones de la norma AASHTO LRFD (2004).

Los requisitos de diseño de estas especificaciones emplean la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

## **2.4. ESTADOS LÍMITES**

Un Estado Límite define condiciones que se quiere que una estructura satisfaga. En general, un elemento estructural tendrá que satisfacer diferentes estados límites. Los Estados Límites definidos por la norma AASHTO LRFD son los siguientes:

### **2.4.1. Estado Límite de Servicio**

Se debe considerar como restricciones a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura, bajo condiciones regulares de servicio. Las combinaciones de carga de este estado son las siguientes (AASHTO LRFD, sección 3.4):

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

Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

SERVICIO II: Combinación de carga cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y la falla de las conexiones críticas debido a la carga viva vehicular.

SERVICIO III: Combinación de carga relativa sólo a la tracción en estructuras de hormigón pretensado con el objetivo de controlar el agrietamiento.

#### **2.4.2. Estado Límite de Fatiga y Fractura**

El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones.

El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las especificaciones sobre materiales de la AASHTO.

La combinación de carga de este estado límite es la siguiente

(AASHTO LRFD, sección 3.4):

FATIGA: Combinación de cargas relativa a la carga viva vehicular repetitiva y a la respuesta dinámica que se provoca producto de diseñar utilizando el camión especificado en el artículo 3.4.2.2.

#### **2.4.3. Estado Límite de Resistencia**

Define los criterios de capacidad última de la estructura para asegurar su resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de carga estadísticamente significativas que se espera que el puente experimente en su vida útil. Las combinaciones de este estado límite son las siguientes (AASHTO LRFD, sección 3.4):

RESISTENCIA I: Combinación de carga básica para el camión normal sin viento.

RESISTENCIA II: Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida (sobrepeso), o ambos, sin viento.

RESISTENCIA III: Combinación de carga que representa el puente expuesto a velocidades del viento mayores a 90 (km/hr )

RESISTENCIA IV: Combinación de carga que representa una alta relación entre las sollicitaciones provocadas por sobrecarga y carga muerta.

RESISTENCIA V: Combinación de carga que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 (km/hr)

#### **2.4.4. Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos**

Se debe considerar el estado límite correspondiente a Eventos Extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o

cuando es embestido por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones socavadas. Las combinaciones de este estado límite son las siguientes (AASHTO LRFD, sección 3.4):

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.

## 2.5. ECUACIÓN BÁSICA DE DISEÑO

El método LRFD, puede ser expresado mediante la siguiente expresión:

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

Dónde:

$\eta_i$ : Factor de modificación de cargas, relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operacional de la estructura.

$\gamma_i$ : Factor de Carga, multiplicador estadístico que se aplica a las solicitaciones.

$Q_i$ : Solicitación

$\phi$ : Factor de Resistencia, multiplicador estadístico aplicado a las resistencias nominales.

$R_n$ : Resistencia Nominal

$R_r$ : Resistencia de cálculo

El término de la izquierda corresponde a la Resistencia Requerida y el de la derecha a la Resistencia de Cálculo, siendo esta última la resistencia que provee el componente estructural considerado (viga, columna, etc.).

El factor  $\eta_i$  depende de los coeficientes  $\eta_D$ ,  $\eta_R$  y  $\eta_I$ , los cuales están relacionados con la ductilidad, redundancia e importancia operacional, respectivamente.

### - Ductilidad

Una estructura puede tener dos tipos de comportamiento: frágil o dúctil. El comportamiento frágil es indeseable porque implica, generalmente, la pérdida repentina de la capacidad de carga cuando se excede el límite elástico. El comportamiento dúctil es caracterizado por deformaciones inelásticas significativas antes de que ocurra cualquier pérdida de capacidad. Este comportamiento es una advertencia de la falla estructural. El factor relacionado con la ductilidad para el estado límite de resistencia es:

$\eta_D \geq 1.05$  Para componentes no dúctiles y conexiones

$\eta_D = 1.00$  Para diseños convencionales

$\eta_D \geq 0.95$  Para los componentes y conexiones con ductilidad mayor que la especificada.

Para los otros estados límites:  $\eta_D = 1.00$

### **- Redundancia**

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

Estas estructuras son capaces de soportar cargas, incluso, luego de la pérdida de un elemento o conexión importante.

El factor relacionado con la redundancia para el estado límite de resistencia es:

$\eta_R \geq 1.05$  Para componentes no redundantes

$\eta_R = 1.00$  Para niveles convencionales de redundancia

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

Para los otros estados límites:  $\eta_R = 1.00$

### **- Importancia Operacional**

Se basa en requisitos sociales, de seguridad y defensa. El factor relacionado con la importancia operacional para el estado límite de resistencia es:

$\eta_I \geq 1.05$  Para puentes de importancia

$\eta_I = 1.00$  Para puentes típicos

$\eta_I \geq 0.95$  Para puentes relativamente menos importantes

Para los otros estados límites:  $\eta_I = 1.00$

Finalmente, el factor  $\eta_i$ , se define de la siguiente manera:

- Cuando se requiera un valor máximo de  $\gamma_i$ :  $\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$

- Cuando se requiera un valor mínimo de  $\gamma_i$ :  $\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$

## **2.6. CARGAS**

### **2.6.1. Cargas Permanentes**

Se distinguen dos grupos: Cargas Permanentes y Cargas de Suelo Las cargas permanentes se subdividen en:

- DC: Carga permanente de componentes estructurales y accesorios no estructurales.

- DW: Carga permanente de superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

Las cargas de suelo se subdividen en:

- EH: Empuje horizontal del suelo
- ES: Sobrecarga de suelo
- EV: Presión Vertical del suelo de relleno

### 2.6.1.1. Empuje del suelo.

El empuje del suelo puede calcularse por cualquier método conocido en este caso se usara el método analítico de Rankine.

Empuje activo del suelo  $Pa = ko \cdot H \cdot \gamma_{Suelo}$

Sobrecarga por carga viva en el terreno  $\Delta p = ko \cdot h' \cdot \gamma_{Suelo}$

Coefficiente del Empuje Reposo  $Ko = 1 - \text{sen} \phi$

Coefficiente del Empuje Activo

$$Ka = \text{Cos} \beta \cdot \frac{\text{Cos} \beta - \sqrt{\text{Cos}^2 \beta - \text{Cos}^2 \phi}}{\text{Cos} \beta + \sqrt{\text{Cos}^2 \beta - \text{Cos}^2 \phi}}$$

Dónde:

$\phi$  = Angulo de fricción interna del suelo

$\beta$  = Angulo del relleno con la horizontal.

$\gamma$  = Peso específico del suelo.

$h'$  = Altura equivalente de relleno

Cuadro.2.6.1.1-1.-Altura de sobre carga

Altura Estribo	$h'$
$\leq 1,53$ m	1,20 m
3,00 m	0.90 m
$\geq 6,00$ m	0,60 m

Fuente: (AASHTO LRFD, TABLA 3.11.6.4-1)

### 2.6.1.2. Profundidad de Fundación Df

La AASTHO propone lo siguiente:

Suelos Sólidos, Sanos y Seguros  $Df \geq 60$  cm (2 pies)

Otros casos y suelos inclinados  $Df \geq 120$  cm (4 pies)

Fundar a mayores profundidades donde los estratos de suelo tengan capacidad de soporte adecuada, evitando arcillas expansivas y suelos licuables.

### **2.6.2. Cargas Transitorias**

Se definen las siguientes cargas transitorias:

- BR: Fuerza de frenado de vehículos
- IM: Carga Dinámica
- LL: Carga Viva vehicular
- PL: Carga Peatonal

### **2.6.3. Carga Viva**

La carga viva vehicular consiste en el peso de las cargas en movimiento sobre el puente. Se tienen dos tipos: Vehicular y Peatonal.

### **2.6.4. Carga peatonal**

La carga peatonal consiste en una carga de 0.0036 (*MPa*) que se aplica a todos los pasillos de más de 600(*mm*) , y que se considera simultáneamente con la carga vehicular.

Los puentes utilizados solamente para tránsito peatonal y/o de bicicletas serán diseñados para una carga viva de 0.0041 (*MPa*).

### **2.6.5. Barandado**

**Geometría.-** La mínima altura de las barandas para peatones debe ser de 1060 mm, medidos a partir de la cara superior de la acera, La abertura libre entre los elementos debe ser tal que no permita el paso de una esfera de 150 mm de diámetro en la parte superior debe ser tal que no permita el paso de una esfera de 200 mm de diámetro, Las barandas se deberán proyectar más allá de la cara de los postes, La longitud de las barandas debe ser una longitud que requiera armaduras necesarias.

**Sobrecargas de Diseño.-** La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se debe tomar como  $w = 0,73$  N/mm, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.

Los postes de las barandas para peatones se debe diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior o bien, el valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes,  $PLL$ , en N, se debe tomar:

$$PLL = 890 + 0,73L$$

Dónde:  $L$  = Separación entre postes. (mm).

### **2.6.6. Carga Vehicular**

El número de vías de tránsito que se debe fijar, es la parte entera del cociente:

$$\frac{w}{3.6}$$

Dónde:  $w$ : Ancho libre del camino, entre guardarruedas o entre defensas ( $m$ )

Para caminos con ancho entre 6.0 ( $m$ ) y 7.2 ( $m$ ), se considerarán dos vías de tránsito, cada una con la mitad del ancho.

Se definen tres tipos de cargas: Carga de Camión, Carga de Faja y Carga de Tándem.

La carga vehicular total a utilizar es designada “Carga HL-93”. Esta carga será la mayor sollicitación proveniente de las combinaciones:

- Carga de Camión + Carga de faja
- Carga de Tándem + Carga de Faja.

#### **2.6.6.1. Carga de Camión**

El camión de diseño de la norma AASHTO LRFD es similar al camión HS 20-44 especificado en la norma Standard. Transversalmente, el ancho de vía de diseño es de 3.6( $m$ ), con una separación entre ejes de ruedas de 1,8( $m$ ) , tal como se muestra en la siguiente figura.

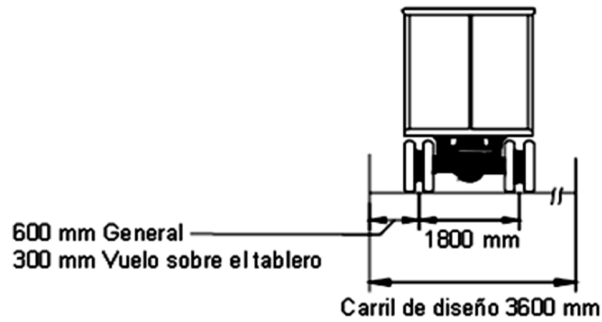


Figura 2.6.6.1-1 Separación transversal de ruedas

En la dirección longitudinal se tiene una distancia de separación entre ejes de ruedas de 4.3(m) y otra que varía entre 4.3 (m) y 9.0(m) , considerando la que provoque las máximas sollicitaciones. Los dos últimos ejes reciben la mayor parte de la carga, 14,8 (T) en cada eje, y 3.57 (T) en su eje delantero, lo que se aprecia en la siguiente figura:

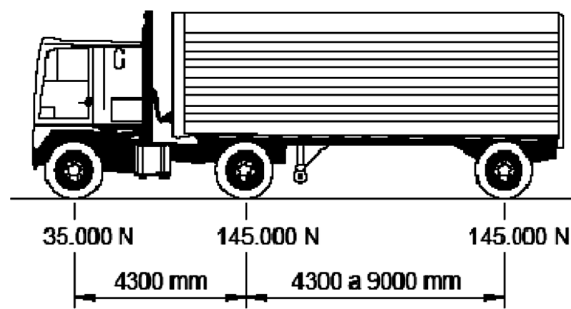


Figura 2.6.6.1-2- Pesos y separaciones de ejes del camión de diseño

### 2.6.6.2. Carga de Tándem

El Tándem de diseño consiste en un par de ejes de carga igual a 11.22 (T) espaciados longitudinalmente a 1.2 (m). El espaciamiento transversal de ruedas será de 1.8 (m).

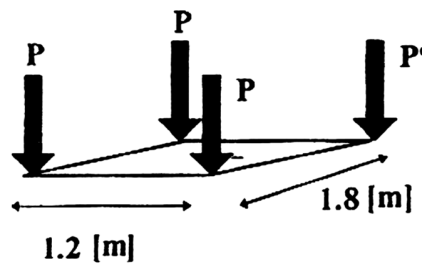


Figura 2.6.6.2-1.- Carga de Tándem.

### 2.6.6.3. Carga de Carril

La carga de Carril consiste en una carga de  $0.949 (T.m)$ , distribuida uniformemente en la dirección longitudinal.

Transversalmente, la carga de faja se asume uniformemente distribuida sobre un ancho de  $3(m)$ .

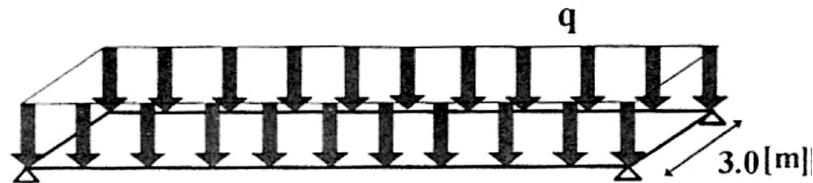


Figura 2.6.6.3-1.-Carga de Carril de la norma AASHTO LRFD.

### 2.6.6.4. Carga de fatiga

La carga móvil de fatiga consiste en un camión igual al establecido en la sección 2.6.6.1. Del presente capítulo, solo que con un espaciamiento fijo de  $9,0 (m)$  entre ejes de peso igual a  $14.8 (T)$ . Además no se considera la carga de faja.

El estado de fatiga no necesita ser investigado para las losas de hormigón con vigas múltiples.

#### 2.6.6.4.1. Fuerza de frenado.

La fuerza de frenado se deberá 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.

### 2.6.7. Carga dinámica admisible *IM*

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño serán aumentados en el porcentaje especificado en el cuadro.2.6.7-1.

Cuadro.2.6.7-1 Carga dinámica admisible

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

Fuente: (AASHTO LRFD, TABLA 3.6.2.6.1-1)

El factor que se aplicara a la carga estática será:  $C_I = \left(1 + \frac{IM}{100}\right)$

La carga dinámica admisible no se aplica sobre la carga peatonal ni sobre la carga de faja.

### 2.6.8. Combinaciones y factores de carga

Las combinaciones de carga consideradas para cada uno de los estados límites poseen diferentes factores de carga que se determinaran utilizando las siguientes tablas:

Cuadro. 2.6.8-1.- Combinaciones de carga y factores de carga

Combinación de Cargas	DC	LL	DW	EH	EV	ES	EL	WA	WS	WL	FR	TU	CR	SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
																	EQ	IC	CT	CV
Estado Límite																				
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	$\gamma_p$	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	$\gamma_p$	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	$\gamma_p$	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	$\gamma_p$ 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	$\gamma_p$	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_p$	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: (AASHTO LRFD)

Cuadro.2.6.8-2.- Factores de carga para cargas permanentes,  $y_p$ 

Tipo de carga	Factor de Carga		
	Máximo	Mínimo	
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,9	
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,8	0,45	
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,5	0,65	
EH: Empuje horizontal del suelo <ul style="list-style-type: none"> <li>• Activo</li> <li>• En reposo</li> </ul>	1,5	0,9	
		1,35	0,9
EL: Tensiones residuales de montaje	1	1	
EV: Empuje vertical del suelo <ul style="list-style-type: none"> <li>• Estabilidad global</li> <li>• Muros de sostenimiento y estribos</li> <li>• Estructura rígida enterrada</li> <li>• Marcos rígidos</li> <li>• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares</li> <li>• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles</li> </ul>	1	N/A	
		1,35	1
		1,3	0,9
		1,35	0,9
		1,95	0,9
		1,5	0,9
ES: Sobrecarga de suelo	1,5	0,75	

Fuente: (AASHTO LRFD, TABLA 3.4.1-2)

## 2.6.9. Aplicación de las cargas

### 2.6.9.1. Aplicación de las cargas de camión

La carga vehicular a utilizar se determina como la condición más desfavorable entre: la carga de camión más la carga de faja o la carga de tándem más la carga de faja.

En el diseño, la carga de camión o de tándem deberá posicionarse transversalmente, tal que el centro de la rueda externa este a más de:

- 0,3(m) de la cara interna del guardarruedas o de la baranda, para el diseño de la losa en voladizo.

- 0,6(m) del borde de la vía de diseño, para el diseño de todos los demás elementos.

## 2.7. FACTORES DE RESISTENCIA

Los factores de reducción de la resistencia  $\phi$  son los multiplicadores que se aplican a la resistencia nominal de cada elemento. Estos varían según el elemento considerado, el tipo de sollicitación y el material utilizado.

Cuadro.2.7-1.- Factores de resistencia

Uso	Factor de resistencia
<b>- Flexión y tracción</b>	
Hormigón armado	0,9
Hormigón pretensado	1
<b>- Corte y Torsión</b>	
Hormigón de peso normal	0,9
Hormigón liviano	0,7
-Compresión Axial	0,75
-Apoyo de hormigón	0,7
Compresión en los modelos de puntal y nudo	0,7
<b>-Compresión en las zonas de anclaje</b>	
Hormigón de peso normal	0,8
Hormigón liviano	0,65
-Tracción en el acero en zonas de anclaje	1

Fuente: (AASHTO LRFD, sección 5.5.4.2)

## 2.8. ESPECIFICACIONES DE DISEÑO PARA BARRERAS DE CONCRETO

### 2.8.1. Nivel de Ensayo para el diseño de la barrera vehicular

**TL-3 – Nivel de Ensayo Tres:** Generalmente aceptable para un amplio rango de carreteras principales de alta velocidad en las cuales la presencia de vehículos pesados es muy reducida y las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables.

Cuadro.2.8-1.- Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal $F_t$ (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal $F_L$ (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente $F_v$ (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
$L_t$ y $L_L$ (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
$L_v$ (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
$H_e$ (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel $H$ (mm)	685	685	685	810	1070	2290

Fuente: (AASHTO LRFD, sección A13.2-1)

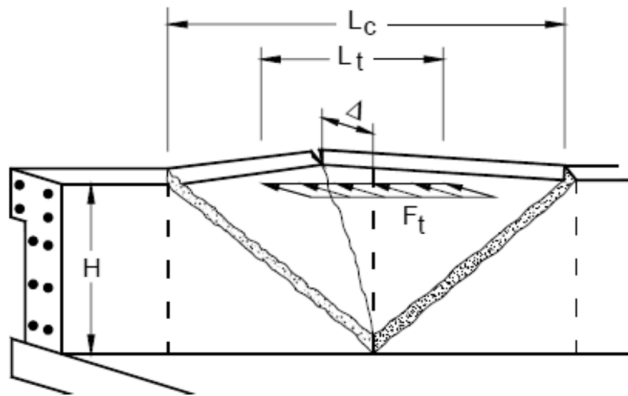


Figura 2.8-1.-Aplicación de las fuerzas de diseño AASHTO LRFD.

### 2.8.2. Barandas de Hormigón

Para las barreras o parapetos de hormigón armado y pretensado se pueden utilizar análisis por líneas de fluencia y diseño por resistencia.

La resistencia nominal de la baranda frente a la carga transversal,  $R_w$ , se puede determinar utilizando un enfoque por líneas de fluencia de la siguiente manera:

$$R_w = \left( \frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left( 8Mb + 8M_w + \frac{M_c \cdot L_c^2}{H} \right)$$

La longitud crítica de muro en la cual se produce el mecanismo de la línea de fluencia,  $L_c$ , se deberá tomar como:

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left( \frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}}$$

#### Donde

$R_w$  = resistencia nominal transversal total de la baranda [kg]

$F_t$  = fuerza nominal transversal de diseño que se asume actuando en la parte superior de la baranda [kg]

$H$  = altura de la baranda [m]

$L_c$  = longitud crítica del patrón de la línea de rotura [m]

$L_t$  = longitud de impacto en que se distribuye la fuerza transversal  $F_t$  [m]

$M_b$  = resistencia flexional adicional a  $M_w$  que actúa en el extremo superior de la baranda [kg m / m]

$M_c$  = resistencia flexional alrededor del eje paralelo al eje del puente (involucra a la armadura dispuesta en forma vertical) [kg m / m]

$M_w$  = resistencia flexional alrededor del eje vertical (involucra a la armadura dispuesta en forma horizontal) [kg m / m]

### 2.8.3. Tableros que soportan parapetos de hormigón

El tablero del puente se puede diseñar para proveer una resistencia flexional,  $M_s$ , en kgm/m, que actuando conjuntamente con la fuerza de tracción  $T$  en kg/m aquí especificada sea mayor que la  $M_c$  del parapeto en su base. La fuerza de tracción axial,  $T$ , se puede tomar de la siguiente manera:

$$T = \frac{R_w}{L_c + 2H}$$

#### Dónde:

$R_w$  = resistencia del parapeto especificada en el Artículo A13.3.1 (kg)

$L_c$  = longitud crítica del patrón de falla por líneas de fluencia (m)

$H$  = altura del muro (m)

$T$  = fuerza de tracción por unidad de longitud del tablero (kg/m)

### 2.8.4. Resistencia al corte

Se utiliza el método de corte por fricción para evaluar la capacidad al corte en la interfaz baranda-tablero.

La ecuación básica de resistencia al corte utilizando corte por fricción es:

$$V_n = c.A_{cv} + \mu(A_{vfr}.f_y + P_c)$$

$V_n$  = Resistencia nominal al corte en la interfaz baranda-tablero [kg]

$c$  = Cohesión en la interfaz [kg / m<sup>2</sup>]

$\mu$  = Coeficiente de fricción de la interfaz

$A_{cv}$  = Área de hormigón de la interfaz [m<sup>2</sup>]

$A_{vfr}$  = Área de armadura de corte por fricción [m<sup>2</sup>]

$P_c$  = Fuerza de compresión [kg]

$T$  = fuerza de tracción por unidad de longitud del tablero [kg / m]

Se debe verificar si la armadura dispuesta en una longitud crítica  $L_c$  permite la resistencia al corte por fricción ante el impacto es decir  $V_R \geq V_d$

## **2.9. ANCHOS DE FAJA EQUIVALENTE PARA PUENTES TIPO LOSA CON ARMADURA PRINCIPAL PARALELO AL TRÁFICO**

El ancho equivalente de las fajas longitudinales tanto para corte como para momento con un carril cargado, es decir dos líneas de ruedas, incluyendo el efecto de presencia múltiple, es:

$$E = 250 + 0,42 \times \sqrt{L_1 \times W_1}$$

El ancho equivalente de las fajas longitudinales por carril tanto para corte como para momento con más de un carril cargado, es:

Donde:

$$E = 2100 + 0,12 \times \sqrt{L_1 \times W_1} \leq \frac{W}{N_L}$$

$E$  = ancho equivalente (mm)

$L_1$  = menor valor (mm) entre longitud real y 18m

$W_1$  = menor valor (mm) entre ancho real y 18m para carga en múltiples carriles ó 9m para carga en un solo carril

$W$  = ancho físico entre los bordes del puente (mm)

$N_L$  = número de carriles de diseño

Para obtener la carga por unidad de ancho de la faja equivalente, se divide la carga total en un único carril de diseño por el ancho de faja calculado.

### **2.9.1. Ancho de franja para bordes longitudinales de losa**

Según el Art. 4.6.2.1.4b, el ancho efectivo  $E_{\text{borde}}$  en bordes longitudinales se toma como la sumatoria de la distancia entre el borde del tablero y la cara interna de la barrera, mas 0.30m, mas la mitad del ancho de faja  $E$  ya especificado.  $E_{\text{borde}}$  no deberá ser mayor que  $E$ , ni 1.80m.

## **2.10. DISEÑO DE VOLADIZOS**

Estrictamente, los voladizos del tablero se deben diseñar considerando separadamente los siguientes casos de diseño.

1° Caso: Fuerzas transversales y longitudinales especificadas en el artículo A.13.2 de la norma AASHTO LRFD. Estado Límite correspondiente a Evento Extremo.

2° Caso: Fuerzas verticales especificadas en el artículo A.13.2 de la norma AASHTO LRFD. Estado Límite correspondiente a Evento Extremo.

3° Caso: Carga vehicular sobre el voladizo, especificada en el artículo 3.6.1 de la norma AASHTO LRFD. Estado Límite correspondiente a Resistencia, no se verificarán los primeros dos casos.

Para el diseño según el 3° Caso se utilizará el método elástico aproximado de diseño. El ancho de vía equivalente del tablero se puede tomar como se especifica en la Tabla 4.6.2.1.3-1 de la norma AASHTO LRFD.

Para los voladizos, cuando sea aplicable, se pueden usar los requisitos del artículo 3.6.1.3.4 de la norma AASHTO LRFD en vez del ancho de vía especificado en la tabla mencionada. El artículo estipula que para el diseño de las losas en voladizo que no exceden los 1.8 (m) desde la línea central de la viga exterior a la cara interior de una defensa de hormigón estructuralmente continua, la fila exterior de cargas de rueda se puede sustituir por una línea de carga uniformemente distribuida de 1,46(t/m), ubicada a 0,3(m) de la cara interna de la baranda.

Las cargas de cálculo sobre la losa en voladizo se aplicarán mediante un diagrama de cuerpo libre, independiente de los otros tramos de la losa.

## 2.11. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

La resistencia a la flexión nominal,  $M_n$ , para una viga rectangular simplemente armada, está dada por:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Dónde:

$A_s$  = Área de acero de refuerzo a tracción

$f_y$  = Tensión de fluencia del acero de refuerzo

$d$  = Distancia desde la fibra extrema de compresión hasta el centroide del acero de refuerzo en tracción.

$a$  = Profundidad del bloque de tensiones equivalente

Como:

$$c = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b}$$

Y tenemos que  $a = \beta_1 \cdot c$

El coeficiente  $\beta_1$  se tomará como 0.85 para esfuerzos  $f'c$  hasta de 280 kg/cm<sup>2</sup> y se reducirá continuamente en una proporción de 0.05 por cada 70 kg/cm<sup>2</sup> de esfuerzo en exceso de los 280 kg/cm<sup>2</sup>.

Tendremos que:

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b}$$

### 2.11.1. Limitaciones al refuerzo

#### a) Refuerzo Máximo (Art. 5.7.3.3.1)

La cantidad máxima de refuerzo pretensado y no pretensado será tal que:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42$$

Si dicha ecuación no es satisfecha, la sección será considerada sobre reforzada.

Dónde:

$c$  = distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro.

$d_e$  = profundidad efectiva correspondiente desde la fibra extrema en compresión al centroide de la fuerza en tensión en el refuerzo a tensión.

#### Refuerzo Mínimo (Art. 5.7.3.3.2 AASHTO LRFD)

La cantidad de refuerzo de pretensado y no pretensado será adecuado para desarrollar una resistencia a flexión factorada  $M_u$  superior o igual al menor valor de:

- a) 1.2 veces la resistencia de rotura determinada en base a una distribución de esfuerzos elásticos y el módulo de ruptura  $f_r$  del concreto
- b) 1.33 veces el momento factorado requerido por las combinaciones de carga para el estado límite de resistencia aplicable.

### 2.12. DEFLEXIÓN

Si el propietario del puente decide controlar las deformaciones, se deberían aplicar los siguientes principios:

- Al investigar la máxima deflexión, todos los carriles de diseño deberían estar cargados, y se debería asumir que todos los elementos portantes se deforman de igual manera.
- Se debería utilizar la carga viva vehicular, incluyendo el incremento por carga dinámica. La combinación de cargas a utilizar sería Servicio I de la Tabla 3.4.1-1 de la norma AASHTO LRFD.

- La sobrecarga viva se debe tomar del Artículo 3.6.1.3.2;

Este indica que la deflexión se deberá tomar como el mayor valor entre:

- a) La deflexión debida solo al camión de diseño, o
- b) La deflexión debida al 25 % del camión de diseño más la carga de faja.

En ausencia de otros criterios, para las construcciones de acero, aluminio y/u hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión (AASHTO LRFD, sección 2.5.2.6.2):

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

$L$  en (mm)

En ausencia de un análisis más exhaustivo, las deformaciones instantáneas se podrán calcular usando el módulo de elasticidad del hormigón especificado en el Artículo 5.4.2.4 de la norma AASHTO LRFD y tomando el momento de inercia ya sea como el momento de inercia bruto,  $I_g$ , o bien un momento de inercia efectivo,  $I_e$ . Este último se obtiene de la siguiente fórmula:

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} \leq I_g$$

Siendo:

$$M_{cr} = f_r \cdot \frac{I_g}{y_t}$$

$M_{cr}$  = Momento de fisuración (N.mm)

$f_r$  = Módulo de ruptura del hormigón (MPa)

$y_t$  = Distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema en tracción (mm)

$M_a$  = Momento máximo para el cual la deformación es calculada (N.mm)

$I_{cr}$  = Momento de inercia fisurado (mm<sup>4</sup>)

$I_g$  = Momento de inercia de la sección bruta del hormigón (mm<sup>4</sup>)

### 2.13. CONTROL DE LA FISURACIÓN

Los elementos de hormigón sometidos a flexión, excepto las losas diseñadas según el método empírico, deben verificarse para tener grietas de anchos aceptables. Estos anchos se controlan mediante el parámetro  $Z$ , el cual no debe exceder los 30000 N/mm para miembros sometidos a exposición moderada, 23000 N/mm para miembros en condiciones de exposición severa y 17500 N/mm para miembros enterrados.

Se debe cumplir que la tensión de tracción en el acero de refuerzo en el estado límite de servicio,  $f_{SA}$ , no sobrepase el valor de  $0,6f$ .

Por lo tanto:

$$f_{SA} = \frac{Z}{(d_c \cdot A)^{\frac{1}{3}}}$$

Dónde:

$d_c$  = Profundidad del hormigón medido desde la fibra extrema a compresión del hormigón hasta el centro de la barra más cercana a esta fibra. Para fines de cálculo, el espesor de recubrimiento libre usado para calcular  $d_c$  no se deberá tomar mayor que 50(mm) .

$A$  = Área de hormigón que tiene el mismo baricentro que la armadura principal de tracción y limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro, dividida por el número de barras ( $mm^2$ ); Para fines de cálculo, el espesor de recubrimiento libre de hormigón usado para calcular  $A$  no se deberá tomar mayor que 50 (mm).

$Z$  = Parámetro relacionado con el ancho de figuración.

### 2.14. ESTADO LÍMITE DE FATIGA

Este estado límite no necesita ser investigado para losas de hormigón armado en aplicaciones multiviga, como es nuestro caso.

En el caso de las vigas de hormigón armado, este estado límite debe verificarse para las barras de acero.

- Barras de refuerzo

El rango de tensión en el centroide del acero de refuerzo, como resultado de la combinación de carga de fatiga, especificada en la tabla 3.4.1-1 de la norma AASHTO LRFD, no deberá exceder:

$$f_r = 145 - 0,33 \cdot f_{\min} + 55 \cdot \left( \frac{r}{h} \right)$$

$f$  = Rango de tensión (MPa)

$f_{min}$  = Mínima tensión por sobrecarga resultante de la combinación de cargas correspondiente a fatiga, combinada con la más severa tensión debida a las cargas permanentes o a las cargas permanentes más las cargas externas inducidas por contracción y creep (fluencia lenta); la tracción se considera positiva, la compresión negativa (MPa).

$r/h$  = Razón entre el radio de base y la altura de giro de las deformaciones transversales; si el valor real se desconoce, 0.3 debe ser usado.

## 2.15. CORTE

### 2.15.1. Resistencia al corte

La resistencia nominal al corte  $V_n$ , debe determinarse como la menor siguiente fórmula:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0.25 \cdot f'_c \cdot b \cdot d + V_p$$

El cortante que resiste el concreto  $V_c$  y acero se toma de la siguiente manera:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Dónde:

$V_c$  = Resistencia al corte del hormigón (N)

$V_s$  = Resistencia al corte del acero de refuerzo transversal (N)

$b$  = Ancho del alma de la viga (mm)

$d$  = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo (mm)

$A_v$  = Área de acero de refuerzo para el corte (mm<sup>2</sup>)

$s$  = Espaciamiento entre estribos (mm)

### 2.15.2. Refuerzo de corte mínimo

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante  $A_{vmin}$ , en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión donde  $V_u$  exceda  $0,5\phi V_c$ .

Cuando se requiera refuerzo para cortante,  $A_{vmin}$  se debe calcular mediante:

$$A_{vmin} = \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot s}{16 \cdot f_y}$$

Dónde:

$b_w$  = Ancho del alma de la viga ( $mm$ )

$s$  = Espaciamiento entre estribos ( $mm$ )

### **2.15.3. Espaciamiento máximo del refuerzo transversal**

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de  $d/2$  en elementos de concreto no preesforzado ni de  $600(mm)$ .

Donde  $V_s$  sobrepase  $V_c = \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d}{3}$ , las separaciones máximas dadas anteriormente se

deben reducir a la mitad.

### **2.16. ESPACIAMIENTO DE REFUERZO**

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser el diámetro nominal de la barra, pero no menor de  $25(mm)$ .

Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de  $25 (mm)$ .

En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, la separación del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor del muro o de la losa, ni de  $450 (mm)$ .

## CAPÍTULO III

### INGENIERÍA DEL PROYECTO.

#### 3.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO.

Se realizó un levantamiento topográfico según lo especificado en el capítulo anterior, abarcando una superficie aproximada de 24946.807 m<sup>2</sup>. Se referencio 149 puntos para su posterior replanteo los cuáles fueron procesados en un software de computador con curvas de nivel a cada metro y plasmados en planos (Ver Anexo A y Anexo K). Además se presentan 4 BM los cuáles se plasman en el siguiente cuadro:

Cuadro.3.1-1

PUNTO BM	COORDENADAS		
	NORTE	ESTE	ELEVACION
BM-1	7618170	317943	1942,00
BM-2	7618021,19	3179221,33	1929,78
BM-3	7617984,31	3179149,15	1937,76
BM-4	7617900,24	3178915,87	1935,47

#### 3.2. ESTUDIO DE SUELOS.

Se desarrollaron dos ensayos de SPT, a 3 metros de profundidad en cada extremo del puente. Lo cual se determinó que se trataba de un suelo de buena resistencia compuesto de fragmentos de grava, arena y limo (A-1a y A-1b) con presencia de piedra de tamaño considerable (Ver Anexo B).

En un extremo la capacidad portante del suelo resulto 2,5 kg/cm<sup>2</sup> y en el otro una resistencia de 3,14 kg/cm<sup>2</sup>. Para el diseño de la fundación se trabajó con la resistencia menor de los dos ensayos que es 2,5 kg/cm<sup>2</sup>.

También se realizo el estudio granulométrico del lecho de la quebrada el cual servirá para el estudio de socavación.

#### 3.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO.

Después de realizar un estudio de las características de la cuenca de la quebrada Verdum se determinó lo siguiente (Ver Anexo C y Anexo D):

- Área de la cuenca 2325 km<sup>2</sup> y perímetro de 7.98 km.
- La cuenca es de forma de un ovalo redondo más o menos alargado.
- El río nace a una altura de 2218 m.s.n.m. y desciende hasta los 1926 m.s.n.m. donde se emplazará el puente, con un tiempo de concentración de 0.44 horas.
- Se determinó que la quebrada Verdum tiene una sección con capacidad de llevar 57,5 m<sup>3</sup>/seg en una crecida para un periodo de retorno de 100 años.
- Para un caudal de 57,5 m<sup>3</sup>/seg presenta un tirante máximo de 0,83 m.
- La socavación general es de 1,06 m y la socavación local en los estribos de 0,83m.

### 3.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA.

#### 3.4.1. Diseño del barandado.

Para el diseño geométrico del barandado se tomó referencia del barandado tipo peatonal, baranda construida con pasamanos de tubo y postes de Acero galvanizado de una altura de 1.06 m, según especificaciones de la norma AASHTO cap13. Los postes se distribuyeron con una separación de 1.5 metros de manera de reducir el peso o carga que éste ocasiona (Ver Anexo E-1).

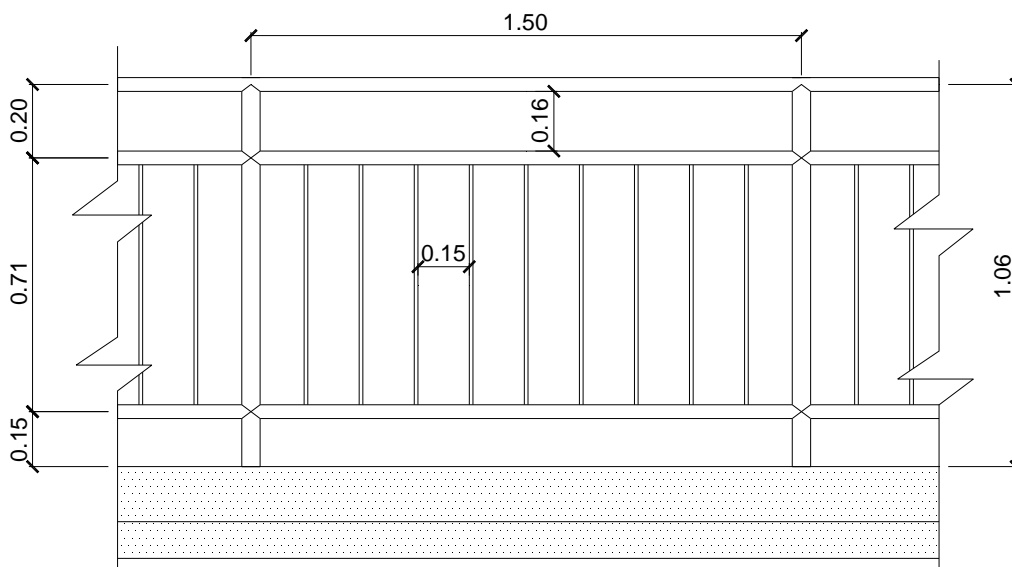


Figura. 3.4.1-1.- Geometría del barandado peatonal.

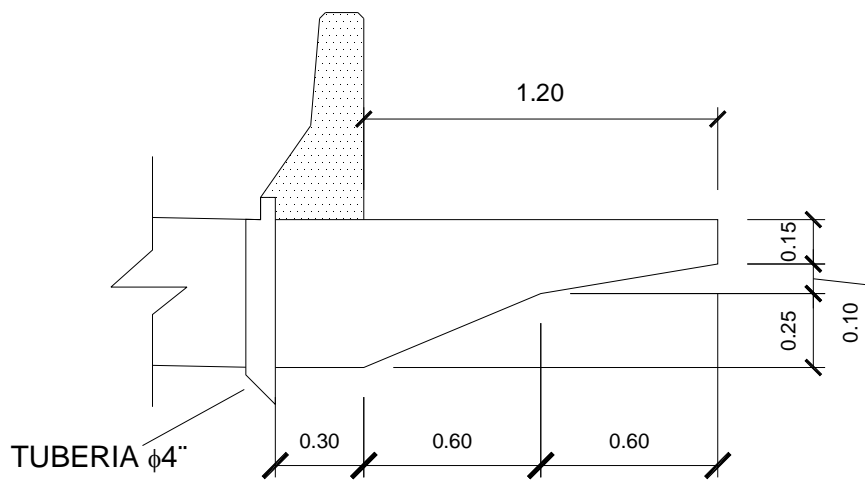
### 3.4.2. Diseño de vereda.

Según recomendaciones como se muestra en la figura 3.4.2-2. Las veredas se diseñaron con un ancho libre para el paso peatonal de 1,20 m con un espesor de losa variable, ubicados a ambos lados de la calzada del puente, las tuberías de drenaje son tubos PVC de 4pulg. espaciadas cada 4m (Ver Anexo E-1).

Figura.3.4.2-1.- Dimensiones en espacio en movimiento.



Figura.3.4.2-2.- Geometría de la acera peatonal y tubería de drenaje.



### 3.4.3. Diseño de losa de hormigón armado.

La losa del puente se diseñó con un espesor variable, además abarca una calzada de dos vía de tráfico de un ancho total 7,3m con una longitud de 20,6m. Consta de una capa de rodadura de 2 cm de espesor la cual se vaciará juntamente con la losa (Ver Anexo E-3).

Cuadro.3.4.3-1.- Refuerzo de losa

REFUERZO EN LA LOSA	
Refuerzo principal inferior	$\phi 25c/25.5cm + \phi 25c/25,5 cm$
Refuerzo principal superior	$\phi 25c/24cm + \phi 20c/24 cm$
Refuerzo de distribución	$\phi 12 mm c/23 cm$
Refuerzo por temperatura	$\phi 12 mm c/25 cm$

### 3.4.4. Diseño de vigas barrera vehicular de hormigón Armado.

Consta de una barrera tipo New Jersey de hormigón armado tal como se muestra en la figura siguiente (Ver Anexo E-2):

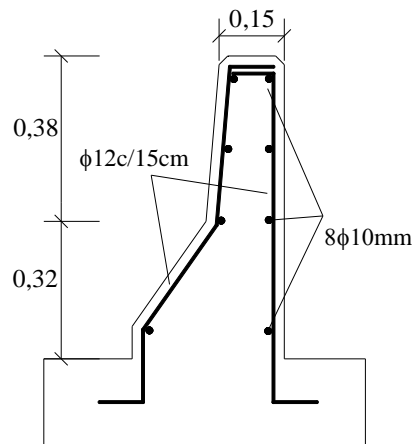


Figura.3.4.4-1.- Barrera vehicular New Jersey

Cuadro.3.4.4-1.- Refuerzo de vigas

REFUERZO DE VIGAS	
Refuerzo Vertical	$\phi 12 mm c/15cm$
Refuerzo Horizontal	$8\phi 10 mm$

### 3.5. DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA:

#### 3.5.1. Diseño de Muro.

Se diseñó muro de hormigón armado integrado rígidamente a la losa. Los estribos tienen una altura total de 7,00 m, un espesor de 60cm una base de fundación de 4,5m y además cuenta con aleros con una altura de 5,00m, y una base de fundación de 4.5m, se dispondrá de barbacanas de 0.10 m de diámetro espaciadas cada 2m con una pendiente del 2% en dirección hacia afuera 4m (Ver Anexo E-3).

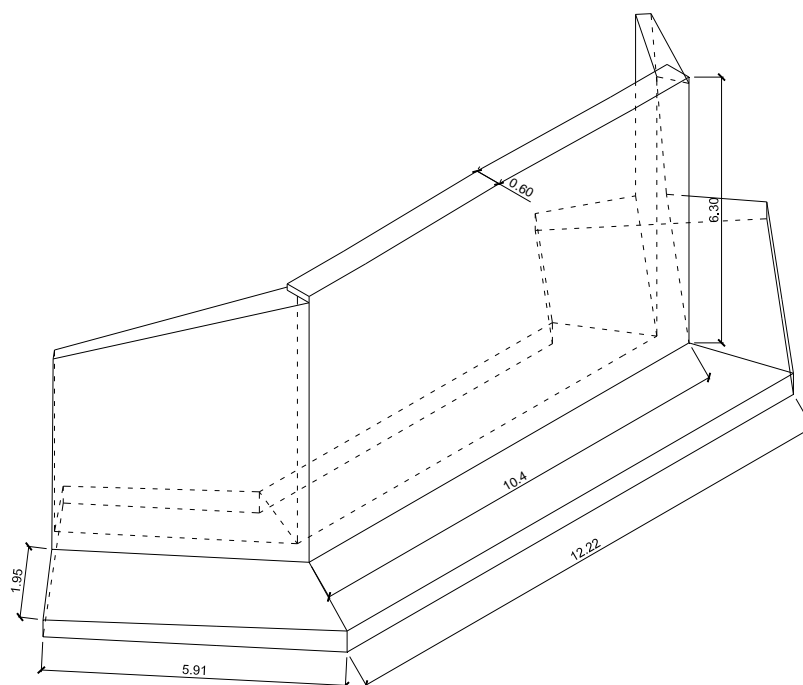


Figura.3.5-1.- geometría del muro sostenimiento.

Cuadro.3.4.3-1.- Refuerzo de muro

<b>REFUERZO EN MURO</b>	
Refuerzo momento positivo	$\phi 16c/20cm + \phi 16c/20cm$
Refuerzo momento negativo	$\phi 25c/24cm + \phi 25c/24cm$
Refuerzo por temperatura	$\phi 12 \text{ mm } c/20,5 \text{ cm}$
Refuerzo zapatas	$\phi 20 \text{ mm } c/20 \text{ cm}$
Refuerzo por temperatura p/zapata	$\phi 12 \text{ mm } c/15,5 \text{ cm}$

Cuadro.3.4.3-2.- Refuerzo de Alero

REFUERZO EN ALERO	
Refuerzo Cara interior	φ20mmc/20cm
Refuerzo cara exterior	φ16c/22cm
Refuerzo por temperatura	φ12 mm c/20 cm
Refuerzo zapatas	φ20 mm c/25 cm
Refuerzo por temperatura p/zapata	φ12 mm c/20cm

### 3.6. DISEÑO DE GAVIONES.

Se diseñarán unos 40 metros lineales de gaviones con bloques de 1,00x1,00 m y una altura total de 3m que son necesarios para poder convergir el curso del agua y evitar la socavación de las márgenes de la quebrada que puede causar la desestabilización de los estribos (Ver Anexo F-1).

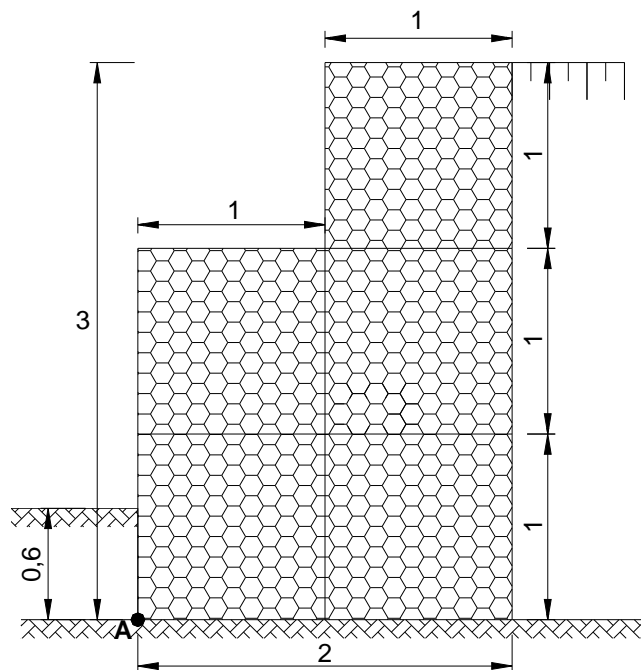


Figura.3.6-1.- Geometría del gavión.

### **3.7. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.**

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

### **3.8. PRECIOS UNITARIOS.**

Los precios unitarios se los desarrollaron por ítems en donde se utilizarán precios actuales de materiales, mano de obra y maquinaria, aplicando el formato 2012 del Documento Base de Contratación (Ver Anexo G-2):

#### **1. Materiales.**

#### **2. Mano de obra.**

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

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

#### **3. Equipo, maquinaria y herramientas.**

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

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

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

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

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

### **3.9. PRESUPUESTO**

El presupuesto total de construcción del proyecto “Diseño Estructural Puente Vehicular sobre la quebrada Verdum” es de 1.413.127,69 Bs (Ver Anexo G-3).

Esta cantidad se distribuirá en los siguientes módulos:

- 1.- Obras preliminares.....Bs. 24.857,28
- 2.- Sub-Estructura.....Bs. 757.855.44
- 3.- Super-Estructura.....Bs 391.983.34
- 4.- Obras Complementaria.....Bs. 157.782,12
- 5.- Obras de protección.....Bs. 80.649,51

**3.10. CRONOGRAMA.**

Se desarrollo una programación mediante el método del diagrama de Gantt, Según el cronograma y planeación mostrada se estimó un tiempo de ejecución de la obra de 215 días calendario (Ver Anexo G-4).

## **CAPÍTULO IV**

### **MÉTODO CONSTRUCTIVO**

#### **4.1. INTRODUCCIÓN.-**

Para una adecuada y correcta ejecución del proyecto **“DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA VERDUM”**, se propone lo siguiente:

#### **4.2. MÉTODOS DE TRABAJO:**

Los métodos de trabajo a emplearse en la construcción del proyecto se resumen de la siguiente manera:

1. Trabajos preliminares
2. Subestructura
3. Superestructura
4. Estructura de Protección

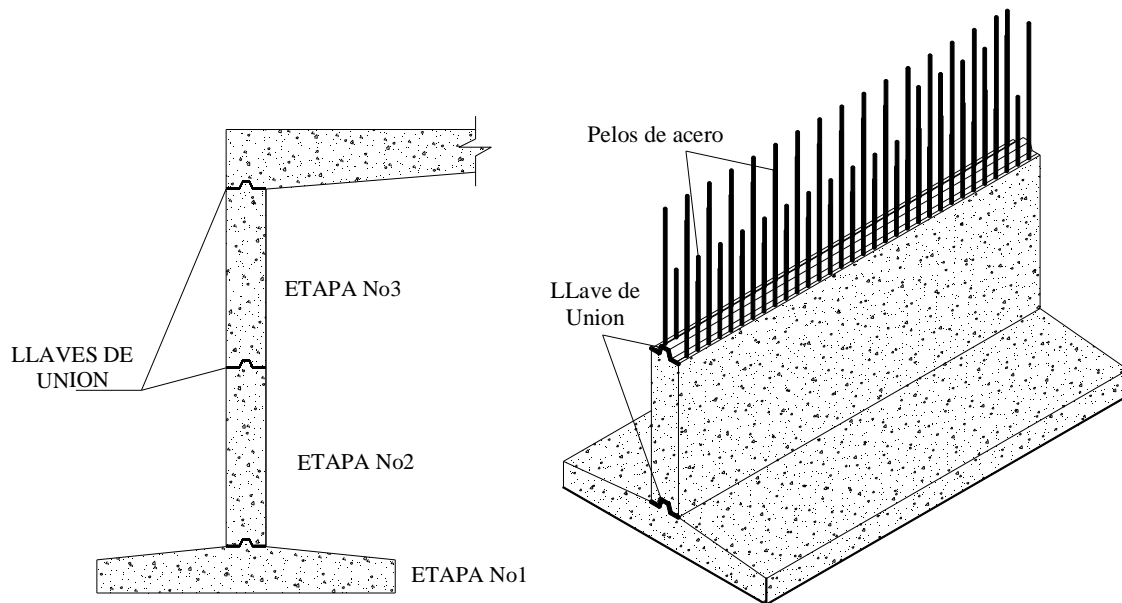
Nota: El Orden como están escritos no necesariamente es el orden de construcción y/o aplicación de los mismos.

##### **4.2.1. Trabajos Preliminares:**

Este módulo marcará el punto de partida de los trabajos de este proyecto, el mismo principalmente consiste en la instalación de faenas, limpieza, desbroce general de la obra, replanteo y control topográfico en lo que respecta a la ubicación del puente, sus accesos y los diferentes elementos estructurales que lo componen utilizando los BM obtenidos en el levantamiento topográfico, debe comprobarse que el replanteo y la cota superior de la zapata coincidan con los planos del proyecto con un margen de error de + ó - 2 cm; cabe recalcar que el control topográfico será constante a lo largo del periodo de ejecución de la obra.

#### 4.2.2. Subestructura:

La Subestructura se construirá en tres etapas tal como se muestra la figura siguiente:



##### 4.2.2.1. Etapa No1.-

Antes de comenzar con la construcción de las fundaciones, se debe trazar el área de excavación con ayuda del replanteo topográfico. Luego se procede a excavar el terreno hasta los niveles de fundación mencionados en los planos.

Es importante proteger las áreas de trabajo, sobre todo las áreas de excavación, debido a las posibilidades de caída de piedras de la ladera. La excavación debe tener en lo posible, paredes verticales y el fondo de la fundación plano para esto se pondrá una carpeta de hormigón de nivelación o limpieza de 5cm de espesor. Si las paredes se derrumban por sí solas, será necesario colocar un encofrado para asegurar la seguridad de los trabajadores.

Posteriormente se empezará en colocado de la armadura dejando un recubrimiento de 5cm, se requiere de encofrado debido a los grandes volúmenes de hormigón que lo conforman, el armado deberá cumplir tal como se presentan en planos estructurales, se deberá dejar unas llaves de unión con pelos para asegurar la continuidad y rigidez de la estructura, para evitar

que el terreno seco absorba el agua del hormigón, la zanja y la carpeta de nivelación debe ser humedecida antes del vaciado del hormigón.

Durante el vaciado del concreto, deberá vigilarse que las varillas de acero no se muevan, es decir, se conserven alineadas y en posición correcta.

#### **4.2.2.2. Etapa No2 y Etapa No3.-**

Estas dos etapas constan en el armado, encofrado y hormigonado de la elevación de aleros y muro principal de la subestructura:

El encofrado del muro debe estar siempre vertical, haciendo uso de una plomada para su verificación. También debe ser lo suficientemente resistente para soportar la fuerte presión lateral del concreto.

El encofrado generalmente está conformado por tablas de madera, que estarán unidas por barrotes de madera separados a una distancia máxima de 1.50 m. Asimismo, se debe verificar que los paneles se encuentren debidamente asegurados y arriostrados con ayuda de puntales y estacas.

Para garantizar que la armadura del muro tenga el recubrimiento de concreto indicado en los planos, es preciso colocar dados o galletas de hormigón atados a la parrilla de acero, para encofrados con alturas mayores a 1.50 m, las medidas de las maderas y los puntales deben ser calculados por un especialista, ya que las presiones del concreto son demasiado altas y pueden hacer que el encofrado se derrumbe.

Para evitar que queden vacíos o con aire atrapado dentro de la mezcla al momento de vaciar el hormigón, es conveniente vibrar el hormigón en cada capa que se introduzca. También se puede aplicar los métodos manuales: golpeando con un martillo las paredes externas del encofrado y aplicando un "chuceo", que consiste en introducir con movimientos verticales una barra de acero de ½" en el hormigón fresco. Previo hormigonado se debe verificar que las llaves de unión estén libres de impurezas con una superficie rugosa, previamente humedecida.

#### **Consideraciones:**

- Al vaciar la mezcla, se debe evitar que ésta golpee las tablas del encofrado, para que no se formen vacíos o cangrejas en el muro de contención.

- Muchas veces se subestima la fuerza que el hormigón fresco ejerce sobre los encofrados. Un encofrado sin los suficientes arriostres puede fallar, ocasionando accidentes y pérdida de dinero.
- De la misma manera se debe dejar llaves de unión haciendo salir pelos de armadura para garantizar la continuidad del elemento.

#### **4.2.3. Superestructura:**

Para la construcción del tablero se empleará un encofrado que debe correctamente nivelado en las alturas de las cotas constructivas según especificaciones de los planos. Los encofrados estarán apoyados sobre puntales, los cuales se separarán a una distancia según lo indique el especialista en caso de ser necesario se arriostrarán longitudinalmente y transversalmente, de modo que las cargas horizontales que produzcan puedan ser transmitidas directamente al suelo, antes del hormigonado se verificará que los encofrados estén suficientemente humedecidos y si en su interior han sido removidos la viruta, aserrín y demás residuos de las operaciones de carpintería, también se corresponde la posición exacta de la armadura con sus recubrimientos máximos y mínimos de 5cm y 2.5cm,

Para evitar que queden vacíos o aire atrapado dentro de la mezcla al momento de vaciar el hormigón se requiere vibrar el hormigón, la capa de rodadura de 2cm de espesor con un bombeo de 2% procediendo a vaciar conjuntamente con la losa conformando el espesor total que se muestra en los planos, una vez hormigonado el tablero se procederá al frotachado de superficie para obtener una superficie adecuada para circulación de los vehículos, dejándose también pelos para la integración de las barreras vehiculares y barandado. Durante el desencofrado se prohibirá el tránsito de personas no autorizadas, permitiéndose la presencia de aquellas necesarias para la operación, seguidamente se comenzará al desencofrado por los extremos y luego por la zona central.

Para la barrera vehicular se procederá con el armado estructural y la elaboración de encofrados para lo cual se utilizarán moldes y deberán construirse de modo que el hormigón acabado tenga las formas y las dimensiones de diseño; los cuales esté de acuerdo con los alineamientos y cotas de proyecto. El encofrado deberá proyectarse de modo que su remoción no cause daño al hormigón y soporten el efecto de la vibración durante la

consolidación del hormigón.

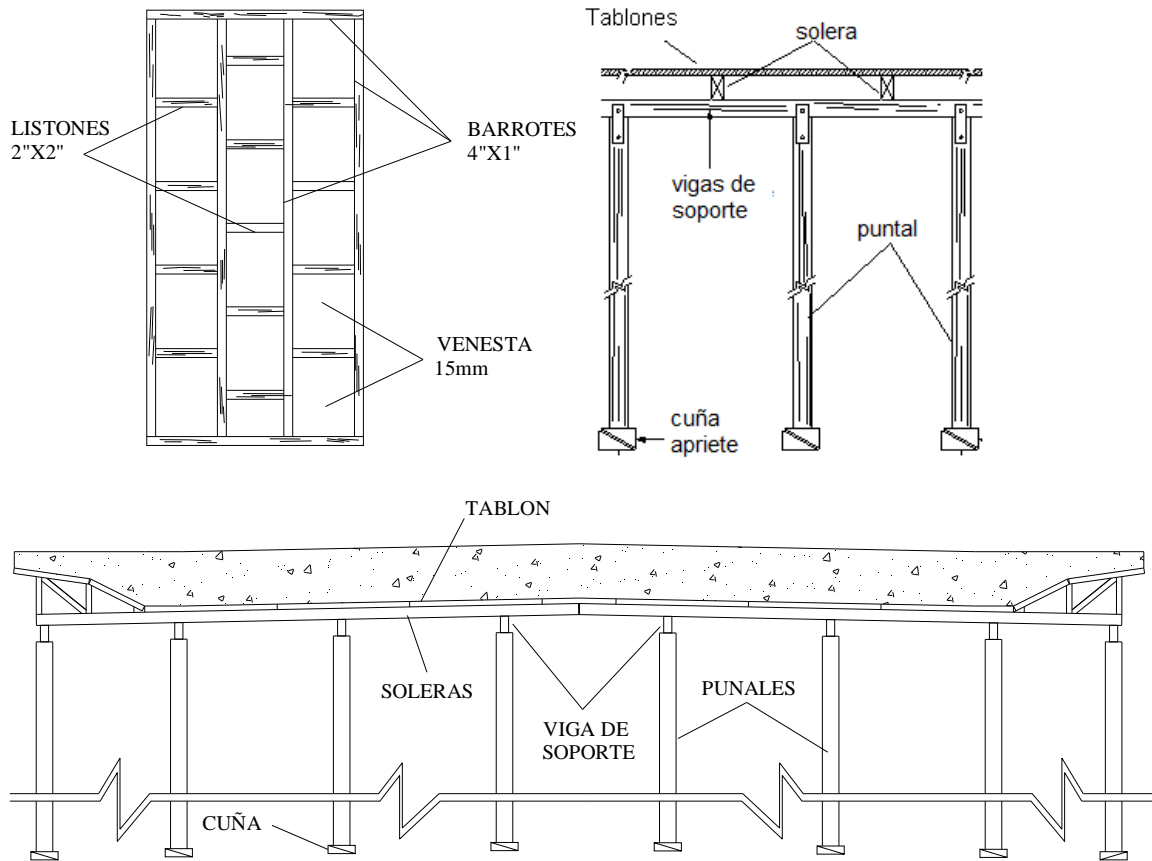


Figura.4.2.3-1.-Esquema de encofrado de superestructura

#### 4.2.4. Estructura de Protección (Gaviones):

##### 4.2.4.1. Preparación de la base

Previamente a la colocación del hormigón de asiento, es aconsejable tener cuidado con la nivelación, una buena compactación es necesaria para este objetivo, siguiendo las especificaciones que señala los planos, asimismo se debe tener cuidado con la presencia del agua y hacer que la base quede lo más homogénea posible.

#### **4.2.4.2. Armado de gavión**

Los elementos que forman los gaviones en estructuras deberán estar conectados en forma segura a lo largo de toda la longitud de los bordes de contacto por medio de costuras con alambre de amarre especificado. Estas costuras serán ejecutadas de modo continuo pasando el alambre, por todos los huecos de la malla y dando doble vuelta a cada dos huecos, uniendo firmemente los alambres de refuerzo de las aristas de la estructura de la malla. Cuando la estructura prevee el uso de varias canastas con dimensiones estandarizadas por el fabricante, luego de preparadas varias unidades, se colocarán las mismas en su correspondiente sitio y dispuestas de acuerdo con los alineamientos y cotas previstas en el diseño. Estas unidades serán unidas entre sí de modo similar al armado de la estructura, constituyéndose de esta manera en una estructura monolítica.

#### **4.2.4.3. Relleno**

Antes de colocarse el relleno de piedra, los gaviones serán puestos en tensión con el fin de permitir un relleno perfecto, alineado y compactado. Para el relleno para gavión se empleará piedras resistentes y durables, que no sufran alteraciones cuando sean sumergidas en el agua o sean expuestas a las condiciones climáticas severas. Las piedras por lo general serán bolones o cantos de río de tamaño uniforme y dimensiones apropiadas como para ser retiradas por el tamaño de tamiz especificado. Si fuera necesario en los gaviones de grandes dimensiones se sujetarán las caras mayores por medio de un entablonado para evitar deformaciones durante el relleno, para este fin, se dispondrán tirantes de alambre galvanizado, el mismo a emplearse en la unión de aristas, que ligen convenientemente las distintas caras del gavión.

### **4.3. FRENTES DE TRABAJO**

El proyecto contiene módulos que pueden ejecutarse paralelamente, se plantea la ejecución con la conformación de **cuatro (4) frentes de trabajo**, compuestos de la siguiente manera:

#### **4.3.1. Frentes de trabajo N° 1.-**

**Brigada topográfica.-** Compuesta por un topógrafo y un alarife, este frente se encargará de realizar el replanteo, control de niveles, ejes, distancias y alineamientos, estando en estrecha coordinación con la supervisión. Esta actividad permitirá ubicar y controlar los puntos de referencia, los mismos que ya fueron establecidos en la etapa de diseño, se aclara que el control topográfico será una actividad permanente y paralela al avance de las obras durante la ejecución de los trabajos y estará ligada a todas las actividades y frentes de trabajos.

#### **4.3.2. Frentes de trabajo N° 2.-**

**Infraestructura.-** Es el frente de trabajo que encargará de la construcción simultánea de los dos estribos o muros de sostenimientos, además del movimiento de tierra necesario para la ejecución de este módulo; los equipos y el personal involucrados en este frente cumplirán con los requerimientos de la propuesta.

Un grupo estará encargado de la excavación para los diferentes elementos estructurales, otro de la preparación de armaduras y encofrados, y por último otro se encargará del hormigonado de los diferentes elementos estructurales que componen la infraestructura de acuerdo al avance de las obras, cabe mencionar que los grupos que componen este frente de trabajo realizarán sus labores de forma paralela, en la medida que la obra lo permita, además estos no serán grupos cerrados por lo que podrán alternar sus integrantes.

#### **4.3.3. Frentes de Trabajo N° 3.-**

**Superestructura.-** Este frente corresponde al desarrollo de los trabajos de superestructura. Cada uno de estos grupos encargará de los trabajos en la losa, una vez que se concluyan estas actividades se procederá a la construcción de aceras, además del barrera vehicular. De igual manera este frente tendrá que velar para que todo el equipo se encuentre disponible cuando sea necesario para que la obra no se retrase y se puedan ejecutar los ítems a cabalidad.

#### **4.3.4. Frentes de Trabajo N° 4.-**

**Obras Complementarias.-** Este frente de trabajo se encargará a lo que respecta al movimiento de tierras y accesos de los puentes, por lo que contará con personal calificado para la operación de las máquinas, en cuanto a excavación, conformación de terraplenes y rípiado se refiere, actividades que se realizarán una vez que el supervisor haya aprobado los materiales a utilizarse.

#### **4.4. NÚMERO DE PERSONAL A UTILIZAR EN PROMEDIO**

**Frentes de Trabajo 1.-** Compuesto por:

- 1 Topógrafos.
- 1 Alarifes.

Nota: Este frente de trabajo se vinculará al resto de los frentes de acuerdo a su requerimiento y relevancia.

**Frentes de Trabajo 2.-** Compuesto por:

- 1 Operador de equipo pesado
- 2 Ayudantes de equipo pesado
- 4 Albañiles
- 8 Ayudantes
- 1 Chofer

**Frente de Trabajo 3.-** Compuesto por:

- 1 Operador de equipo pesado
- 4 Albañiles
- 8 Ayudantes

**Frente de Trabajo 4.-** Compuesto por:

- 1 ingeniero geólogo especialista
- 2 Albañiles

- 6 Ayudantes
- 1 operador de equipo pesado
- 2 ayudantes de equipo pesado

**Personal Técnico Clave.-**

- 1 Gerente de Obra
- 1 Residente de Obra

Haciendo un total de personal asignado a la obra de 45 (Cuarenta y cinco) personas en promedio, los que desarrollarán su actividad específica en los (4) cinco frentes de trabajo, en forma paralela, bajo la tutela y coordinación del Gerente, Residente de obra y asesoramiento técnico de los ingenieros especialistas asignados, con el respaldo del personal de apoyo para la obra.

## **CAPITULO IV**

### **CONCLUSIONES**

El aporte del diseño Estructural del puente vehicular sobre la quebrada Verdum, es significativo, ya que cuando se realice la construcción del mismo, se beneficiará a todos los barrios de los distritos N°12 y N°13 en especial los barrios San Antonio y Aranjuez, ya que habrá una nueva vía de circulación de vehículos, proporcionando mejor comodidad y seguridad a los peatones y automóviles.

Según el estudio de alternativas realizado se concluyó que la alternativa más apropiada para este caso es la construcción de un puente tipo pórtico de hormigón armado.

Las cargas horizontales que se presentan, en especial la carga de empuje del suelo influye en la determinación de las solicitaciones (momento máximo) causadas por las cargas verticales en la losa.

En las Especificaciones de la norma se incluyen requisitos mínimos para asegurar la seguridad estructural de los puentes en cuanto medio de transporte. Se debe considerar el estado límite de resistencia para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas significativas especificadas que el puente experimentará durante su período de diseño.

De las tres combinaciones de cargas mostradas se concluyo que la envolvente más desfavorable para el diseño es la Envolvente por franja de Borde, ya la carga que gobernaba es la carga viva producida por el camión de diseño.

El presupuesto total del proyecto es de 1.413.127,69 Bs, teniendo un costo por metro lineal de 68.598,43 Bs. El tiempo de ejecución del proyecto, según el cronograma es de 215 días calendario.

## **RECOMENDACIONES.**

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

Para la construcción de estructuras con gaviones, se necesita la supervisión detallada del armado y amarre de las cajas para prevenir la deformación en las estructuras.

El concreto deberá ser colocado evitando la segregación de sus componentes. La colocación se hará en capas horizontales de un espesor tal que no exceda la capacidad del vibrador para consolidar el concreto.

Deberá verificarse que todas las barras de acero antes de usarlas deberán estar libres de defectos y completamente limpias, es decir sin polvo, pintura, óxido, grasas o cualquier otra materia que disminuya su adherencia.

Es recomendable la presencia de un ingeniero civil en la dirección de la construcción del puente.