

CAPITULO I

1. ANTECEDENTES

1.1. EL PROBLEMA

El desarrollo de la ciudad de Tarija, capital del Departamento, es un hecho latente, lo que exige, como en toda ciudad en crecimiento, se definan previamente y a tiempo un plan de desarrollo urbanístico para la ciudad, para que de esta manera, el crecimiento de la misma no resulte, en zonas con sobrepoblación, casco viejo invadido de construcciones afectando el patrimonio histórico de la ciudad y de la misma manera existan sectores que se queden parcialmente aislados de la ciudad en general.

Además en el crecimiento y la expansión física de una ciudad se deben considerar aquellos lugares que son aptos para su habitabilidad, es decir, aquellos que representen el menor costo para las entidades publicas encargadas de brindar todos los servicios básicos que brindan confort al ciudadano, claro que cuando no existen mas opciones de crecimiento, se deben solucionar aquellas carencias para la sociedad.

Se sabe que para conseguir el desarrollo buscado por la sociedad, lo principal es establecer vías de comunicación (peatonales-vehiculares) consolidadas para que estas coadyuven a promover y mejorar servicios como: hospitalarios, comercio, educación y el transporte publico entre los más importantes.

Planteamiento

En los últimos años en el Distrito 13, concretamente en el barrio San Antonio se ha observado el crecimiento en número de sus habitantes, y con ello la necesidad de mantenerlos comunicados con la ciudad en general, para así brindar adecuadas condiciones de vida, como ser, contar con los servicios básicos, tener acceso a centros educativos, laborales, hospitalarios, de comercio y religiosos.

Una zona en particular, ubicada al Sur Oeste del barrio, se ha visto parcialmente aislada de la ciudad en general, al ser una zona que presenta una topografía accidentada, con una gran depresión que rodea la mitad de sus márgenes aproximadamente, y la presencia de la quebrada Verdum que rodea parte de su área, cuenta con pocas opciones de acceso, tiene

muchas de sus vías proyectadas como accesos viales-peatonales, interrumpidas por el cauce de la quebrada.

Las únicas posibilidades de acceso a la zona son tres, Av. Los Sauces que comunica la zona con el barrio San Martín, calle Libertad que intercomunica la misma con el barrio Méndez Arcos y por último la calle San Pedro de Atacama.

Es así que se plantea el problema, que es evidente dados los hechos, *insuficientes accesos de comunicación vial-peatonal* que intercomunican la zona Sur Oeste del barrio San Antonio con el barrio Méndez Arcos y ciudad en general.

De un tiempo a esta parte la dirigencia del barrio, preocupados por los efectos de esta situación, intentan gestionar la atención a esta problemática ante las autoridades competentes, es así, que en fecha 20 de febrero del 2011 concretan una reunión entre los dirigentes de los barrios beneficiarios (Méndez Arcos y San Antonio) donde redactan una solicitud para reafirmar la admisión a proyecto concurrente de un puente que vaya a articular vialmente estos barrios, el plazo para esta solicitud fue fijada hasta el 4 de Abril del 2011, fecha en que vuelve a existir registro de una nota mandada por las juntas vecinales de los barrios señalando su disconformidad con el poco compromiso por parte de la Gobernación del Departamento, mas allá de que los representantes hayan hecho las respectivas solicitudes no hay el respaldo suficiente por parte de la totalidad de la población afectada por el problema.

La solución que plantean los representantes del barrio es como ya se menciono la continuidad de una vía interrumpida por el cauce de la quebrada, proyectado como acceso a la zona, mediante una estructura de enlace (puente), uniendo la calle 16 con la calle Sin nombre N° 1118.

La calle Libertad intersección Av. 6 de Agosto, que conecta el barrio San Antonio y Méndez Arcos, al ser un acceso de doble sentido es el mas utilizado por el transporte público y privado, posicionándose así, como la principal vía de acceso, de continuar esta situación las molestias por el embotellamiento de los vehículos, el ruido de las bocinas y los accidentes de tránsito se irán acrecentando. La población ha buscado la manera de sobrellevar esta insuficiencia de accesos creando ellos mismos rutas alternas que si bien

representan para ellos un ahorro de tiempo los expone a peligros y accidentes por el mal estado de los mismos ,especialmente épocas de lluvias, donde se vuelven intransitables por el fango y el espeso bosque que los cubre.

Un claro ejemplo es el sendero de emplazamiento propio de los vecinos que conecta el sector Sur Oeste del barrio San Antonio directamente con la calle 11 del barrio Méndez Arcos, utilizado mayormente por los niños que asisten al Colegio Sta. Madre Teresa de Calcuta ubicado en el barrio Méndez Arcos, los usuarios de este sendero están constantemente expuestos a peligros que pueden hasta atentar contra su vida, ya que, al ser un lugar sin iluminación es foco de malvivientes que se refugian en sitios con estas características. Algunos padres de familia ya han tomado sus precauciones frente a esta situación teniendo que cambiar a otros centros educativos a sus hijos, aunque esto les represente un mayor gasto.

Los habitantes de la zona viven día a día los perjuicios por la falta de accesos, ya que, para poder acceder a cualquier servicio de atención pública deben dirigirse afuera de su zona de residencia, y esto no lo pueden hacer con la prontitud que se requiere en situaciones de emergencia. Por todos los inconvenientes mencionados la zona tampoco tiene la oportunidad de crecer comercialmente y menos económicamente, lo que crea un ambiente de hostilidad entre los habitantes del lugar y las autoridades regionales por no dar solución a sus exigencias.

Entre las posibles soluciones se plantean las siguientes:

- Puente peatonal
 - Pasarela de Hormigón Armado
 - Pasarela de Hormigón pretensado
- Puente vehicular-peatonal
 - Puente de hormigón armado.
 - Continuo con vigas articuladas (Gerber) Infraestructura: Dos pilas centrales y estribos extremos.
 - Puente Atirantado
 - De hormigón pretensado, con mástil central.
 - Puente tipo bóveda con relleno superior mayor a 60 cm.

- Con bóveda de hormigón armado. Infraestructura: dos estribos de hormigón armado.
- Mejoramiento y limpieza de los accesos en lecho de quebrada.

Formulación

La alternativa de emplazar un puente vehicular-peatonal, es la más viable, ya que, despejaría los senderos en lecho de quebrada como opción de medio de comunicación entre los barrios, disminuiría el embotellamiento en las actuales vías principales de acceso.

1.2. OBJETIVOS

Los objetivos que se plantean cumplir con la realización del presente proyecto de Ingeniería Civil son los siguientes:

1.2.1. Objetivo General

- Diseñar estructuralmente un puente vehicular-peatonal, que comunique los barrios Méndez Arcos y San Antonio, solucionando así el problema planteado en los párrafos iniciales.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Realizar el estudio hidrológico y de suelos, de la zona en estudio, para definir parámetros a emplear en el diseño estructural del puente.
- Analizar las características del sitio de emplazamiento definido para el puente vehicular, basándose en el levantamiento topográfico realizado por la Honorable Alcaldía Municipal.
- Realizar el análisis de alternativas para el diseño de un puente vehicular peatonal, y seleccionar la alternativa más adecuada, en función a, la topografía, ya conocida y los estudios de suelos e hidrología.
- Desarrollar el diseño estructural según la Normativa AASTHO LRFD 2004 y ACI 318S-05.
- En función a la alternativa de diseño seleccionada una vez calculada la misma, definir las especificaciones técnicas para su proceso constructivo y calcular el presupuesto general, en función a los cálculos métricos y precios unitarios calculados previamente.
- Calcular el tiempo de ejecución para la construcción del proyecto.

1.3. JUSTIFICACION

El porqué de la realización del presente proyecto de Ingeniería Civil se refleja en los siguientes puntos:

Justificación académica

Se fortalecerán los conocimientos ya adquiridos a lo largo del desarrollo de mi carrera y me nutriré de nuevos conocimientos que aplicare en mi vida profesional, expandiré mis conocimientos sobre la ventaja de emplear elementos arco aprovechando su efecto en la funcionalidad en general de la estructura.

Justificación técnica

El diseño estructural de un puente vehicular-peatonal, solucionara de hecho, el problema planteado, mejorando el flujo vehicular y peatonal de los vecinos del distrito.

Justificación social

La materialización de tan anhelado proyecto por parte de los pobladores de los barrios San Antonio y Méndez Arcos, brindará comodidades requeridas desde hace ya mucho tiempo, el compromiso de mi persona con la dirigencia de los barrios es hacer la entrega de un documento de diseño estructural de un puente vehicular, finalizando la gestión, obtenido el documento solo quedará, que las juntas vecinales hagan las gestiones correspondientes ante la Honorable Alcaldía Municipal para su posterior ejecución.

1.4. ALCANCE DEL PROYECTO

1.4.1. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

Las alternativas de solución planteadas para el diseño estructural de un puente vehicular-peatonal, salvando una luz de 71,96 m y una depresión de 18,55 m son resumidas a continuación:

ALTERNATIVA 1: PUENTE CONTINUO DE HORMIGON ARMADO CON VIGAS ARTICULADAS (GERBER)

La alternativa uno plantea el diseño estructural de un puente continuo de hormigón armado, isostático, de tres tramos con dos articulaciones.

Desventajas: entre sus desventajas se pueden mencionar que por tratarse de un tramo largo necesariamente debe contar con más de una articulación, las cuales requieren mayor mantenimiento debido a las juntas de dilatación, además que, al tratarse de vigas de sección transversal rectangular, por ser de hormigón armado, el peso propio de la estructura es considerable, además de requerir un apoyo central (pilote), sumando un fuerte incremento económico en el presupuesto general.

ALTERNATIVA 2: PUENTE ATIRANTADO DE HORMIGON PRETENSADO, CON MASTIL CENTRAL.

La alternativa plantea el diseño estructural de un puente atirantado de hormigón pretensado con un mástil central el cual, tomando en cuenta que la depresión es de 18,55 m, tendrá una altura de 22 m estimando la profundidad de fundación en aproximadamente 3 m.

Considerando solo el mástil central mencionado ya se supone un gran incremento en el presupuesto general, además de que por tratarse de una estructura novedosa, la mano de obra para la puesta en obra, además del equipo, supondrá mayor gasto económico.

Desde el punto de vista estético se trata de una estructura muy representativa pero no tan adecuada considerando la ubicación del proyecto, ya que, para justificar la erogación económica debe tratarse de una zona central donde se pueda lucir y aprovechar más la estructura.

ALTERNATIVA 3: BOVEDA DE EJE PARABOLICO BIAPOYADA, DE HORMIGON ARMADO.

La tercer alternativa consiste en el diseño estructural de una bóveda de hormigón armado con relleno superior de 5,20 m, el diseño consistirá en diseñar la bóveda de hormigón armado con eje parabólico la cual es la trayectoria más adecuada, ya que, gracias a esta forma se reducen los esfuerzos de flexión en la bóveda. La bóveda por su forma trabaja totalmente a compresión, es así que la bóveda resiste el relleno superior además de la superestructura que en este caso consiste en barandado, vereda, y la capa de rodadura.

Los arcos son uno de los tres elementos estructurales de forma activa. Este elemento estructural está sometido a flexo-compresión.

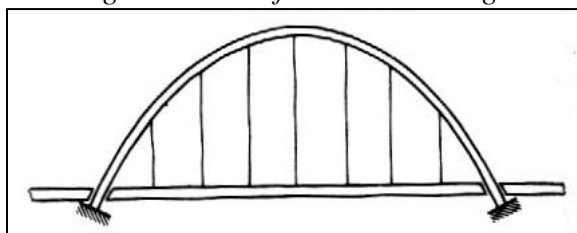
Geometría Ideal:

Para definir la geometría ideal del arco, se debe invertir la forma parabólica que toma un cable sobre el cual actúan cargas uniformemente distribuidas según una horizontal, y de esta manera se obtiene la forma ideal de un arco que sometido a ese tipo de carga desarrolla sólo compresión, los momentos flectores y las fuerzas cortantes se reducen al mínimo e incluso, en algunas estructuras, se eliminan completamente.

La forma de un arco debe ser funicular para las cargas más pesadas a fin de minimizar el momento.

Los arcos funiculares ocupan un extremo de la escala de tensiones, con ausencia de flexión; las vigas ocupan el extremo opuesto, trabajando sólo a la flexión. La carga permanente es la usada para dar forma al arco, así no produce momento por ser funicular a esta carga, el momento introducido es debido a la carga variable.¹

Figura 1: Arco funicular de carga



Fuente: Sistemas estructurales, Prof. Jorge Medina

Los arcos son una de las estructuras más utilizadas desde la antigüedad. La bóveda tratándose de puentes, lleva consigo el concepto de forma curva, para que resista por compresión directa a sus elementos. La parte vista por los costados de las bóvedas, se denomina *frente*; su paramento inferior, *intradós*; su paramento superior, *trasdós*; se llama *clave* la parte central y superior de las bóvedas y *arranques* sus partes inferiores.

En algunos casos se construyen estos puentes sin piedras, es decir, de hormigón simple, resultando estructuras más caras, debido a la utilización de encofrados especiales y mayor consumo de cemento, por lo que en esos casos resulta más adecuado recurrir al hormigón armado.²

¹ "Sistemas Estructurales" Prof. Jorge O. Medina

² "PUENTES" Belmonte Gonzales Hugo E.

- *Por todo lo planteado anteriormente es que, se define realizar el diseño estructural de una bóveda biapoyada con eje parabólico, utilizando como material el hormigón armado.*

Ventajas de los arcos.

Entre las ventajas del arco se puede decir que es en esencia una estructura de compresión utilizada para cubrir grandes luces. Un arco lleva una combinación de compresión y flexión debido a que no puede cambiar su forma para los tipos de carga, por lo que el material a usar debe soportar algo de flexión además de la compresión que se genera por la forma curva.³

1.4.2. ANÁLISIS TÉCNICO – ECONÓMICO

En las anteriores alternativas planteadas como posible solución se debe comparar las mismas desde el punto de vista técnico y económico, tomando en cuenta que estos son los aspectos más importantes para tomar una decisión correcta.

Se sabe que la primer alternativa por el hecho de tratarse de vigas de hormigón armado macizas añadirá un fuerte incremento al peso de la estructura, además de que requerirá de un constante mantenimiento debido a las articulaciones; la segunda alternativa se adapta al sitio de emplazamiento debido a la luz del tramo a salvar, pero es injustificable desde el punto de vista económico, ya que, la zona de emplazamiento no es la más indicada para lucir una estructura de esas características estéticas.

En cuanto a la última alternativa esta es la única que no contempla el diseño de un pilar central, el mismo que como se sabe, formara parte de la infraestructura añadiendo un fuerte incremento a la misma. Tomando en cuenta por referencias bibliográficas la infraestructura en un puente representa aproximadamente el 70 % de su presupuesto general, por lo que, es aconsejable tratar de reducir los elementos conformantes de la infraestructura para así reducir costos.

Para la única estructura que no resulta desfavorable la considerable depresión del sitio de emplazamiento es para la tercera alternativa, ya que, no contribuye a tener que considerar una pila central de gran envergadura sino más bien, gracias a la considerable carga

³ Salvadori y Heller, 1963, 1998; Winter y Nilson, 1977)

permanente debido al relleno superior de la bóveda la misma reducirá los esfuerzos de flexión y trabajará totalmente a compresión, logrando una sección más esbelta.

A continuación se presenta una tabla comparativa de precios de algunos puentes por unidad de longitud, para estimar de esta manera cuanto llegaría a costar nuestra estructura en función a la luz a salvar y a la alternativa que se seleccione como la más adecuada:

Tabla N°1: Costo de Puentes (Bs/m)

Tipo de Puente	Costo (Bs/m)
Puente de vigas de tramos simplemente apoyados de hormigón armado (Fuente: Proyecto puente vehicular Chocloca)	29788
Puente Atirantado de hormigón pretensado con Pila Intermedia	135560

Fuente: Elaboración Propia

1.4.3. SELECCIÓN DE ALTERNATIVA

Según lo analizado en los anteriores párrafos, es que, se define la tercera alternativa, *Diseño estructural de una bóveda de hormigón armado de eje parabólico con relleno superior de 5,20 metros*, como la más viable desde el punto de vista técnico y económico.

1.4.4. RESULTADOS A LOGRAR

El presente proyecto de Ingeniería Civil tiene como metas los siguientes puntos:

- Verificar los datos de levantamiento topográfico facilitado por la Sub- Alcaldía, el cual se realizó en gestiones pasadas por lo cual, debe ser comprobado, para considerarlo como información primaria.
- Se realizara un estudio de suelos a detalle, clasificando el tipo de suelo en base a su granulometría, determinando su capacidad portante mediante métodos experimentales.
- Estudiar el área de influencia de la quebrada, para realizar las aproximaciones que brinden los datos hidrológicos necesarios para el diseño.
- Estudiar a profundidad el tipo de puente vehicular-peatonal escogido, para así determinar los tipos de materiales para cada elemento de la infraestructura, buscando siempre el optimizar costos pero sin descuidar la parte técnica.

- Realizar el diseño estructural del puente, tanto de infraestructura como de la superestructura.
- Anexar en el documento final de proyecto de Ingeniería civil, toda la información correspondiente como cálculos de precios unitarios, presupuesto en general y especificaciones técnicas.
- Reflejar resultados del diseño estructural en planos a detalle del puente vehicular-peatonal.

1.4.5. APORTE ACADÉMICO

Como ya se definió según el análisis de alternativas, se realizará el diseño estructural de un puente tipo bóveda de hormigón armado con un relleno superior igual a 5,20 metros, estructura que por encontrarse enterrada tendrá en todo el desarrollo de su diseño estructural, nuevos conceptos y consideraciones bien respaldadas según normativa, como ser, la consideración de empujes de tierra en la bóveda, la verificación del efecto arco en una estructura, la importancia de definir las dimensiones como flecha y luz del arco, la comprobación del concepto de la geometría del arco, empleando como la más adecuada la geometría que forma el eje parabólico por ser semejante a la línea funicular de las cargas, la disipación de las cargas en función de la profundidad del relleno, la consideración especial para estructuras enterradas en el caso de la sobrecarga vehicular y de igual manera el efecto considerable del empuje de tierra en los estribos.

Es por todo lo mencionado anteriormente que el presente diseño estructural de un puente vehicular-peatonal empleando como alternativa de solución una bóveda de hormigón armado enterrada, con un relleno de 5,20 metros, quedará como un aporte académico dando a conocer estos conceptos que no se nos infunden específicamente en el desarrollo de nuestra carrera.

1.5. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El puente tipo bóveda con relleno superior igual a 5,20 metros, estará emplazado sobre la Quebrada Verдум salvando una luz de 50 m uniendo las Calles 16 y la Calle Sin nombre N° 1118 enlazando así los barrios San Antonio y Méndez Arcos.

Figura 2: CROQUIS DE UBICACIÓN – PUENTE VEHICULAR MENDEZ ARCOS – SAN ANTONIO



Fuente: Google Maps

CAPITULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. ESTUDIOS PREVIOS

En el desarrollo y metodología a emplear para el desarrollo del proyecto se contemplaron trabajos de campo y de gabinete. En primer lugar se tuvo conocimiento acerca de las características del sitio de emplazamiento del puente, los desniveles principales, el tipo de suelo existente, se realizó una estratificación del suelo a la profundidad requerida según el tipo de obra que en este caso se quiere emplazar, se estudiaron las características hidrológicas del cauce, y se definió en función a todas las características antes mencionadas la profundidad de fundación requerida.

A continuación se detallan los estudios previos realizados:

2.1.1. Levantamiento Topográfico

El levantamiento topográfico consistió en realizar un levantamiento detallado del fondo; se realizaron los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos correspondientes, donde se indica la dirección del curso del agua.

Los planos topográficos se encuentran a escala 1:500 con curvas de nivel a intervalos de 1 m y comprendiendo la zona de emplazamiento del puente, ubicación ya fijada según solicitudes de los barrios beneficiados, en los planos topográficos se presenta el corte longitudinal y transversal del fondo de la quebrada.¹

En este caso el levantamiento topográfico es información brindada por la Sub-Alcaldía de la Provincia Cercado, a favor de mi persona, como parte de la colaboración comprometida.

Instrumentación; se realizó el levantamiento topográfico utilizando la estación total, prismas, estacas, pintura, martillo.

2.1.2. Estudio de suelos

El estudio de suelos consistió en definir a partir de la muestra obtenida en el ensayo de penetración estándar (SPT) características del suelo como ser: identificación de capas,

¹ Ver Plano N°1 en ANEXO 10

tipo de suelo, clasificación, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones.



Figura 3: Fotografía tomada del equipo de "SPT" en el sitio de ensayo

Después de realizar el ensayo SPT se obtuvo una muestra significativa de suelo para realizar los ensayos que se requerían, como ser: contenido de humedad, granulometría, límites de Attemberg y la posterior clasificación del suelo.

Cabe hacer notar que es necesario para este tipo de estructuras definir la profundidad adecuada de sus fundaciones, en función de las características del suelo existente, es así que se realizó el ensayo de penetración inicialmente a una profundidad de 2,2 m, y posteriormente a 3 m de profundidad², encontrándose a esta profundidad mejores características del suelo, en función al número de golpes necesarios para que el equipo penetre 30 cm en el suelo.

A continuación se mencionará cada uno de los ensayos realizados, para las muestras obtenidas en ambos pozos:

² Ambos ensayos se encuentran detallados en ANEXO 2

a) Contenido de humedad

El contenido de humedad permite conocer el porcentaje de agua contenido en la muestra de suelo, según normativas existen diversos métodos para conocer este porcentaje de agua, en este caso se realizó mediante el método de horno.

b) Granulometría

El ensayo de granulometría se realizó mediante el método del lavado debido a que la muestra tiene un gran porcentaje de finos.

c) Límites de Attemberg

Ambas muestras presentaron límites, se siguió el procedimiento normado para su realización.

d) Clasificación del tipo de suelo

La clasificación del tipo de suelo se realizó mediante dos métodos, el método AASTHO y SUCS, tomando las variables correspondientes para su desarrollo a partir de los anteriores estudios, ya mencionados.

2.1.3. Estudios de hidrología e hidráulica

El estudio hidrológico se realizó con la finalidad de establecer las características de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

Con los estudios de hidrología se debe establecer caudal máximo de diseño, comportamiento del río en el tramo donde se emplazara el puente, nivel máximo de aguas (NMA) en la ubicación del puente, nivel mínimo recomendable para el tablero del puente, profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación según su tipo, obras de protección necesarias y las previsiones a considerar para la construcción del puente.

El estudio hidrológico nos permitió conocer el caudal máximo, y a partir de este, el NMA, el caudal máximo se determinó mediante la fórmula racional:

$$Q = \frac{c * I * A}{3,60}$$

Dónde:

c = Coeficiente de escorrentía en función del terreno

I = Intensidad máxima (mm/hr)

A = Área de la cuenca (km²)

El primero paso que se debe de seguir es conocer que estaciones pluviométricas se encuentran cerca de la zona en estudio, para obtener así los datos registrados de las precipitaciones máximas diarias, el número de años de registro con los que se cuente deben de ser aproximadamente la misma cantidad en las estaciones que se seleccionen como las más influyentes en la zona.

a) **Precipitaciones máximas horarias**

En función a la ponderación de datos, de las estaciones seleccionadas se debe calcular las precipitaciones máximas horarias para la construcción de las curvas I.D.F.

$$hd_t = Ed * \left(\frac{t}{\alpha}\right)^\beta (1 + Kd * \log(T))$$

Dónde:

E_d = Moda Ponderada

K_d = Característica Ponderada

T = Periodo de retorno

α, β = Coeficientes adoptados en función al área de aporte de la cuenca.

b) **Tiempo de Concentración**

El tiempo de concentración es el tiempo que tarda en recorrer una gota desde el punto más lejano de un extremo de la cuenca hasta llegar al punto de estudio o desembocadura.

Para estimar el tiempo de concentración existen varias métodos entre ellos están las fórmulas empíricas los cuales aplicaremos en el presente estudio.

Se requieren los siguientes datos: área, Perímetro, longitud, pendiente y desnivel.

Formula Californiana:

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

Formula Australiana:

$$T_c = \frac{0,9667 * L}{A^{0,1} * S^{0,2}}$$

Formula Ventura Heras:

$$T_c = 0,05 * \sqrt{\frac{A}{j}}$$

Formula Kirpich:

$$T_c = 0,0195 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

Seleccionando de todos los valores obtenidos los valores más cercanos y lógicos, para realizar una media entre los mismos y obtener el tiempo de concentración de la cuenca.

c) Coeficiente de Escorrentía

El coeficiente de escorrentía “c” toma valores entre 0 y 1 y varía apreciablemente de una cuenca a otra y de una tormenta a otra debido a las características de la cuenca, como ser permeabilidad, pendiente, cobertura vegetal y de algunas características de retención o encharcamiento de la superficie.

Para la determinación de este coeficiente se ponderaran los valores de los distintos tipos de superficies de terreno que se encuentra en la cuenca.

2.1.4. Estudio de Socavación

La profundidad de la socavación en el lecho se debe estudiar, ya que, debe de conocerse para así determinar la cota de fundación de los estribos, evitando así daños a la estructura.

Como se sabe la profundidad de socavación tiene que ver con la altura de tirante máximo determinado, y por lo tanto, también con la velocidad del flujo, se prevé que no será un factor que afecte de manera considerable esta estructura en particular, ya que el cauce no posee un caudal considerable.

El siguiente método es planteado en el libro de “Puentes” de Hugo E. Belmonte:

$$h = k * H * v^2$$

Dónde:

k = Constante característica del terreno (s^2/m^2)

H = Profundidad de la corriente (m)

v = Velocidad de las aguas (m/s)

El valor de la constante “k” se asumirá en función de las características del terreno.

Tabla 2: Valore de “k” para algunos materiales

MATERIAL	k (s^2/m^2)
Ripio conglomerado	0,01
Ripio Suelto	0,04
Arena	0,06
Fango	0,08

Fuente: Puentes, Hugo E. Belmonte

2.2. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

El cálculo estructural de los elementos que conforman la estructura se realizará de acuerdo a la normativa AASTHO LRFD 2004 y ACI 318S- 05, tanto a flexión como a corte.

2.2.1. Factores de carga y combinaciones de carga³

La sollicitación mayorada se tomará como:

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

Dónde:

η_i = Modificador de las cargas especificado en el artículo 1.3.2

Q_i = Sollicitaciones de las cargas aquí especificadas.

γ_i = Factores de carga especificados en las tablas 1 y 2.

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la Ecuación 1 para las combinaciones aplicables de sollicitaciones extremas mayoradas según se especifica para los estados límites.

³ AASTHO LRFD 2004 Sección 3

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \dots \dots \dots (1)$$

El modificador de cargas se tomará igual a 1, considerando que, es un diseño que cumple con las especificaciones de la norma, que se cuenta con niveles convencionales de redundancia y que se trata del diseño de un puente típico.

En el presente proyecto solo se analizará el estado límite de RESISTENCIA I en el caso de los elementos no estructurales (barandado, vereda y bordillo), el mismo que realiza una combinación de cargas básicas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

En el caso particular de la bóveda de hormigón armado se consideraran los estados límites de RESISTENCIA I y IV, por ser más considerable el peso del relleno.

Por ultimo en el caso de los estribos se analizaran los estados límites de RESISTENCIA I, IV y V.

El estado límite de resistencia garantiza que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de carga estadísticamente significativas especificadas que se anticipa que el puente experimentara durante su periodo de diseño.⁴

Tabla 3- Combinaciones de carga y Factores de carga

Combinaciones de carga	DC	DD	LL	IM	CE	BR	PL	WA	WS	WL	FR	TU	CR	SH	TG	SE	Usar solo uno por vez			
																	EQ	IC	CT	CV
Estado Límite	EL	LS	WA	WS	WL	FR	SH	TG	SE	EQ	IC	CT	CV							
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-							
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-							
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-							
RESISTENCIA IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,5/1,20	-	-	-	-	-	-							

⁴ AASTHO LRFD 2004 Sección 1 (1.3.2.4)

Solo EH,EV,ES,DW,DC	1,5												
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,00	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,2	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,2	-	1,00	-	-	-	-
FATIGA - Solo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 4- Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

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

Fuente: AASHTO LRFD 04 (Sección 3)

2.2.1.1. Factores de Resistencia

El factor de resistencia ϕ se deberá tomar como:

Tabla 5 - Factores de resistencia.

Para flexión y tracción del hormigón armado	0,90
Para flexión y tracción del hormigón pretensado	1,00
Para corte y torsión:	

H° de densidad normal	0,90
H° de baja densidad	0,70
Para compresión axial con espirales y zunchos	0,75
Para apoyo sobre hormigón	0,70
Para compresión en modelos bielas y tirantes	0,70
Para compresión en zonas de anclaje:	
H° de densidad normal	0,80
H° de baja densidad	0,65
Para tracción en el acero en las zonas de anclaje	1,00
Para resistencia durante el hincado de pilotes	1,00

Fuente: AASHTO LRFD 04 Sección 1

2.2.2. Cargas actuantes en la Superestructura

En el diseño de los elementos de la superestructura se tomarán en cuenta dos tipos de carga: las cargas permanentes y las cargas vivas o transitorias. Entre las cargas permanentes se pueden incluir el peso propio de los componentes estructurales y no estructurales y en este caso peso de relleno. Las cargas vivas o transitorias como lo dice su nombre varían respecto al tiempo y pueden ser aplicadas desde varias direcciones y/o ubicaciones, las mismas incluyen cargas vehiculares y peatonales.

Las estructuras enterradas se deberán diseñar para las solicitaciones resultantes de los empujes horizontales y verticales del suelo, la carga del pavimento, la sobrecarga y el incremento por carga dinámica.⁵

Las cargas de rueda se deberán distribuir a través de los suelos de relleno de acuerdo con los requisitos del Artículo 3.6.1.2.6. (AASHTO LRFD 04).

A continuación se nombran las cargas a considerar en el diseño con su respectiva simbología:

- Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales (DC)
- Incremento por carga vehicular dinámica (IM)
- Sobrecarga vehicular (LL)
- Sobrecarga peatonal (PL)

⁵ AASHTO LRFD 2004 Sección 12 (12.6.1)

Peso del relleno (EV)

Según la normativa en la que se basara el diseño de esta estructura el peso del relleno debe ser modificado considerando la interacción suelo-estructura, la norma indica que para instalaciones en zanja y bajo terraplén, en ausencia de un análisis más refinado, la carga de suelo total no mayorada W , que actúa en la alcantarilla se puede tomar de la siguiente manera:⁶

- Para instalaciones bajo terraplén:

$$W_E = g * F_e * \gamma_{rell} * H \times 10^{-9}$$

Dónde:

$$F_e = 1 + 0.20 * \frac{H}{B_c}$$

Y dónde:

g = aceleración de la gravedad (m/seg²)

W_E = carga de suelo no mayorada (N/mm)

B_c = ancho exterior de la estructura (mm)

F_E = factor de interacción suelo-estructura para instalaciones bajo terraplén.

γ_s = densidad del relleno (kg/m³)

F_E no deberá ser mayor que 1,15 para las instalaciones con relleno compactado a lo largo de los laterales de la sección tipo cajón, ni mayor que 1,40 para las instalaciones con relleno no compactado a lo largo de los laterales de la sección tipo cajón.

Carga viva vehicular⁷

Según los requisitos generales de la normativa la sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

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

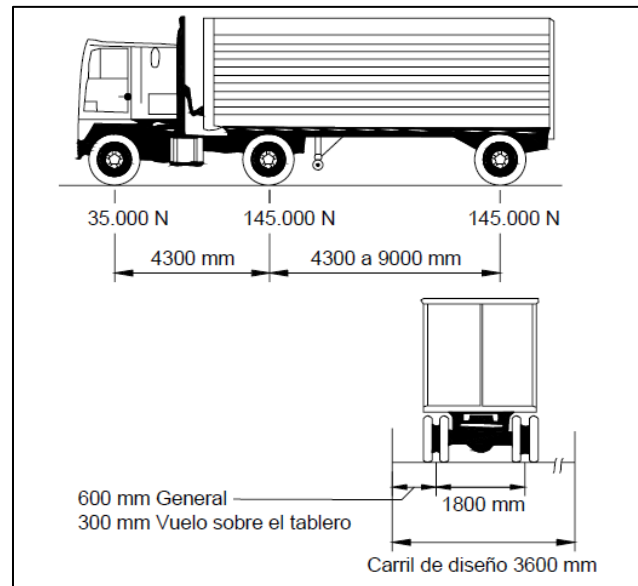
⁶ AASTHO LRFD 2004 Sección 12 (12.11.2.2.)

⁷ AASTHO LRFD 2004 Sección 3 (3.6.1.2.1)

Camión de diseño⁸

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

Figura 4: Camión de diseño

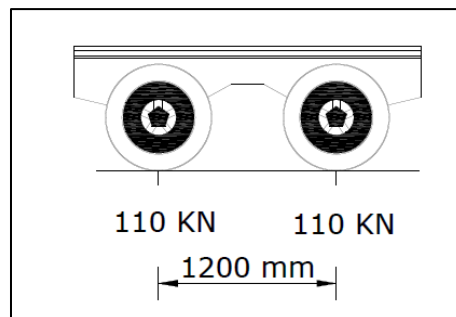


Fuente: AASHTO LRFD 04 Sección 3

Tándem de diseño⁹

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

Figura 5: Tándem de diseño



Fuente: AASHTO LRFD 04 Sección 3

⁸ AASTHO LRFD 2004 Sección 3 (3.6.1.2.2)

⁹ AASTHO LRFD 2004 Sección 3 (3.6.1.2.3)

La sobrecarga vehicular en el caso del diseño estructural de la bóveda, deberá ser considerada como una carga distribuida actuando en un área rectangular, la cual será calculada en función a las siguientes consideraciones de la norma.

Área de contacto de los neumáticos¹⁰

El área de contacto de los neumáticos de una rueda compuesta por uno o dos neumáticos se deberá considerar como un único rectángulo de 510 mm de ancho y 250 mm de longitud.

Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye uniformemente sobre el área de contacto. Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye de la siguiente manera:

- En superficies continuas, uniformemente sobre el área de contacto especificada, y
- En superficies discontinuas, uniformemente sobre el área de contacto real dentro de la huella, aumentando la presión en función de la relación entre el área de contacto especificada y la real.

Distribución de las cargas de rueda a través de suelos de relleno.¹¹

Si la profundidad del relleno es menor que 600 mm, se despreciará el efecto del relleno sobre la distribución de la sobrecarga. Si la profundidad del relleno es mayor que 600 mm, se puede considerar que las cargas de las ruedas están uniformemente distribuidas en un área rectangular cuyos lados son iguales a la dimensión del área de contacto de los neumáticos, más 1,15 veces la profundidad del relleno en el caso de rellenos granulares seleccionados, o la profundidad del relleno en todos los demás casos.

Si las áreas de varias ruedas se superponen, la carga total se deberá distribuir uniformemente en el área.

Carga de carril de diseño¹²

La carga del carril de diseño consiste en una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supone uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas

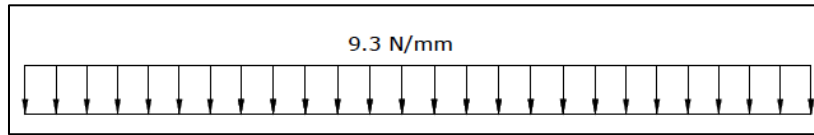
¹⁰ AASTHO LRFD 2004 Sección 3 (3.6.1.2.5)

¹¹ AASTHO LRFD 2004 Sección 3 (3.6.1.2.6)

¹² AASTHO LRFD 2004 Sección 3 (3.6.1.2.4)

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

Figura 6: Carga de carril de diseño



Fuente: AASTHO LRFD 04 Sección 3

Incremento por carga dinámica.

El incremento por carga dinámica para alcantarillas y otras estructuras enterradas cubiertas por la Sección 12, en porcentaje, se deberá tomar como:¹³

$$IM = 33(1,00 - 4,1 \times 10^{-4} * D_E) \geq 0\%$$

Dónde:

D_E = profundidad mínima de la cubierta de tierra sobre la estructura (mm)

En el diseño estructural de la bóveda, se realizará la idealización de las cargas, en todo el largo de una línea de cargas igual a, la distancia entre los extremos del eje central de la geometría de la parábola, con la finalidad de facilitar la resolución de las reacciones resultantes que actúan en los dos apoyos de la bóveda, las cuales, cabe mencionar serán simétricas.

Cargas modificadas debido a la profundidad del relleno.

Las cargas que deberán ser modificadas debido a la profundidad del relleno son: la carga permanente debida a los accesorios (vereda, barandado, bordillo), la carga permanente debida a la capa de rodadura, la carga de carril y la sobrecarga peatonal.

Para realizar esta consideración de actuación de cargas a una cierta profundidad, se adoptará la teoría de Boussinesq¹⁴ quien plantea que la distribución de esfuerzos en el terreno debido a una carga rectangular se halla al solucionar la integral (Newmark) 1935. El incremento de esfuerzo vertical $\Delta\sigma_z$ para un punto cualquiera "a" debajo del área rectangular cargada de ancho B y largo L, cargada con un valor de esfuerzo de contacto "q" uniformemente distribuido, en una profundidad "z" cualquiera será:

$$\Delta\sigma_z = q * I_{(m,n)}$$

¹³ AASTHO LRFD 2004 Sección 3 (3.6.2.2)

¹⁴ "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica" Braja D.

Dónde el valor del factor de incidencia ($I_{m,n}$) es igual a:

$$I_{(m,n)} = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} * \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \tan^{-1} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2} \right) \right]$$

Y dónde:

$$m = \frac{B}{z}; \quad n = \frac{L}{z}$$

B = Ancho del área rectangular

L = Longitud del área rectangular

z = Profundidad del relleno

La fórmula del valor del factor de incidencia tiene una autocorrección en caso de que:

$$m^2 * n^2 > m^2 + n^2 + 1$$

Y la misma es igual a:

$$I_{(m,n)} = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} * \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \tan^{-1} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2} \right) + \pi \right]$$

2.2.3. Cargas actuantes en la Infraestructura.

A continuación se nombran las cargas a considerar en el diseño de la infraestructura con su respectiva simbología:

- Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales (DC)
- Incremento por carga vehicular dinámica (IM)
- Sobrecarga vehicular (LL)
- Sobrecarga peatonal (PL)
- Sobrecarga viva (LS)
- Empuje lateral del suelo (E_{ah} ; E_{av})
- Peso Propio del relleno (EV)

Empuje lateral del suelo

Se asume que el empuje lateral del suelo es inicialmente proporcional a la altura de suelo, y se debe tomar como:

$$p = k * \gamma_s * g * z * (x10^{-9})$$

Dónde:

p = Empuje lateral del suelo (MPa)

k = Coeficiente de empuje lateral

γ_s = Densidad del suelo (kg/m^3)

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)

z = Profundidad del suelo debajo de la superficie (mm)

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

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

Dónde:

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

Y dónde:

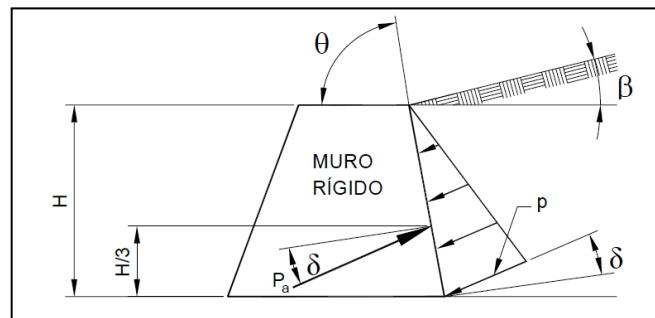
δ = Ángulo de fricción entre el relleno y el muro

β = Ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal

θ = Ángulo que forma el respaldo del muro respecto a la horizontal

ϕ_f = Ángulo efectivo de fricción interna

Figura 7: Simbología para el empuje activo de Coulomb



Fuente: AASHTO LRFD 04 Sección 3

Tabla 6: Ángulo de fricción entre diferentes materiales

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, δ (°)	Coefficiente de fricción, $\tan \delta$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación		
* Roca sana y limpia	35	0.70
* Grava limpia, mezcla de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
* Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa a arcillosa	24 a 29	0,45 a 0,55
* Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
* Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
* Arcill residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
* Arcilla de rigidez media y rígida, arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34

Fuente: AASHTO LRFD 04 Sección 3

Fuerza Lateral de Empuje (E_a)

$$E_a = \frac{1}{2} * p * z$$

Se asume que esta fuerza debida al peso del relleno actúa a $H/3$, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno.

Y sus componentes tanto vertical como horizontal serán igual a:

$$E_H = E_a * \cos(\delta)$$

$$E_V = E_a * \sin(\delta)$$

Fuerza de viento en la infraestructura

Para las estructuras pequeñas y/o de baja altura el viento generalmente no resulta determinante. En nuestro caso no se tomara en cuenta debido a que es favorable, evitando el vuelco en el estribo.

Cargas Hidráulicas (WA)

Esta carga no se considerara debido a que, son favorables a la estabilidad del estribo evitando el vuelco del mismo.

Sobrecarga Viva (LS)

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro.

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

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

Dónde:

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

Tabla 7: Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico.

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

Fuente: AASHTO LRFD 04 Sección 3

Y la fuerza por sobrecarga viva será igual a:

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

Esta carga actuara verticalmente en toda la profundidad de relleno hasta la base del estribo, por lo que su brazo de palanca, será igual a esa altura entre 2.

2.2.4. Análisis y evaluación estructural

2.2.4.1. Superestructura

La superestructura del puente tipo bóveda con relleno superior igual a 5,20 metros planteado como solución al problema existente en los barrios Méndez Arcos – San Antonio, estará constituida por:

2.2.4.1.1. Barandado- Vereda- Bordillo de hormigón armado.

El barandado estará constituido por pasamanos y postes de hormigón armado, los mismos que serán diseñados tanto a flexión como a corte.

Los pasamanos de hormigón armado serán diseñados tomando las siguientes consideraciones: su peso propio como carga permanente y una carga viva distribuida igual a 0,73 N/mm actuando tanto vertical como horizontalmente, y una carga puntual de 890 N. La armadura calculada para resistir a flexión se colocara en la fibra inferior pero de igual manera se deberá colocar armadura en las fibras superiores para facilitar el armado de la estructura resistente a corte.

Los postes de hormigón armado serán diseñados considerando las siguientes cargas: su peso propio y el peso de los pasamanos como carga permanente y según la normativa AASTHO LRFD 2004, los postes de las barandas hechas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior, es decir perpendicular al pasamanos superior, igual a 890 N y la carga distribuida igual 0,73 N/mm. Tomando en cuenta que la longitud de influencia o luz de cálculo para los postes será igual a la separación de los mismos.

2.2.4.1.2. Capa de pavimento flexible como plataforma:

El pavimento flexible es la estructura de la carretera que está formada por la sub rasante mejorada (opcional), la capa sub base, la capa base y la capa de rodadura que está formada por una mezcla asfáltica.

Componentes de la mezcla asfáltica

La mezcla asfáltica tiene dos componentes principales que son:

- a) Cemento asfáltico; el cual proviene de un proceso de destilación del petróleo crudo.

Existen el de curado rápido, que resulta de usar gasolina como fluidificante, el de curado intermedio, que resulta cuando se utiliza querosene, y el de curado lento que resulta cuando se usa diésel. Además existe la emulsión que resulta cuando se usa agua más emulsor como fluidificante.

- b) Agregados; los agregados deben ser materiales que garanticen la estabilidad y la afluencia o la deformación específica para una determinada mezcla, por lo que, estos deben ser resistentes durables y bien graduados, para comprobar su resistencia y durabilidad deben ser sometidos al Ensayo de la Máquina de los Ángeles y obtener un desgaste menor al 30%.

Se preparan tres agregados: grueso, intermedio y fino, en algunos casos se utiliza un cuarto material llamado Filler (más fino).

Existen diferentes tipos de mezclas asfálticas, diferenciadas por: el % de Cemento Asfáltico (C.A.), graduación del agregado y la forma de su producción. Estos son:

- Concreto Asfáltico
- Tratamiento Simple
- Macadam
- Mezcla en el lugar

En el presente proyecto se empleara concreto asfáltico, y la determinación de los espesores de cada una de las capas que lo conforman se calculará mediante el método del C.B.R.

2.2.4.1.3. Bóveda biapoyada de eje parabólico:

La bóveda de eje parabólico será biapoyada, con apoyos fijos en sus extremos, logrando el apoyo fijo con apoyos de neopreno compuesto.

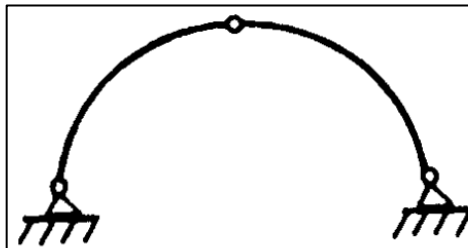
Teoría estructural de arcos.¹⁵

Al igual que otro tipo de estructuras los arcos pueden ser divididos en isostáticos e hiperestáticos.

Arcos Isostáticos

Los arcos isostáticos son aquellos que pueden ser resueltos mediante las ecuaciones independientes proporcionadas por la estática, por ejemplo el arco triarticulado.

Figura 8: Arco triarticulado



Fuente: Arcos circulares (PDF)

Arcos hiperestáticos.

Dentro de los arcos externamente hiperestáticos encontramos el biarticulado, el uniarticulado y el empotrado.

Figura 9: Arcos externamente hiperestáticos

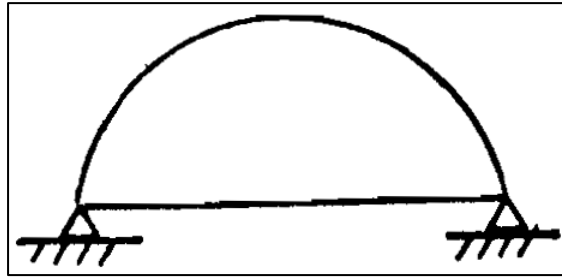


Fuente: Arcos circulares (PDF)

El arco atirantado es ejemplo de estructura internamente indeterminada desde el punto de vista estático. En este caso el tirante absorbe la reacción horizontal que se genera a nivel de los apoyos.

¹⁵ Arcos Circulares (PDF)

Figura 10: Arco atirantado

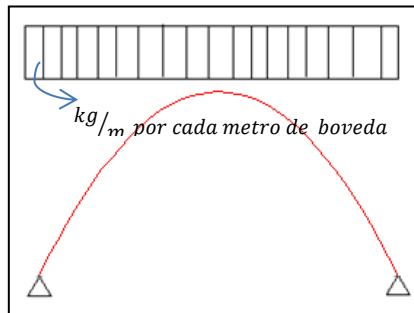


Fuente: Arcos circulares (PDF)

Resolución de la bóveda.

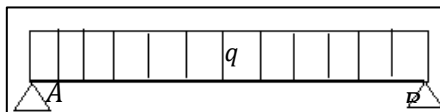
Para determinar la flecha y la luz del arco se irán variando dimensiones hasta encontrar una equivalencia entre las reacciones horizontales y verticales obtenidas, tomando en cuenta que mientras más alta sea la bóveda la reacción horizontal disminuirá, lo que es favorable para el diseño de la infraestructura.

Para determinar el valor de las reacciones en la bóveda se empleará el Teorema de Castigliano, quien planteo lo siguiente, para encontrar las reacciones en un arco de eje parabólico:

Teorema de Castigliano¹⁶

Fuente: Análisis de Estructuras CIV204 "UMSA"

Idealización, según Castigliano:



Fuente: Análisis de Estructuras CIV204 "UMSA"

Realizando sumatoria de momentos en el punto "o".

$$M_o = R_A * x - q * \frac{x^2}{2}$$

¹⁶ Análisis de Estructuras CIV 204 "UMSA"

Reemplazando el valor de la Reacción A:

$$M_o = \frac{q * l}{2} * x - q * \frac{x^2}{2}$$

$$M_o = \frac{q * x}{2} (l - x) \dots \dots (1)$$

Aplicando el Segundo Principio de Castigliano, que dice: “Las incógnitas hiperestáticas en un sistema elástico son de tal magnitud que hacen mínima la energía del sistema”

Se plantea la reacción horizontal H con un valor aproximado a:

$$H = \frac{\int_0^l \frac{M_o y ds}{I}}{\int_0^l \frac{y^2 ds}{I}} \dots (2)$$

Conociendo la ecuación de la parábola se despeja y(x):

$$y = \frac{4 * f * x * (l - x)}{l^2} \dots (3)$$

Por lo que, reemplazando las ecuaciones (1) y (3) en (2), se obtiene:

$$H = \frac{\int_0^l \frac{M_o y ds}{I}}{\int_0^l \frac{y^2 ds}{I}} = \frac{\int_0^l M_o y ds}{\int_0^l y^2 ds} = \frac{\int_0^l \frac{q}{2} x(l - x) * \frac{4R}{l^2} x(l - x) ds}{\int_0^l \left(\frac{4R}{l^2} x(l - x) \right)^2 ds}$$

$$H = \frac{\frac{2qR}{l^2} \int_0^l [x(l - x)]^2 ds}{\frac{16R^2}{l^4} \int_0^l [x(l - x)]^2 ds}$$

Simplificando, finalmente queda:

$$H = \frac{qL^2}{8R}$$

Siendo H la reacción horizontal actuante en la bóveda, de la misma magnitud solo diferente sentido en ambos apoyos.

Sabiendo que la reacción vertical se obtendrá con la siguiente ecuación:

$$V = \frac{q * L}{2}$$

Dónde:

q = Carga distribuida en la línea de cargas idealizada en toda la luz de la bóveda.

En general se requiere un factor de seguridad igual o mayor a 1.50, en algunos casos ciertos muros no dan un factor de seguridad deseado por lo que, se recomienda poder incrementar su resistencia empleando un dentellón en la base.

b) Verificación al Vuelco

$$C_{SV} = \frac{M_R}{M_V}$$

Dónde:

M_R = Sumatoria de momentos resistentes

M_V = Sumatoria de momentos actuantes

Los momentos tanto resistentes como actuantes serán calculados respecto a un punto C, ubicado en el extremo inferior de la puntera.

El coeficiente de seguridad contra volteo respecto a la punta, es decir respecto al punto C debe ser mayor o igual a 2.

c) Tensiones sobre el terreno

Se deberá de calcular inicialmente la excentricidad de la resultante, para en función a este valor definir qué tipo de distribución tienen las presiones en la base.

$$e_A = \frac{\sum \text{Momentos Resistentes} - \sum \text{Momentos Actuantes}}{\sum \text{Fuerzas Verticales}}$$

Condición:

$$e_n = \frac{B}{2} - e_A < \frac{B}{6}$$

Si esto se cumple, quiere decir que la distribución de presiones es trapezoidal, y existe un esfuerzo máximo y mínimo calculado con la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{\sum F_V}{B} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{B} \right)$$

De lo contrario, la distribución de presiones será triangular por lo que, solo existirá un esfuerzo máximo:

$$\sigma_{max} = \frac{2 * \sum V}{3 * [(B/2) - e]}$$

Por lo que, la tensión vertical se calculará de la siguiente manera:

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

b) Seguridad al Vuelco

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

$$e \leq \frac{B}{6}$$

c) Seguridad al deslizamiento

Se deberá investigar la falla por resbalamiento en el caso de las zapatas que soportan cargas inclinadas y/o que están fundadas sobre una pendiente.

La resistencia mayorada contra la falla por resbalamiento, se puede tomar como:

$$Q_R = \phi * Q_n = \phi_\tau * Q_\tau + \phi_{ep} * Q_{ep}$$

Tabla 8: Factores de resistencia para el Estado Límite de Resistencia de las Fundaciones Superficiales

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA	
Resbalamiento	ϕ_τ	Hormigón colado en obra sobre arena	
		usando ϕ , estimado a partir de datos de ensayos SPT	0,80
		usando ϕ , estimado a partir de datos de ensayos CPT	0,80
	ϕ_{ep}	Componente de empuje pasivo del suelo de la resistencia al resbalamiento	0,50

Fuente: AASTHO LRFD 04 Sección 10

Dónde:

Q_{ep} = Resistencia pasiva nominal del suelo.

Resistencia Nominal al corte entre el suelo y la fundación

$$Q_\tau = V * \tan \delta$$

Condición:

$$Q_R \geq Q_S$$

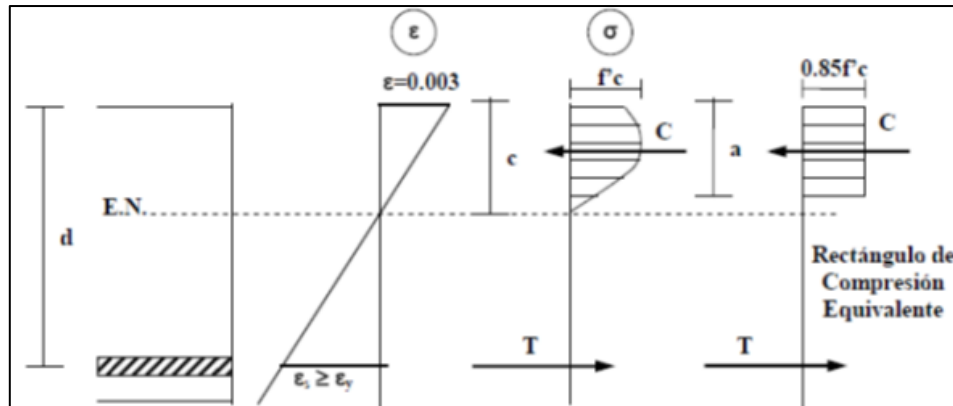
Considerando que Q_S es igual a la sumatoria de fuerzas horizontales que producen deslizamiento.

2.2.5. Diseño a Flexión Simple según el Método del Diagrama Rectangular

Los aspectos matemáticos del manejo de la curva esfuerzo-deformación del hormigón en la zona comprimida del hormigón sometido a flexión pueden ser complejos. El Dr.

Whitney propuso la utilización de un bloque de compresión rectangular cuya área sea equivalente a la que queda bajo la curva real, y cuyo centro de gravedad coincida aproximadamente con el centro de gravedad de la curva real. La investigación del Dr. Whitney fue acogida por el ACI.

Figura 13: Rectángulo de compresión equivalente



Fuente: Hormigón Armado, Ing. Marcelo Romo.

La altura del bloque de compresión rectangular equivalente (de acuerdo al modelo de Whitney), para secciones transversales rectangulares, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$a = \beta * c$$

Dónde:

c = distancia entre el eje neutro y la cara comprimida

β_1 = factor para el diagrama rectangular equivalente de tensiones

Para f'_c entre 18 y 30 Mpa, el factor β_1 se debe tomar como 0.85. Para resistencias superiores a 30 MPa, β_1 se debe disminuir en forma lineal a razón de 0.008 por cada MPa de aumento sobre 30 MPa, sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0.65.

El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones, es así que se define el área necesaria de armadura a flexión igual a:

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 * f_c * a * b}{f_y}$$

Dónde:

f_y = Resistencia característica del acero

f_c = Resistencia característica del Hormigón Armado

b = Ancho de la sección de diseño

a = Altura del bloque de compresión de la sección de diseño

Y dónde:

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right)$$

b = Ancho de la sección de diseño

Mu = Momento último de resistencia

f_c = Resistencia característica del Hormigón Armado

d = Altura efectiva de la sección de diseño.

Armadura Máxima.

Se debe verificar que la armadura a flexión sea menor a la armadura máxima, para la que, se produce la rotura simultánea.

$$A_{s_{max}} = 0,75 * \rho_b * b * d$$

Dónde:

b = Ancho de la sección de diseño

d = Altura efectiva de la sección de diseño.

ρ_d = Cuantía balanceada

Y dónde:

$$\rho_d = \frac{\alpha * f_c}{f_y} * \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \frac{f_y}{E_s}}$$

f_c = Resistencia característica del Hormigón Armado

f_y = Resistencia característica del acero

ε_c = Deformación permisible del Hormigón

E_s = Módulo de elasticidad del acero

Armadura Mínima.

Se debe verificar que la armadura a flexión sea mayor a la armadura mínima.

$$A_{min} = \rho_{min} * b * h$$

Dónde:

ρ_{min} = Cuantía geométrica mínima

b = Ancho de la sección de diseño

h = Altura de la sección de diseño

2.2.6. Diseño de una sección sometida a flexión y carga axial.

Según la normativa ACI 318S-05 el diseño de las secciones transversales sometidas a cargas de flexión, o cargas axiales, o a la combinación de ambas (flexo-compresión) debe basarse en el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones, utilizando las siguientes hipótesis:

- ✓ La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0,003.
- ✓ El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- ✓ La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que de origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

Por otra parte se debe verificar si la sección se encuentra controlada solo por compresión en el caso de que la flexión sea casi despreciable, en comparación al esfuerzo de compresión, es así, que se definen como secciones controladas por compresión si la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción, ϵ_t , es igual o menor que el límite de deformación unitaria controlada por compresión cuando el concreto en compresión alcanza su límite de deformación supuesto de 0,003. El límite de deformación unitaria controlada por compresión es la deformación unitaria neta de tracción del refuerzo en condiciones de deformación unitaria balanceada. Para refuerzo Grado 420, y para todos los refuerzos preesforzados, se permite fijar el límite de deformación unitaria controlada por compresión en 0,002.

Además según bibliografía acerca del diseño de columnas, cuando un elemento de hormigón armado se somete a una combinación de carga axial más flexión (M_u , P_u) es conveniente reemplazar el sistema por uno estáticamente equivalente que representa la carga axial aplicada a una determinada distancia del eje de la columna. Esta distancia,

llamada “e: excentricidad”, se determina como la relación entre el momento y la carga axial: “ $e = M / P$ ”.

Esta excentricidad es la distancia del centroide de la sección al punto donde termina teóricamente la compresión, este punto se conoce como “punto Kern”. Si el proceso se repite para cada eje de la sección se encuentra una región o área interior de la columna la cual se denomina “Área Kern”. Cualquier carga aplicada dentro de esta región solo produce tensiones de compresión en la columna, si la carga se aplica fuera de esta área se producirá tracción en la cara opuesta a la donde se aplica la carga.

En otras palabras si la excentricidad “ $e < h / 6$ ” se puede concluir que la sección no tiene tensiones de tracción en ningún de sus puntos y está sometida solo a compresión.

Según el diseño por resistencias se debe cumplir, para:

Excentricidad:

$$e_u \cong e_n$$

Fuerza Axial:

$$P_u \leq \phi * P_n$$

Momento Flector:

$$M_u \leq \phi * M_n$$

El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0,01A_g$ ni mayor que $0,08A_g$.

2.2.7. Diseño de Armadura a Cortante.

Las vigas de hormigón armado presentan 2 mecanismos para resistir a las fuerzas cortantes:

- Resistencia pura del hormigón
- Resistencia del acero transversal o diagonal.

Como consecuencia, la capacidad resistente nominal viene dada por la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

Dónde:

V_n = Capacidad resistente nominal a corte.

V_c = Capacidad resistente a corte proporcionada por el hormigón simple.

V_s = Capacidad resistente a corte proporcionada por el acero de refuerzo.

Y dónde:

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

d = Altura útil de la sección de diseño

b_w = Ancho de la sección de diseño

f'_c = Resistencia característica del Hormigón Armado

Según el diseño por resistencia se debe verificar:

$$V_U \leq \phi V_n$$

Dónde:

V_u = Cortante último de diseño

ϕ = Factor de reducción de resistencia para corte = 0,90

Según las condiciones de requerimiento de armadura a corte:

No requiere armadura de corte, sí: $V_U < 0,5 * (\phi * V_c)$

Requiere armadura mínima, si se cumple que: $0,5 * (\phi * V_c) \leq V_U \leq (\phi * V_c)$

Requiere armadura de refuerzo por cortante, sí: $V_U > (\phi * V_c)$

2.2.8. Detalles del Refuerzo

2.2.8.1. Protección de concreto para el refuerzo:

Según recomendaciones de la normativa ACI 318S – 05 se dan a conocer a continuación recubrimientos mínimos en función al tipo y funcionalidad de la estructura:

	Recubrimiento (mm)
Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él.....	75
Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:	
Barras No. 19 a No. 57.....	50
Barras No. 16, alambre MW200 o MD200 (16 mm de diámetro)	
y menores.....	40
Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:	
- Losas, muros, viguetas:	

Barras No. 43 y No. 57.....	40
Barras No. 36 y menores.....	20
- Vigas, columnas:	
Armadura principal, estribos, espirales.....	40
- Cascaras y placas plegadas:	
Barras No.19 y mayores.....	20
Barras No. 16, alambres MW200 o MD200 (16 mm de diámetro) y menores.....	15

2.2.8.2. Refuerzo por Retracción y Temperatura

En estructuras donde el refuerzo a flexión se extiende en una sola dirección se debe colocar refuerzo normal al refuerzo a flexión para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura.

El refuerzo por retracción y temperatura debe colocarse de acuerdo a lo siguiente:

La cuantía de refuerzo debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0,0014:

- En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 300 o 350.....0,0020
- En losas donde se empleen barras corrugadas o refuerzo electrosoldado de alambre Grado 420.....0,0018
- En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia mayor a la fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0,35%..... $\frac{0,0018 \cdot 420}{f_y}$

CAPITULO III

3. INGENIERIA DEL PROYECTO

3.1. ANÁLISIS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Se realizó el estudio topográfico de acuerdo a lo especificado en el marco teórico obteniendo de esa manera curvas de nivel cada metro, curvas que a su vez permitieron trazar el perfil transversal del cauce, conociendo la depresión máxima del mismo que es igual a 18,55 metros, encontrándose el punto más bajo a una altura de 1955,25 m.s.n.m. y el punto más alto a una altura de 1973,80 m.s.n.m.

La longitud a salvar, a causa del paso del cauce de la quebrada Verdum por la zona, es igual a 71,96 metros. En función a la topografía de la zona es que se trabajó en la geometría y pre dimensionamientos del puente planteado, siendo necesario el corte del terraplén y relleno donde se requiere, ya que, el eje de las calles que se unirán con la estructura no se encuentran al mismo nivel.

Todos los detalles de los puntos del levantamiento topográfico se encuentran en el ANEXO 1, de igual manera la representación gráfica de las curvas de nivel se encuentran en el ANEXO 8.

3.2. ANÁLISIS DEL ESTUDIO DE SUELOS

Se realizó el estudio de suelos de acuerdo a lo especificado en el marco teórico, a partir de la tabulación y el trabajo de gabinete a partir de los datos y la muestra obtenidos en el ensayo de S.P.T. en dos pozos a distinta profundidad, uno a 2,20 m y otro a 3 m se obtiene un suelo favorable para la fundación en el segundo pozo, el cual se clasifica como un A-2-4 (6) Grava limo-arcillosa con arena, suelo que cuenta con un buena resistencia admisible igual a $4,25 \text{ kg/cm}^2$. Todos los ensayos realizados para los dos pozos considerados se encuentran detallados en el ANEXO 2.

3.3. ANÁLISIS DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

Se realizó el estudio hidrológico e hidráulico el cual se encuentra detallado en el ANEXO 3, a partir del cual, se dan conocer a continuación los datos más relevantes:

Área de la cuenca	A	0,27	km ²
Longitud del río principal	Lr	0,85	km
Pendiente del río principal	S	0,024	m/m
Desnivel del río principal	Δ	20	m

Fuente: Elaboración propia (ANEXO 3)

Para el cálculo del caudal máximo se determinaron como las estaciones pluviométricas más influyentes en la zona, para obtener los datos de precipitaciones máxima diarias: el Tejar y Aeropuerto.

$$Q_{max} = 3,34 \text{ m}^3/\text{s}$$

Como se puede ver el caudal máximo del cauce es bastante pequeño, por lo que el flujo no constituye mayores inconvenientes en la estructura.

Por el valor casi despreciable del caudal se suponen valores similares para el tirante máximo y profundidad de socavación, detallados a continuación:

y_{max} (m)	V (m/s)	h_{soc} (m)
0,133	3,64	0,09

Fuente: Elaboración propia

3.4. PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL

Se realizará el diseño estructural de un puente vehicular tipo Bóveda de hormigón armado, de eje parabólico, funcionando básicamente a compresión, biapoyada en ambos extremos con apoyos fijos, logrados con la colocación de neopreno compuesto. La superestructura consta de la bóveda de hormigón armado, en cuanto a la calzada se diseñara el barandado, la acera, el bordillo y la capa de rodadura empleando pavimento flexible. En la infraestructura se diseñaran estribos con aleros que soportaran las cargas que transmite la bóveda, serán estructuras de hormigón armado diseñadas como muros en voladizo.

3.4.1. Diseño estructural de la Superestructura

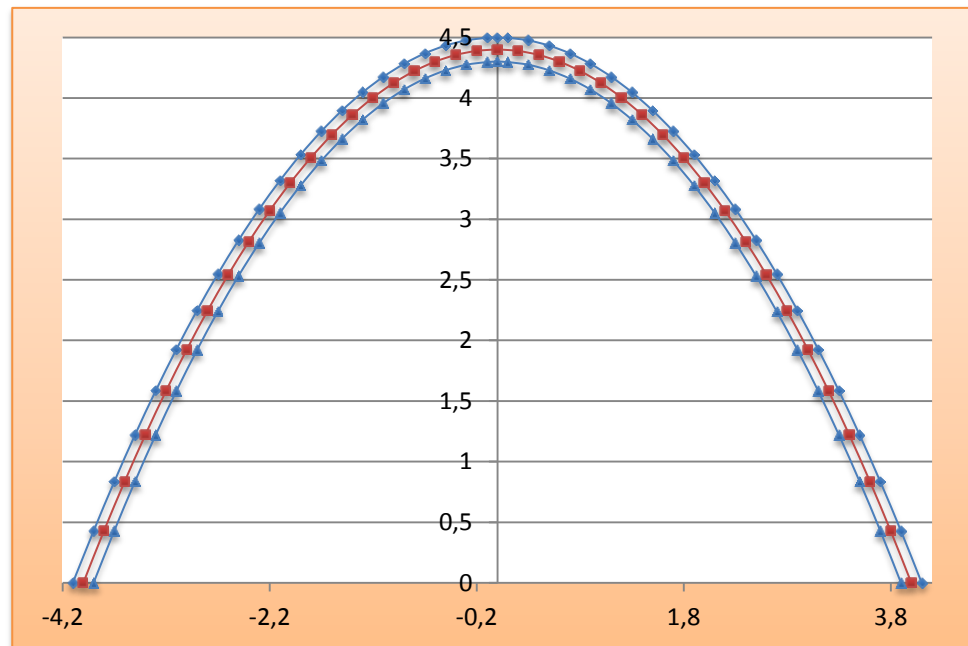
A continuación se da a conocer un resumen mostrando resultados de todos los cálculos realizados, los mismos que se detallan en el ANEXO 4.

a) Pre-dimensionamiento

Ancho de calzada "W"	=	7,2	m
Ancho de vereda "Lv"	=	1	m
Número de carriles "N"	=	2	m
Luz del paquete estructural	=	50	m

Geometría de la bóveda:

Luz de la bóveda "L"	=	8,00	m
Flecha de la bóveda "f"	=	4,40	m
Espesor constante "e"	=	0,20	m
Altura de relleno sobre la clave	=	5,20	m



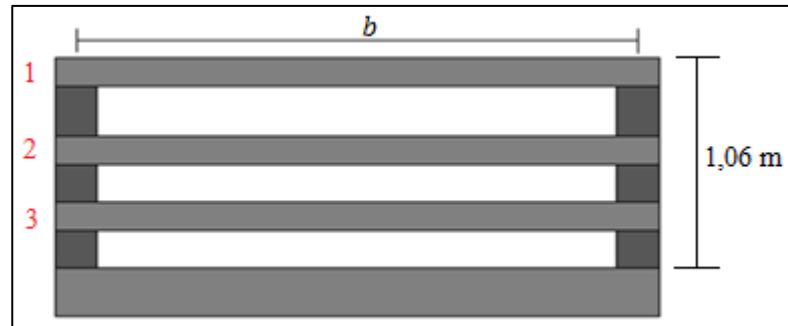
Fuente: Elaboración propia (ANEXO 4)

Materiales a utilizar:

Peso Específico del H°A°	$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} =$	2400	kg/m ³
Resistencia Característica del H°A°	$f_c =$	210	kg/cm ²
Resistencia C. del H°A° (Bóveda)	$f_c =$	280	kg/cm ²
Resistencia Característica del Acero:	$f_y =$	4200	kg/cm ²
Peso Específico de la CR:	$\gamma_{CR} =$	2250	kg/m ³
Módulo de elasticidad del acero:	$E_s =$	2000000	kg/cm ²
Peso Específico del Acero:	$\gamma_y =$	7850	kg/m ³

b) Diseño del barandado

Pasamanos de hormigón armado:



Fuente: Elaboración propia (ANEXO 4)

Se diseñará el barandado TIPO I, el cual tiene pasamanos de hormigón armado con la siguiente geometría:

Ancho de la sección = 0,12 m

Alto de la sección = 0,12 m

Separación entre postes (b) = 2,00 m

Las solicitaciones para las que se diseñan los pasamanos son las siguientes, en función a las cargas que resiste que son: DC, LS.

$M_u = 163,35 \text{ kg.m}$

$V_u = 326,70 \text{ kg}$

Finalmente se dispone armadura con la siguiente disposición:

Flexión	4 ϕ 6mm c/7 cm
Corte (2 piernas)	ϕ 6mm c/25 cm

Fuente: Elaboración propia

Postes de hormigón armado:

Geometría:

Área superior: 15 cm x 15 cm

Área inferior: 20 cm x 15 cm

Alto = 1,06 m

Las solicitaciones para las que se diseña los postes son las siguientes, en función a las cargas que resiste que son: DC, LS.

$$M_u = 400,39 \text{ kg.m}$$

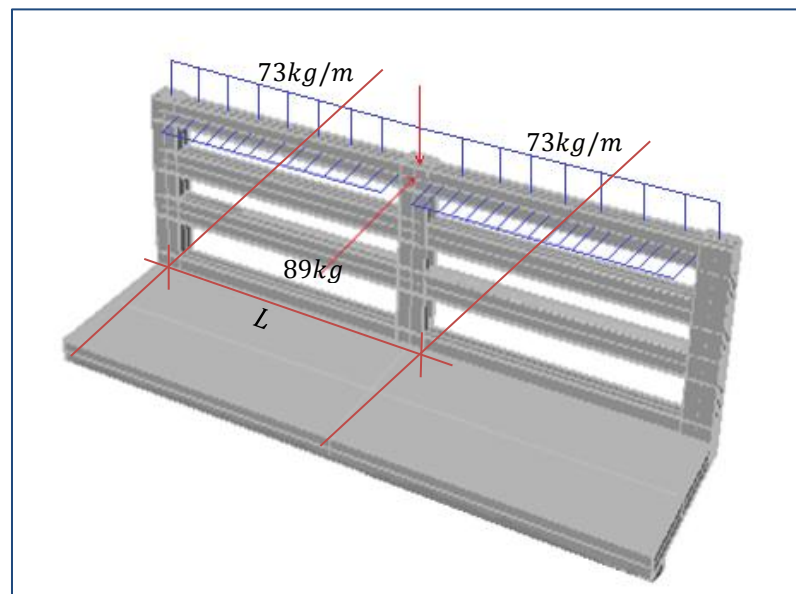
$$V_u = 411,25 \text{ kg}$$

Finalmente se dispone armadura con la siguiente disposición:

Flexión	4 ϕ 8mm c/9 cm
Corte	2 ϕ 6mm c/20 cm

Fuente: Elaboración propia

c) Diseño de la vereda



Fuente: Elaboración propia (ANEXO 4)

En este esquema se muestra cómo actúan las cargas vivas (LS), además intervienen en el diseño de la vereda la carga peatonal (PL), la sobrecarga vehicular (LL) y desde luego las permanente de lo que es el barandado y la misma vereda (DC). El cálculo de los esfuerzos generados en la vereda se realiza para una unidad de longitud.

Resumen de esfuerzos producidos por todas las fuerzas actuantes:

"M" y "V" debido a la DC		
$M_{DC} =$	389,68	kg.m/m
$V_{DC} =$	580,05	kg/m

<i>“M” y “V” debido a la LL</i>		
$M_{LL} =$	710,97	kg.m/m
$V_{LL} =$	1015,67	kg/m

Fuente: Elaboración propia

Por lo que a partir de estos valores se determinan los esfuerzos últimos mayorados para los que se diseña la vereda:

$$M_u = 1731,30 \text{ kg.m/m}$$

$$V_u = 2502,49 \text{ kg/m}$$

Finalmente se dispone armadura con la siguiente disposición:

Armadura Transversal	6 ϕ8mm c/20 cm
Armadura Longitudinal	5 ϕ8mm c/22,5 cm
Armadura a Corte	No requiere

Fuente: Elaboración propia

Bordillo:

En el diseño del bordillo se analizó transversal y longitudinalmente sus efectos, se consideraron las mismas cargas que para el diseño de la vereda además del peso propio del mismo bordillo y una fuerza de Choque en el extremo del bordillo:

Geometría:

Altura de la Losa:	$h =$	0,07	m
Ancho del bordillo:	$a =$	0,25	m
Sobre ancho imaginario de Bordillo:	$a_i =$	0,025	m
h del bordillo:	$h_b =$	0,32	m
Longitud de la acera:	$L_v =$	1	m
Longitud de acera +bordillo:	$L_{v+b} =$	1,25	m
h entre CR- extremo superior del bordillo:	$h_{cr-b} =$	0,25	m

Por lo que a partir de estos valores se determinan los esfuerzos últimos mayorados para los que se diseña el bordillo:

Análisis a flexión Transversal:

$$M_u = 2455,72 \text{ kg.m/m}$$

$$V_u = 1518,13 \text{ kg/m}$$

Análisis a flexión Longitudinal:

$$M_u = 2167,81 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 3062,50 \text{ kg}$$

Finalmente se dispone armadura con la siguiente disposición:

Armadura Transversal	8 ϕ12mm c/10 cm
Armadura Longitudinal	3 ϕ 8mm c/7,5 cm
Armadura a Corte	No requiere

Fuente: Elaboración propia

Como se puede notar la armadura transversal dispuesta en la vereda menor que la que se requiere en el bordillo por lo que se usara finalmente la mayor armadura, para que resista los esfuerzos de ambos elementos estructurales, por lo que queda:

Armadura Transversal	8 ϕ12mm c/10 cm
Armadura Longitudinal (vereda)	5 ϕ 8mm c/22,5 cm
Armadura Longitudinal (bordillo)	3 ϕ 12mm c/7,5 cm
Armadura a Corte	No requiere

Fuente: Elaboración propia

d) Diseño del pavimento flexible:

El pavimento flexible fue diseñado según se plantea en el marco teórico obteniendo los siguientes espesores para las distintas capas que lo conforman:

CAPA	h (cm)
Sub Base	15
Base	15
C. R.	7

Fuente: Elaboración propia

e) Diseño de la Bóveda de hormigón armado

El diseño de la bóveda se realizó como un elemento sometido a flexo compresión, todas las cargas a considerar se distribuyeron en un ancho igual a 8 metros por unidad de longitud de fondo, a continuación se muestra un resumen de todas las cargas actuantes en la bóveda:

Tipo de carga	Simb.	Valor	Unidad
Carga permanente debida al Peso Propio:	DCPP	480	kg/m ²
Carga permanente debida al relleno:	Ev	11000	kg/m ²
Carga permanente debida a los accesorios	DCacc	46	kg/m ²
Carga permanente debida a la C.R.	DW	35	kg/m ²
Sobrecarga Vehicular (Camion+CC)	LL	978	kg/m ²
Sobrecarga Peatonal:	PL	21	kg/m ²

Fuente: Elaboración propia (ANEXO 4)

Los esfuerzos mayorados resultantes, se muestran a continuación:

$$M_u = 7,90 \text{ kg.m/m}$$

$$N_u = 69366 \text{ kg/m}$$

$$V_u = 31530 \text{ kg/m}$$

A partir del cálculo a flexo compresión se determina que la bóveda esta solo sometida a compresión por ser el momento flector casi despreciable frente a la fuerza axial, además que por estar netamente a compresión, el hormigón resiste todos los esfuerzos, ya que, el acero dispuesto no llega a fluir. Por lo que, se dispone emplear armadura mínima distribuida simétricamente y calcular una armadura de distribución para disponerla en todo el largo de la bóveda (12 metros).

Finalmente se dispone armadura con la siguiente disposición:

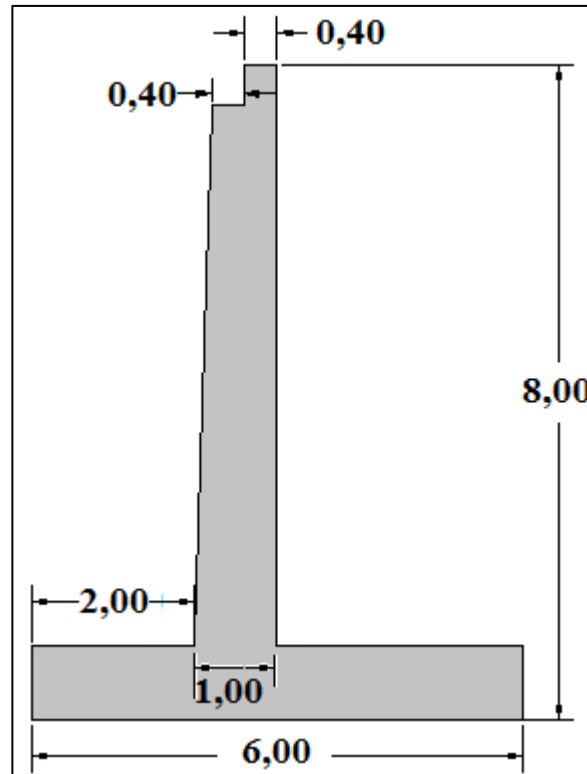
Armadura en sentido del eje (superior)	4 ϕ20mm c/ 30 cm
Armadura en sentido del eje (inferior)	4 ϕ 20mm c/ 30 cm
Armadura longitudinal	3 ϕ 12mm c/ 40 cm

Fuente: Elaboración propia

3.4.2. Diseño estructural de la Infraestructura

ESTRIBOS:

Los estribos fueron diseñados como se especificó en el marco teórico, las dimensiones establecidas son las siguientes:



Fuente: Elaboración propia

Profundidad de Socavación:	hs =	0,09	m
Profundidad de Fundación:	h =	2,5	m
Tirante máximo (N.A.M.E)	y =	0,133	m
Altura del Estribo:	H =	8	m
Altura de la Zapata:	D =	0,8	m
	<i>Constructivo:</i>	D =	0,9
Base de la Zapata:	B =	5,6	m
	<i>Constructivo:</i>	B =	6
Espesor inferior de la pantalla	tinf =	0,8	m
	<i>Constructivo:</i>	tinf =	1
Base de la puntera	L =	1,6	m

	<i>Constructivo:</i>	L =	2	m
Altura del parapeto:		hpar =	0,4	m
Base del parapeto		bpar =	0,4	m
Angulo de inclinación		S° =	1°8'44,75''	
Espesor de la cajuela		N =	0,4	m
Altura de la Pantalla		Hpant =	7,1	m

Fuente: Elaboración propia

Para el análisis de los estribos se estudiaron dos estados: el primero cuando el relleno esta hasta la altura del estribo y el segundo cuando el estribo está funcionando conjuntamente con toda la estructura (Bóveda + Elementos calzada).

Resultando el más desfavorable el **ESTADO 2**, a continuación se resumen las cargas que se consideran en el mismo, y las verificaciones de estabilidad en el Estado de Servicio y en el Estado Límite de Resistencia:

Resumen de cargas actuantes:

	Descripción	Not.	Fuerza (kg/m)	X-x (m)	Momento (kg.m/m)
(+)	P.P. del estribo	DC	28065,6	2,76	77461,06
(+)	P.P. del relleno	EV	93449,6	4,50	420710,1
(-)	Empuje Horizontal	Eah	77844,3	5,77	449161,7
(+)	Empuje Vertical	Eav	28333	6	169998,1
(-)	Sobrecarga Viva	LS	2657,2	4	10628,8

Fuente: Elaboración propia (ANEXO 4)

Tipo de Carga	SIMB		Fuerza (kg/m)	Xx-x (m)	Momento (kg.m/m)
Carga Permanente (Peso Propio)	DC	DCy (+)	1920	2,4	4608
		DCx (+)	20956,4	7,6	159268,4
Carga Permanente (Relleno)	EV	EVy (+)	44000	2,4	105600
		EVx (+)	20000	7,6	152000
Carga Permanente (Accesorios)	DC	DCy (+)	184	2,4	441,6
		DCx (+)	83,64	7,6	635,66

Carga Permanente (Capa de Rodadura)	DW	DWy (+)	140	2,4	336
		DWx (+)	63,64	7,6	483,66
Sobrecarga Vehicular	LL	LLy (+)	3912	2,4	9388,8
		LLx (+)	1778,18	7,6	13514,17
Sobrecarga Peatonal	PL	PLy (+)	84	2,4	201,6
		PLx (+)	38,18	7,6	290,17

Fuente: Elaboración propia (ANEXO 4)

Resumen de verificaciones de estabilidad, en el estado Límite de Resistencia, son valores de la Resistencia IV, la más desfavorable.

Verificaciones	MOVIMIENTO Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LIMITE DE SERVICIO			Verificaciones	CAPACIDAD DE CARGA Y ESTABILIDAD EN EL ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA		
Deslizamiento	2,02	$\geq 1,50$	Cumple..!	Capacidad de carga	5,40	$\leq 5,48$	Cumple..!
Vuelco	2,42	$\geq 2,00$	Cumple..!	Seguridad al Vuelco	27,59	≤ 100	Cumple..!
Tensiones	Max 4,24	$\leq 5,48$	Cumple..!	Deslizamiento	135857	≤ 116766	Cumple..!

Fuente: Elaboración propia

A continuación se muestra un resumen de los momentos y cortantes Últimos de DISEÑO:

SECCIONES A DISEÑAR	RESISTENCIA I		RESISTENCIA IV		Más Desfavorable
Espaldar	Mu =	42478,09	Mu =	41627,87	RESISTENCIA I
	Vu =	51860,37	Vu =	61591,85	RESISTENCIA IV
0- H/2	Mu =	65929,21	Mu =	149763,7	RESISTENCIA IV
	Vu =	46911,98	Vu =	56643,45	RESISTENCIA IV
H/2 - 3H/4	Mu =	208876,6	Mu =	246584,6	RESISTENCIA IV
	Vu =	40646,93	Vu =	50378,4	RESISTENCIA IV
PANTALLA - ZAPATA	Mu =	279142,2	Mu =	330123,6	RESISTENCIA IV
	Vu =	31875,87	Vu =	41607,35	RESISTENCIA IV

Fuente: Elaboración propia (ANEXO 4)

El estribo se diseñó dividiéndolo en cuatro secciones, para luego disponer armaduras en dos secciones siendo las más críticas para de esa manera optimizar la armadura: Finalmente la disposición de armadura es la siguiente:

SECCION		#b	\varnothing (mm)	S (cm)	Especificación
Armadura Principal FLEXION.					
0,0 m	5,33 m	17	25	2,5	Por metro lineal
Armadura Vertical Externa.					
0,0 m	5,33 m	9	16	10	Por metro lineal
Armadura Transversal Perpendicular a la Principal					
0,0 m	5,33 m	9	16	10	Por metro lineal
Armadura transversal perpendicular a la Vertical Externa					
0,0 m	5,33 m	9	16	10	Por metro lineal

Fuente: Elaboración propia (ANEXO 4)

SECCION		#b	\varnothing (mm)	S (cm)	Especificación
Armadura Principal FLEXION.					
5,33 m	7,1 m	16	30	2,5	Por metro lineal
Armadura Vertical Externa.					
5,33 m	7,1 m	9	16	10	Por metro lineal
Armadura Transversal Perpendicular a la Principal					
5,33 m	7,1 m	9	16	10	Por metro lineal
Armadura transversal perpendicular a la Vertical Externa					
5,33 m	7,1 m	9	16	10	Por metro lineal

Fuente: Elaboración propia (ANEXO 4)

En el diseño de la puntera y el talón, su dimensionamiento se realiza para los efectos de diseño calculados como voladizo y en caso de no resistir los esfuerzos de corte se debe aumentar el canto de los mismos. Por otra parte para determinar los esfuerzos de corte se calculan a una distancia igual a “d” igual al canto de la zapata.

Solicitaciones de diseño	Puntera	Talón
Mu (kg.m/m)	93735,90	41927,50
Vu (kg/m)	51554,80	19566,20

Fuente: Elaboración propia

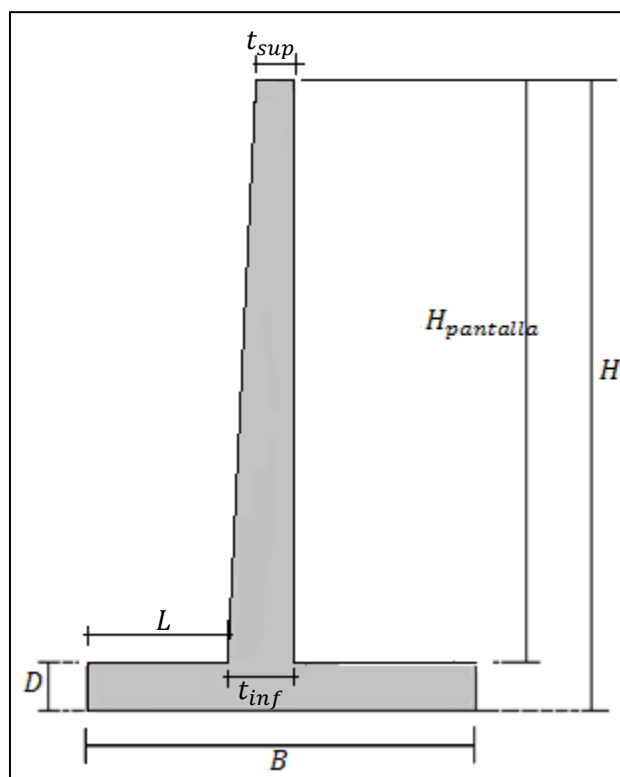
Y finalmente se dispone usar la siguiente disposición de armadura, por metro:

Elemento estructural	As Principal	As Transversal	As CORTE
Puntera	7 ϕ 24mm c/ 10cm	8 ϕ 16mm c/ 10cm	No Requiere
Talón	8 ϕ 16mm c/ 10cm	8 ϕ 16mm c/ 10m	No Requiere

Fuente: Elaboración propia

ALEROS:

El cálculo de los aleros se realiza de similar manera, el mismo se encuentra detallado en el ANEXO 4, las dimensiones del mismo son las siguientes:



Fuente: Elaboración propia

Profundidad de Socavación:	hs =	0,09	m
Profundidad de Fundación:	h =	2,5	m
Tirante máximo (N.A.M.E)	y =	0,133	m
Altura del Alero:	H =	8	m
Altura de la Zapata:	D =	0,8	m
	<i>Constructivo:</i>	D =	0,9

Base de la Zapata:	B =	5,6	m
	<i>Constructivo:</i>	B =	6
Espesor Superior del Alero:	tsup =	0,8	m
Espesor inferior de la pantalla	tinf =	0,8	m
	<i>Constructivo:</i>	tinf =	1
Base de la puntera	L =	1,6	m
	<i>Constructivo:</i>	L =	2
Angulo de inclinación	S° =	1°37'15,74''	
Altura de la Pantalla	Hpant =	7,1	m

Como ya se dijo, el cálculo es similar a los estribos, por lo que, a continuación se resume la disposición de armadura final.

SECCION		#b	∅ (mm)	S (cm)	Especificación
Armadura Principal FLEXION.					
0,00 m	7,1 m	6	20	15	Por metro lineal
Armadura Vertical Externa.					
0,00 m	7,1 m	6	20	15	Por metro lineal
Armadura Transversal Perpendicular a la Principal					
0,00 m	7,1 m	6	20	15	Por metro lineal
Armadura transversal perpendicular a la Vertical Externa					
0,00 m	7,1 m	6	20	15	Por metro lineal

Fuente: Elaboración propia

Disposición final de armadura en los aleros para la puntera y el talón:

Elemento estructural	As Principal	As Transversal	As CORTE
Puntera	5 ∅20mm c/ 20cm	5 ∅20mm c/ 20cm	No Requiere
Talón	5 ∅20mm c/ 20cm	5 ∅20mm c/ 20cm	No Requiere

Fuente: Elaboración propia

Diseño de los aparatos de apoyo (neopreno compuesto)

El diseño de los aparatos de apoyo se realiza con todas las fuerzas provenientes de la bóveda y realizando todas las verificaciones de estabilidad del mismo. Los aparatos de apoyo estarán apoyando en todo su largo a la bóveda, por lo que tendrá una longitud igual a 12 metros.

A partir del cálculo, se obtuvieron las siguientes dimensiones:

		DIMENSIONES		
		a(cm)	b(cm)	e(cm)
4	Placas de Neopreno	25	100	1,2
3	Chapas Metálicas	25	100	0,25

Fuente: Elaboración propia (ANEXO 4)

Por lo que la altura total del apoyo es:

$$h = 5,55 \text{ cm}$$

Dados de apoyo (30cm; h=5cm) por unidad de longitud

Disposición de armadura:

As longitudinal	3 ϕ 6mm c/12,5 cm
As por metro de largo	4 ϕ 6mm c/30 cm

Fuente: Elaboración propia

3.5. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

Las especificaciones Técnicas constructivas para la ejecución del presente proyecto se encuentran detalladas en el ANEXO 5, las mismas fueron redactadas tomando en cuenta todas las recomendaciones en cuanto a construcción que dan a conocer las normativas vigentes, en el caso de dosificación de hormigones se dan a conocer las dosificaciones según la resistencia característica que se desea conseguir a los 28 días.

En las especificaciones técnicas se define descripción; materiales, herramientas y equipo; procedimiento de ejecución y medición y forma de pago para cada uno de los ítems de la obra.

3.6. COMPUTOS MÉTRICOS.

Los cómputos métricos se encuentran detallados en el ANEXO 6, para llevar a cabo los mismos primero se da a conocer la lista general de ítems que constituirán la construcción de la obra, se detalla para cada uno de ellos en función a las unidades en que se medirá, la cantidad de los mismos.

Asimismo se anexa la tabla de metrado de acero, es decir, como se calculó la cantidad de acero que se empleara para la construcción de la obra.

3.7. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.

En el análisis de precios unitarios se describe cada uno de los materiales, equipo y mano de obra requeridos para la ejecución de cada uno de los ítems, dando a conocer el precio productivo de cada uno de ellos, determinando así el precio en bolivianos por unidad de medida de cada ítem. El precio unitario de cada uno de los ítems se encuentra detallado en el ANEXO 7.

Es necesario dar a conocer que el incremento por cargas sociales se considera desde 55% al 71,18% del subtotal de la mano de obra, en el presente proyecto se adoptó un incremento por cargas sociales igual al 55 % del subtotal de la mano de obra. El impuesto IVA por mano de obra se considera como un 14,94 % del subtotal por mano de obra más el incremento por cargas sociales. El incremento considerado para herramientas es igual al 5 % del total de la mano de obra. Los gastos generales y administrativos se consideraron como el 5 % de la suma del total de materiales, mano de obra y equipo, maquinaria y herramientas. El impuesto a la utilidad se considera el 8 % del total de la suma de materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas y los gastos generales y administrativos.

Por último los impuestos se consideraron igual al 3,09 % de la suma del total de materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas, gastos generales y administrativos y el impuesto a la utilidad.

3.8. PRESUPUESTO GENERAL

El presupuesto general para la construcción de la obra se calcula a partir de conocer el precio unitario de cada uno de los ítems, en función a la cantidad calculada en los cómputos métricos (ANEXO 6) se obtiene el precio total por cada ítem.

El presupuesto general se encuentra detallado en el ANEXO 8, resultando como costo total del proyecto 2'130.460,95 Bs. (Dos millones Ciento Treinta mil Cuatrocientos Sesenta 95/100 de bolivianos), resultando el costo total por unidad longitudinal de bóveda igual a 175.538,41 Bs. (Ciento Setenta y Cinco mil Quinientos Treinta y ocho 41/100 de bolivianos).

3.9. CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN.

El cronograma de ejecución se realizó con ayuda del programa computarizado *MS. PROJECT*, el cual se encuentra detallado en el ANEXO 9. Se estableció como días

laborales los días lunes a viernes con un horario laboral de 08:00 a.m. a 12:00 p.m. y por la tarde de 14:30 p.m. a 18:30 p.m. y los sábados con un horario laboral de 08:00 a.m. a 12:00 p.m. tomando como excepción los días establecidos como feriados nacionales.

A partir del análisis realizado en el *MS PROJECT* se obtuvo un tiempo de ejecución total del proyecto igual a 158 días calendario.

3.10. PLANOS ESTRUCTURALES.

Los planos estructurales de la obra se realizaron con la ayuda del programa computarizado Auto CAD, estos se encuentran detallados en tres planos en el ANEXO 10. En los planos estructurales se visualizan todos los elementos constituyentes de la estructura con sus dimensiones de diseño así como el detalle de la armadura que se debe disponer en cada uno de ellos.

CAPITULO IV

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. CONCLUSIONES

- + Realizado el análisis de alternativas dentro del alcance del presente proyecto se definió que la alternativa de puente vehicular más adecuada es una bóveda de hormigón armado con relleno superior de 5,20 m, tomando en cuenta más que todo los aspectos topográficos e hidráulicos del cauce, y el comportamiento que tiene la forma arco frente a grandes rellenos. Donde además se diseñara la calzada con una longitud igual a 50 m, que se encuentra en la parte superior de la estructura en sí, la misma que consistirá en diseñar el barandado, vereda, bordillo, y la capa de rodadura, en este caso pavimento flexible.
- + Al definir la geometría del arco, se decidió por más conveniente la forma parabólica, en las reacciones en los apoyos de la bóveda, calculadas con las siguientes fórmulas:

$$H = \frac{qL^2}{8f}$$

$$V = \frac{qL}{2}$$

Se puede observar que mientras más grande sea la flecha del arco menor será la reacción horizontal, y tomando en cuenta que L es la luz de la bóveda, esta convendrá que sea más pequeña, esto es significativo, ya que, el representativo relleno que se tiene por encima de la bóveda causan significativas reacciones en la bóveda, las cuales se transmiten a los estribos, los mismos que como resultado deben ser dimensionados para que resistan estas grandes sollicitaciones.

- + A partir de realizar el análisis de cargas actuantes en la bóveda y tomando las respectivas consideraciones debido al relleno superior, como ser:

Peso del relleno:

$$W_E = g * F_e * \gamma_{rel} * H \times 10^{-9}$$

Dónde:

$$F_e = 1 + 0,20 \frac{H}{B_c}$$

Donde F_E es un factor de interacción suelo-estructura para instalaciones bajo terraplén.

Sobrecarga Vehicular, área de contacto de los neumáticos:

AREA RECTANGULAR	
a =	H+500 mm
b =	H+250 mm

Fuente: AASTHO LRFD 04 (3.6.1.2.5)

Además de que las cargas por CR, barandado, vereda, bordillo fueron modificadas en función a la profundidad del relleno, mediante la Teoría de Boussinesq.

Se pudo verificar la Teoría de Arcos planteada por Hooke en 1671, quien plantea la forma ideal del arco como un cable invertido, es decir, la línea funicular de cargas, más tarde Gregory (1697) completo la afirmación de Hooke añadiendo que la auténtica forma de un arco o bóveda no es otra que la catenaria.

Esto queda evidenciado en las gráficas de esfuerzos internos mostradas en el ANEXO 4, como se puede ver la flexión en el arco es casi nula, y el arco funciona totalmente a compresión.

- Al momento de diseñar la bóveda mediante el método parábola rectángulo, se definió que la sección funciona dentro del Dominio 5, es decir, el eje neutro se encuentra fuera de la sección, esto confirma lo planteado anteriormente la sección funciona toda a compresión, siendo el momento flector despreciable, además que el hormigón resiste los esfuerzos de compresión ya que, no llega a fluir, por lo que, en la bóveda solo se dispuso armadura mínima como armadura principal.

Se dispuso la siguiente armadura por unidad de longitud, sabiendo que la armadura principal se debe distribuir simétricamente en la sección:

Armadura en sentido del eje (superior)	4 ϕ 20mm c/ 29 cm
Armadura en sentido del eje (inferior)	4 ϕ 20mm c/ 29 cm
Armadura longitudinal	3 ϕ 12mm c/ 41 cm

- ✚ En el diseño de los estribos al verificar la capacidad de carga y estabilidad en el estado Límite de Resistencia se analizaron los estados últimos de resistencia I, IV y V. Considerando la resistencia IV por tratarse de una estructura enterrada, lo cual quedo verificado ya que las solicitaciones más desfavorables se presentaron en la misma, debido a que, en este tipo de estructuras la carga más considerable e importante es la carga producida al relleno.
- ✚ La profundidad de fundación de los estribos quedo definida igual a 2,50 m, debido a que la resistencia admisible del suelo para el diseño de los estribos resulto igual a $5,48 \text{ kg/cm}^2$, considerando el mismo dentro de un rango de resistencia muy bueno.

4.2. RECOMENDACIONES

- ✚ Es recomendable que en toda estructura de Hormigón Armado, se disponga de probetas testigo para verificar la resistencia del hormigón y dicha dosificación.
- ✚ El concreto deberá ser colocado evitando la segregación de sus componentes. La colocación se hará en capas horizontales de un espesor tal que no exceda la capacidad del vibrador para consolidar el concreto.
- ✚ Se recomienda que los encofrados no deben ser 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. Y tener especial cuidado en este aspecto en la bóveda que es el elemento principal para el correcto funcionamiento de la estructura en general.
- ✚ Las armaduras deben colocarse limpias, exentas de óxido no adherido (se admite oxido que queda después de cepillar las barras con cepilla de alambre), si como libres de pintura grasa, hielo, o cualquier otra sustancia perjudicial. Deberán sujetarse al encofrado y entre sí de modo que se mantenga en su posición correcta, sin experimentar movimientos durante el vibrado y compactación del hormigón.
- ✚ Se recomienda que para la ejecución del proyecto se disponga de un estudio de suelos con más precisión o sondeos.

- ✚ Se recomienda verificar las características del relleno superior en la bóveda, como ya se dijo en las especificaciones del proyecto, debe ser material de sub rasante.