

CAPÍTULO I
ANTECEDENTES

1. ANTECEDENTES.

1.1. El problema.

Una de las necesidades del ser humano y su entorno social es contar con medios de comunicación, entre ellos resalta la vinculación caminera que es considerada como una de las más importantes. A través de este medio de comunicación es como el departamento de Tarija y sus regiones avanzan en el desarrollo, tanto social como económico.

Pero lamentablemente no existe una vinculación caminera permanente entre comunidades, y la región a la que pertenecen, por lo que en tiempo de lluvias sus vías camineras se ven interrumpidas por las avenidas que se producen en cauces de ríos y quebradas, lo que afecta social y económicamente a los habitantes de las comunidades y a los consumidores de su producto.

1.2. Objetivos.

Dentro de los objetivos que se pretenden desarrollar en la propuesta del proyecto de ingeniería civil tenemos los siguientes:

1.2.1. Objetivo general.

- Realizar el diseño estructural del puente La Veta, eligiendo la alternativa de la superestructura más viable técnica como económica.

1.2.2. Objetivos específicos.

- Analizar las alternativas de planteo de la superestructura.
- Comparar técnica y económicamente las alternativas mencionadas de la superestructura.

1.3. Justificación

Las razones por la cual se plantea la propuesta de proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

1.3.1. Justificación académica.

Profundizar los conocimientos adquiridos en la adopción y diseño de obras de arte estructurales mayores en conexiones viales (Puentes vehiculares-peatonales). Adicionalmente la elaboración de esta propuesta de ingeniería civil me permitirá optar por la licenciatura en ingeniería civil.

1.3.2. Justificación social.

Contribuir a la comunidad de Alambrado y el municipio de Entre Ríos, con el diseño de puente vehicular-peatonal. Solución más adecuada y viable al problema de interrupción vial

permanente, que traerá a la comunidad la facilidad de transporte, que coadyuvará al desarrollo de la zona tanto en el área económica, productiva, social, salud y educativa.

1.3.3. Justificación técnica.

Determinar la alternativa viable, que deberá ser la óptima en cuanto al proceso constructivo, al espacio libre requerido, los costos de operación y mantenimiento, además de que la alternativa mitigue el impacto ambiental en la zona de emplazamiento de la obra.

1.4. Alcance del proyecto.

En el desarrollo del proyecto “Diseño estructural de alternativas puente La Veta (Provincia Burnet O’Connor-Dpto. Tarija)”, se proyectan los siguientes resultados:

- Recopilación y procesamiento de la información técnica disponible adquirida por proponente de la propuesta de ingeniería civil.
- Estudio de Suelos: Capacidad Portante, Estratificación, Granulometría.
- Levantamiento topográfico 50.00 metros alrededor de la zona de emplazamiento de la obra.
- Adecuación de la vía caminera-puente.
- Estudio hidrológico: Altura de máximas avenidas, altura de socavación.
- Diseño y cálculo estructural de la superestructura.
- Especificaciones técnicas, cubicaciones, precios unitarios y presupuesto.
- Plan de ejecución de la obra de la alternativa seleccionada como viable.

1.5. Localización.

La comunidad de Alambrado se encuentra ubicada en el distrito 1 del Municipio de Entre Ríos, municipio perteneciente al Departamento de Tarija.

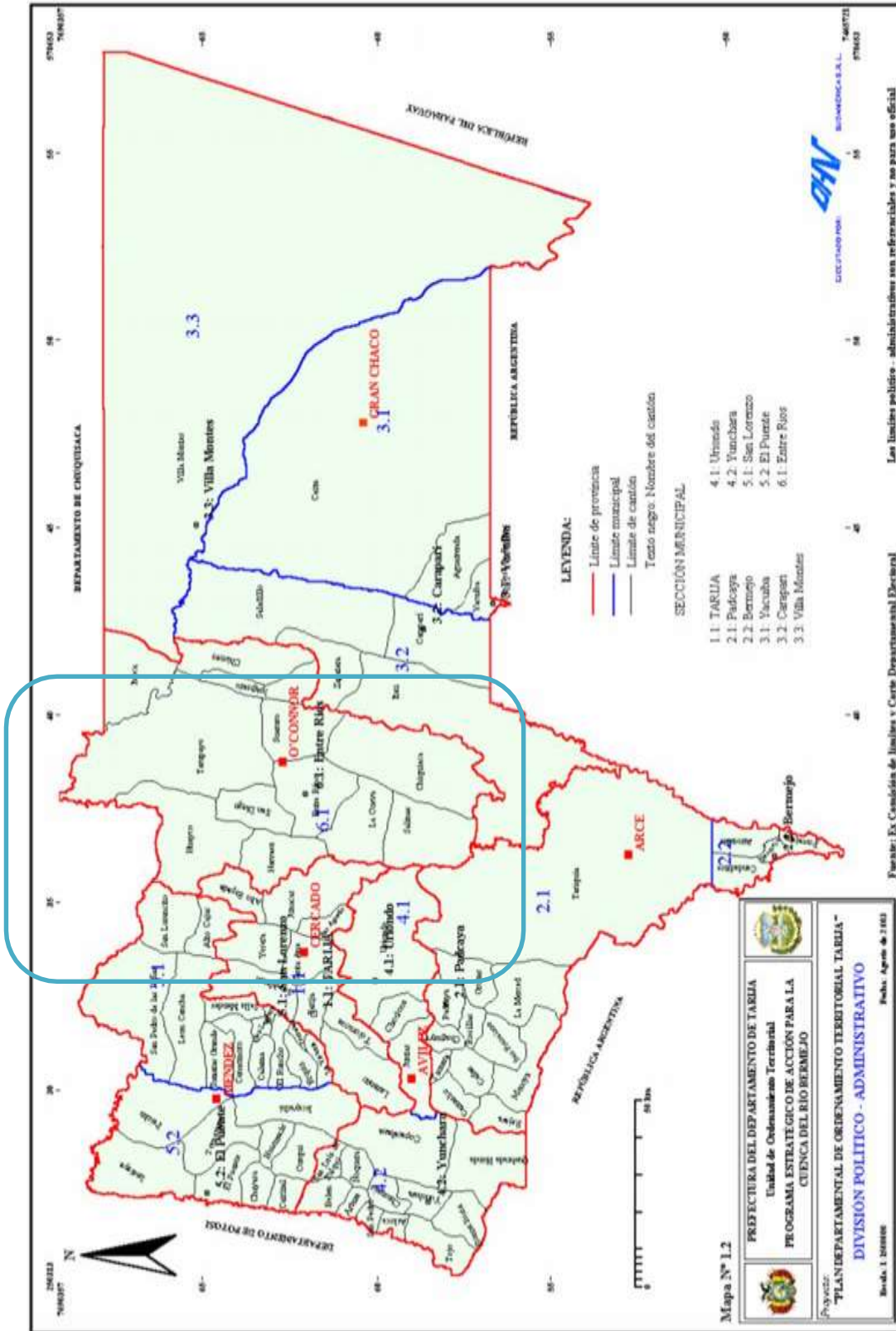
Situada a 2,080.00 metros desde el poblado de Entre Ríos ubicada en la red vial fundamental del departamento de Tarija.

Limita al Norte con la comunidad de Las Lomas, al Sur con la comunidad de Naranjos, al Oeste con cerro de San Francisco y al Este con la el poblado de Entre Ríos; cuenta con las siguientes coordenadas:

Entre 21° 31' 31.59" y 21° 32' 59.79" Latitud Sur y 64° 12' 20.57" y 64° 09' 39.88" Longitud Oeste, con alturas de 1204-1269 m.s.n.m.

El punto de emplazamiento se encuentra en coordenadas:

21° 32' 12.02" Latitud Sur y 64° 11' 00.10" Longitud Oeste, con una altura de 1245.50 m.s.n.m.



Provincia BURNET O'CONNOR

7500 0 7500 15000 22500 30000 37500

mts
DEPARTAMENTO DE CHUQUISACA

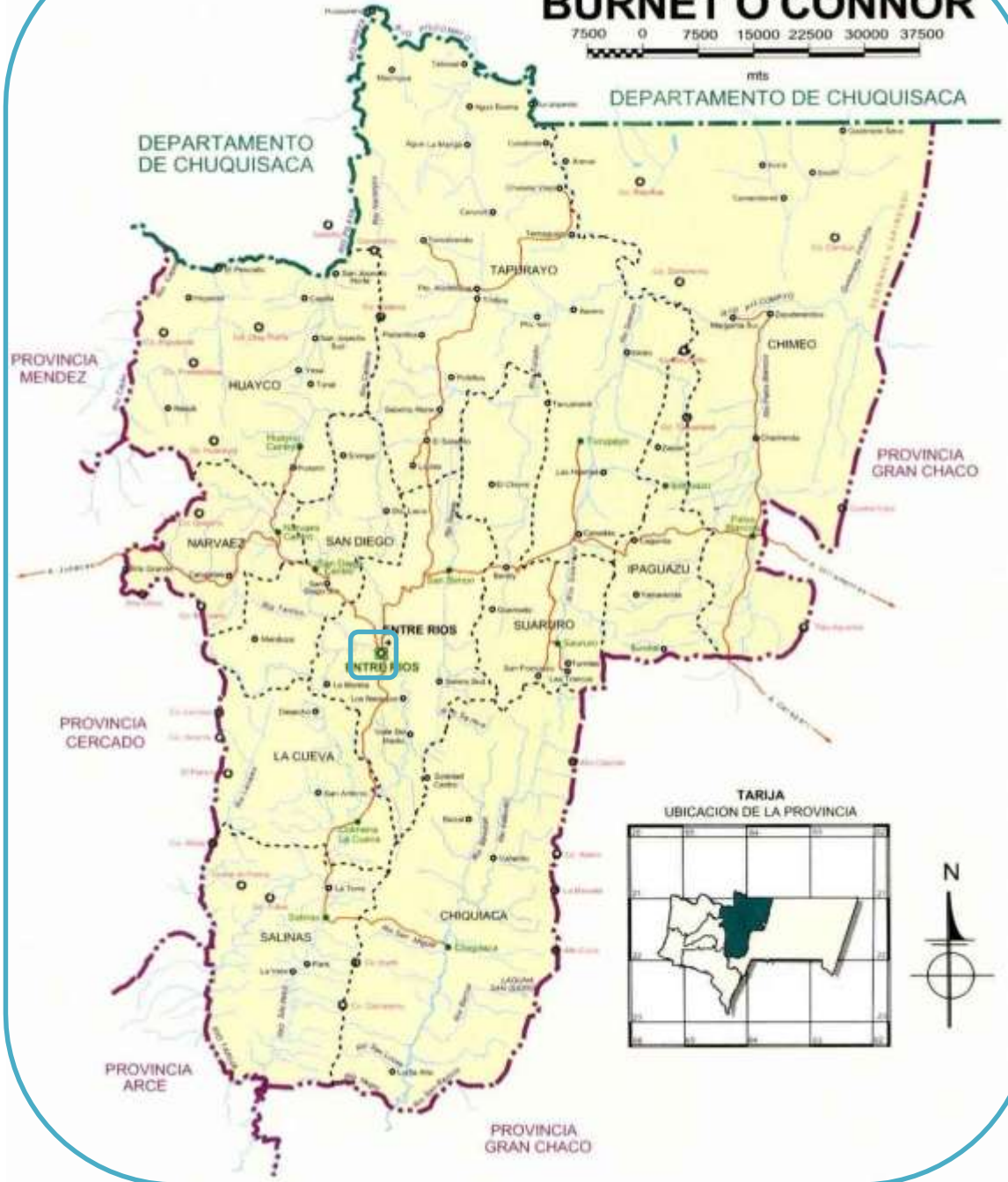




Figura 1 Ubicación del proyecto (Fuente: Imágenes Google)

1.6. Estado socio-económico.

La comunidad de Alabrado actualmente cuenta con los siguientes servicios básicos, que caracterizan su estado socio-económico, los cuales nombramos a continuación:

- Red eléctrica.
- Canales de riego.

Haciendo notar que la red eléctrica pasa a una corta distancia del punto de emplazamiento del proyecto haciendo de éste un lugar apto para ubicar el campamento, además de su cercanía al poblado de Entre Ríos.

CAPÍTULO II
MARCO TEÓRICO

2. MARCO TEÓRICO.

2.1. Levantamiento topográfico.

Se refiere al levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala 1:500 a 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 1.00 metro y comprendido por lo menos a 50.00 metros a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y 50.00 en dirección transversal (correspondiente al eje de la quebrada). Los planos deberán indicar los accesos del puente, y el curso del agua.

2.2. Estudio hidrológico e hidráulico.

Se caracteriza por establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que permiten definir los requisitos mínimos del puente para las características particulares de la estructura.

Los estudios hidrológicos e hidráulicos comprenden lo siguiente:

- a) Recolección y análisis de la información hidrométrica.
- b) Caracterización hidrológica de la cuenca, considerada hasta el cruce de agua, se analizará y seleccionará la aplicabilidad de los distintos métodos de estimación de caudales máximos.
- c) Estimación de caudales máximos para diferentes periodos de retorno y según distintos métodos. Y evaluación de las estimaciones de caudal máximo; elección del resultado que, a criterio ingenieril, se estima confiable y lógico.
- d) Determinación de las características hidrológicas del flujo, ésta comprende la velocidad, ancho superficial, área de flujo, y el nivel de superficie de agua.
- e) Determinación y evaluación de las estimaciones de profundidad de socavación.

Obras de protección necesarias.

2.3. Estudio de suelos.

El estudio considera exploraciones de campo y ensayos de laboratorio.

2.3.1. Ensayo de suelos in situ y laboratorio.

- a) Ensayo de campo:
Ensayo de penetración estándar (SPT).
- b) Ensayos en laboratorio:
Contenido de humedad.
Gravedad específica.

Distribución granulométrica.

Determinación límite líquido y límite plástico.

2.4. Idealización de las estructuras.

2.4.1. Fundaciones.

Las zapatas serán diseñadas para mantener las presiones máximas del suelo y/o la roca dentro de los valores admisibles.

Para prevenir los asentamientos diferenciales, la cimentación será diseñada con el fin de mantener la presión de contacto con el suelo lo más uniformemente posible.

Las zapatas estarán empotradas a una profundidad suficiente para proporcionar la seguridad adecuada de acuerdo al tipo de suelo y protección contra la socavación.

2.4.2. Estribos y aleros.

Los estribos reciben la carga de la superestructura, el empuje de suelos de los terraplenes de acceso del puente, en consecuencia trabajan también como muros de contención. Están constituidos por el coronamiento, la elevación, fundación y con la característica que normalmente llevan los aleros tanto, aguas arriba como aguas abajo, para proteger los terraplenes de acceso.

Para alturas inferiores a los 5.00 metros los estribos pueden ser ejecutados en hormigón ciclópeo o mampostería de piedra en cuyo caso, su cálculo y verificación de estabilidad se ejecuta en banda de 1.00 metros de ancho como si se tratase de muros de contención. En cambio para alturas mayores es conveniente emplear hormigón armado que permite multiplicidad de soluciones desde simples pantallas hasta muros de contrafuertes y su estabilidad se la controla incluyendo aleros.

2.4.3. Coronamiento.

Cuando la superestructura transmite su carga a la infraestructura mediante aparatos de apoyo, en la parte superior de los estribos se debe prever un coronamiento o remate de aproximadamente 1.00 metros de espesor en hormigón armado.

2.4.4. Aparatos de apoyo de neopreno.

Estos apoyos están constituidos por placas de dura intercaladas con planchas metálicas delgadas que dan como resultado apoyos que no son del todo móviles ni del todo fijos, en todo caso son mixtos, pudiéndose transformar en apoyos fijos por un pasador metálico (no recomendable).

2.4.5. Superestructura.

La superestructura es el elemento que descansan y transmiten su carga sobre los aparatos de apoyo y éstos a los estribos. El refuerzo de estas losas se coloca en dos direcciones ortogonales para soportar los momentos desarrollados en cada uno de ellos.

2.4.6. Estructuras complementarias.

Las medidas de protección se usan para controlar, demorar, minimizar o monitorear problemas de estabilidad en causas y puentes. La solución debe iniciarse con el estudio de las causas que lo originan, incluyendo aspectos desestabilizantes desde el punto de vista topográfico, hidrológico, hidráulico, estructural y de suelos.

2.5. Diseño estructural.

2.5.1. Normas utilizadas.

Entre las normas que se utilizarán para la elaboración del proyecto podemos mencionar las siguientes:

- AASTHO LFRD bridge design specifications 2004 utilizada para el diseño de la superestructura e infraestructura.
- ACI 2005 norma utilizada como apoyo a la norma AASTHO LFRD 2004.

2.6. Estrategia para la ejecución del proyecto

2.6.1. Cómputos métricos.

El objeto que cumple los cómputos métricos de una obra son:

- Establecer el costo de una obra o de una de sus partes.
- Determinar la cantidad de material necesario para ejecutar la obra.
- Establecer los volúmenes de obra y costos parciales.

Los cómputos métricos son problemas de medición de longitudes, áreas y volúmenes, no obstante requiere de un procedimiento de conocimientos constructivos, y de un trabajo ordenado y sistemático.

El trabajo se divide por etapas, cada una de las cuales constituye un rubro de presupuesto, esta clasificación por ítem deberá ser hecha con criterio de separar todas las partes de costo diferentes, no solo para facilitar la información del presupuesto sino que también sirve como lista indicativa de los trabajos ejecutados.

2.6.2. Precios unitarios.

Una de las maneras más utilizadas en nuestro medio para cuantificar el costo de las obras, es a través de la integración de precios unitarios, en la cual se establece el costo por la unidad uno de los conceptos que integran los trabajos a ejecutar.

No es posible calcular precios unitarios sin el apoyo de las especificaciones técnicas, ya que son éstas precisamente las que definen la obra que se requiere y la manera en que debe ejecutarse.

En resumen precio unitario es el importe o pago que se le otorga al contratista por unidad de concepto terminado, ejecutado conforme al proyecto, especificaciones técnicas y normas de calidad.

2.6.3. Especificaciones técnicas.

Una especificación técnica es el documento en el que describe detalladamente las características, condiciones mínimas, normas, exigencias y método constructivo que debe cumplir un producto de una obra civil.

2.6.4. Planeamiento y cronograma de obra.

Planeamiento es el proceso organizado de cómo se ejecutará una obra civil separada en actividades, tomado en cuenta, los tiempos de ejecución, cantidad de mano de obra, materiales y maquinaria, para la posterior construcción de la obra.

Cronograma de trabajo con es más que la recopilación del planeamiento de actividades llevado a un calendario de trabajo y en un tiempo establecido, considerando que las actividades pueden necesitar de una actividad predecesora o no.

CAPÍTULO III
INGENIERÍA DEL PROYECTO

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO.

En el siguiente capítulo se muestra la información más relevante y necesaria con la que se realizó el presente proyecto, dando a conocer que el proceso de cálculo y procesamiento de la información se encuentra en los anexos.

3.1. Alternativas de la ruta o proyección del camino.

Para la ubicación y desarrollo normal del diseño del puente se tuvo que realizar un estudio de alternativas para el trazo caminero del Estudio TESA “Construcción Asfaltado Ruta Las Lomas-Naranjos Provincia O’Connor”, identificando así la ubicación exacta del puente sobre el río La Veta. Partiendo la progresiva 0+000 en el cruce de la carretera principal Ruta 47 y la comunidad de Las Lomas y terminando en la comunidad de Naranjos. Dentro de la siguiente propuesta de proyecto se presenta el siguiente análisis.

Alternativa 1 – Las Lomas Naranjos – 6,578 Km

Desde la progresiva 0+000 a 6+578.66, que corresponde la variante, el trazo del camino atraviesa un relieve ondulado montañoso, que corresponde a colinas, con alturas que fluctúan entre los 50 a 70 metros de desnivel.

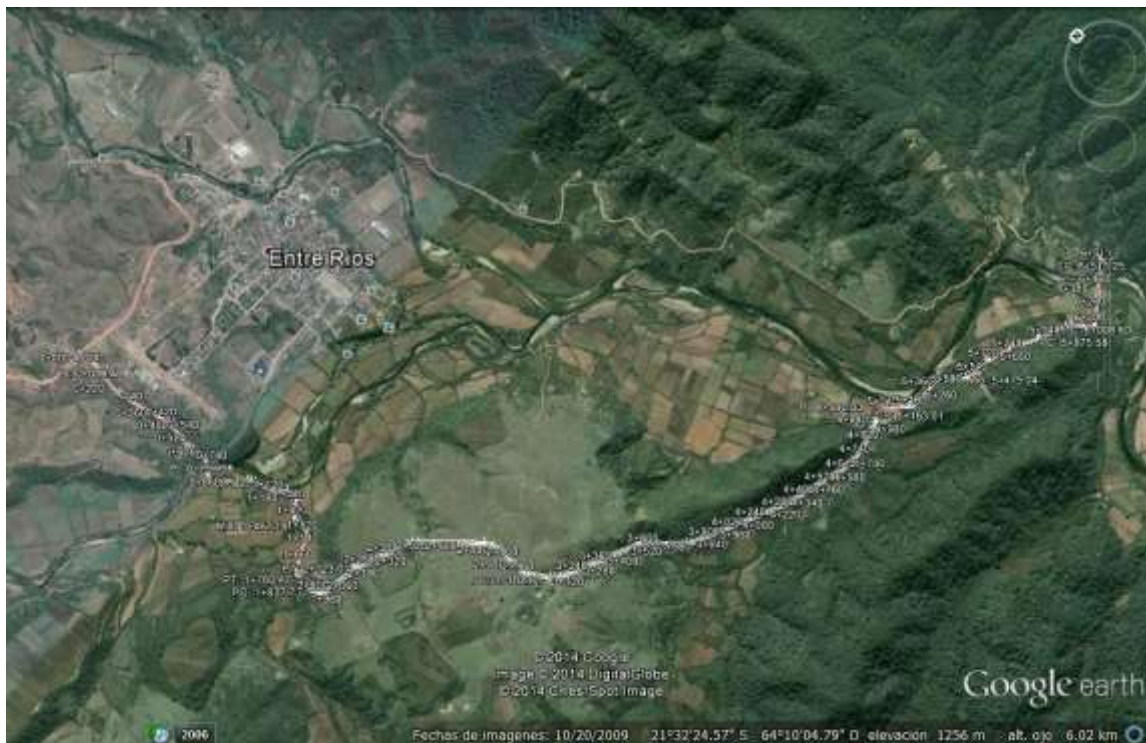


Figura 2 Planteamiento y trazo vial Alternativa I (Fuente: Imagen Google Earth;

Elaboración: Trazo vial Arquímedes SRL)

Las características del terreno por donde pasa esta alternativa N° 1 son las siguientes:

- Entre las progresivas 0+000 a 0+800 se realizará una apertura de camino a través de la falda de la colina entre el Barrio La Pista y la quebrada que llega al Río Santa Ana
- En la progresiva 0+870 el camino atraviesa el Río Santa Ana, cuyo ancho aproximado es de 60 m.
- Después de atravesado el puente el camino sigue por el margen izquierdo del río a un costado de las zonas de cultivo del lugar con una pendiente media hasta llegar al pie de la zona de Alambrado
- Camino cerca al río entre las progresivas 1+080 a 1+320 y en 5+050 a 5+410 por lo que será necesario la construcción de defensivos en esa zona.
- Una colina con un desnivel aproximado de 70 m en la zona de Alambrado entre las progresivas 1+900 a 4+300, en la parte superior de la colina se presenta una zona llana entre las progresivas 2+620 a 3+400, el camino presentará una pendiente elevada para llegar a la parte superior de dicha zona.
- La bajada de la zona de Alambrado tendrá una pendiente media hasta llegar cerca al borde del río Salinas en la progresiva 5+050, por lo que a partir de este punto se dispondrá de defensivos en las progresivas mencionadas anteriormente.
- El camino luego de alejarse del río Salinas recorrerá con una pendiente suave entre un cerro de un lado y cultivos del otro hasta llegar a la altura de donde será ubicado el puente que cruzará en río Salinas.
- El camino atraviesa quebradas en las siguientes progresivas 1+800 y 5+140, por lo que se dispondrá de la construcción de puentes en dichos puntos.

Alternativa 2 – Las Lomas Naranjos – 6,394 Km.

Desde la progresiva 0+000 a 6+394.26, que corresponde la variante, el trazo del camino atraviesa un relieve ondulado montañoso, que corresponde a colinas, con alturas que fluctúan entre los 50 a 70 metros de desnivel.

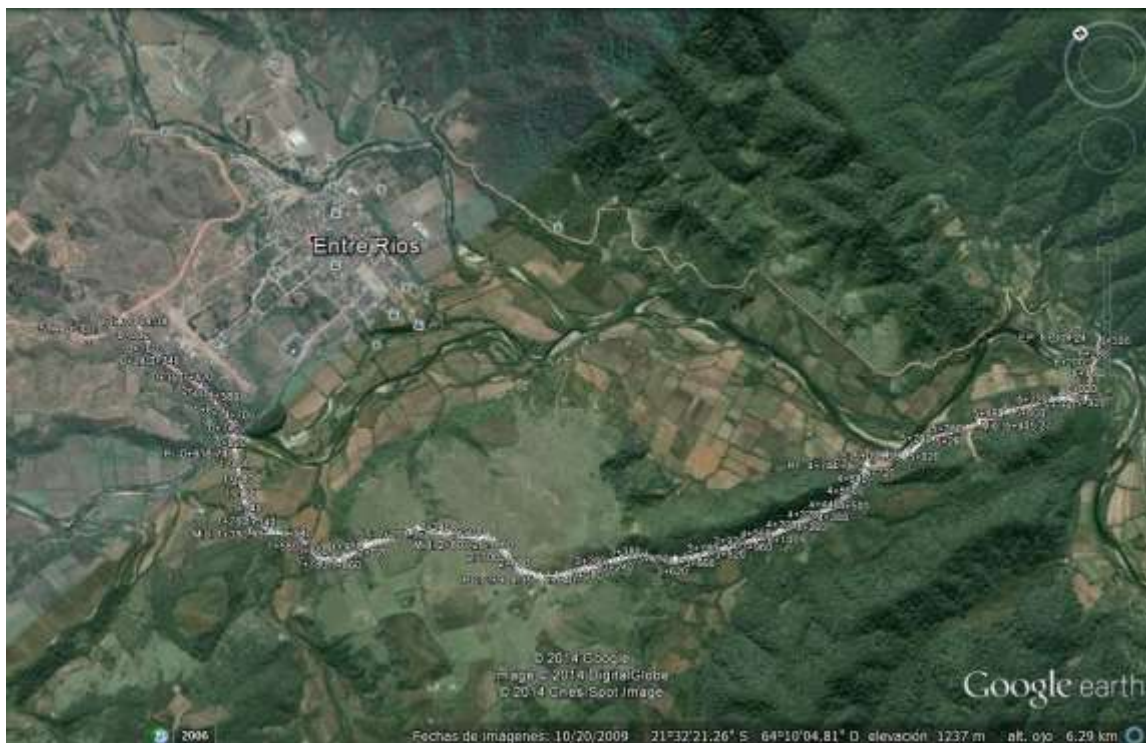


Figura 3 Planteamiento y trazo vial Alternativa II (Fuente: Imagen Google Earth;
Elaboración: Trazo vial Arquimedes SRL)

Las características del terreno por donde pasa la alternativa N° 2 son similares a las de la primera alternativa, dado que su trazo difiere en poco de la primera alternativa. Las características son las siguientes:

- Entre las progresivas 0+000 a 0+800 se realizará una apertura de camino a través de la falda de la colina entre el Barrio La Pista y la quebrada que llega al Río Santa Ana
- En la progresiva 0+8670 el camino atraviesa el Río Santa Ana, cuyo ancho aproximado es de 60 m.
- Después de atravesado el puente el camino sigue por una arboleda que se encuentra entre los terrenos de personas del lugar con una pendiente media hasta llegar al pie de la zona de Alambrado.
- Una colina con un desnivel aproximado de 70 m en la zona de Alambrado entre las progresivas 1+740 a 4+120, en la parte superior de la colina se presenta una zona aproximadamente llana entre las progresivas 1+980 a 3+200, el camino presentará una pendiente elevada para llegar a la parte superior de dicha zona.

- La bajada de la zona de Alambrado tendrá una pendiente media hasta llegar cerca al borde del río Salinas en la progresiva 4+860, por lo que a partir de este punto se dispondrá de defensivos en las progresivas que se mencionan en el punto siguiente.
- El camino pasa cerca al río Salinas entre las progresivas 4+860 a 5+200 por lo que será necesario la construcción de defensivos en esa zona.
- El camino luego de alejarse del río Salinas recorrerá con una pendiente suave entre un cerro de un lado y cultivos del otro hasta llegar a la altura de donde será ubicado el puente que cruzará en río Salinas
- El camino atraviesa quebradas en las siguientes progresivas 1+600 y 4+960, por lo que se dispondrá de la construcción de puentes en dichos puntos.

Alternativa 3 – Las Lomas Naranjos – 7379.94 Km

Desde la progresiva 0+000 a 7379.94, que corresponde la variante, el trazo del camino atraviesa un relieve ondulado montañoso, que corresponde a colinas, con alturas que fluctúan entre los 50 a 70 metros de desnivel.

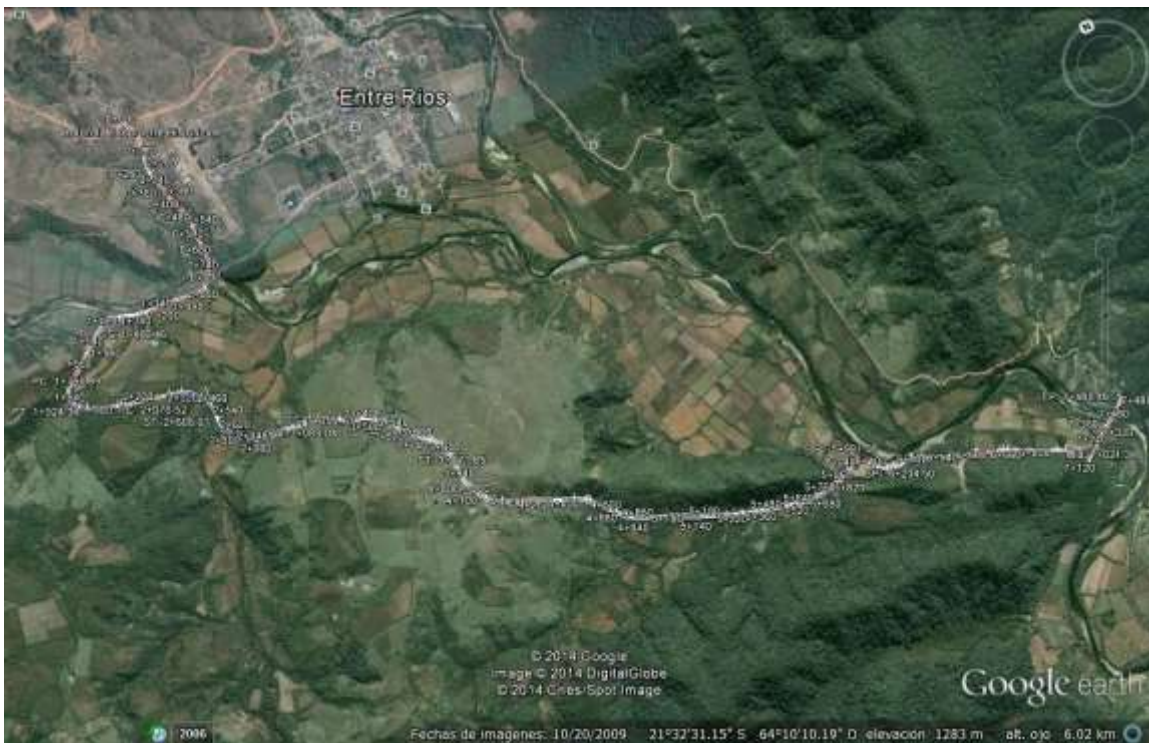


Figura 4 Planteamiento y trazo vial Alternativa III (Fuente: Imagen Google Earth;

Elaboración: Trazo vial Arquimedes SRL)

Las características del terreno por donde pasa la alternativa N° 3 son similares a las de la primera alternativa, dado que su trazo difiere en un tramo de aproximadamente 2.5 Km de las otras alternativas. Las características son las siguientes:

- Entre las progresivas 0+000 a 0+800 se realizará una apertura de camino a través de la falda de la colina entre el Barrio La Pista y la quebrada que llega al Río Santa Ana.
- En la progresiva 0+8670 el camino atraviesa el Río Santa Ana, cuyo ancho aproximado es de 60 m.
- Después de atravesado el puente el camino se dirige por el margen derecho por la parte de la comunidad de Moreta hasta llegar al pie de la zona de Alambrado.
- Una colina con un desnivel aproximado de 70 m en la zona de Alambrado entre las progresivas 2+720 a 5+120, en la parte superior de la colina se presenta una zona aproximadamente llana entre las progresivas 3+000 a 4+180, el camino presentará una pendiente media elevada para llegar a la parte superior de dicha zona.
- La bajada de la zona de Alambrado tendrá una pendiente media hasta llegar cerca al borde del río Salinas en la progresiva 5+860, por lo que a partir de este punto se dispondrá de defensivos en las progresivas que se mencionan en el punto siguiente.
- El camino pasa cerca al río Salinas entre las progresivas 4+860 a 5+200 por lo que será necesario la construcción de defensivos en esa zona.
- El camino luego de alejarse del río Salinas recorrerá con una pendiente suave entre un cerro de un lado y cultivos del otro hasta llegar hasta la altura de donde será ubicado el puente que cruzará el río Salinas.
- El camino atraviesa quebradas en las siguientes progresivas 1+300: 1+820: 2+725 y 6+140 por lo que se dispondrá de la construcción de puentes en dichos puntos.

Observaciones

De acuerdo a la evaluación de las tres alternativas de camino se puede concluir lo siguiente:

En la primera alternativa el camino pasa, en dos secciones, cerca del río Santa Ana por lo que en esos dos puntos se dispone de mayor cantidad de defensivos para mantener el correcto funcionamiento de la carretera. En la segunda alternativa el camino sólo pasa por una parte del camino cerca del río, además que la longitud de camino es ligeramente menor de la primera debido a que se enderezó el trazo en varias partes, pero para ello se tendría que sanear parte de terrenos de comunarios del lugar por lo que se presentaría

un problema social de consideración. En la tercera alternativa el camino es de mayor longitud pero se da mayor margen de desarrollo urbano a los comunarios y se evita el tener que disponer de gran parte de terrenos de los comunarios.

Los lugares críticos que se presentan son las quebradas por las cuales atraviesa el camino, en la primera y segunda alternativa el trazo pasa por dos quebradas mientras que en la tercera alternativa el trazo cruza por cuatro quebradas. Por cada una de estas quebradas según la alternativa que se escoja se construirá puentes y alcantarillas para vencer dichos cauces.

Tabla 1 Análisis de alternativas viales (Elaboración: Arquímedes SRL en base a datos del diseño geométrico)

LAS LOMAS – NARANJOS			
CARACTERÍSTICAS	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3
Categoría de la Carretera	LOCAL III	COLECTOR II	COLECTOR II
Velocidad de diseño (km/h)	40	60	60
Topografía	Montañosa	Montañosa	Montañosa
Radio mínimo (m)	30	120	120
Radio máx. (m)	100	500	500
Pendiente máxima (%)	8.5	7.9	8.7
Pendiente mínima (%)	0	0	0
Longitud Total de Curvas Vert. (KM)	16.9	21.05	21.65
Superficie de Rodadura (BD) (m)	7	7	7
Superficie de Rodadura (4 UD) (m)	-	3.5	3.5
Ancho del Cantero Central (m)	-	2	2
Ancho de Bermas (m)	1	1	1
Ancho de Plataforma Total en Rectas (BD) (m)	10	10	10
Ancho de Plataforma Total en Rectas (4 UD) (m)	-	20	20
Sobre ancho en curvas	Semitrailer (20.5m)	Semitrailer (20.5m)	Semitrailer (20.5m)

CARACTERÍSTICAS	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3
Galibo Vertical Mínimo (m)	5.5	5.5	5.5
Pendiente sección transversal calzada (%)	2	2	2
Peralte Máximo (%)	7	7	7
Peralte Mínimo (%)	2	2	2
Nº de Curvas Verticales	15	15	16
Nº de Curvas Horizontales	23	18	19
Longitud Tramo	6+579	6+373	7+380

Una vez realizado el análisis de ventajas desventajas se eligió la alternativa 1, por ser la que cumple con las mejores características de diseño en el ámbito técnico y en particular el social, mitigando el perjuicio en la invasión de propiedades para la construcción de la carretera y permitiendo un tráfico fluido.

3.2. Análisis del levantamiento topográfico.

Cuando hablamos de topografía, nos encontramos ante una disciplina de vital importancia en todos los procesos relacionados con la ingeniería civil en general. A nadie pasará desapercibido que en casi cualquier tipo proyecto o estudio, será necesario disponer de un modelo, a escala reducida, del terreno sobre el que vamos a plasmar nuestras ideas, es decir, a construir posteriormente, la Topografía también será nuestra fiel aliada para materializar en el terreno todo aquello que hemos proyectado.



Figura 5 Levantamiento topográfico (Fuente: Levantamiento topográfico proporcionado por Arquímedes SRL)

El levantamiento topográfico se lo realizó según las condiciones que presenta el apartado 2.1 dando como resultado un terreno ondulado, como también presenta una superficie del cauce sinuosa en toda la longitud del río como se puede apreciar en la siguiente figura.

Haciendo notar que las curvas de nivel se encuentran cada 1.00 metros de altura, comenzando desde la cota más baja de 1244.00 m.s.n.m. en el pelo de agua hasta la cota más alta de 1248.00 m.s.n.m. Ubicando el inicio y fin del puente entre las progresivas 1+1692.00 y 1+703.00.

3.3. Análisis de los estudios hidrológicos e hidráulicos.

3.3.1. Estudios Hidrológicos.

Dado a que nuestra cuenca no presenta datos de caudales máximos aforados para realizar un análisis estadístico de los mismos, se procede a realizar un análisis de precipitaciones para así poder hallar un caudal representativo, se utilizó la fórmula del método racional y el método de número de curva por ser una cuenca menor a 12 kilómetros y se acompañó el estudio con la visita a campo, tomando en cuenta las cárcavas producidas por las avenidas, para así verificar el tirante de agua seleccionado como representativo.

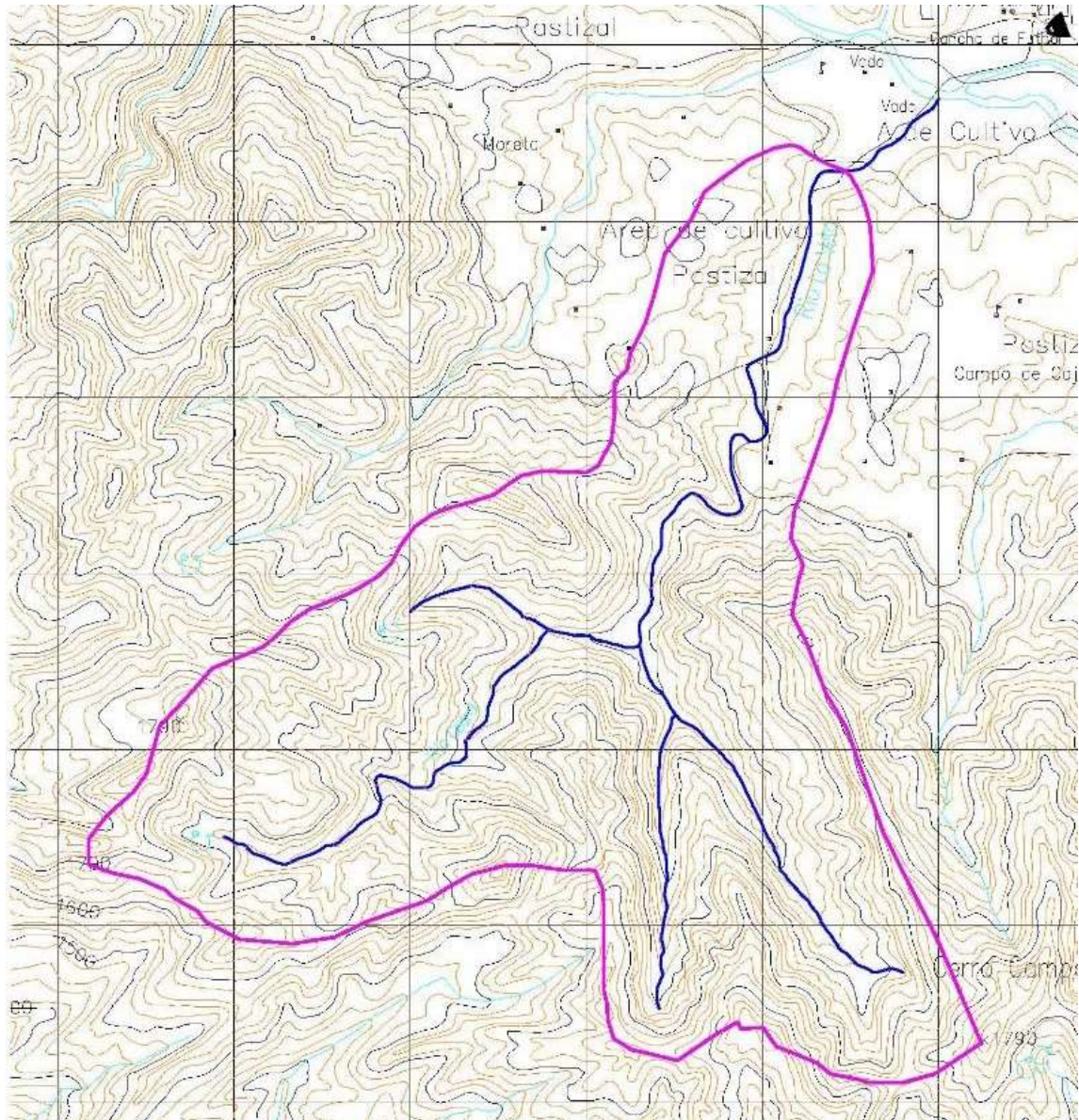


Figura 6 Área de la cuenca (Fuente: Carta geográfica militar datos IGM)

Para ello se utilizaron la siguiente tabla de datos, sacada de información primaria obtenida.

Datos de la Cuenca

Los datos necesarios e indispensables para la cuenca de la quebrada La Veta son:

Tabla 2 Datos de la cuenca (Elaboración: Propia)

	Datos de la cuenca	
Área	11946192.48	[m ²]
Pendiente	0,0839	[m/m]
Perímetro	18290	[m]

	Datos de la cuenca	
Longitud del cauce	6927	[m]
Cota máxima	1807	[m.s.n.m.]
Cota mínima	1226	[m.s.n.m.]

Estaciones pluviométricas

El estudio hidrológico se enfoca en la determinación de los caudales máximos que se suscitan en la zona.

Periodo de retorno para diseño

El periodo de retorno para diseño adoptado de la Tabla 1.2-2 del Manual de Hidrología y Drenaje de la ABC. Los valores recomendados en la tabla de referencia son los que se presentan a continuación:

Tabla 3 Periodo de diseño (Fuente: Manual de hidrología y drenaje - ABC)

Tipo de Obra	Tipo de Ruta	Periodo de Retorno (T años)		Vida útil Supuesta (n años)	Riesgo de Falla (%)	
		Diseño ¹	Verificación ²		Diseño	Verificación
Puentes y Viaductos ³	Carretera	200	300	50	22	15
	Camino	100	150	50	40	28
Alcantarillas (S>1.75m ²) o H _{terrap} ≥ 10 m y Estr. Enterradas ⁴	Carretera	100	150	50	40	28
	Camino	50	100	30	45	26
Alcantarillas (S<1.75m ²)	Carretera	50	100	50	64	40
	Camino	25	50	30	71	45
Drenaje de la Plataforma	Carretera	10	25	10	65	34
	Camino	5	10	5	67	41
	Camino	100	-	20	18	-

¹ Para la etapa de diseño de puentes y defensas de ribera, la revancha mínima asociada a la cota de aguas máximas para el periodo de retorno de diseño debe ser de 1.0 m.

² Para la verificación hidráulica de Puentes se considerará que la revancha asociada a la cota de aguas máximas para el periodo de retorno de verificación puede reducirse a 0.30 m.

³ En el caso de Viaductos, el cálculo de caudales en crecida está destinado a calcular la socavación en las fundaciones de las Pilas. Iguales T se empleará para el cálculo de socavaciones en puentes.

⁴ Las Alcantarillas de drenaje construidas bajo terraplenes de altura ≥ 10 m deben diseñarse para estos Periodos de Retorno, cualquiera sea su sección. En esta misma categoría se clasificarán las estructuras proyectadas bajo el nivel del terreno natural circundante, destinadas al cruce desnivelado de dos vías.

Por tanto los periodos de retorno de diseño y verificación adoptados para el presente estudio son los siguientes:

Tabla 4 Periodo de retorno de diseño y verificación adoptados (Elaboración: Propia)

Periodo de retorno T (años)
10
25
50
100
150
200
300

Información climatológica

La información climatológica con la que se ha trabajado corresponde a las estaciones:



Figura 7 Estaciones climatológicas (Fuente: Mapa Argis; Elaboración: Arquímedes SRL en base a información del SENAMHI)

Precipitación

Se ha realizado un análisis de la precipitación anual y máxima, para evaluar la consistencia de la información y la determinación de la tormenta hipotética según el periodo de retorno de diseño y verificación.

Precipitación anual y análisis de consistencia

Los estadísticos de la precipitación anual se detallan en la siguiente tabla:

Tabla 5 Estadístico de la precipitación anual (Elaboración: Arquímedes SRL en base a información del SENAMHI)

Estación	Estadístico							
	Número de datos	Promedio	Desviación	Moda	Característica	Máxima	Mínima	Rango
Caraparí	14	106,30	51,35	80,32	1,46	234,50	43,00	191,50
Salinas	13	84,12	24,39	71,71	0,79	120,00	42,00	78,00
Berety	12	58,77	19,55	48,75	0,94	88,30	20,00	68,30
El Huayco	9	92,52	26,23	78,72	0,82	144,00	60,00	84,00
San Josecito	20	84,14	37,96	65,44	1,26	211,40	35,80	175,60
Timboy	12	67,58	20,37	57,13	0,84	111,00	43,10	67,90
Entre Ríos	24	83,30	23,16	72,02	0,68	142,90	34,80	108,10
Itau	22	79,80	29,97	65,13	0,98	162,00	47,00	115,00
Saykan - Las Perulas	10	54,77	24,69	41,90	1,43	105,50	19,10	86,40
Narváez	33	79,15	17,48	70,76	0,51	114,00	49,30	64,70
Palos Blancos	33	66,11	19,27	56,86	0,70	109,30	29,90	79,40

Para validar el empleo de la información pluviométrica, se ha realizado la zonificación y subzonificación de la precipitación anual, y el análisis de consistencia correspondiente.

En los siguientes cuadros se muestran los resultados la zonificación y subzonificación pluviométrica a través de la metodología de Viparelli:

Tabla 6 Zonificación pluviométrica (Elaboración: Arquímedes SRL en base a información del SENAMHI)

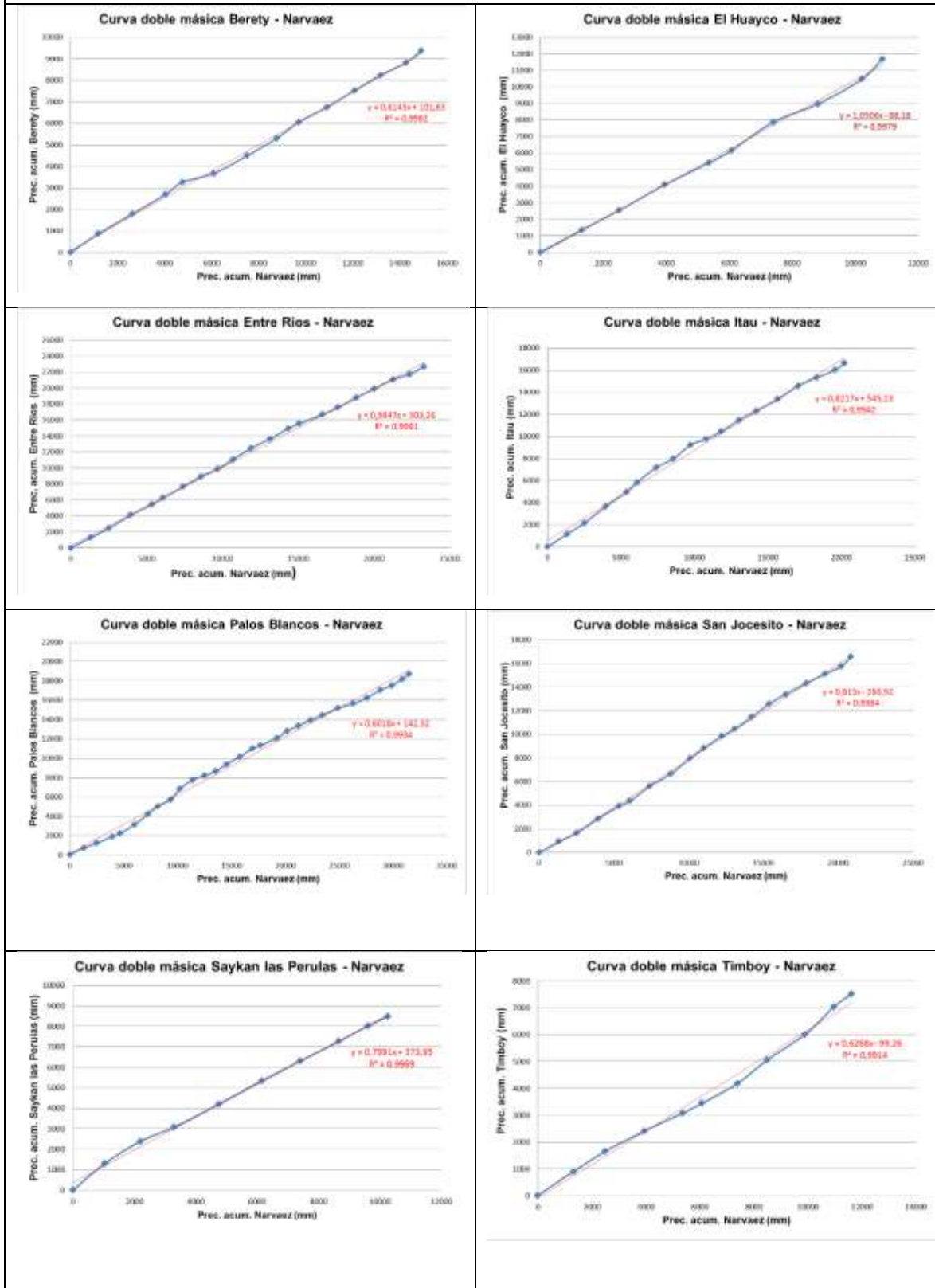
Zona pluviométrica	Estación
Zona I	Salinas
	Berety
	El Huayco
	Timboy
	Entre Ríos
	Itau
	Saykan - Las Perulas
	Palos Blancos
Zona II	Caraparí
	San Josecito
Zona III	Narváez

Tabla 7 Subzonificación pluviométrica (Fuente: Elaboración Propia en base a información del SENAMHI)

Subzona pluviométrica	Estación
Subzona I	Salinas
	Berety
	El Huayco
	Timboy
	Entre Ríos
	Itau
	Saykan - Las Perulas
	Palos Blancos
Subzona II	Carapari
	San Josecito
Subzona III	Narváez

Al ser la estación Narvaez la que posee mayor cantidad de registros continuos, y observando la representatividad que tendría en la zona de estudio, pues la mayor cantidad de estaciones se encuentran en la misma zona pluviométrica, se adopta la misma como estación patrón para realizar el análisis de consistencia que se presenta a continuación:

Curvas doble máscas de análisis de consistencia



Curvas doble másicas de análisis de consistencia

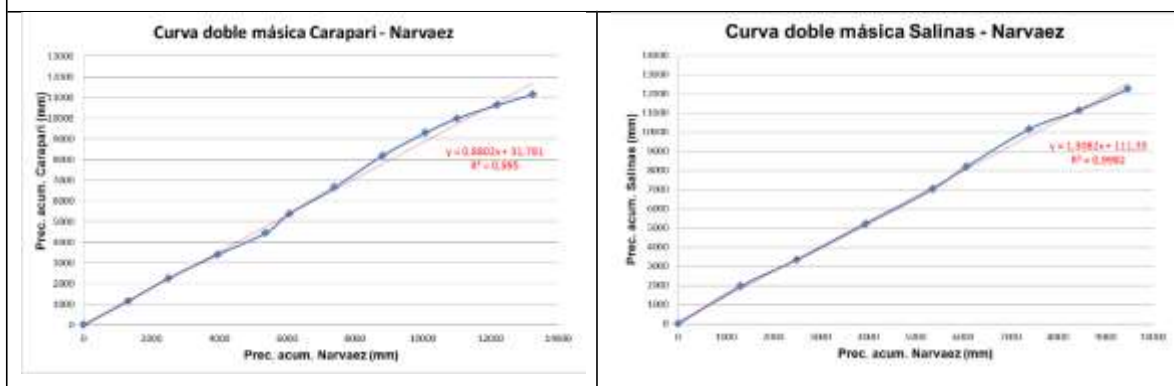


Figura 8 Curva doble másica de las estaciones pluviométricas (Elaboración: Arquímedes SRL en base a información del SENAMHI)

Se observa que la consistencia de la información es aceptable, por lo que es recomendable el empleo de la información de las estaciones analizadas.

Precipitación máxima

La precipitación máxima en 24 horas en la zona de estudio posee los siguientes estadísticos:

Tabla 8 Estadístico de la precipitación máxima en 24 horas (Elaboración: Arquímedes SRL en base a información del SENAMHI)

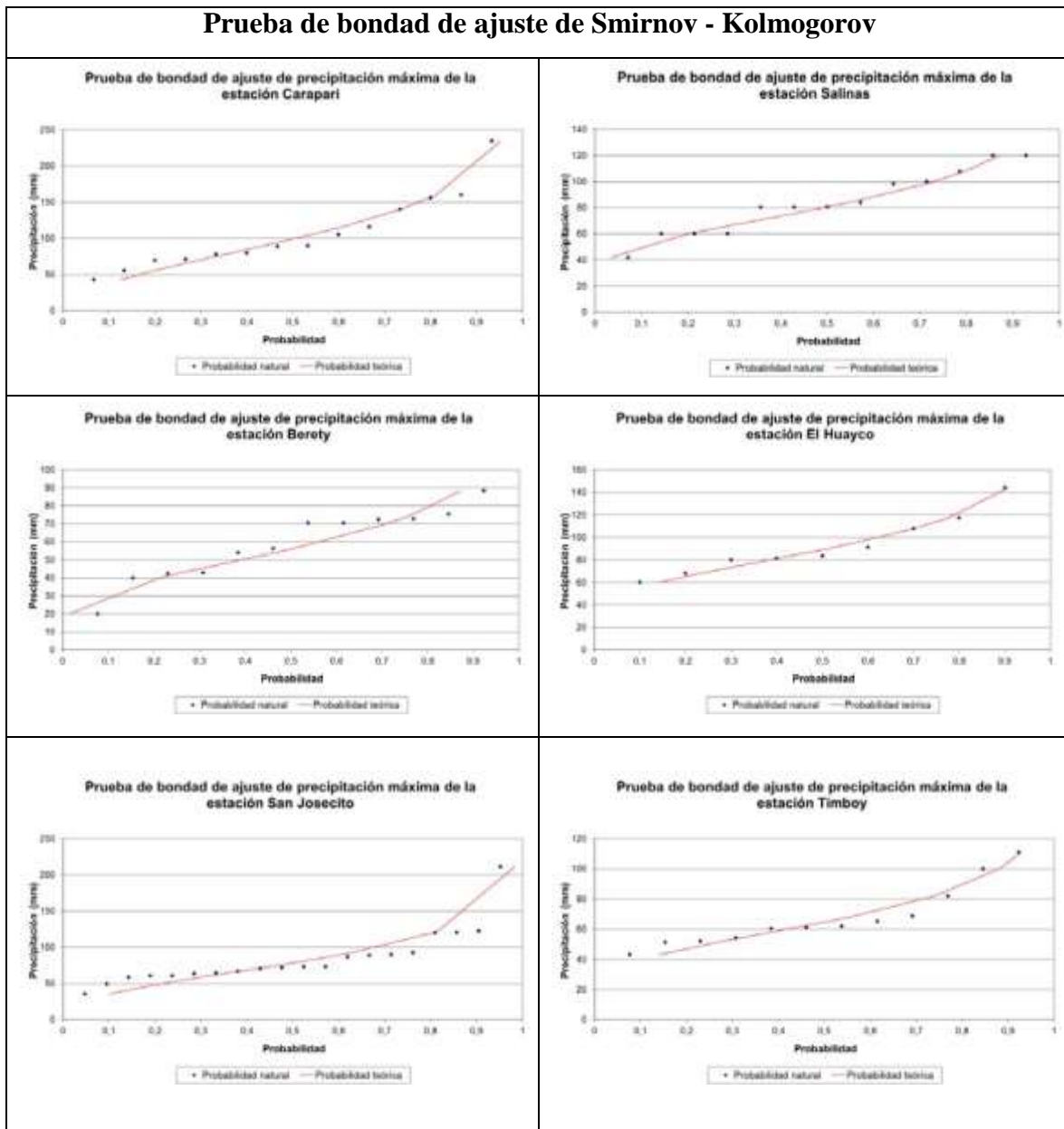
Estación	Estadístico										
	Número de	Promedio	Desviación	μ_y	σ_y	α	Moda	Característica	Máxima	Mínima	Rango
Carapari	14	106,3	51,35	0,51	1,01	0,02	80,32	1,46	234,50	43,00	191,50
Salinas	13	84,12	24,39	0,51	0,99	0,04	71,71	0,79	120,00	42,00	78,00
Berety	12	58,77	19,55	0,50	0,98	0,05	48,75	0,94	88,30	20,00	68,30
El Huayco	9	92,52	26,23	0,49	0,93	0,04	78,72	0,82	144,00	60,00	84,00
San Josecito	20	84,14	37,96	0,52	1,06	0,03	65,44	1,26	211,40	35,80	175,60
Timboy	12	67,58	20,37	0,50	0,98	0,05	57,13	0,84	111,00	43,10	67,90
Entre Ríos	24	83,30	23,16	0,53	1,09	0,05	72,02	0,68	142,90	34,80	108,10
Itau	22	79,80	29,97	0,53	1,08	0,04	65,13	0,98	162,00	47,00	115,00
Saykan - Las Perulas	10	54,77	24,69	0,50	0,95	0,04	41,90	1,43	105,50	19,10	86,40
Narvéez	33	79,15	17,48	0,54	1,12	0,06	70,76	0,51	114,00	49,30	64,70
Palos Blancos	33	66,11	19,27	0,54	1,12	0,06	56,86	0,70	109,30	29,90	79,40

Los valores estadísticos fueron obtenidos para la distribución de Gumbel, recomendada en el Manual de Hidrología y Drenaje - ABC.

Distribución de probabilidad y prueba de bondad de ajuste

La distribución de probabilidad preseleccionada para el desarrollo del presente estudio, es la de Valores Extremos Tipo I o también denominada ley de Gumbel, debido a que es de mayor aplicación regional y posee parámetros definidos para un amplio rango de valores.

Una vez que fue preseleccionada, la validación de su uso se obtuvo a través de la prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov, que se resume a continuación:



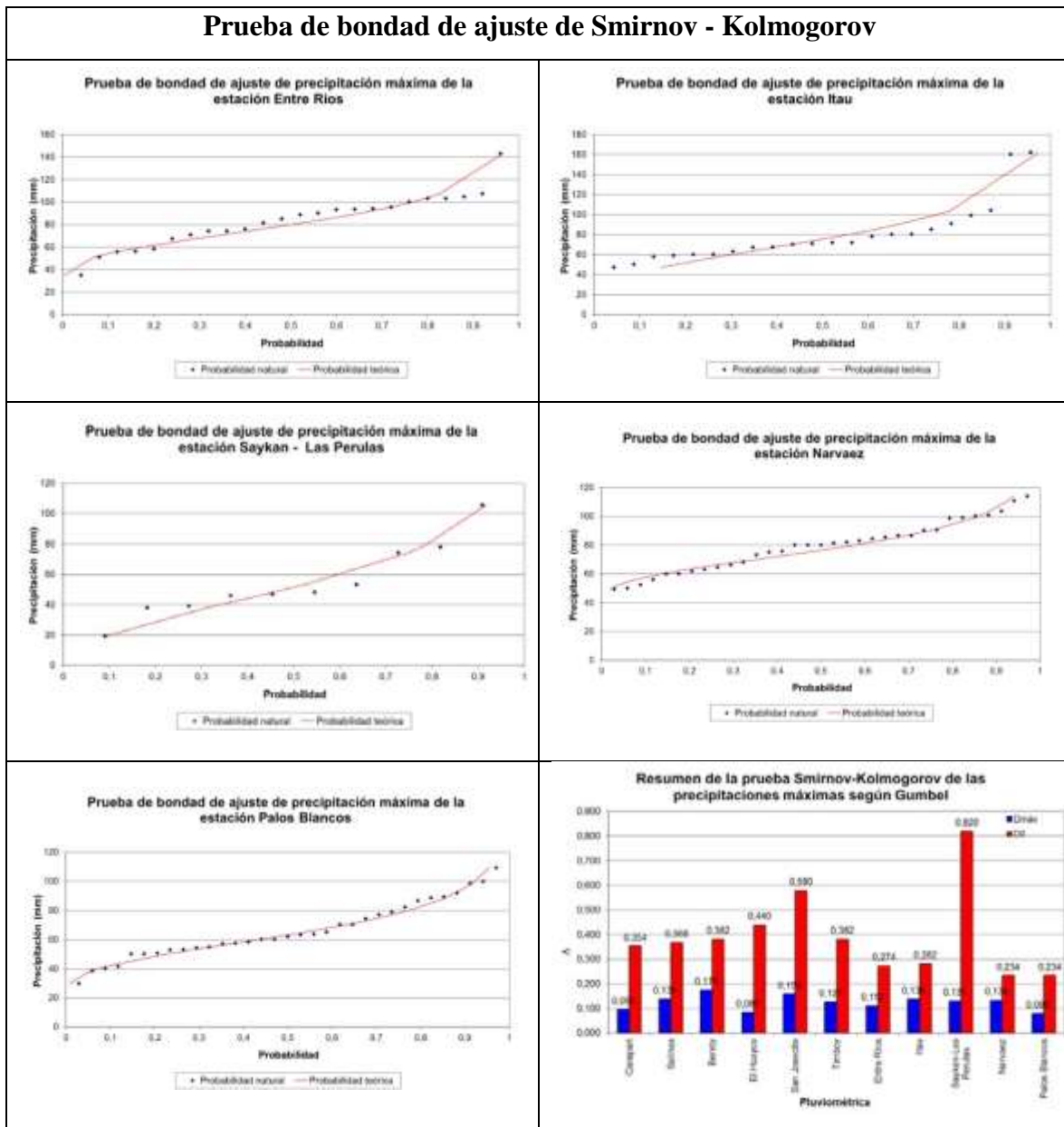


Figura 9 Prueba de bondad de ajuste de la ley de Gumbel (Elaboración: Arquímedes SRL en base a información del SENAMHI)

Se observa que el registro de precipitación máxima en 24 horas de todas las estaciones analizadas se ajustan a la ley de Gumbel.

Precipitación máxima probable

Una vez ajustada la ley de Gumbel, se procedió a realizar la zonificación y subzonificación de la precipitación máxima a través de la metodología de Viparelli, encontrándose una marcada agrupación de las estaciones pluviométricas. Las zonas y subzonas se resumen a continuación:

Tabla 9 Zonificación pluviométrica máxima en 24 horas (Elaboración: Arquímedes SRL en base a información del SENAMHI)

Zona pluviométrica	Estación
Zona I	Salinas
	Berety
	El Huayco
	Timboy
	Entre Ríos
	Itau
	Saykan - Las Perulas
Zona II	Palos Blancos
	Caraparí
Zona III	San Josecito
	Narvárez

Tabla 10 Subzonificación pluviométrica máxima en 24 horas (Elaboración: Arquímedes SRL en base a información del SENAMHI)

Zona pluviométrica	Subzona pluviométrica	Estación
Zona I	Subzona I	Salinas
		Berety
		El Huayco
		Timboy
		Entre Ríos
		Itau
		Saykan - Las Perulas
Zona II	Subzona II	Palos Blancos
		Caraparí
Zona III	Subzona III	San Josecito
		Narvárez

Las zonas y subzonas fueron delimitadas según los polígonos de Thiessen construidos para todas la estaciones pluviométricas analizadas. El mapa de las zonas y subzonas, según polígonos de Thiessen se presenta a continuación:

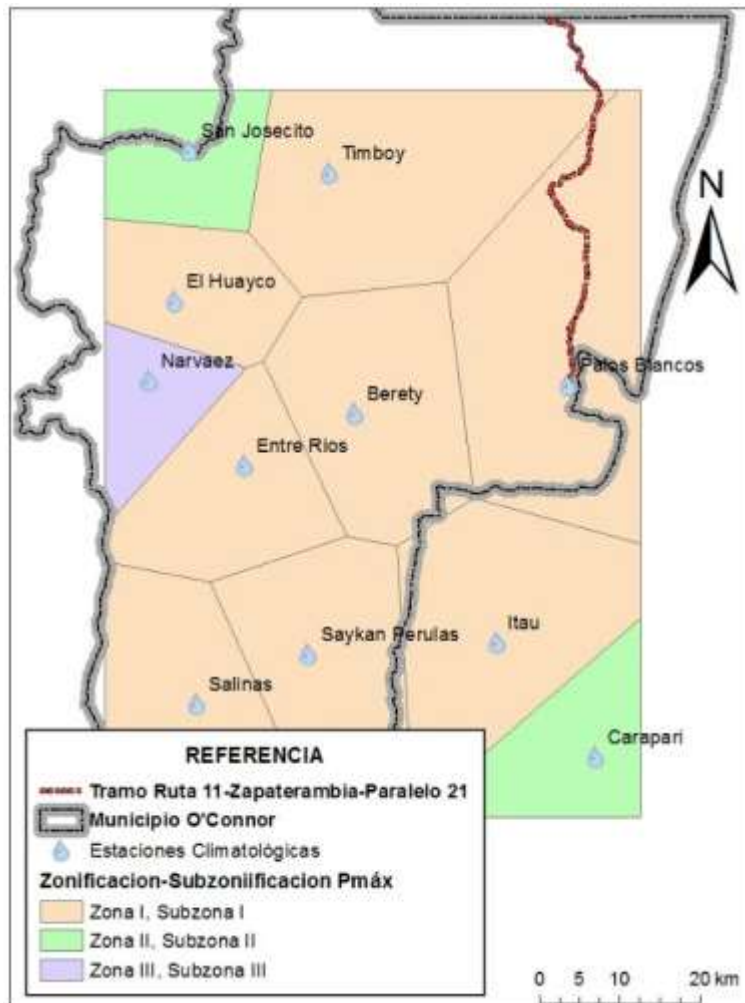


Figura 10 Zonas y subzonas de precipitación máxima en 24 horas (Fuente: Imagen Argis; Elaboración Arquímedes SRL en base a información del SENAMHI)

La precipitación máxima probable entonces se calculó para los diferentes periodos de retorno seleccionados en los anteriores acápite, haciendo uso de la ley de Gumbel y los parámetros ponderados de la Zona I y Subzona I del área de estudio. A continuación se presentan los valores de la precipitación máxima probable:

Tabla 11 Precipitación máxima probable en 24 horas (Elaboración: Arquímedes SRL en base a información del SENAMHI)

Periodo de retorno (años)	Duración de la precipitación en horas							
	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2
10	12,3	23,3	34,0	44,3	54,5	64,5	74,5	84,3
25	13,6	26,5	39,1	51,6	64,0	76,3	88,5	100,6
50	14,5	28,7	42,8	56,9	70,9	84,9	98,8	112,7
100	15,3	30,8	46,4	62,0	77,7	93,4	109,1	124,8
150	15,8	32,1	48,5	65,0	81,6	98,3	115,0	131,8
200	16,2	32,9	49,9	67,1	84,4	101,8	119,2	136,8
300	16,6	34,1	52,0	70,0	88,3	106,7	125,2	143,8

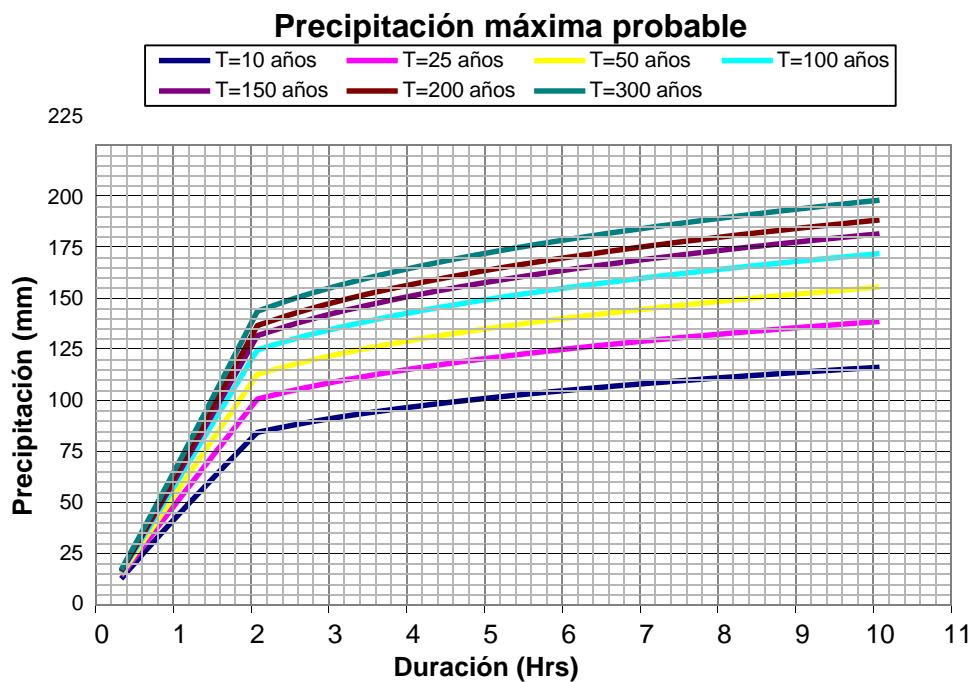


Figura 11 Curvas IDF (Elaboración: Arquímedes SRL en base a información del SENAMHI)

Tiempo de concentración

Para el tiempo de concentración, se emplearon las ecuaciones de; Kirpich, Norma Española, Giandotti, California Highway y Ventura-Hebas. Tomando en cuenta como resultados representativos las ecuaciones de Kirpich y California, haciendo un promedio de 0.765 horas.

$$\text{Kirpich: } T_c = 0.0078 * 0.28 * \frac{1}{S^{0.25}} * L^{0.76}$$

$$\text{Normas Españolas: } T_c = 0.3 * S^{0.25}$$

$$\text{Giandotti: } T_c = \frac{4 * W^{0.5} + 1.5 * L}{0.8^{0.5}}$$

$$\text{California Highway: } T_c = 0.95 * L^{0.385}$$

$$\text{Ventura - Hebas: } T_c = 0.05 * L^{0.385}$$

Tabla 12 Tiempos de concentración (Elaboración: Arquímedes SRL)

Método	Tc (h)	Tc (min)
Kirpich	0,76346317	45,8077904
Normas españolas	2,09144148	125,486489
Giandotti	15,5976994	935,861962
California	0,76620589	45,9723534
Ventura Hebas	0,5967134	35,8028037
PROMEDIO	0,76483453	45,8900719

Coefficiente de Escorrentía (C)

El coeficiente de escorrentía deriva de los coeficientes proporcionados por la siguiente tabla, para una zona rural con campos de cultivo, en las laderas del lugar de emplazamiento, para los diferentes años de retorno, de 25, 50, 100, 200, 300 y 500 años.

Tabla 13 Coeficiente de escorrentía (Fuente: Hidráulica de canales Ven T. Chow)

Tipo de superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Zonas Urbanas							
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1,00
Cemento, tejados	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (céspedes, parques, etc.)							
Condición pobre (cobertura vegetal inferior al 50% de la superficie)							
Pendiente baja (0-2%)	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Pendiente media (2-7%)	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente alta (>7%)	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición media (cobertura vegetal entre el 50% y el 75% del área)							
Pendiente baja (0-2%)	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Pendiente media (2-7%)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente alta (>7%)	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)							
Pendiente baja (0-2%)	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Pendiente media (2-7%)	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente alta (>7%)	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Zonas Rurales							
Campos de cultivo							
Pendiente baja (0-2%)	<i>0.31</i>	<i>0.34</i>	<i>0.36</i>	<i>0.40</i>	<i>0.43</i>	<i>0.47</i>	<i>0.57</i>
Pendiente media (2-7%)	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente alta (>7%)	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales, prados, dehesas							
Pendiente baja (0-2%)	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Pendiente media (2-7%)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente alta (>7%)	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques, montes arbolados							
Pendiente baja (0-2%)	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Pendiente media (2-7%)	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente alta (>7%)	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Análisis de Caudales (Método racional).

Con los datos necesarios, se procedió al análisis de los caudales máximos por el método racional para un periodo de retorno de cien años (T=200 años) y una comprobación para un periodo de retorno de 300 años (T=300 años)

$$Q_{\text{max}} = C * I * A$$

Tabla 14 Caudales máximos por el método racional (Elaboración: Arquímedes SRL)

KIRPICH	CALIFORNIA	PROM en hrs	PROM en min
0.76	0.77	0.76	45.80
P mm			
25	50	200	300
39.114	42.820	49.933	51.956
A km²			
25	50	200	300
11,946	11,946	11,946	11,946
C			
25	50	200	300
0.40	0.43	0.47	0.57
i mm/h			
25	50	200	300
51.24	56.09	65.41	68.06
Q m³/s			
25	50	200	300
68.01	80.03	102.01	128.73

Análisis de Caudales (Método número de curva).

Para este método se utilizó el programa HEC-HMS y una imagen satelital exportada desde el programa ARCGIS para una mejor apreciación del número de curva, para un periodo de retorno de 200 y 300 años. Dando un número de curva de 81.03

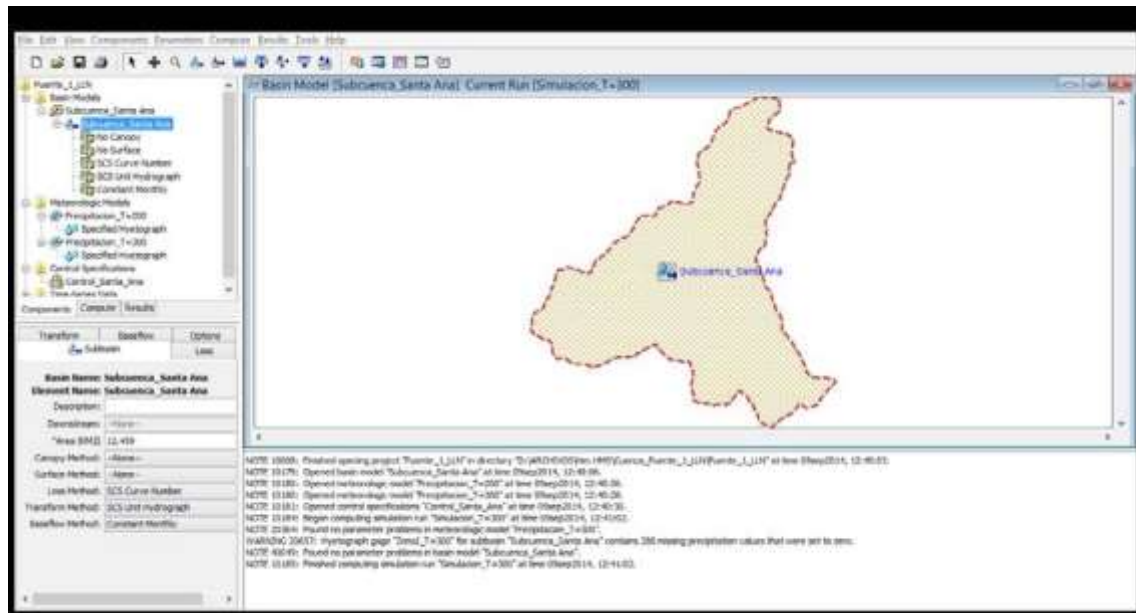


Figura 12 Uso de software HEC-HMS para caudales mediante el método número de curva
 (Fuente: Imagen HEC-HMS; Elaboración: Arquímedes SRL en base a software HEC-HMS)



Figura 13 Caudal para un T=200 años (Fuente: Imagen HEC-HMS; Elaboración: Arquímedes SRL en base a software HEC-HMS)

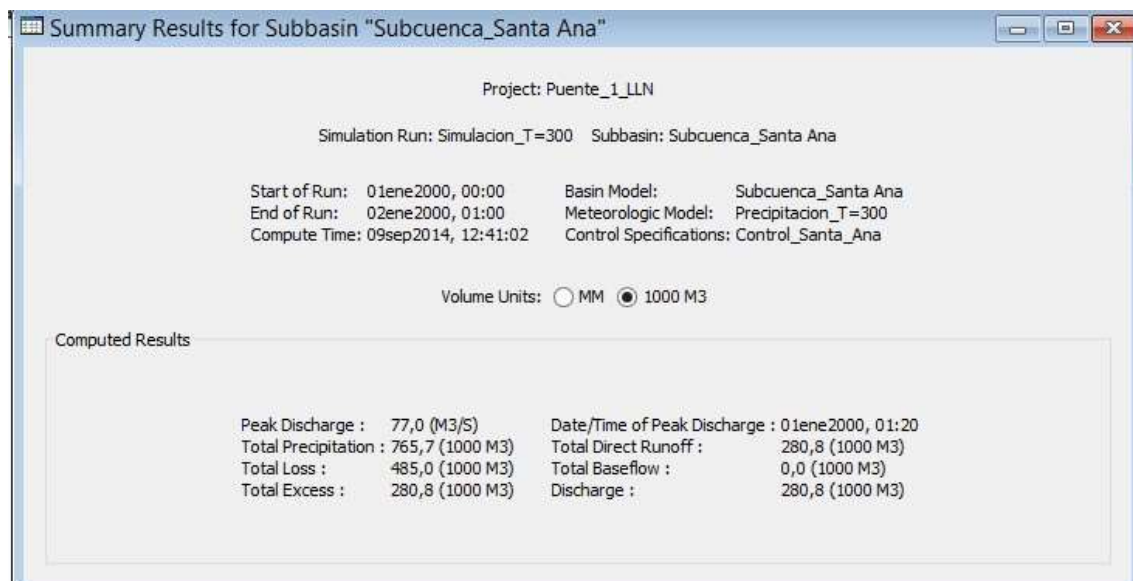


Figura 14 Caudal para un T=300 años (Fuente: Imagen HEC-HMS; Elaboración: Arquímedes SRL en base a software HEC-HMS)

3.3.2. Estudios Hidráulicos.

Con los caudales máximos establecidos, se procedió al cálculo del tirante máximo y la velocidad máxima con la ayuda del paquete HEC-RAS, para lo cual se realizó una selección del caudal representativo con la ayuda de las cárcavas de la quebrada, dando como caudal representativo el caudal estimado por el método de número de curva, ya que el método racional da un caudal muy grande haciendo un tirante no representativo.

Debido a forma sinusoidal del cauce y para un mejor del desarrollo hidráulico se empleó dos métodos para hallar la altura de tirante critica, el primero se analiza el cauce sin obstrucción de los muros de protección o estribos, y el segundo colocando los muros de protección y estribos.

Alternativa I (sin obstrucciones)

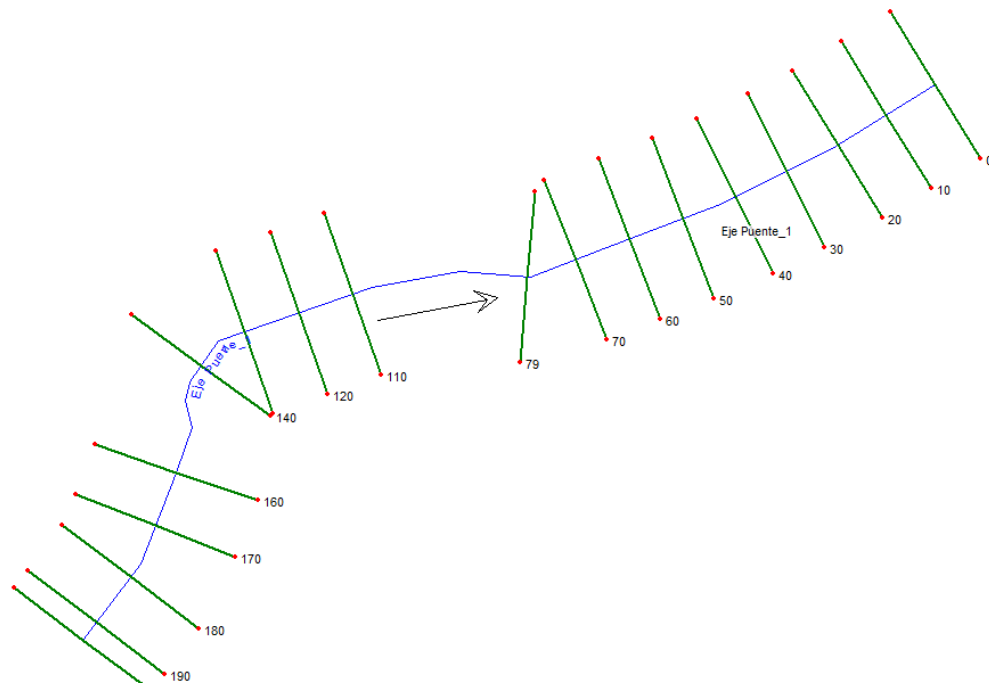


Figura 15 Vista en planta del cauce sin obstrucciones (Fuente: Imagen HEC-RAS;
Elaboración: Arquímedes SRL en base a software HEC-RAS)

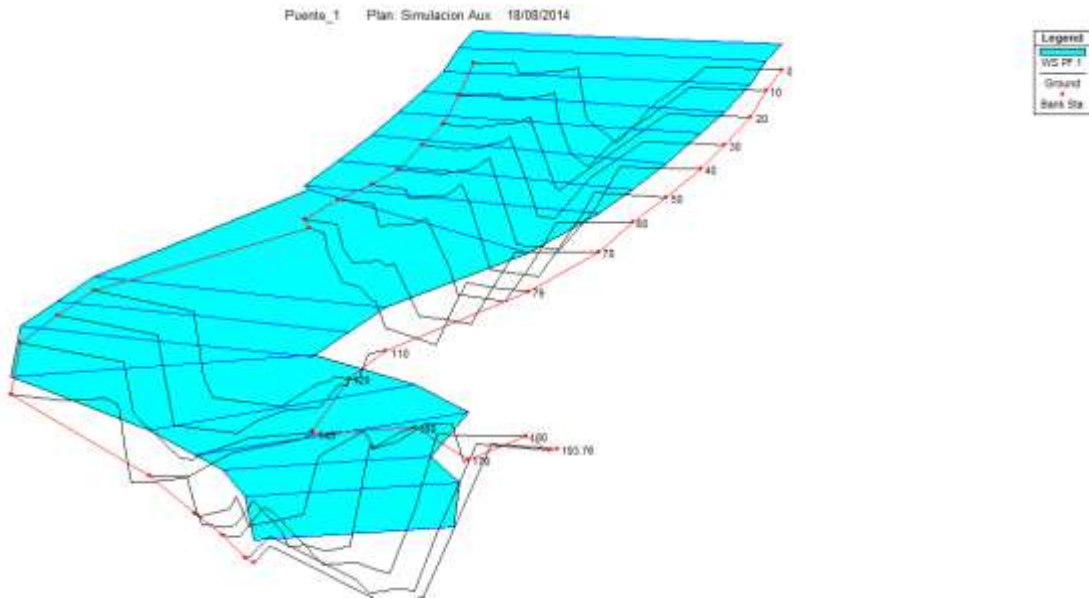


Figura 16 Esquema isométrico del cauce sin obstrucciones (Fuente: Imagen HEC-RAS;
Elaboración: Arquímedes SRL en base a software HEC-RAS)

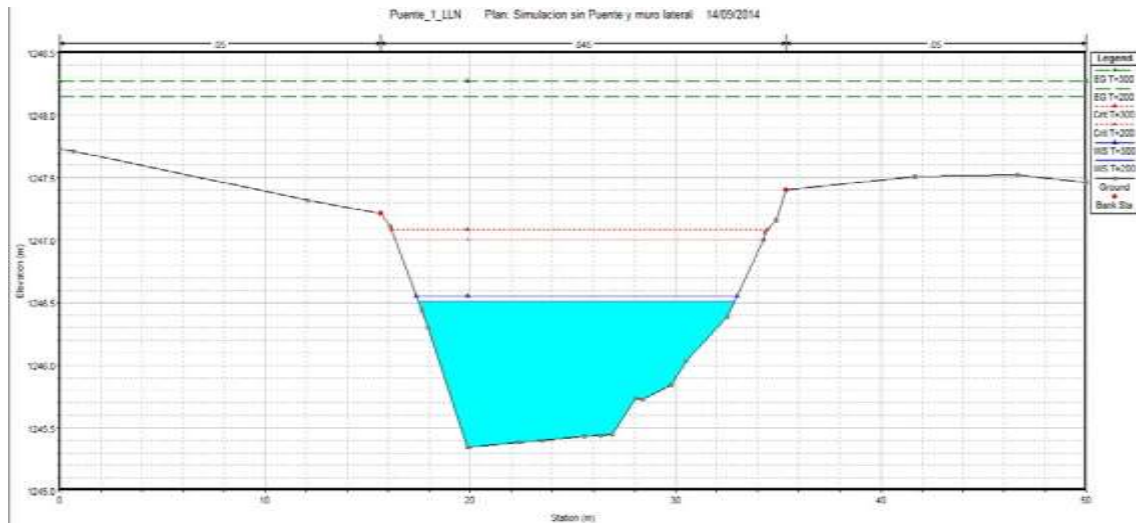


Figura 17 Vista de perfil ubicación del puente sin obstrucciones (Fuente: Imagen HEC-RAS; Elaboración: Arquímedes SRL en base a software HEC-RAS)

Cross Section Output

File Type Options Help

River: Eje Rio_1 Profile: T=200

Reach: Eje Rio_1 RS: 85.* Plan: 02

Plan: 02 Eje Rio_1 Eje Rio_1 RS: 85.* Profile: T=200

E.G. Elev (m)	1248.15	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.64	Wt. n-Val.		0.045	
W.S. Elev (m)	1246.51	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	1247.01	Flow Area (m ²)		12.55	
E.G. Slope (m/m)	0.088326	Area (m ²)		12.55	
Q Total (m ³ /s)	71.20	Flow (m ³ /s)		71.20	
Top Width (m)	15.38	Top Width (m)		15.38	
Vel Total (m/s)	5.67	Avg. Vel. (m/s)		5.67	
Max Chl Dpth (m)	1.16	Hydr. Depth (m)		0.82	
Conv. Total (m ³ /s)	239.6	Conv. (m ³ /s)		239.6	
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)		15.77	
Min Ch El (m)	1245.34	Shear (N/m ²)		689.39	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		3910.26	
Frictn Loss (m)	0.41	Cum Volume (1000 m ³)	0.22	1.62	0.00
C & E Loss (m)	0.08	Cum SA (1000 m ²)	0.67	1.12	0.00

Figura 18 Resultados de las propiedades hidráulicas del cauce sin obstrucciones (Fuente: Imagen HEC-RAS; Elaboración: Arquímedes SRL en base a software HEC-RAS)

Alternativa II (con obstrucciones)

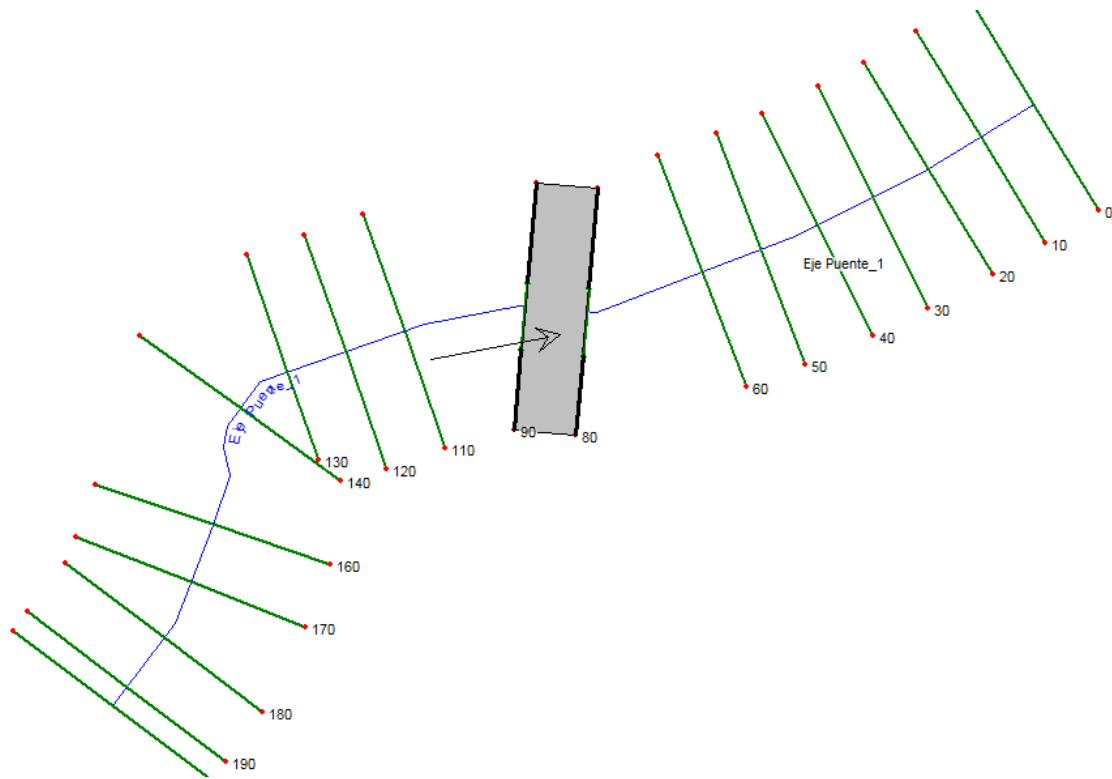


Figura 19 Vista en planta del cauce con obstrucciones (Fuente: Imagen HEC-RAS;
Elaboración: Arquímedes SRL en base a software HEC-RAS)

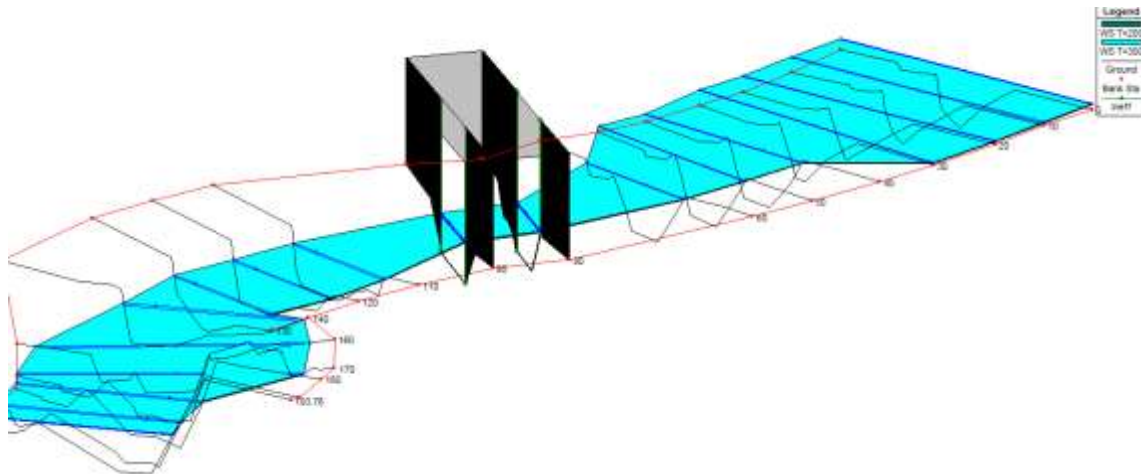


Figura 20 Esquema isométrico del cauce con obstrucciones (Fuente: Imagen HEC-RAS;
Elaboración: Arquímedes SRL en base a software HEC-RAS)

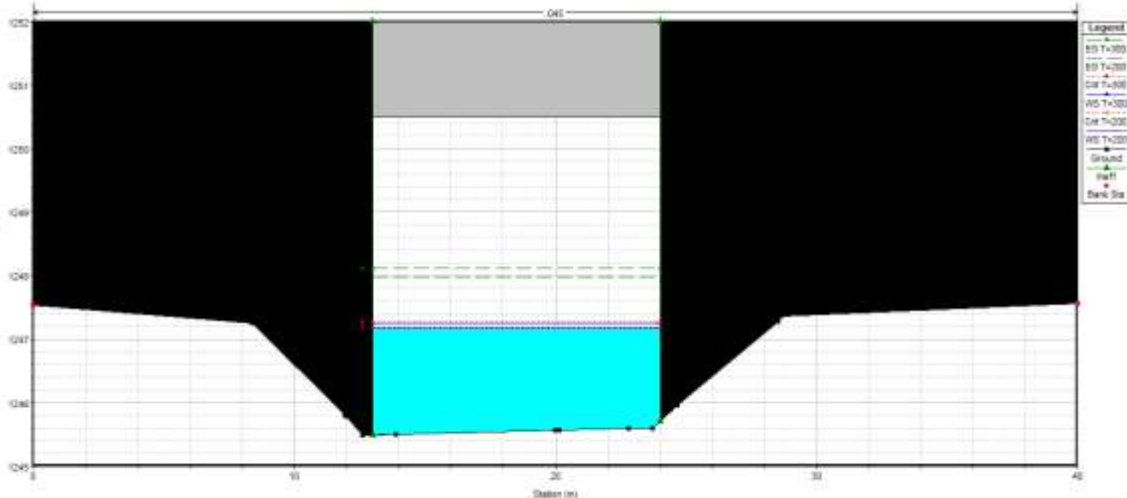


Figura 21 Vista de perfil ubicación del puente con obstrucciones (Fuente: Imagen HEC-RAS; Elaboración: Arquímedes SRL en base a software HEC-RAS)

Plan: 05 Eje Puentes_1 Eje Puentes_1 RS: 85 Profile: T=200				
E.G. US. (m)	1247.98	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	1247.17	E.G. Elev (m)	1247.98	1248.13
Q Total (m3/s)	71.20	W.S. Elev (m)	1247.17	1247.32
Q Bridge (m3/s)	71.20	Crit W.S. (m)	1247.18	1247.32
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	1.68	2.05
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	4.00	3.97
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	17.79	17.93
Weir Submerg		Froude # Chl	1.00	0.99
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	43.43	45.37
Min El Weir Flow (m)	1252.00	Hydr Depth (m)	1.62	1.63
Min El Prs (m)	1250.50	W.P. Total (m)	14.16	13.53
Delta EG (m)	-0.14	Conv. Total (m3/s)	460.2	480.6
Delta WS (m)	-0.15	Top Width (m)	11.00	11.00
BR Open Area (m2)	52.89	Frctn Loss (m)	0.00	0.22
BR Open Vel (m/s)	4.00	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	294.83	285.17
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	1180.05	1132.49

Figura 22 Resultados de las propiedades hidráulicas del cauce con obstrucciones T=200 años (Fuente: Imagen HEC-RAS; Elaboración: Arquímedes SRL en base a software HEC-RAS)

Plan: 05 Eje Puente_1 Eje Puente_1 RS: 85 Profile: T=300				
E.G. US. (m)	1248.11	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	1247.25	E.G. Elev (m)	1248.11	1248.26
Q Total (m3/s)	77.00	W.S. Elev (m)	1247.25	1247.40
Q Bridge (m3/s)	77.00	Crit W.S. (m)	1247.27	1247.40
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	1.77	2.13
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	4.11	4.09
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	18.75	18.83
Weir Submerg		Froude # Chl	1.00	1.00
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	48.21	50.15
Min El Weir Flow (m)	1252.00	Hydr Depth (m)	1.70	1.71
Min El Prs (m)	1250.50	W.P. Total (m)	14.34	13.70
Delta EG (m)	-0.14	Conv. Total (m3/s)	498.3	517.2
Delta WS (m)	-0.14	Top Width (m)	11.00	11.00
BR Open Area (m2)	52.89	Frctn Loss (m)	0.00	0.23
BR Open Vel (m/s)	4.11	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	306.30	298.74
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	1257.96	1221.78

Figura 23 Resultados de las propiedades hidráulicas del cauce con obstrucciones T=300 años (Fuente: Imagen HEC-RAS; Elaboración: Arquímedes SRL en base a software HEC-RAS)

Socavación

Con un periodo de retorno de 200 años, se analiza la socavación existente en los estribos. Para el cual se realiza dos análisis, una de socavación general estimada por los métodos de Lischvan-Levediev, Lacey, Straub, y Laursen, el segundo método es la socavación localizada en este caso los estribos usando los métodos de Liu, Chang Skinner, Froehlich, Melville y HIRE; donde la socavación total en la suma de la socavación general y la localizada para ello se emplean el criterio del diseñador, dados que estos métodos son empíricos, por lo general se recomienda tomar el valor mínimo en ambos tipos de socavación. **Resultados**

Hecho el análisis correspondiente se presenta los resultados del análisis hidráulico en la siguiente tabla.

Tabla 15 Resultado del análisis hidráulico (Elaboración: Propia del autor)

Caudal (T=200 años)	Qd	71.2	[m ³ /s]
Tirante máximo (T=200 años)	h	2.05	[m]
Tirante máximo (T=300 años)	h	2.13	[m]
Velocidad	V	5.67	[m/s]
Velocidad erosiva	Ve	2.43	[m/s]
Socavación estribo izq	dsi	3.11	[m]
Socavación estribo der	dsd	3.4	[m]

Altura de la revancha del puente

Teniendo los datos necesarios de altura máxima de tirante del cauce verificamos que exista la revancha necesaria para evitar que la palizada del río golpee la estructura, por lo que se presenta la siguiente tabla.

Tabla 16 Altura de revancha (Elaboración: Propia del autor)

Tirante a 300 años	1247.63	[m.s.n.m.]
Tirante a 200 años	1247.55	[m.s.n.m.]
Profundidad de socavación	1242.10	[m.s.n.m.]
Cota rasante	1249.90	[m.s.n.m.]
Cota terreno	1245.50	[m.s.n.m.]
Altura de revancha	1.55	[m]
Cota mínima de fundación	1241.40	[m.s.n.m.]

La altura de revancha mínima cumple lo exigido por las condiciones expuestas por la ABC⁵ para un periodo de retorno de 300 años, pero así mismo por recomendación bibliográfica⁶ tomamos una revancha mínima de 1.00 metros para evitar posibles palizada.

3.4. Análisis de los estudios de suelos.

Para el análisis del suelo, en el lugar de emplazamiento se realizó un sondeo eléctrico vertical (SEV), debido a la presencia de bolones de roca en las márgenes de la quebrada que producen

⁵ Norma Básica de Carreteras ABC (Administradora Boliviana de Carreteras)

⁶ Puentes, Hugo E. Belmonte González Capitulo Primero, dimensiones

impedimento para un ensayo de penetración estándar, haciendo notar también que no se puede realizar exacciones sobre el camino por el tránsito de vehículos.

En el análisis del estudio de suelos se encontraron los siguientes resultados:

A. Lado granular.

o Ensayo de campo:

Ensayo de penetración estándar (SPT).

En el lugar de excavación se encontró material granular con algunas rocas de más de 2 1/2". Debido al tamaño del material, no se puede realizar el ensayo SPT por motivos de posible daño al equipo.

A lo que se llevó al análisis de la resistencia del suelo por medio de la descripción en el estudio de sondeo eléctrico (SEV) y su resistencia mediante ábacos. Dando así una resistencia admisible de 3.00 [kg/cm²] para el suelo arcilloso.

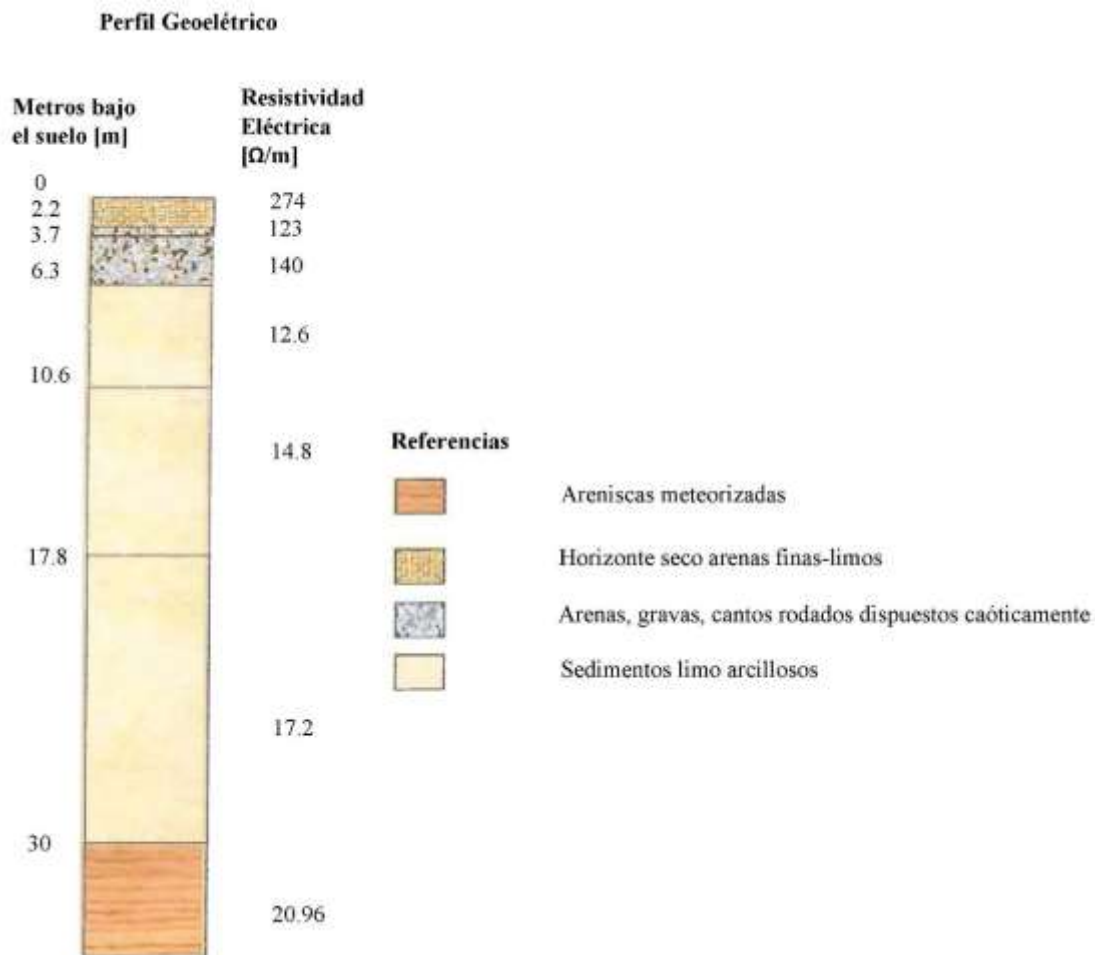


Figura 24 Resultados del sondeo eléctrico vertical (Fuente: Ensayo SEV anexo de geología del presente trabajo)

Tabla 17 Propiedades de suelo arcilloso (Fuente: Propiedades de suelos arcillosos, Hunt, 1984, en IGME, 1987)

Consistencia	N	Identificación manual	$\gamma_{sat} \frac{g}{cm^3}$ Peso específico saturado	$\sigma_u \frac{kg}{cm^2}$ Carga ultima
Dura	>30	Se marca difícilmente	>2.0	>4.0
Muy rígida	15-30	Se marca con la uña del pulgar	2.08-2.24	2.0-4.0
Rígida	8-15	Se marca con el pulgar	1.92-2.08	1.0-2.0
Media	4-8	Moldeable bajo presiones fuertes	1.76-1.92	0.5-1.0
Blanda	2-4	Moldeable bajo presiones débiles	1.60-1.76	0.25-0.5
Muy blanda	<2	Se deshace entre los dedos	1.44-1.60	0-0.25

- Ensayos en laboratorio:

Contenido de humedad.

El contenido de humedad es del 10.50 %

Gravedad específica.

No realizado debido a que no es un suelo cohesivo.

Distribución granulométrica.

Se presenta la siguiente tabla con la respectiva clasificación SUCS y AASHTO. Dando un suelo GP (Grava limpiada mal gradada) y A-1a (0) (Materiales granulares: Fragmentos de piedra, grava y arena), dato necesario para el estudio de socavación localizada.

Determinación limite líquido y limite plástico.

Debido a la granulometría y tipo de suelo no posee ningún límite.

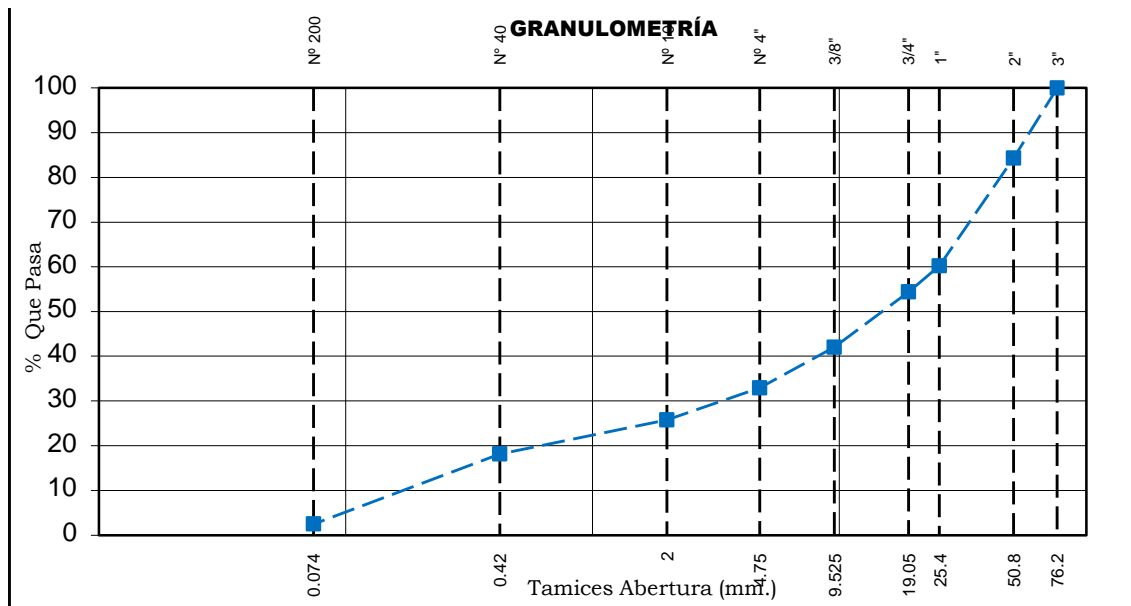


Figura 25 Curva granulométrica en el cauce (Fuente: Análisis de laboratorio Estudio TESA construcción ruta asfaltado Las Lomas – Naranjos provincia O’Connor)

B. Lecho de la quebrada.

Distribución granulométrica.

Se realiza y granulometría en el lecho de la quebrada para determinar el diámetro medio del material para fines de socavación. Dando un material según clasificación SUCS GP (Grava mal gradada con arena), con un diámetro medio de 19.00 milímetros.

3.5. Análisis, cálculo y diseño estructural.

En este capítulo se procedió con el diseño estructural, empleado la norma AASTHO LFRD 2004 para los elementos principales y con la ayuda de la norma ACI 2005 para los elementos secundarios, como ser los postes del barandado debido a que no son afectados por cargas vehiculares.

Para una mejor desarrollo todas las ecuaciones análisis de armadura, a flexión corte, temperatura, distribución, etc. Se encuentran en sus anexos correspondientes. Haciendo de este capítulo una descripción básica de los elementos empleados en desarrollo del cálculo estructural.

3.5.1. Diseño de las estructuras.

3.5.1.1. Datos generales

Son aquellos datos o factores necesarios para el desarrollo de cada una de las alternativas y que tienen en común.

Geometría.-

La geometría del puente en la superestructura consta con un longitud de 11.0 m sobre su eje, con un ancho de calzada de 7.2 m, con aceras de 1.35 m de ancho, dando un ancho total de 9.9 m. en la infraestructura las alas laterales consta de longitudes de 2.0 m y 2.0 m en el lado izquierdo y derecho, y un muro central de 8,5 m en su eje, todos con una altura de 8.5 metros hasta el nivel de fundación, la infraestructura en la misma tanto para el inicio como para el final del puente.

• Materiales.-

Dentro de los materiales tenemos las barandas de F.G. (Hierro Galvanizado) en dos diferentes diámetros exteriores, las horizontales de 6.03 cm y las verticales de 3.34 cm, ambos con un espesor de 3 mm.

En los que se refiere a hormigón armado, el hormigón consta con una resistencia característica de 210 kg/cm², un peso específico de 2400 kg/m³, el acero corrugado tiene un límite de fluencia de 4200 kg/cm², para todos sus elementos, tanto en la superestructura como en la infraestructura.

• Coeficientes de mayoración.-

Según la norma, se define un factor general modificador de cargas que toma en cuenta los factores por ductilidad (η_D), redundancia (η_R) e importancia operacional (η_I) para el diseño de puentes⁷.

$\eta_D = 1.00$, para diseños convencionales y detalles que garanticen la ductilidad de acuerdo a estipulado por la norma.

$\eta_R = 1.00$, por ser un sistema con un nivel de redundancia convencional.

$\eta_I = 1.00$, para puentes de importancia operativa típica.

En consecuencia el factor general modificador de carga η_i , producto de las tres anteriores, adoptado para el puente es 1.00.

⁷ AASHTO LRFD 2004 seccion 1.3.2.1

- **Cargas y sus combinaciones.-**

En el cálculo de los elementos estructurales, de acuerdo al código AASHTO LRFD y para fines de análisis de la estructura, se considera las siguientes cargas con las correspondientes denominaciones adoptadas por la normativa:

- **Cargas Permanentes:**

- Peso propio de la estructura (DC)
- Peso de cargas muertas, componentes sobrepuestos, carpeta de rodadura (DW),
- Presión horizontal del suelo (EH)
- Cargas verticales de suelo (EV)

- **Cargas Variables:**

- Carga viva vehicular (LL)
- Sobrecarga viva vehicular (LS)
- Efecto dinámico de la carga vehicular (IM)
- Carga viva peatonal (PL)
- Carga hidráulica y presión del flujo de agua (WA)

Tabla 18 Combinaciones de cargas y factores de carga (Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, 2004)

Combinación de cargas	DC	DD	LL	DW	EH	EV	ES	EL	WA	WS	WL	FR	TU	CR	SH	TG	SE	Usar solo uno por vez				
																		EQ	IC	CT	CV	
Estado limite																						
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	1		1.75						1.00	-	-	1.00	0/50/1.20	1			1		-	-	-	-
RESISTENCIA II	1		1.35						1.00	-	-	1.00	0/50/1.20	1			1		-	-	-	-
RESISTENCIA III	1		-						1.00	1.40	-	1.00	0/50/1.20	1			1		-	-	-	-
RESISTENCIA IV Solo EH, EV, ES,DW, DC	1.5		-						1.00	-	-	1.00	0/50/1.20	-			-		-	-	-	-

Combinación de cargas	DC	LL	DW	EH	EV	ES	EL	WA	WS	WL	FR	TU	CR	SH	TG	SE	Usar solo uno por vez			
																	EQ	IC	CT	CV
Estado limite																				
RESISTENCIA V	1.00	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0/50/1.20													
EVENTO EXTREMO I	1.00	1.00	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	1.00	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	0/50/1.20													
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	0/50/1.20													
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	0/50/1.20													
SERVICIO IV	1.00	-	1.00	-	-	1.00	0/50/1.20													
FATIGA – Solo LL,IM, Y CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 19 Factores de carga para cargas permanentes, γ_p (Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, 2004)

Tipo de carga	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1.25	0.90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1.80	0.45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1.50	0.90
• En reposo	1.35	0.90
EL: Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00
Ev: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1.00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1.35	1.00
• Estructura rígida y enterrada	1.30	0.90
• Marcos rígidos	1.35	0.90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1.90	0.90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1.50	0.90
ES: Sobrecarga de suelo	1.50	0.75

• **Camión de diseño.-**

El camión de diseño adoptado (LL) consiste en tres ejes de 3500.0 Kg, 14500.0 Kg y 14500.0 Kg de carga por eje en cada una de ellos con una separación de 4.30 m entre el primero y el segundo y variable entre 4.30 y 9.00 m entre el segundo y el tercero. La separación de ruedas en sentido transversal es de 1.80 m, estas se ubican no más cerca de

0.60 m de límite del carril y a 1.20 m entre camiones adyacentes. Esta carga se afecta del coeficiente de amplificación dinámico IM.



Figura 26 Camión de diseño HL-93 (Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, 2004)

El tándem de diseño consiste en un par de ejes de 11000.0 Kg de carga con una separación de 1.20 m. La separación transversal de la ruedas será de 1.800 m. Esta carga también es afectada por el coeficiente de amplificación dinámica.

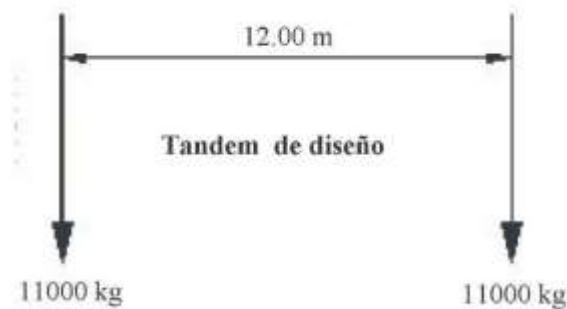


Figura 27 Tandem de diseño (Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, 2004)

La sobrecarga distribuida en el carril (LS) es de 930.0 Kg/m aplicados en un ancho de carril de 3.00 m y en la longitud que proporcione mayores solicitaciones. Esta sobrecarga no es afectada por el coeficiente de impacto.



Figura 28 Carril de diseño (Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, 2004)

- **Factor de presencia múltiple**

El factor de presencia múltiple es aplicado en uno o dos carriles, en el análisis de cargas vivas vehiculares, en cual se toma el valor que produce la mayor sollicitación.

Tabla 20 Factores de presencia múltiple (Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, 2004)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1,2
2	1,0
3	0,8
> 3	0,65

- **Barandado y postes**

El barandado es de estructura metálica F.G. para las cuales se las diseñó con el método de tensiones admisible, por ser una estructura secundaria en el análisis del puente. Las carga peatonales sobre el barandado son de 75 kg/m tanto horizontal como verticalmente, en todos sus elementos horizontales más una carga concentrada de 91 kg, en los lugares donde se producen los esfuerzos máximos.

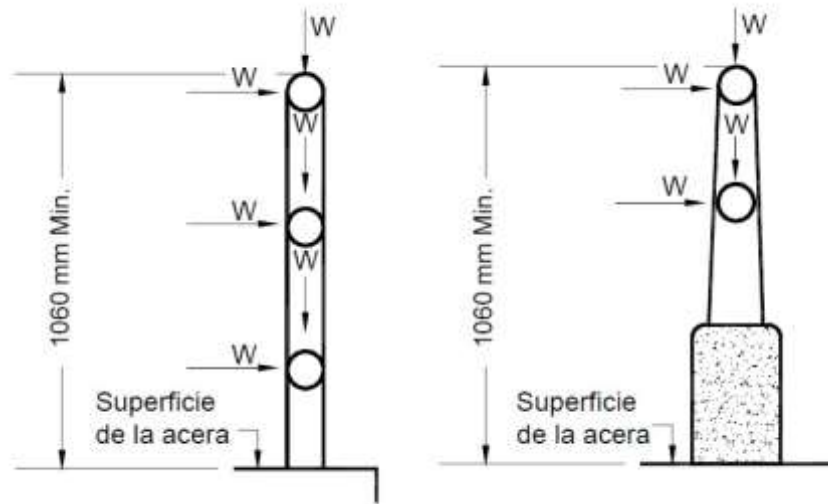


Figura 29 Cargas sobre el barandado y poste (Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, 2004)

El poste en cambio se lo realizo empleando utilizando el método de estado limites últimos y la norma ACI-2005, también el uso de otra norma por ser una estructura secundaria que no se ve afectado por las cargas vehiculares

- **Acera peatonal**

Para la acera peatonal se realizó un análisis de tres diferentes alternativas respecto a lo que es la carga viva, la primera con una carga peatonal de 360 kg/cm², una carga de rueda ubicada a 0.3 m del borde interior del poste, una carga 1460 kg/m a 0.3 m del borde interior del poste simulado un vehículo⁸, todas esta carga vivas esta distribuidas en una ancho de faja para vuelos.

⁸ AASHTO LRFD 2004 sección 3.6.1.3.4

Tabla 21 Fajas equivalentes (Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, 2004)

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
<p>Hormigón:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Colado in situ • Colado in situ con encofrados perdidos • Prefabricado, postesado 	<p>Vuelo</p> <p>Paralela o perpendicular</p> <p>Paralela o perpendicular</p> <p>Paralela o perpendicular</p>	<p>$1140 + 0,833X$</p> <p>+M: $660 + 0,55S$</p> <p>-M: $1220 + 0,25S$</p> <p>+M: $660 + 0,55S$</p> <p>-M: $1220 + 0,25S$</p> <p>+M: $660 + 0,55S$</p> <p>-M: $1220 + 0,25S$</p>
<p>Acero:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Emparrillado abierto • Emparrillado con vanos total o parcialmente llenos • Emparrillados compuestos sin relleno en los vanos 	<p>Barras principales</p> <p>Barras principales</p> <p>Barras principales</p>	<p>$0,007P + 4,0Sb$</p> <p>Se aplica el artículo 4.6.2.1.8</p> <p>Se aplica el artículo 4.6.2.1.8</p>
<p>Madera:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Madera laminada y encolada prefabricada <ul style="list-style-type: none"> o No interconectada o Interconectada • Laminada y tesada • Laminada y clavada <ul style="list-style-type: none"> o Tableros continuos o paneles interconectados o Paneles no interconectados 	<p>Paralela</p> <p>Perpendicular</p> <p>Paralela</p> <p>Perpendicular</p> <p>Paralela</p> <p>Perpendicular</p> <p>Paralela</p> <p>Perpendicular</p> <p>Paralela</p> <p>Perpendicular</p>	<p>$2,0h + 760$</p> <p>$2,0h + 1020$</p> <p>$2280h + 0,07L$</p> <p>$4,0h + 760$</p> <p>$0,066S + 2740$</p> <p>$0,84S + 610$</p> <p>$2,0h + 760$</p> <p>$4,0h + 1020$</p> <p>$2,0h + 760$</p> <p>$2,0h + 1020$</p>

• **Bordillo de la acera peatonal**

Para el bordillo se realizaron dos análisis, el primero de forma transversal idéntico al de la acera con la excepción de que se aumentó una fuerza de choque de rueda equivalente a 750

kg/m⁹, la segunda se realizó el análisis de manera longitudinal simulando un momento equivale a $0.1 * P * L^{10}$. (Hugo E. Belmonte Gonzalez).

A partir de este elemento bordillo, que es similar para todos los puentes de manera transversal, se realiza un análisis separado de lo que son los tres puentes en estudio.

3.5.1.2. Losa maciza

Para el diseño de losas se realizó con el análisis de carga de resistencia I, una comprobación de figuración en servicio I y a Fatiga. En este tipo de losa se empleó recomendaciones para su longitud de cálculo y armadura longitudinal a flexión¹¹, por tratarse de un puente oblicuo, con un ángulo de oblicuidad de 36 grados. Utilizando el camión de diseño, Tandem de diseño, y carga de carril, con una altura de 50 cm basada en el peralte mínimo de la norma AASHTO LRFD 2004.

Tabla 22 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante (Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, 2004)

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	$\frac{1.2(\# + 3000)}{30}$	$\frac{\# + 3000}{30} \geq 165\text{mm}$
	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
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L	0,025 L
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0,040 L	0,032/L
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0,033 L	0,027/L
	Cerchas	0,100 L	0,100/L

⁹ Puentes, Hugo E. Belmonte González, capítulo tercero, choque.

¹⁰ Puentes, Hugo E. Belmonte González, capítulo segundo.

¹¹ Puentes, Hugo E. Belmonte González, capítulo tercero, puentes esviajados.

- **Ancho de faja**

Para el ancho de faja se empleó las fajas equivalentes mostrados en la figura 3-20, debido a que en caso se presentan un ancho especial para puentes tipo losa¹², en los siguientes esquemas de sección transversal.



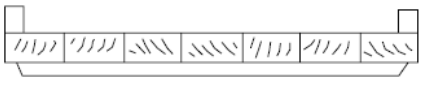
ELEMNETOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCION TRANSVERSAL TIPICA
Losa de hormigón colado in situ o losa alivianada	Monolítico	 (a)
Tablero de madera tesada	Madera integral	 (b)
Paneles de madera encolados/clavados con viga de separación	Madera integral	 ©

Figura 30 Esquema de secciones transversales típicas (Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, 2004)

- **Ancho de faja de borde**

En este análisis aplicamos en mismo estudio como si fuera una losa normal, solo que el ancho de faja varia siendo la ocurrencia de estas cargas en los bordes del tablero¹³.

- **Luz de calculo**

Dado a que este es un puente oblicuo, su luz de cálculo tiende a ser el producto de su longitud paralela al tráfico por el coseno del ángulo de oblicuidad, para luego proceder al análisis como si fuera un puente normal.

- **Armadura longitudinal**

Para evitar deformaciones por la fuerzas de torsión la armadura longitudinal calcula se la multiplica por la secante al cuadrado del ángulo de oblicuidad, poniendo la armadura longitudinal paralela al eje del tráfico¹⁴.

¹² AASHTO LRFD 2004 sección 4.6.2.3

¹³ AASHTO LRFD 2004 sección 4.6.2.1.4

¹⁴ Puentes, Hugo E. Belmonte González, capítulo tercero, puentes esviajados

3.5.1.3. Losa Alveolar

Según lo especificado¹⁵, si el porcentaje de vacíos para alveolos circulares es menor a un 40% este se diseña como si fuera una losa llena, a que el cálculo de este tipo de losa se lo desarrollo como el apartado anterior.

Así mismo se procedió a realizar el diseño de extremos de la losa alveolar como si fuera una viga¹⁶.

3.5.1.4. Viga Losa-maciza o Viga en T

Para el diseño de losas y viga se realizó con el análisis de carga de resistencia I, una comprobación de figuración en servicio I y a Fatiga. Empleando además de los factores de corrección a flexión y corte en las vigas longitudinales, se empleó un factor de corrección por oblicuidad a la viga externa. En este desarrollo de cálculo estructural también se emplearon el camión de diseño, Tandem de diseño, y carga de carril, tanto en un análisis longitudinal como transversal.

- **Pre dimensionamiento**

Para el pre dimensionamiento se empleó la tabla 22, dando una altura de tablero de 25 cm, una altura de viga sin tablero de 55 cm y un ancho de viga de 30 cm.

- **Separación entre vigas**

Dado a que la estructura consta de 4 vigas por ser un ancho de calzada de 7.2 m, la separación entre vigas es de 2.5 m adecuada según normativa.

- **Análisis de cargas**

Para las cargas tanto el peso propio de la estructura como las cargas vivas actuantes, se procedió con un análisis mediante software, en este caso SAP2000 V, 15, en el cual se introdujeron las cargas por separado para una mejor interpretación de los resultados, tanto transversalmente como longitudinalmente en el tablero, vigas y diafragmas.

- **Ancho de faja**

El ancho de faja longitudinal como transversal fue empleado mediante la tabla 21, multiplicando este factor por su solicitación correspondiente ya sea de manera positiva como negativa.

¹⁵ AASHTO LRFD 2004 sección 5.14.4.2

¹⁶ AASHTO LRFD 2004 sección 5.14.4..2.3

- **Tablero**

En análisis del tablero se realiza de manera transversal empleando los factores de corrección de armadura expreso en el análisis de losa maciza¹⁷ multiplicando la armadura por la secante al cuadrado del ángulo de oblicuidad.

- **Vigas**

El desempeño de las vigas fue realizada separando las vigas externas como internas debido a los factores de distribución que reducen sus solicitaciones. Utilizando en su cálculo ancho de ala efectivo según de 1.25 m en las viga interiores y 1.38 m en las vigas exteriores.

- **Factores de distribución**

Una vez teniendo las solicitaciones debido a la carga viva, estas se proceden a ser multiplicadas por factores de distribución ya sean momentos y cortantes en vigas interiores como exteriores, también multiplicando las vigas exteriores por un factor de corrección por oblicuidad del puente.

Tabla 23 Distribución de la sobre carga por carril para momentos en vigas interiores
(Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, 2004)

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, 1	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1	
Tablero de hormigón sobre viga de madera	1	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \leq 1800$
Tablero de hormigón, emparillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón, vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón.	a, e, k y también i, j si están superficialmente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0.06 + \frac{S}{4300} \left(\frac{L}{L} \right)^{0.4} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0.075 + \frac{S}{2900} \left(\frac{L}{L} \right)^{0.6} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $1100 \leq L \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73000$ $\frac{L}{S} \geq 4$ $4 \cdot 10^9 \leq L \leq 3 \cdot 10^{12}$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $\frac{L}{S} = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$\frac{L}{S} = 3$

¹⁷ Puentes, Hugo E. Belmonte González, capítulo tercero, puentes esviados

Tabla 24 Distribución de la sobre carga por carril para momentos en vigas exteriores
(Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, 2004)

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, 1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$M = \frac{W}{4}$ $M = 0.77 + \frac{L}{2800}$	$-300 \leq L \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $M = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que se resulte menor	$M = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células	d	$M = \frac{W}{4300}$	$M = \frac{W}{4300}$	$W \leq L$
		o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1		
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Ley de momentos	$M = \frac{W}{4}$ $M = 0.97 + \frac{L}{2800}$	$0 \leq L \leq 1400$ $1800 < L \leq 5500$
			Ley de momentos	$L > 5500$

Tabla 25 Distribución de la sobre carga por carril para corte en vigas interiores (Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, 2004)

Tipo de superestructura	Sección transversal de la tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1			
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0.36 + \frac{S}{7600}$	$0.2 + \frac{S}{3600} - \frac{S}{10700} \cdot \frac{S}{10700} \cdot 2.0$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73000$ $110 \leq d \leq 300$ $d \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$d = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células	d	$\frac{S}{2900} \cdot \frac{0.6}{d} \cdot \frac{0.1}{d}$	$\frac{S}{2200} \cdot \frac{0.9}{d} \cdot \frac{0.1}{d}$	$1800 \leq S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73000$ $890 \leq d \leq 2800$ $d \geq 3$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	$\frac{S}{3050} \cdot \frac{0.6}{d} \cdot \frac{0.1}{d}$	$\frac{S}{2250} \cdot \frac{0.9}{d} \cdot \frac{0.1}{d}$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43000$ $450 \leq d \leq 1700$ $d \geq 3$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$S > 5500$

Tabla 26 Distribución de la sobre carga por carril para corte en vigas exteriores (Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, 2004)

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, 1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$S = \frac{W}{S}$ $S = 0.6 + \frac{L}{3000}$	$-300 \leq L \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $S = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que se resulte menor	$S = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células	d	Ley de momentos	$S = \frac{W}{S}$ $S = 0.64 + \frac{L}{3800}$	$-600 \leq L \leq 1500$
		o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1		
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Ley de momentos	$S = \frac{W}{S}$ $S = 0.8 + \frac{L}{3050}$	$0 \leq L \leq 1400$
		Ley de momentos		$L > 5500$

Tabla 27 Factores de corrección para los factores de distribución de carga para el corte en el apoyo de la viga obtusa (Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, 2004)

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la tabla 4.6.2.2.1-1	Factor de corrección	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón, vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$1.0 + 0.20 \frac{3}{\lambda} \tan \theta$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73000$ $\lambda \geq 4$
Vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	$1.0 + 0.25 \frac{\lambda}{70} \tan \theta$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1800 < S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73000$ $900 \leq d \leq 2700$ $\lambda \geq 3$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	$1.0 + \frac{\sqrt{\lambda}}{6} \tan \theta$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1800 \leq S \leq 3500$ $6000 \leq L \leq 43000$ $450 \leq d \leq 1700$ $\lambda \geq 3$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$1.0 + \frac{\sqrt{\lambda \tan \theta}}{90}$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $6000 \leq L \leq 37000$ $430 \leq d \leq 1500$ $900 \leq b \leq 1500$ $5 \leq \lambda \leq 20$

- **Diafragmas**

El análisis de los diafragmas se lo realizo de manera similar al análisis del tablero empleando el peso propio de mismo.

- **Armadura longitudinal y transversal**

En el desarrollo de las armaduras longitudinales y transversales se los llevo a cabo empleando estados limites últimos según especificaciones¹⁸, en cuanto se refiere a flexión y cortante, que se muestra con más detalle en sus anexos respectivos.

3.5.2. Análisis y elección más viable de las alternativas de la superestructura.

El análisis de la superestructura se base a partir del costo de la superestructura, tiempo de ejecución con dos cuadrillas para cada alternativa, facilidad constructiva, dando como

¹⁸ AASHTO LRFD 2004 secciones 5.7 y 5.8

resultado la alternativa ganadora la alternativa 3 viga losa por su costo, tiempo de ejecución y mano de obra.

A continuación se describe la siguiente tabla que refleja la comparación de las alternativas en estudio.

Tabla 28 Análisis de alternativas de la superestructura (Elaboración: Propia del autor)

Descripción	Unidad	Alternativa I	Alternativa II	Alternativa III
Tipo de estructura	-	Losa maciza	Losa Alveolar	Viga-Losa
Longitud del puente	[m]	11.00	11.00	11.00
Altura de losa	[m]	0.50	0.50	0.25
Porcentaje de alveolos	[%]	-	19.71	-
Altura de viga	[m]	-	-	0.55
Numero de vigas	[m]	-	-	4.00
Ancho de calzada	[m]	7.20	7.20	7.20
Volumen de Hormigón	[m3]	48.14	43.02	35.82
Costo del Hormigón	[Bs/m3]	2696.16	3536.27	3283.22
Costo del encoframiento	[Bs/m3]	210.00	210.00	420.70
Relación hormigón/encoframiento	[%]	7.79	5.94	12.81
Volumen de Acero Estructural	[kg]	6990.60	6972.37	6468.19
Precio mano de obra	[Bs]	63322.15	58698.13	51551.09
Precio maquinaria y equipo	[Bs]	4474.80	4100.95	3575.35
Tiempo de ejecución	[Días]	44.00	44.00	40.00
Costo de la superestructura	[Bs]	331360.34	340168.48	291625.90
Numero de cuadrillas	-	2.00	2.00	2.00

Tabla 29 Resultados de las alternativas ganadora (Elaboración: Propia del autor)

Descripción	Ganador
Tipo de estructura	3
Longitud del puente	=
Altura de losa	3
Porcentaje de alveolos	2
Altura de viga	1,2
Numero de vigas	1,2
Ancho de calzada	=
Volumen de Hormigón	3
Costo del Hormigón	=
Costo del encoframiento	1
Relación hormigón/encoframiento	1
Volumen de Acero Estructural	3
Precio mano de obra	3
Precio maquinaria y equipo	3
Tiempo de ejecución	3
Costo de la superestructura	3
Numero de cuadrillas	=

Como resultado del análisis la alternativa ganadora es la alternativa 3, por su menor cantidad de materiales empleado, por su costo bajo de mano de obra, por su costo total final y su tiempo de ejecución. Haciendo una relación con la alternativa 1 se tiene una diferencia de:

12.32 m³ de hormigón, 522.41 kg de acero estructural, 11,771.06 Bolivianos en mano de obra, 39,734.44 Bolivianos en el costo total de la superestructura, y 4 días de ejecución.

3.5.3. Estructura de sustentación o infraestructura.

Una vez resuelto el análisis de la superestructura se procedió al análisis de infraestructura en base a los mismos materiales que la superestructura coeficientes de mayoración y combinación de cargas tablas 18 y 19.

Realizando el cálculo y diseño de la forma siguiente.

- **Aparatos de apoyo**

Los aparatos de apoyo con unas dimensiones 25 cm por 20 cm cuentan con una altura total de 7.2 cm, donde el elastómero cuenta con cinco capas interiores de 1.0 cm y dos capas exteriores de 0.5 cm, como también con 6 placas de refuerzo de 2.0 mm cada una. Estos

aparatos de apoyo se encuentran diseñados en estado de servicio, bajo las condiciones más críticas debido a la oblicuidad, repartidas en 8 apoyos 4 en cada estribo, dos por viga.

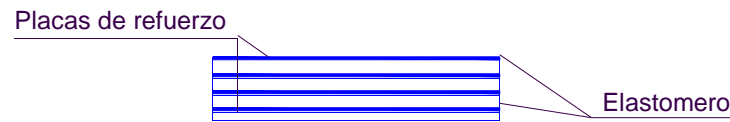


Figura 31 Esquema de aparato de apoyo con refuerzos (Elaboración: Propia del autor)

- **Geometría de la infraestructura**

Las dimensiones del estribo son de 7.2 metros de altura tanto para la parte central donde va apoyado la superestructura con ancho de alma promedio de 0.57 m, como en ambas alas que cumple la función de muros de contención. El ancho de la base de fundación es de 4 metros en la parte central, 4 m en la ala corta y 3.08 m en la ala larga, todas las zapatas de fundación consta con una altura de 0.60 m. Una descripción más específica se encuentra en sus planos respectivos

- **Empuje**

El empuje lateral del suelo se lo toma como se especifica la norma¹⁹, a lo que es afectado por sus coeficientes, en empuje lateral en reposo como el empuje lateral activo y el empuje de lateral pasivo en función al ángulo de fricción.

¹⁹ AASHTO LRFD 2004 sección 3.11.5.1

Tabla 30 Angulo de fricción entre diferentes materiales (Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, 2004)

Materiales en interface	Angulo de fricción, δ (°)	Coeficiente de fricción, $\tan \delta$
<p>Hormigón masivo sobre los siguiente materiales de fundación:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Roca sana y limpia • Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa • Arena limpia fina y media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa • Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media • Lino fino arenoso, limo no plástico • Arcilla residual o pre consolidada muy rígida y dura • Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa <p>Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.</p>	<p>35</p> <p>29 a 31</p> <p>24 a 29</p> <p>19 a 24</p> <p>17 a 19</p> <p>22 a 26</p> <p>17 a 19</p>	<p>0.70</p> <p>0.55 a 0.60</p> <p>0.45 a 0.55</p> <p>0.34 a 0.45</p> <p>0.31 a 0.34</p> <p>0.40 a 0.49</p> <p>0.31 a 0.34</p>
<p>Tablestacas de acero contra los siguientes suelos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas • Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño • Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla • Limo fino arenoso, limo no plástico 	<p>22</p> <p>17</p> <p>14</p> <p>11</p>	<p>0.40</p> <p>0.31</p> <p>0.25</p> <p>0.19</p>
<p>Hormigón moldeado o prefabricado o tablestacas de hormigón contra los siguientes suelos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas • Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño • Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla • Limo fino arenoso, limo no plástico 	<p>22 a 26</p> <p>17 a 22</p> <p>17</p> <p>14</p>	<p>0.40 a 0.49</p> <p>0.31 a 0.40</p> <p>0.31</p> <p>0.25</p>
<p>Diferentes materiales estructurales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas: <ul style="list-style-type: none"> ○ Roca blanda tratada sobre roca blanda tratada ○ Roca dura tratada sobre roca blanda tratada ○ Roca dura tratada sobre roca dura tratada • Mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano • Acero sobre acero en trabado de tablestacas 	<p>35</p> <p>33</p> <p>29</p> <p>26</p> <p>17</p>	<p>0.70</p> <p>0.65</p> <p>0.55</p> <p>0.49</p> <p>0.31</p>

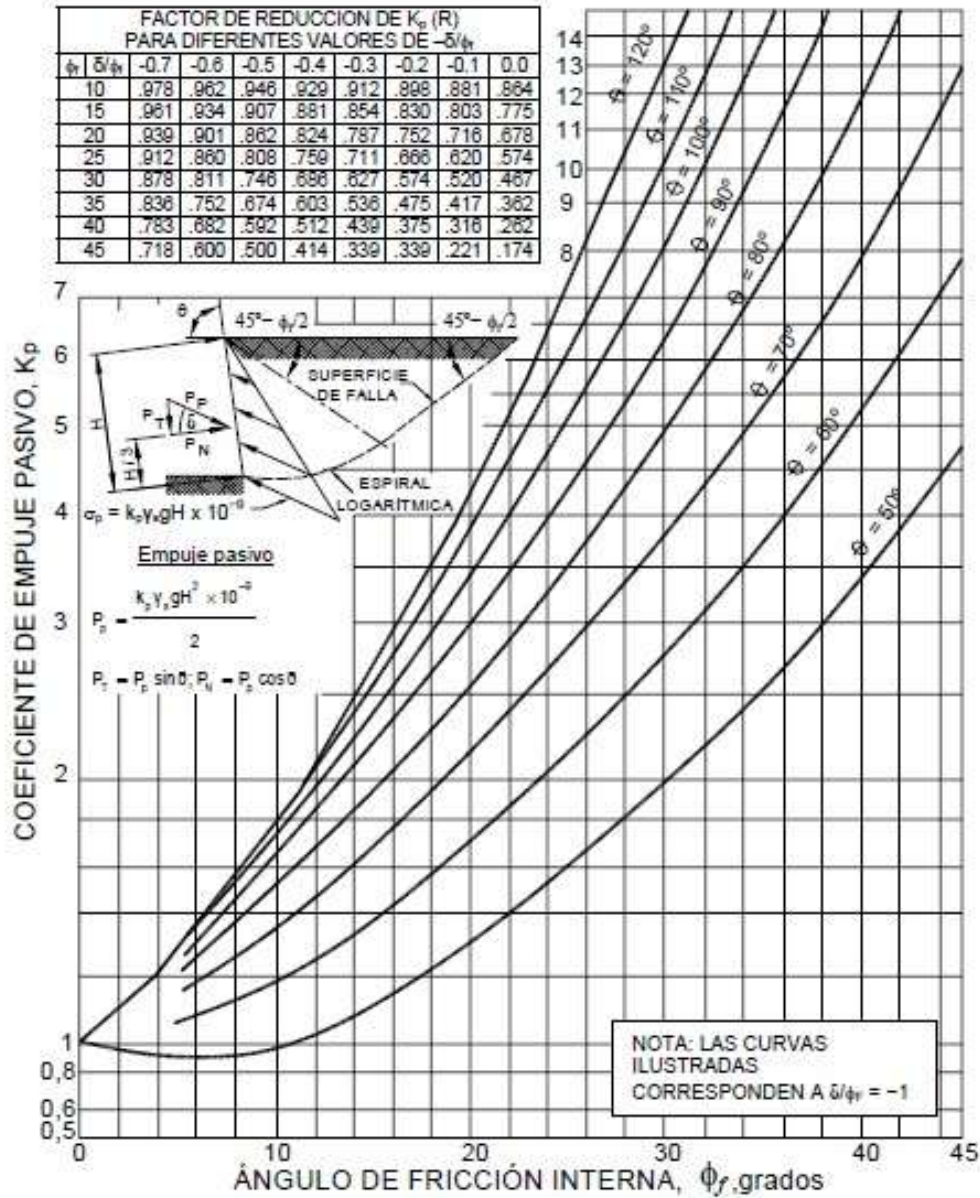


Figura 32 Procedimiento de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales e inclinados con relleno de superficie horizontal (Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, 2004)

- **Cargas de diseño**

El diseño de los estribos y fundaciones se lo realiza en los casos de resistencia I y evento extremo I de la tabla 18 y 19. Aplicando las cargas de DC de peso propio, LS de sobrecarga viva, DW de la capa de rodadura, EV del empuje vertical, EH del empuje horizontal y WA del empuje por acción de agua.

- **Estabilidad**

Los estribos y muros de sostenimiento son diseñados para asegura la estabilidad contra las fallas por vuelco, deslizamiento y presiones de la base²⁰.

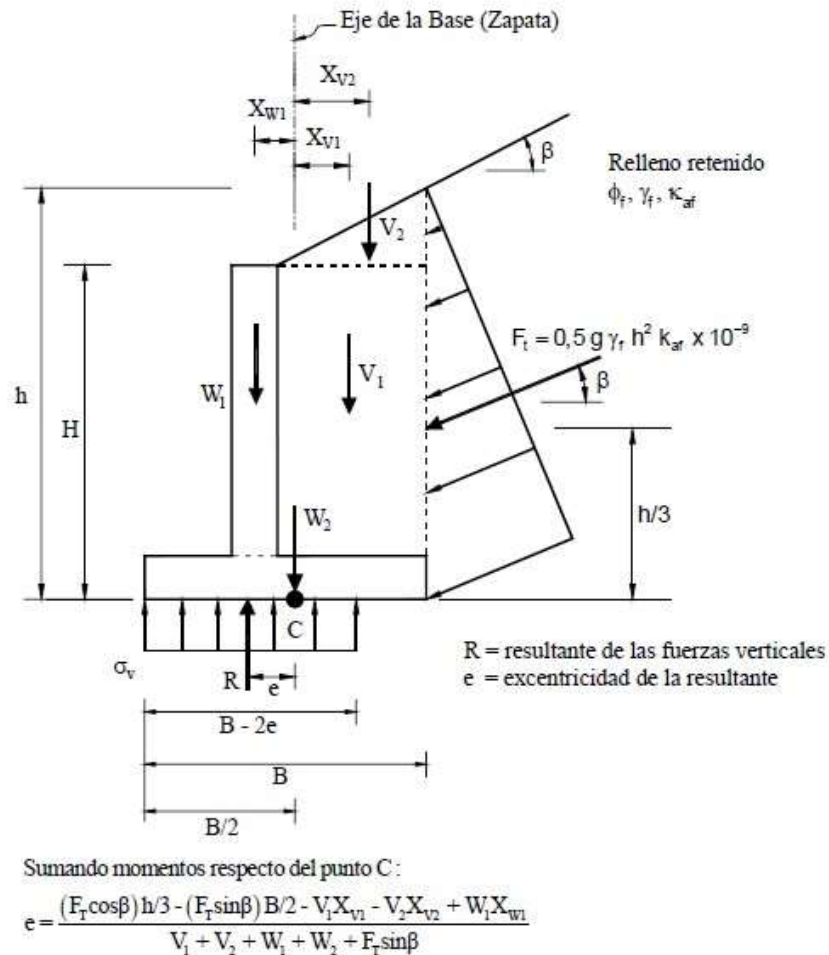


Figura 33 Criterios para determinar la presión en contacto para el caso de muros de sostenimiento convencionales con funciones en el suelo (Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, 2004)

3.5.4. Estructuras complementarias.

Para las estructuras complementarias se ve la necesidad de emplear gaviones para evitar las socavaciones y la fuerza tractiva del cauce, donde estas estructuras tendrán una altura al nivel del estribo que funcionara como muro de contención e igualaran en longitud a las ala más prolongadas del estribo. En este tipo de estructura no se empleó ningún cálculo estructural

²⁰ AASHTO LRFD 2004 sección 11.6.3

son ubicados de esta manera simplemente para protección de la infraestructura y superestructura.

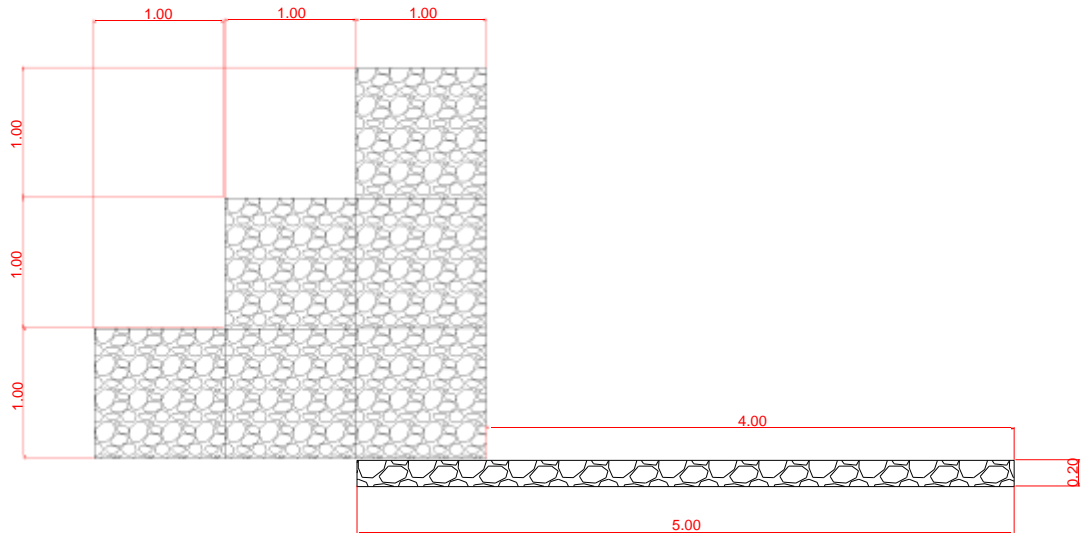


Figura 34 Esquema de gaviones (Elaboración: Propia del autor)

3.6. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto.

Con la alternativa electa y diseñada la infraestructura se procede a computar todos los materiales, para así realizar un presupuesto general de la obra y brindar sus especificaciones respectivas como un cronograma de trabajo final.

3.6.1. Cómputos métricos.

A continuación se desglosa de manera general todos los cómputos empleados en la alternativa ganadora.

- **Superestructura**

Tabla 31 Cómputos superestructura (Elaboración: Propia del autor)

Material	Cantidad	Unidad
Aero Corrugado	6468.19	[kg]
Hormigón	35.82	[m3]
Baranda F.G.	415.19	[kg]
Carpeta Asfáltica	95.04	[m3]
Tubería PVC	13.20	[m]
Neoprenos	28.80	[dm3]

- **Infraestructura**

Tabla 32 Cómputos infraestructura (Elaboración: Propia de autor)

Material	Cantidad	Unidad
Aero Corrugado	12122.83	[kg]
Hormigón	245.47	[m3]
Tubería PVC	27.20	[m]

3.6.2. Presupuesto.

El presupuesto tiene un costo total de 1, 242, 332.03 Bolivianos (Un millón Doscientos cuarenta y dos mil trescientos treinta y dos 03/100 Bolivianos) que se divide en tres módulos que se describen a continuación.

Tabla 33 Presupuesto general de la obra (Elaboración: Propia del autor)

Nº	Descripción	Und	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
>	M01 - OBRAS PRELIMINARES				19,472.95
1	INST. FAENAS; PUENTE	glb	1.00	2,375.42	2,375.42
2	DESBROCE, DESBOSQUE, DESTRONQUE Y LIMPIEZA	ha	0.10	5,574.57	557.46
3	REPLANTEO DE PUENTES	glb	1.00	2,944.20	2,944.20
4	LETRERO OBRAS FIS (SEGUN DISEÑO)	pza	1.00	468.24	468.24
5	PERFORACIÓN CON RECUP. DE TESTIGOS POZO Ax 45 mm	m	10.00	1,153.66	11,536.60
6	DESMOVLIZACION Y LIMPIEZA	glb	1.00	1,591.03	1,591.03
>	M02 - INFRAESTRUCTURA				931,233.18
7	ACERO ESTRUCTURAL (INFRAESTRUCTURA)	kg	12,122.83	20.19	244,759.94
8	HORMIGON SIMPLE TIPO "A" H-210 INFRAESTRUCTURA	m ³	245.57	2,722.88	668,657.64
9	DRENAJE DE MUROS Y CALZADA	m	27.20	40.01	1,088.27
10	APOYOS DE NEOPRENO	dm ³	28.80	580.81	16,727.33
>	M03 - SUPERESTRUCTURA				291,625.90
11	ACERO ESTRUCTURAL (SUPERESTRUCTURA)	kg	6,468.19	21.22	137,254.99
12	HORMIGON SIMPLE TIPO "A" H-210 SUPERESTRUCTURA	m ³	35.82	3,283.22	117,604.94
13	BARANDADO METALICO PEATONAL PARA PUENTE	m	22.00	1,196.69	26,327.18
14	DRENAJE DE MUROS Y CALZADA	m	13.20	40.01	528.13
15	JUNTAS DE DILATACION	m	14.40	688.24	9,910.66
	Total presupuesto:				1,242,332.03
Son: Un Millon(es) Doscientos Cuarenta y Dos Mil Trescientos Treinta y Dos con 03/100 Bolivianos					

3.6.3. Precios unitarios.

Los precios unitarios se detallan en sus anexos correspondientes, mostrando aquí un modelo de los mismos.

Tabla 34 Precios Unitarios (Elaboración: Propia del autor)

Item: INST. FAENAS; PUENTE				Unidad: glb		
Proyecto: Puente sobre el Rio La Beta análisis de alternativas_3				Fecha: 07/nov/2014		
Cliente: U. A. J. M. S.				Tipo de cambio: 6.96		
Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	0.00
	B	MANO DE OBRA				
1	-	CAPATAZ	hr	5.00	20.00	100.00
2	-	ALBAÑIL	hr	16.00	20.00	320.00
3	-	PEÓN	hr	32.00	11.00	352.00
4	-	CHOFER	hr	2.00	12.00	24.00
>	E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	796.00
	F	Cargas Sociales		67.00% de	(E) =	533.32
	O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	198.60
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	1,527.92
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
1	-	CAMIÓN ESTACA DE 4 TN	hr	2.00	150.00	300.00
	H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	76.40
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	376.40
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	1,904.32
	L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	190.43
	M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	209.47
>	N	PARCIAL			(J+L+M) =	2,304.22
	P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	71.20
>	Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	2,375.42
>		PRECIO ADOPTADO:				2,375.42
Son: Dos Mil Trescientos Setenta y Cinco con 42/100 Bolivianos						

3.6.4. Especificaciones técnicas.

Las especificaciones técnicas se detallan en sus anexos correspondientes, mostrando aquí un modelo de los mismos.

ITEM 4.0.- LETRERO DE OBRA FIS (SEGUN DISEÑO)

1.- DEFINICIÓN

Este ítem se refiere a la provisión y colocación de un de un letrero de obra, las dimensiones y los detalles del letreo serán brindados por el Supervisor de Obra, el letrero de obra se instalara a inicios de la obra en el lugar que sea determinado por el Supervisor de Obra y/o Fiscal de Obra.

2.- MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPO

El letrero debe ser un recuadro de bronce de 1.5 x 2.5 m enmarcando un banner con los datos requeridos del proyecto, sobre una base de columnas de listones de madera de 2.5 m.

3.- PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN

El letrero deberá ser fabricado en empresas de serigrafía o gigantografía especializadas.

El diseño del letrero será brindado por el supervisor de obra, aprobado por el mismo y por el Fiscal de Obra previos a su colocado en obra y en caso de contener errores, la misma deberá ser sustituida por otro con todas las correcciones, gastos que correrán por cuenta del Contratista.

COLOCADO DEL LETRERO

Una vez que el letrero ha sido aprobado, se lo colocará preferentemente en el ingreso principal.

4.- MEDICIÓN

El letrero de obra se medirá por pieza debidamente instalada y aprobada por el Supervisor de Obra.

5.- FORMA DE PAGO

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo y las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será cancelado al precio unitario de la propuesta aceptada. Dicho precio será compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

ÍTEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD DE MEDICIÓN
4.0	LETRERO OBRA FIS (SEGUN DISEÑO)	PZA

3.6.5. Plan o cronograma de obras.

El formato de plan o cronograma de obra tiene un tiempo estimado de 85 días, que se desglosa a continuación, ubicado a mejor escala en su anexo correspondiente:

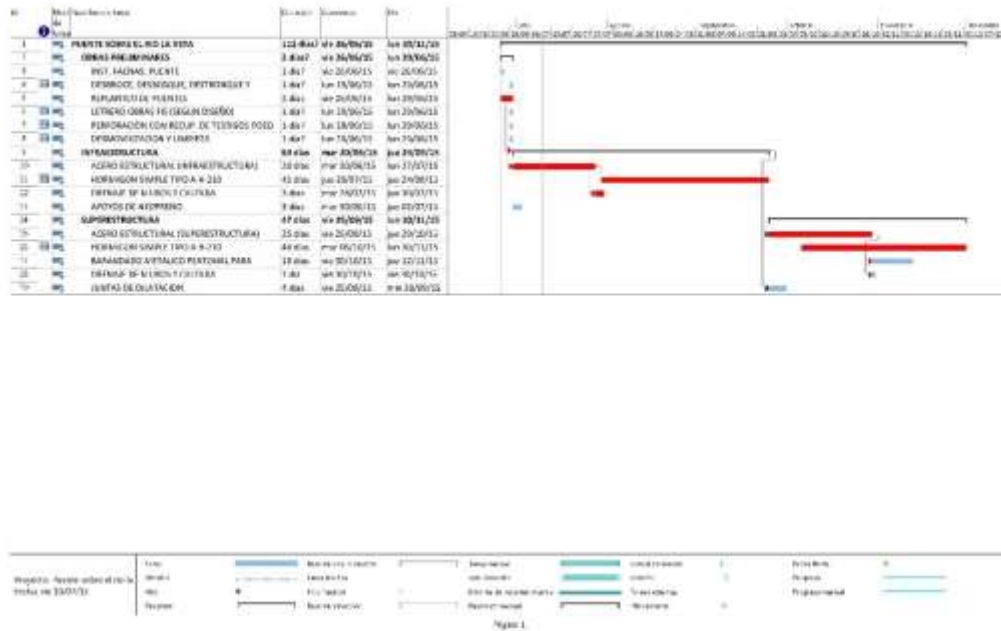


Figura 35 Cronograma de ejecución (Fuente: Imagen Project; Elaboración: Propia del autor)

CAPÍTULO IV
APORTACIÓN DEL ESTUDIANTE

4. APORTACIÓN DEL ESTUDIANTE.

4.1. Marco conceptual del aporte.

En función de la longitud de cálculo para puentes de luces menores hasta 11 metros, es recomendable emplear puentes de tablero de losa maciza y losa alveolar, pero también se recomienda el uso de tablero tipo viga en T desde puentes con luces a partir de los 10 metros hasta 15 metros de longitud, eh aquí donde sale la incertidumbre que tipo de tablero es el más adecuado para estos límites de luces, por lo que realizo una comparación de tres tipos de tableros; una losa maciza, una losa maciza con alveolos circulares, y uno de vigas en T, para un tablero de 11 metros de longitud.

En el desarrollo de este informe se realizó el cálculo estructural de estos diferentes tipos de tableros, para la ubicación sobre el cauce del rio La Veta en la localidad de Entre Ríos, Provincia Burnet O'Connor del departamento de Tarija, tablero que debido al cauce del rio o quebrada y el eje de la vía, presenta un esviaje o un ángulo de oblicuidad de 36° , el cual incrementa acero estructural de refuerzo en función a su ángulo. Causa que incrementa el costo de la obra, en función a la armadura requerida.

Realizado el cálculo estructural y económico se determinó que la estructura más viable técnica como económica, es el tablero de vigas en T, por su costo, tiempo de ejecución, haciendo notar que se necesita un control estricto en el colocado de armadura según su detallamiento.

4.2. Producto-aporte.

Es obligación de estudiante dejar un aporte académico que sirva de referencia como información relevante, para posibles diseños relacionados con el presente trabajo. Dado a esta necesidad el presente trabajo académico cuenta con una versión digital (Hoja de cálculo Excel) del cálculo de los tableros en comparación, estas hojas de cálculo contienen los análisis en los estados de resistencia I, Servicio I, y Fatiga, según lo establece la norma AASHTO LRFD 2004, como también su análisis a corte hasta su verificación por tracción de la armadura longitudinal debido al cortante.

Además de cuadros del análisis de las alternativas presentadas a continuación. Este análisis comparativo se refiere solo a superestructura del puente y no así a su infraestructura, detallando sus volúmenes de obra, maquinaria, mano de obra, y costo total y parcial de los elementos de la superestructura.

Tabla 35 Análisis de alternativas (Elaboración: Propia del autor)

Descripción	Unidad	Alternativa I	Alternativa II	Alternativa III
Tipo de estructura	-	Losa maciza	Losa Alveolar	Viga-Losa
Longitud del puente	[m]	11.00	11.00	11.00
Altura de losa	[m]	0.50	0.50	0.25
Porcentaje de alveolos	[%]	-	19.71	-
Altura de viga	[m]	-	-	0.55
Numero de vigas	[m]	-	-	4.00
Ancho de calzada	[m]	7.20	7.20	7.20
Volumen de Hormigón	[m3]	48.14	43.02	35.82
Costo del Hormigón	[Bs/m3]	2696.16	3536.27	3283.22
Costo del encoframiento	[Bs/m3]	210.00	210.00	420.70
Relación hormigón/encoframiento	[%]	7.79	5.94	12.81
Volumen de Acero Estructural	[kg]	6990.60	6972.37	6468.19
Precio mano de obra	[Bs]	63322.15	58698.13	51551.09
Precio maquinaria y equipo	[Bs]	4474.80	4100.95	3575.35
Tiempo de ejecución	[Días]	44.00	44.00	40.00
Costo de la superestructura	[Bs]	331360.34	340168.48	291625.90
Numero de cuadrillas	-	2.00	2.00	2.00

La tabla representa todos los elementos estudiados en el análisis de las alternativas, donde el costo del encoframiento representa todo los materiales empleados antes de vaciado del hormigón. Podemos observar que el coste de la alternativa de losas alveolar es alto, esto se debe a que la tubería plástica para representar a los alveolos es demasiado caro 481.84 Bs. por su alto diámetro de 10” y su clase 9.

Tabla 36 Alternativa ganadora (Elaboración: Propia del autor)

Descripción	Ganador
Tipo de estructura	3
Longitud del puente	=
Altura de losa	3
Porcentaje de alveolos	2
Altura de viga	1,2
Numero de vigas	1,2
Ancho de calzada	=
Volumen de Hormigón	3
Costo del Hormigón	=
Costo del encoframiento	1
Relación hormigón/encoframiento	1

Descripción	Ganador
Volumen de Acero Estructural	3
Precio mano de obra	3
Precio maquinaria y equipo	3
Tiempo de ejecución	3
Costo de la superestructura	3
Numero de cuadrillas	=

Aquí hacemos la referencia de la alternativas obteniendo como resultado que la alternativa ganadora es la numero 3, ganando como mejor alternativa en varios puntos de análisis, especialmente en su costo y tiempo.

Tabla 37 Relación de volúmenes con la alternativa ganadora (Elaboración: Propia del autor)

Descripción	Unidad	Alternativa I	Alternativa II	Alternativa III
Tipo de estructura	-	Losa maciza	Losa Alveolar	Viga-Losa
Longitud del puente	[m]	0.00	0.00	0.00
Altura de losa	[m]	0.25	0.25	0.00
Porcentaje de alveolos	[%]	-	-	-
Altura de viga	[m]	-	-	0.00
Numero de vigas	[m]	-	-	0.00
Ancho de calzada	[m]	0.00	0.00	0.00
Volumen de Hormigón	[m3]	12.32	7.20	0.00
Costo del Hormigón	[Bs/m3]	-587.06	253.05	0.00
Costo del encoframiento	[Bs/m3]	-210.70	-210.70	0.00
Relación hormigón/encoframiento	[%]	-5.02	-6.88	0.00
Volumen de Acero Estructural	[kg]	522.41	504.18	0.00
Precio mano de obra	[Bs]	11771.06	7147.04	0.00
Precio maquinaria y equipo	[Bs]	899.45	525.60	0.00
Tiempo de ejecución	[Dias]	4.00	4.00	0.00
Costo de la superestructura	[Bs]	39734.44	48542.58	0.00
Numero de cuadrillas	-	0.00	0.00	0.00

Una vez selecta la alternativa ganadora realizamos la comparación con las demás alternativas para observar la relación entre ellas. Dando a notar que la representación negativa significa menor volumen o costo.

Tabla 38 Relación porcentual con la alternativa ganadora (Elaboración: Propia del autor)

Descripción	Unidad	Alternativa I	Alternativa II	Alternativa III
Tipo de estructura	-	Losa maciza	Losa Alveolar	Viga-Losa
Longitud del puente	[%]	100.00	100.00	100.00
Altura de losa	[%]	200.00	200.00	100.00
Porcentaje de alveolos	[%]	-	-	-
Altura de viga	[%]	-	-	100.00
Numero de vigas	[%]	-	-	100.00
Ancho de calzada	[%]	100.00	100.00	100.00
Volumen de Hormigón	[%]	134.39	120.10	100.00
Costo del Hormigón	[%]	82.12	107.71	100.00
Costo del encoframiento	[%]	49.92	49.92	100.00
Relación hormigón/encoframiento	[%]	60.79	46.34	100.00
Volumen de Acero Estructural	[%]	108.08	107.79	100.00
Precio mano de obra	[%]	122.83	113.86	100.00
Precio maquinaria y equipo	[%]	125.16	114.70	100.00
Tiempo de ejecución	[%]	110.00	110.00	100.00
Costo de la superestructura	[%]	113.63	116.65	100.00
Numero de cuadrillas	[%]	100.00	100.00	100.00

Aquí se refleja la relación porcentual entre las alternativas haciendo de referencia del 100% a la alternativa ganadora.

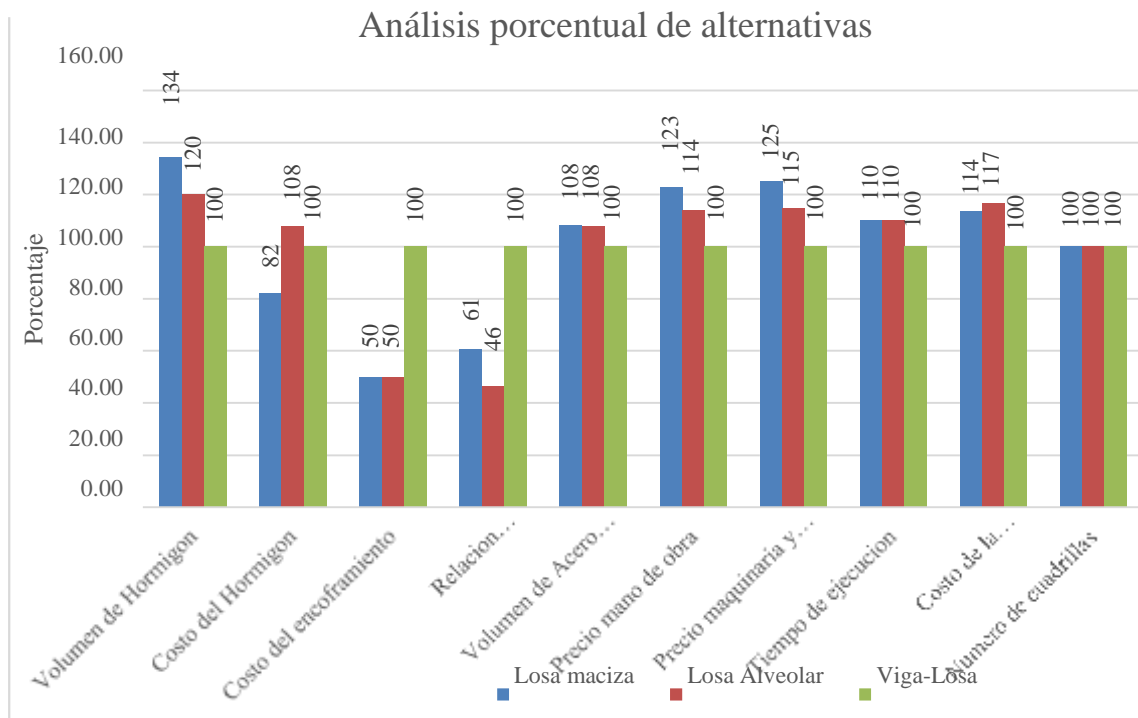


Figura 36 Gráfica porcentual de alternativa (Elaboración: Propia del autor)

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Una vez finalizado el Proyecto Diseño de ingeniería Estructural Puente sobre el Río La Veta Diseño de Alternativas, se llega a las siguientes conclusiones y recomendaciones, sobre la alternativa ganadora.

Respecto a la Información Disponible.

- Se determinó el nivel de fundación de los estribos del puente, en función de la profundidad de socavación determinada a partir fórmulas empíricas. El nivel de fundación adoptado, está por debajo de la profundidad de socavación para estribos.
- La información geotécnica disponible no se considera suficiente por lo que se recomienda realizar un estudio geotécnico mucho más completo y de verificación en la etapa de la ejecución del proyecto, ya que solo se realizó un sondeo eléctrico vertical para obtener el material y su nivel de fundación, debido a los bolones de piedra del río.

Respecto a la Ubicación y Tipo de Estructura.

- Se considera la ubicación del puente como única, ya que el estudio de alternativas del tramo vial adecuó al camino existente por temas sociales, pero cumplido las propiedades geométricas mínimas exigidas.
- Se considera técnicamente como mejor alternativa, la del puente de vigas, debido a que la misma representa una estructura sencilla, estable, con un nivel de rasante bajo que le permite tener una gran funcionalidad, los materiales y equipos necesarios para su ejecución son totalmente disponibles en el medio, la longitud de 11 m, era el conflicto entre estos tres tipos de superestructuras, ganando en sí la de viga losa.
- Se concluye como adecuada la elección del tipo de sección utilizada (Viga T) para la superestructura, ya que la misma representa menor peso propio por su menor área y mayor inercia en comparación con otros tipos de secciones.

Respecto al Diseño y Cálculo del Puente.

- Debido al esviaje del puente la armadura principal a flexión en la losa es mayorada y colocada paralelamente al eje de la vía para evitar soportar esfuerzos de torsión que podrían producirse.

- No se consideró cargas sísmicas y de temperatura, debido a que un puente isostático pequeño en cuanto a su longitud.

Respecto al Presupuesto General.

- Uno de los principales aspectos tomados en cuenta durante el dimensionamiento del proyecto, es la economía. Obtenido el costo total del proyecto, se concluye que el mismo es económico porque indudablemente requiere de una menor cantidad de materiales en comparación con otras posibles alternativas estructurales.
- Antes de la ejecución del proyecto, se recomienda que se realice una verificación de los volúmenes de la obra y el costo de los materiales, esto debido a la constante variación de los costos de los materiales con el transcurso del tiempo.
- El mayor presupuesto es el de los estribos debido a que la ubicación del puente se presenta en un curva y contra curva del cauce, haciendo de los terraplenes más vulnerables a la socavación, por lo que se presenta las dimensión de las alas los estribos de una longitud y altura considerable.

Recomendaciones Constructivas.-

La estructura proyectada se pretende construirla en ambos márgenes del rio por lo tanto, se debe tener cuidado con lo siguiente:

- Todo material extraído que no sea utilizado como relleno, deberá ser transportado hacia otro lugar de modo que no afecte la capacidad del cauce o la estética de los accesos, ni la construcción de la obra.
- Los encofrados serán construidos en forma tal que las marcas de las juntas en las superficies de concreto estén alineadas tanto horizontal como verticalmente, y que las juntas situadas entre superficies sean suaves.
- Los encofrados no serán desmontados hasta que el concreto se haya endurecido lo suficiente, de tal manera que pueda sostener su propio peso en forma segura, así como las cargas adicionales a las que esté sometida a estructura durante el período de construcción. Los encofrados serán desmontados sólo con la aprobación de la Supervisión.

- No se harán vaciados de concreto antes de verificarse, mediante los ensayos respectivos, que los tipos de mezcla propuestos cumplen con los requerimientos de resistencia y calidad detallados en las especificaciones técnicas y que están aprobados por la Supervisión.
- Todas las barras 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.