

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES GENERALES Y OBJETIVOS DEL PROYECTO

CAPITULO I

ANTECEDENTES Y OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.1. Antecedentes.

La ciudad de Tarija incrementa su población de manera paulatina en los últimos años, debido al crecimiento económico que existe en la región. En consecuencia es evidente el incremento desmedido del parque automotor, que superara los cuarenta y cinco mil motorizados, lo que podría significar que existe un incremento cercano a los dos mil motorizados por año, ocasionando congestionamiento vehicular en las vías de la ciudad, principalmente en el casco viejo de la ciudad.

En la actualidad existen zonas de la ciudad que tienen una mala planificación vial, y por ende una comunicación interrumpida, dicha situación se refleja en la carencia de vías de comunicación, obras de arte mayor y menor y el mal estado que presentan, dejando zonas parcialmente incomunicadas, especialmente los barrios de la periferia urbana.

1.2. El Problema.

A consecuencia se genera la inestabilidad económica y problemas sociales conllevando al subdesarrollo de la ciudad, afectando directamente a la población. Uno de los problemas mas relevantes es la inestabilidad de servicios básicos como: transporte público, sistemas alcantarillado sanitario, aseo urbano, alumbrado público y resguardo policial. Se produce la sobre población en las zonas centrales de la ciudad debido a que la población tiende a buscar lugares para habitar, con la disponibilidad de los servicios básicos para poder tener una mejor calidad de vida. De ahí proviene la necesidad de implementar vías y estructuras que tengan como objetivo principal lograr una comunicación vial fluida entre zonas.

1.3. Planteamiento.

Desde la urbanización de los barrios Tabladita I, Méndez Arcos y Senac, los cuales se encuentran ubicados en el distrito 13 del municipio de la ciudad de Tarija, están separados por la *Quebrada Mariano Colodro* que empieza en el barrio Tabladita I con finalización en el rio Guadalquivir, cuyo cauce natural además de ser el único desemboque de aguas pluviales, es también pulmón natural por la cantidad de arboles propios de la región.

A medida que se dio el crecimiento del barrio Tabladita I por las márgenes de la quebrada, se presenta la carencia de alternativas de accesos viales de libre transitabilidad que demanda la población. En la actualidad el barrio Tabladita I (parte Suroeste) tiene como acceso vial con el barrio Senac (parte Noreste), el Badén Pedro Lozano, este acceso presenta condiciones desfavorables, ya que está sujeto a daños estructurales por las condiciones hidrológicas e hidráulicas del cauce natural y factores de diseño no contemplados en su construcción.

De manera conjunta al crecimiento poblacional surge el incremento del parque automotor en la zona, dicha situación y los hechos anteriormente mencionados, hacen que el acceso vial Pedro Lozano sea insuficiente para mantener una comunicación vial estable entre el barrio Senac y la ciudad de Tarija en general, siendo este el principal problema, objeto del proyecto.

Las principales causas que hacen del acceso Pedro Lozano insuficiente para mantener un tráfico vehicular son:

- ✚ El crecimiento poblacional y vehicular de los barrios Tabladita I y Senac.
- ✚ El alto costo que representa para el municipio de Tarija el emplazamiento de accesos o estructuras viales sobre cauces naturales (quebradas).
- ✚ La existencia de la quebrada que rodea a los barrios Tabladita I y Méndez Arcos impidiendo la libre conexión entre los demás barrios y la ciudad de Tarija.

A consecuencia se generaran situaciones futuras que afectaran directamente a la población del barrio Tabladita I, generando una serie de conflictos sociales que alteran el desarrollo normal de la gestión del municipio.

Dichas situaciones futuras son:

- ✚ Obstrucciones del tráfico vehicular en el acceso al realizar el mantenimiento respectivo y/o debido a las fallas estructurales que se pueden presentar en época de lluvia, ya que el mismo sostiene antecedentes anteriormente mencionados.
- ✚ Pérdidas de tiempo para acceder a los puntos más aislados de la zona y dificultad para la prestación de servicios básicos como es el transporte público, servicio de primeros auxilios que brindan los vehículos de los distintos centros de salud y otros servicios elementales.

✚ Inseguridad de la juventud, niñez estudiantil y la población en general al usar senderos que atraviesan la quebrada para llegar a sus fuentes de estudio y trabajo, ya que las actividades comerciales, centros religiosos y centros de salud (Prosalud y el centro de salud Tabladita) se encuentran en el barrio Senac siendo este el proveedor de los mismos. También es necesario hacer notar que el resguardo policial para la zona lo brinda la división policial EPI, encargada de la seguridad ciudadana, la cual esta emplazada en el barrio Senac.

Ante esta situación se plantea las siguientes alternativas de solución cuyo objetivo es cambiar el estado actual y futuro:

- Diseño y construcción de un Puente vehicular.
 - Puente con vigas I de hormigón pretensado simplemente apoyado.
 - Puente reforzado con pila central simplemente apoyado.
 - Puente Pórtico de Hormigón Armado, con tramo central isostático.
- Diseño y construcción de un Badén.
- Diseño y construcción de Alcantarilla multiceldas tipo cajo.
- Diseño y construcción de Bóveda.

1.4. Formulación.

La construcción de un badén es prácticamente inviable, ya que se tendría que bajar la rasante del diseño, y en época de lluvia interrumpiría el tráfico vehicular de igual manera, además no es una obra que no se considere para el sector urbano, principalmente desde el punto de vista estético.

La construcción de una alcantarilla multiceldas o bóveda es inviable, debido al costo que presenta el movimiento de tierra que utilizara para el relleno, además se debe considerar obras de protección para proteger los taludes de la erosión.

En consecuencia se determina como alternativa de mayor viabilidad, *el diseño y construcción de un puente vehicular*, posteriormente en el Análisis de Alternativas (Capítulo II), se definirán, que tipo de puente se diseñara.

1.5. Sistematización.

Al establecer como alternativa de mayor viabilidad, el diseño y construcción de un puente vehicular, es necesario hacer el análisis de las alternativas para definir el tipo de

puede a diseñar, ya que el diseño estructural está en función a las características del lugar de emplazamiento, disponibilidad de materiales y equipo a utilizar.

De acuerdo al perfil longitudinal se determinó una luz a salvar de **40,8m** por lo que, el uso de un puente de vigas de hormigón pretensado sería una solución razonable, ya que en nuestro país es muy común el empleo de este tipo de superestructura para puentes de similar luz, ahora bien, el emplazar un puente de hormigón armado con pila central simplemente apoyado, se adecua a la situación, pero presenta un sobre costo en la infraestructura.

Por todo lo mencionado y desde el punto de vista académico, se plantea como tercera alternativa “Puente Pórtico de Hormigón Armado, con tramo central isostático”, es así, que en el presente documento se realizará la propuesta para el diseño estructural del puente, usando el esquema estructural de una serie de pórticos con un tramo central isostático.

1.6. Objetivos del Proyecto.

Los objetivos del proyecto de ingeniería civil son los siguientes:

1.6.1. Objetivo General

Realizar el ***Diseño Estructural de un Puente Vehicular*** en la zona de Tabladita I – Senac, que salve la depresión existente debido a la presencia de la quebrada Mariano Colodro, para garantizar la transitabilidad vehicular y peatonal.

1.6.2. Objetivos Específicos

Los objetivos específicos que se contemplan para realizar el diseño estructural del puente vehicular son:

- ✚ Analizar la alternativa estructural, puente vehicular, desde el punto de vista técnico y económico, para determinar de esta manera la alternativa de diseño más factible frente a las demás alternativas.
- ✚ Realizar el análisis estructural mediante el paquete computarizado para puentes CSI Bridge, tomando en cuenta todas las consideraciones y recomendaciones hechas en las normativas que rigen la construcción de puentes, en este caso en particular, la AASHTO LRFD 04.
- ✚ Definir el tipo de infraestructura en función a las características del suelo de fundación e hidráulicas de cauce natural.

- ✚ Realizar los respectivos estudios previos como ser, topográfico, de suelos e hidrológico con la finalidad de conocer y definir parámetros importantes en el diseño estructural del puente vehicular.
- ✚ Realizar las especificaciones técnicas constructivas del puente vehicular, detallando cada una de las actividades a realizar para la ejecución del proyecto.
- ✚ Establecer el presupuesto de obra.
- ✚ Realizar la planificación de la ejecución del proyecto.

1.7. Justificación

Las causas de la elaboración de la propuesta de proyecto de ingeniería civil, son las siguientes:

1.7.1. Justificación Académica

Con la elaboración de la propuesta se pretende obtener el conocimiento necesario que implica el diseño estructural de un puente vehicular, para lo cual es necesario realizar estudios para profundizar y consolidar los conceptos teóricos adquiridos a lo largo de la carrera.

1.7.2. Justificación Técnica

Realizar el diseño estructural de un puente vehicular, que brindara a los vecinos de la zona y de la ciudad en general, un acceso vehicular que garantice la transitabilidad, seguridad y confort tanto para vehículos como peatones que requieran hacer uso de este acceso.

1.7.3. Justificación Social – Institucional

Con el proyecto se pretende realizar un aporte con la finalidad de generar un impacto social en beneficio de la población afectada del barrio Tabladita I, generando alternativas de accesos viales para tener una comunicación vial fluida entre zonas y la ciudad de Tarija en general, del tal manera que se pueda satisfacer las necesidades latentes que existen en la actualidad, evitando el subdesarrollo de la zona y del municipio de la ciudad de Tarija.

El proyecto además de beneficiar al barrio Tabladita I, beneficiara al barrio Méndez Arcos ya que el puente vehicular tendrá como intersección la calle 15 de Agosto la cual divide a estos dos barrios solucionando evidentemente la carencia de accesos viales. Uno de los beneficios más impactantes para la población, será mitigar la

inseguridad que atraviesa la niñez y juventud estudiantil al hacer uso de senderos que atraviesan la quebrada para llegar a sus centros de estudio.

1.8. Alcance del proyecto

1.8.1. Resultados a lograr.

Con el presente proyecto de Ingeniería Civil, se tiene proyectado cumplir los siguientes propósitos:

- Recopilación y análisis de información técnica sobre todo lo referente a diseño estructural de puentes Pórtico, y toda la bibliografía correspondiente, así también consultar con Docentes especializados en la materia de puentes.
- Realizar el estudio hidrológico con información secundaria de precipitaciones máximas diarias, para así determinar el caudal de diseño y el tirante máximo que será determinante al definir la profundidad de la socavación de la estructura.
- Realizar el estudio topográfico para definir exactamente el emplazamiento del puente en el terreno, y los datos para el predimensionamiento del puente.
- Realizar el estudio de suelos y posteriormente trabajar los resultados en gabinete, definiendo la resistencia admisible del suelo, punto primordial para el diseño y profundidad de fundaciones.
- Realizar el diseño estructural del puente vehicular pórtico con tramo intermedio isostático, considerando secciones y dimensiones, de manera que este trabaje de manera eficiente.
- Elaborar los planos estructurales a detalle, de toda la estructura en general, donde se visualice la disposición de armadura para cada uno de sus elementos.
- Redactar las especificaciones técnicas para la construcción de la obra, a partir de la lista general de ítems planteados para la correcta ejecución del proyecto.
- Se realizarán los computos métricos y precios unitarios para posteriormente obtener el presupuesto general de la obra.
- Finalmente se elaborará un cronograma de las actividades a realizar para la construcción del puente vehicular, obteniéndose así el tiempo de ejecución de la obra en días calendario.

1.8.2. Aporte Académico

El aporte académico del presente proyecto es el mismo diseño estructural del pórtico de hormigón armado, con el tramo central isostático, considerando que, se trata de una estructura novedosa que combina un marco rígido con un tramo intermedio isostático.

La estructura se caracteriza por tener articulaciones tipo Gerber en el vano central, por lo cual el puente se constituye por tres tramos, dos pórticos laterales hiperestáticos empotrados a las fundaciones y el tramo intermedio isostático. Cabe mencionar que las articulaciones tipo Gerber solo restringen desplazamientos verticales dejando libres los desplazamientos horizontales y rotaciones.

El planteamiento estructural del puente pórtico se realizó con la ayuda de los docentes especializados en la materia, ya que, este tipo de puente no se encuentra dentro del Pensum académico de la carrera de ingeniería civil.

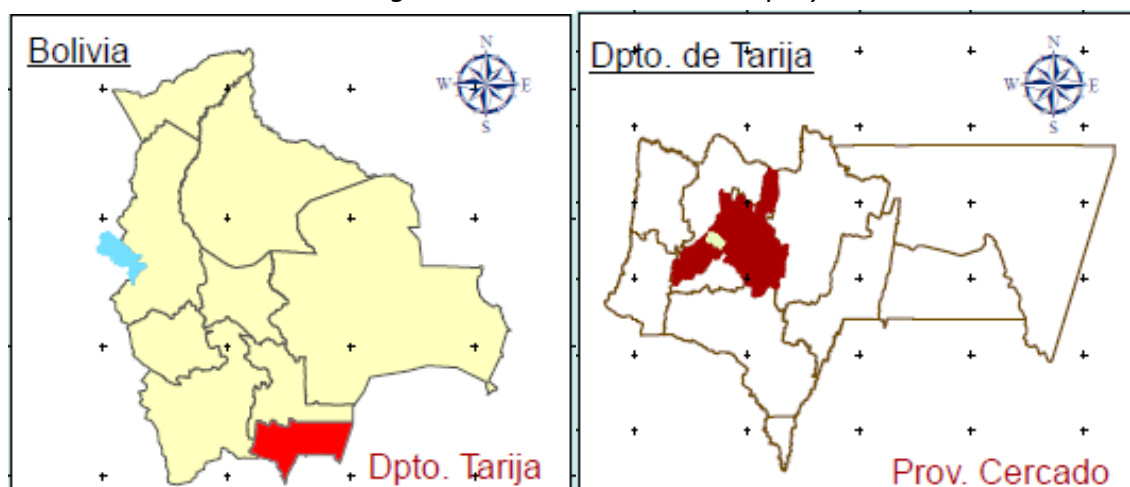
El análisis estructural del puente pórtico se realizará en el programa computarizado CSi Bridge, el cual se rige bajo la norma específica de diseño de puentes AASHTO LRFD 04.

A partir de los resultados del análisis estructural se realiza el diseño estructural de los elementos constituyentes del puente pórtico, cabe mencionar que debido a la continuidad de los elementos y la carga móvil sobre el puente, se generan solicitaciones combinadas, como ser: flexotracción, flexocompresión, flexocompresión biaxial, cortantes bidireccionales, entre otros. Además se presenta el cálculo para solicitaciones a torsión.

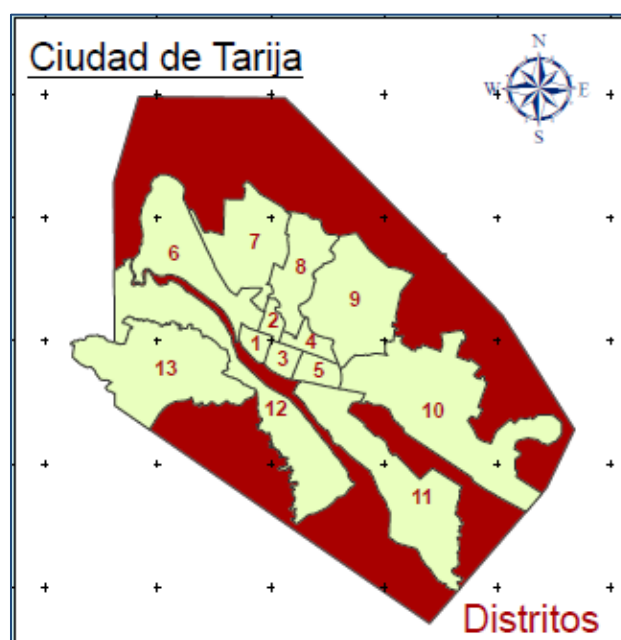
1.9. Localización

El emplazamiento del puente vehicular en estudio se realizará en el barrio Tabladita I (Distrito 13), sobre la quebrada **Mariano Colodro**, que comunicará el mismo con el barrio Senac (Distrito 13) y la ciudad de Tarija en general. La estructura conectara la calle 15 de Agosto con la avenida Héroes de la Independencia y Julio Arce Castrillo que en la actualidad son avenidas pavimentadas conectadas por una rotonda. Se pretende realizar el diseño del puente, de tal manera que se conecte con la rotonda para tener accesibilidad directa con las dos avenidas principales del barrio Senac.

Figura N°1.1.: Localización del proyecto



En la figura inferior se puede ver los ditritos de la ciudad de tarija, siendo el distrito 13 el beneficiado de la construccion del puente vehicular.



Fuente: Informe INE, Anuario 2009

1.9.1. Información relativa al proyecto.

La ciudad de Tarija, cuenta con trece distritos, de los cuales, el Distrito 13 en este caso es el beneficiario del diseño estructural del Puente Vehicular que comunicara los Barrios Tabladita I y Senac.

Cabe recalcar que el Municipio de Tarija cuenta en total con 21 distritos, ya que, a los 13 distritos urbanos ya mencionados, se añaden 7 distritos rurales.

TablaNº1.1.: Distritos urbanos y rurales que conforman el Municipio de Tarija.

Distritos	Barrios	Distritos	Barrios	Distritos	Barrios
1	El Molino	2	San Roque	3	La Panosas
4	La Pampa	5	Virgen de Fátima	8	Eduardo Abaroa
6	La Loma	7	Defensores del Chaco		San José
	El Carmen		Oscar Zamora		Lourdes
	Guadalquivir		3 de Mayo		San Marcos
	57 Viviendas		4to. Centenario		Oscar Alfaro
	Luis Pizarro		4 de Julio		La Florida
	15 de Noviembre		12 de Octubre		24 de Junio
	Juan Pablo II		Los Chapacos	12	San Martín
	Libertad		Las Pascuas		Germán Busch
	Virgen de Chaguaya		15 de Junio		Miraflores
	15 de Agosto		101 Familias		San Blas
	Panamericano		19 de Marzo	13	Alto Senac
	Mecánicos		20 de Enero		Senac
	Carlos Wagner		María de los Ángeles		Tabladita I
	La Unión	10	Bartolomé Attard		Tabladita II
	Los Olivos		San Jorge I		Catedral
	Paraíso		San Jorge II		Luis de Fuentes
	Los Álamos		Aeropuerto		Méndez Arcos
9	8 de Agosto		Torrecillas		San Antonio
	Pedro A. Flores		Simón Bolívar		Amalia Medinaceli
	de Septiembre		Juan Nicolai		
	1ro. De Mayo		15 de Abril		
	2 de Mayo		Juan XXIII		
	El Constructor		Rosedal		
	La Salamanca		San Pedro		
	Andaluz		Morros Blancos		
	San Bernardo		Artisanal		
	Moto Méndez	11	El Tejar		
	Luis Espinal		La Terminal		
	Aniceto Arce		San Gerónimo		
	Narciso Campero		Petrolero		
			San Luis		

Fuente: Plan de Desarrollo Municipal P.D.M. 2009

TablaNº1.2.: Estructura de población por sexo y tasa anual de crecimiento intercensal 2001-2012 (Dpto. de Tarija-Provincia Cercado- Municipio de Tarija)

DEPARTAMENTO, PROVINCIA Y MUNICIPIO	TOTAL	CENSO 2001		TOTAL	CENSO 2012		TASA ANUAL DE CRECIMIENTO INTERCENSAL 2001-2012 (%)
		Hombre	Mujer		Hombre	Mujer	
TARIJA	391.226	195.305	195.921	482.196	240.275	241.921	1,9
Cercado	153.457	73.954	79.503	205.346	99.447	105.899	2,6
Tarija	153.457	73.954	79.503	205.346	99.447	105.899	2,6

Fuente: Informe INE, Tasa de crecimiento Intercensal y densidad

El Distrito 13 del Municipio de Tarija se encuentra ubicado en la zona Oeste de la ciudad de Tarija, cuenta con 9 barrios y actualmente cuenta aproximadamente con 25.000 habitantes.

1.9.2. Economía

La principal actividad económica que se desarrolla en el municipio de Tarija es la agrícola y servicios, según encuestas realizadas por el INE.

Tabla Nº 1.3.: Indicadores de Economía en el municipio de Tarija

Censo 2001								
Actividad Predominante	Categoría ocupacional				Rama de Actividad			
	Población en edad de trabajar de 10 años y mas	Trabajador por cuenta propia y trabajadores familiares	Asalariados	Otras categorías ocupacionales	Agropecuaria	Industria	Comercio	Otras actividades económicas
	En Porcentajes							
Agrícola y servicios	117.317	46,0%	50,0%	4,0%	12,0%	11,0%	22,0%	56,0%

Fuente: INE 2009

Según encuestas realizadas si se tuviera que crear un fondo de cooperación para que sea distribuido según las necesidades de cada distrito en el municipio de Tarija, la distribución debería realizarse según la masa de carencias por distrito, como se muestra en el siguiente cuadro los distritos que mas atención y designación de recursos requieren son: 9, 8, 13 y 6.

Tabla Nº 1.4.: Propuesta para la asignación de un fondo en función a criterios de pobreza y población

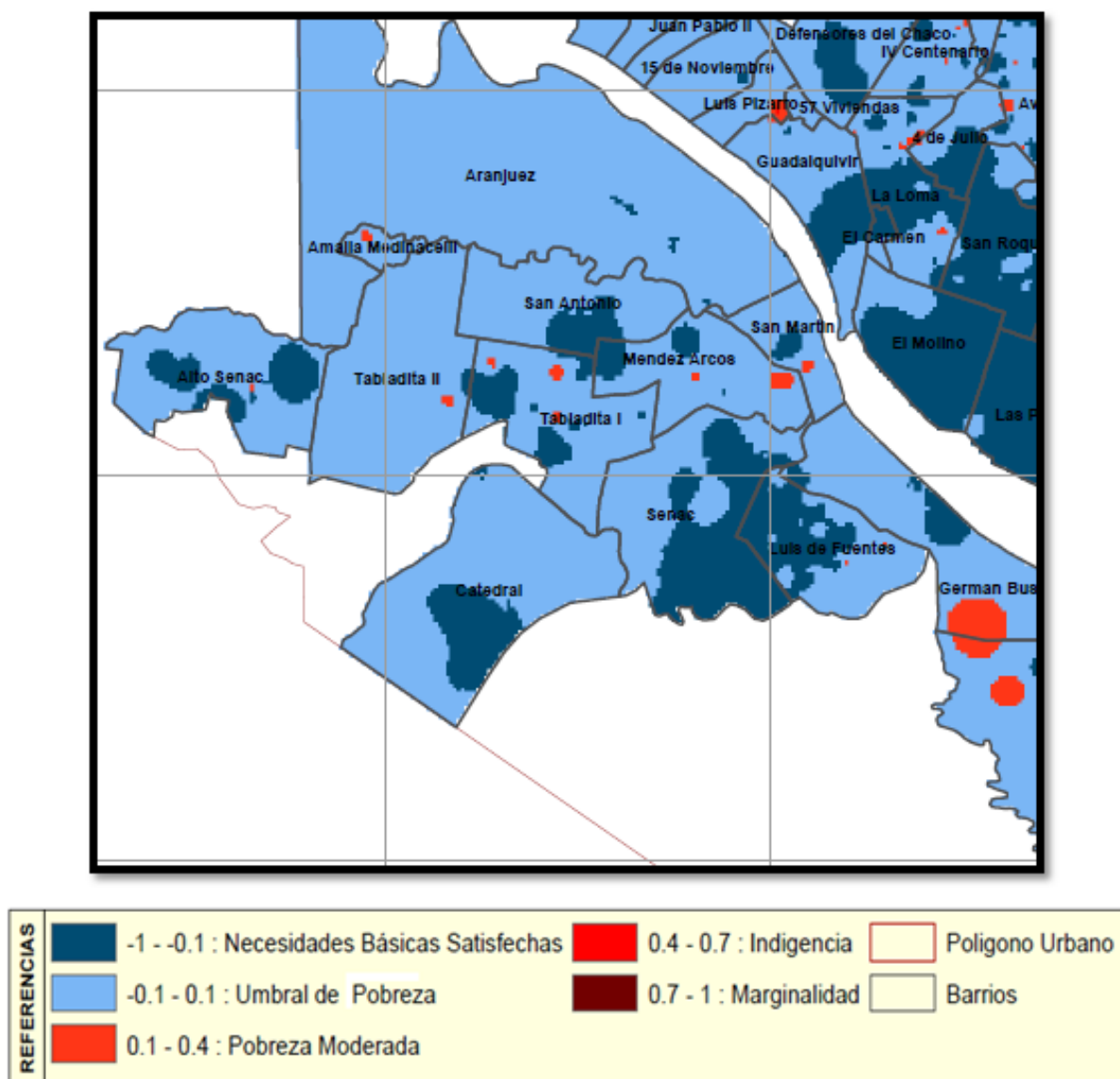
Distrito	Masa de Carencia por Distritos	Porcentaje Asignado del Presupuesto
Distrito 1	0,0	0,0%
Distrito 2	0,3	1,4%
Distrito 3	0,2	0,8%
Distrito 4	0,0	0,0%
Distrito 5	0,4	1,6%
Distrito 6	4,0	17,5%
Distrito 7	2,1	8,9%
Distrito 8	4,6	19,7%
Distrito 9	6,0	26,1%
Distrito 10	1,0	4,3%
Distrito 11	0,2	0,7%
Distrito 12	0,0	0,1%
Distrito 13	4,4	18,9%
Total	23,2	100,0%

Fuente: La pobreza en la ciudad de Tarija SIC (Encuesta a Hogares)

1.9.3. Servicios básicos existentes.

El municipio de Tarija en general cuenta aproximadamente en su totalidad con los servicios básicos necesarios, pero aun existen grupos de habitantes que no tienen la posibilidad de acceder a ellos, a continuación se muestra una grafica en la que se observa la distribución de la población por barrios y se hace referencia a la masa humana que no tiene las posibilidades de acceder a todos los servicios básicos como ser: electricidad, agua potable, alcantarillado sanitario y desagüe pluvial.

Figura Nº 1.2.: Calidad de vida “Distrito 13-Ciudad de Tarija”



Fuente: La pobreza en la ciudad de Tarija SIC (Encuesta a Hogares)

CAPÍTULO II

INGENIERÍA BÁSICA DEL PROYECTO

CAPITULO II

INGENIERÍA BÁSICA DEL PROYECTO.

2.1. Estudio topográfico.

En este caso para el diseño del puente vehicular ya se cuenta con estudio topográfico realizado por el departamento de Topografía del Gobierno Autónomo Municipal de la Ciudad de Tarija y la provincia Cercado. Por otra parte, se programa realizar una verificación mediante un replanteo topográfico, con la finalidad de verificar la información existente, este replanteo se realizó a partir de un punto base fijo, y con el siguiente procedimiento:

- Se realizó el levantamiento topográfico a partir del punto base fijo, registrando los puntos más importantes como: nivel de rotonda y zonas aledañas al puente, además características del lecho de quebrada.
- Para obtener luego el plano topográfico con curvas de nivel cada metro.
- A partir de la información existe y la adicional realizada, se tiene conocimiento de las características del afluente aguas arriba y aguas abajo del mismo, y del mismo lecho, en el plano de levantamiento topográfico se encuentran todos estos detalles.

El estudio topográfico se realizó 120m aguas arriba y 240m aguas abajo, en el sentido longitudinal del lecho, 80m de la progresiva inicial y 120m de la progresiva final del lecho. Como resultado del levantamiento topográfico se obtuvo una serie de puntos para formar las curvas de nivel en el lugar de emplazamiento, a partir de la generación de curvas de nivel obtenidas de la tabla de puntos mostrada en el ANEXO 1, se crean el perfil longitudinal y transversal del lugar de emplazamiento de la obra, detallados en el ANEXO 11. El dibujo de las curvas de nivel a partir de la tabla de puntos se obtiene con la ayuda del programa computarizado CIVIL LAND CAD, así mismo la obtención de los perfiles tanto longitudinal y transversal.

A partir del análisis del levantamiento topográfico y la elaboración del perfil longitudinal y transversal, se define la longitud a salvar igual a **40,80m** y un desnivel igual a **10m**, adoptando una luz del puente de **40m**, iniciando en la progresiva 0+076.6 y terminando en la progresiva 0+116.6, con una cota rasante de 1865 m.s.n.m, formando un ángulo con el eje de la quebrada de 0°.

2.2. Estudio de suelos.

El objetivo del estudio de suelos es determinar las características geotécnicas y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos, para posteriormente definir el tipo de fundación. El estudio de suelos consiste en realizar, el ensayo de SPT en campo, para determinar la capacidad portante del suelo en función al número de golpes, para luego con la muestra obtenida realizar los respectivos ensayos de Contenido de humedad, Granulometría, Límites de Attemberg y su respectiva clasificación.

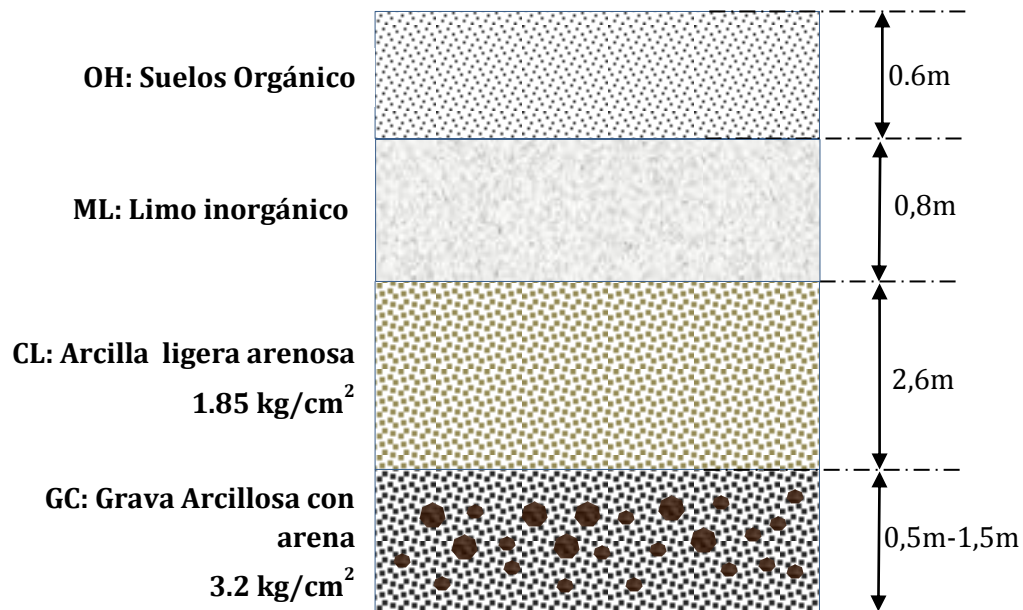
Para el diseño estructural del puente vehicular, se realizó la exploración de **4** pozos, uno para cada apoyo de la infraestructura, con profundidades variables para definir la estratigrafía del lecho, en ambos márgenes de la quebrada. Es necesario mencionar que los ensayos realizados para cada pozo, se encuentran detallados en el ANEXO 2, a continuación, se resumen los datos más importantes obtenidos:

Clasificación, Estratigrafía y resistencias admisibles.

A partir del análisis granulométrico y plástico, se define los siguientes perfiles estratigráficos y sus respectivas resistencias, de cada uno de los pozos.

▪ **Estratigrafía, Pozo n° 1.**

Se encuentra ubicado en la margen izquierda, en el cual se fundara el estribo tipo ménsula.

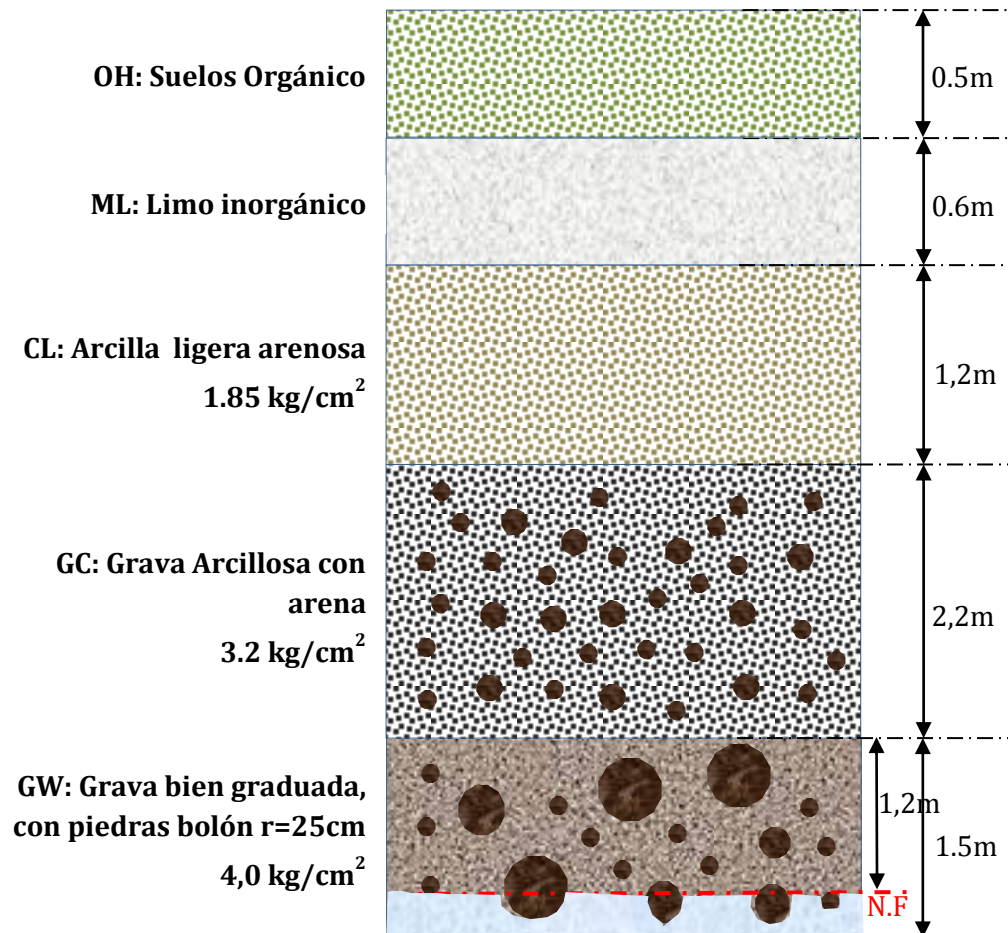


Se diferencia en el estatigrama 4 estrados de diferente espesor, confirmándose a una profundidad promedio de 4,5m la existencia de suelo coluvial, se define

fundar en el suelo **CL "Arcilla ligera arenosa"** a una profundidad de **3,6m** con una resistencia admisible de **1,85 kg/cm²**.

▪ **Estratigrafía, Pozo n° 2.**

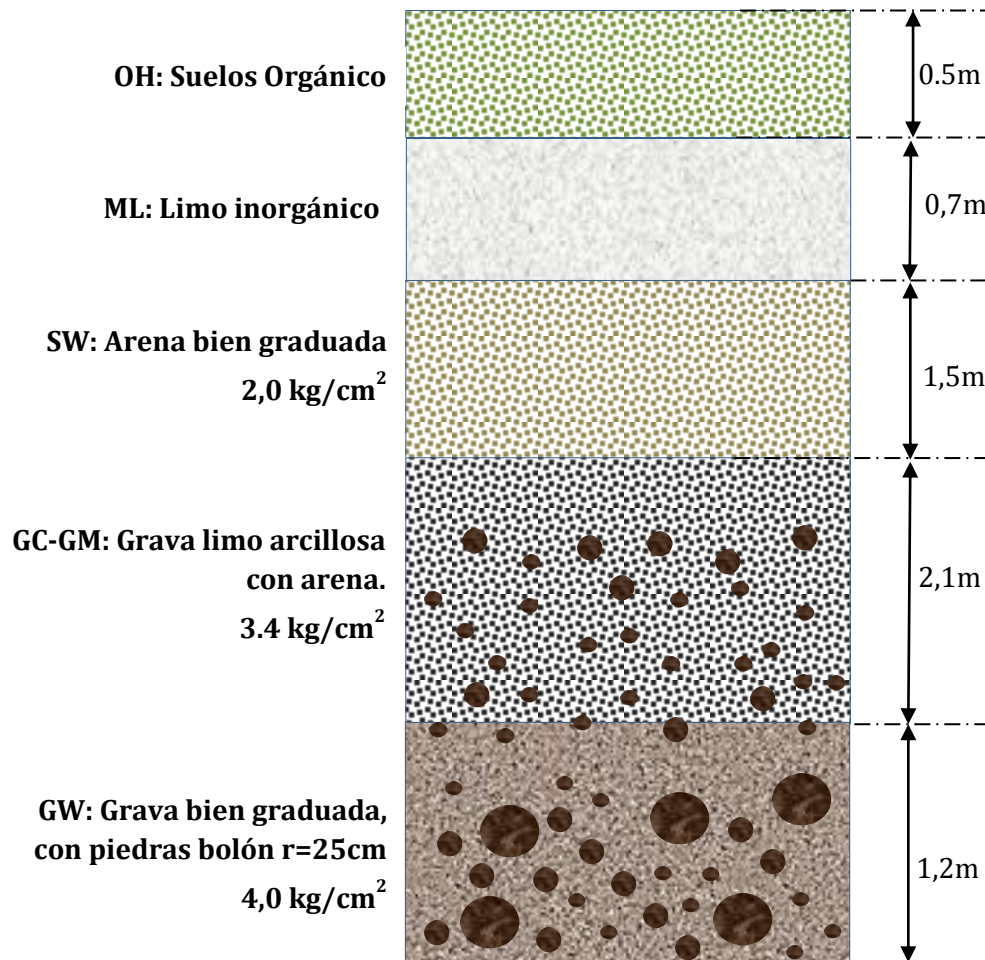
Se encuentra ubicado en la margen izquierda, en el cual se fundara la zapata combinada.



Se diferencia en el Estatigrama 5 estrados de diferente espesor, confirmándose a una profundidad promedio de 6m la existencia de suelo aluvial, se define fundar en el suelo **GC "Grava arcillosa con arena"** a una profundidad de **4m** con una resistencia admisible de **3,2 kg/cm²**.

▪ **Estratigrafía, Pozo n° 3.**

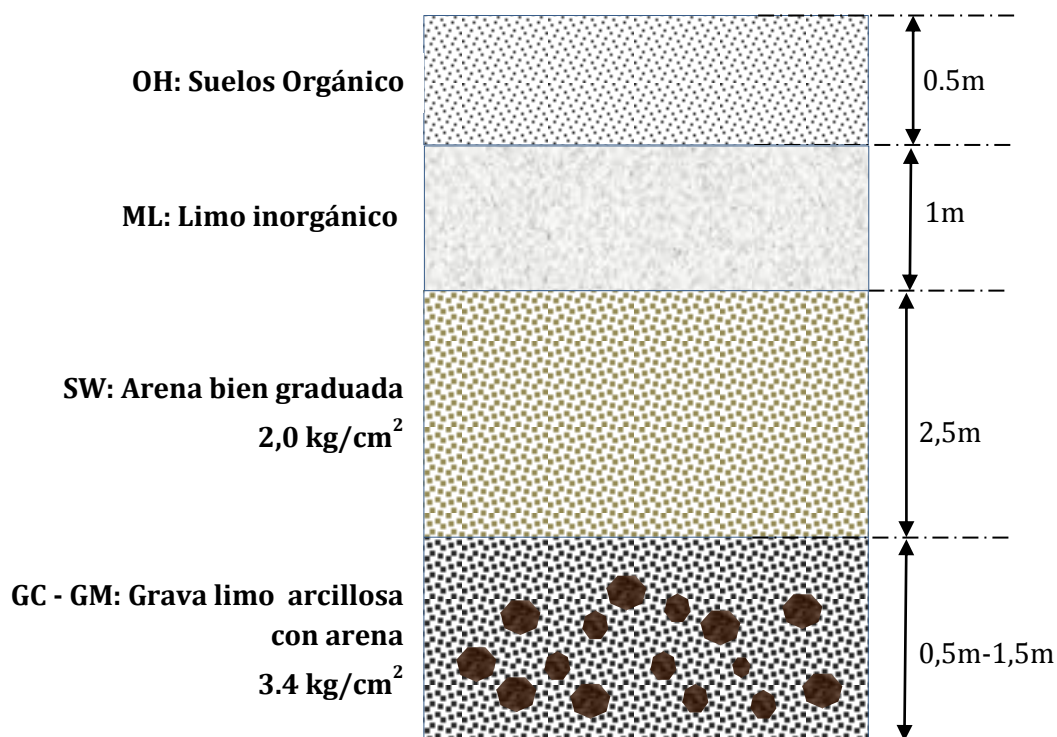
Se encuentra ubicado en la margen derecha, en el cual se fundara la zapata combinada.



Se diferencia en el Estatigrama 5 estrados de diferente espesor, confirmándose a una profundidad promedio de 6m la existencia de suelo aluvial, se define fundar en el suelo **GC-GM" Grava limo arcillosa con arena"** a una profundidad de **4,2m** con una resistencia admisible de **3,4 kg/cm²**.

▪ **Estratigrafía, Pozo n° 4.**

Se encuentra ubicado en la margen derecha, en el cual se fundara el estribo tipo ménsula.



Se diferencia en el Estatigrama 4 estrados de diferente espesor, confirmándose a una profundidad promedio de 4,5m la existencia de suelo coluvial, se define fundar en el suelo **SW "Arena bien graduada"** a una profundidad de **3,7m** con una resistencia admisible de **$2,0 \text{ kg/cm}^2$** .

Análisis Plástico.

Tabla N° 2.1.: Resultados del Análisis Plástico, para cada uno de los pozos.

Descripción	Margen Izquierda		Margen Derecha	
	Pozo # 1	Pozo # 2	Pozo # 3	Pozo # 4
Contenido de humedad (CH).	17,34 %	19.79%	26.95%	22,29 %
Limite Líquido (LL).	34%	38%	23%	NO PLASTICO
Limite Plástico (LP).	23%	26%	17%	
Índice de Plasticidad (IP).	11%	12%	6%	

Fuente: Elaboración propia

2.3. Estudios de hidrología e hidráulica

Para determinar el caudal máximo existen una variedad de métodos, entre los que se encuentran: Método Racional; Método del Hidrograma Unitario y los métodos empíricos. Ahora bien, para el cálculo del tirante máximo se debe conocer la sección transversal del lecho y a partir de la ecuación de Manning en función al caudal máximo, ya calculado.

$$Q = \frac{1}{n} * A * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}$$

Dónde:

n : Coeficiente de rugosidad. (Se asume $n = 0,03$)

S : Pendiente del terreno.

A : Área transversal.

R_h : Radio Hidráulico.

Estudio de socavación

Según la AASHTO LRFD las zapatas de las estructuras se deberán colocar a una profundidad mayor o igual que 600 mm por debajo de la máxima profundidad de socavación anticipada. Es por eso que el estudio de la socavación en el diseño es muy importante. La profundidad de socavación tiene que ver con la altura del tirante máximo, y de igual manera con la velocidad del flujo. Para calcular la socavación se tomaran en cuenta los siguientes métodos: Formula según Hugo Belmonte; Formula de Lischtvan – Levediev.

2.3.1. Resultados obtenidos.

A partir del análisis hidrológico que se encuentra detallado en el ANEXO 3, se citan a continuación los datos más importantes del estudio:

Tabla Nº 2.2.: Características de la Cuenca

Características:	Cantidad:	Unidad:
Área de la cuenca.	0.30	km ²
Perímetro de la cuenca.	1766.14	m
La cota del punto más bajo.	1918	m.s.n.m.
La cota del punto más alto.	1929	m.s.n.m.
Longitud del rio principal.	703	m.

Fuente: Elaboración propia

2.3.2. Cálculo del Caudal Máximo.

Para el cálculo del caudal máximo se utilizaron las estaciones meteorológicas del Aeropuerto y el Tejar, utilizando como datos patrones, las precipitaciones máximas diarias, para lo cual, se emplearon diferentes métodos para determinar el caudal máximo, después de analizar los métodos, se descartan los métodos que tienen una variación considerable, definiendo como métodos más precisos los siguientes:

Tabla N° 2.3.: Caudal Máximo de diseño.

Método:	Q (m³/s)	Carácter:
Hidrograma Triangular	2,33	Semi-empírico
Método Racional	2,55	Semi-empírico
Formula de Gonzales Guijarro.	6,16	Empírico
Formula de Pasentti.	3,02	Empírico

Fuente: Elaboración propia

Cabe mencionar que se utilizó un periodo de retorno de 100 años para determinar el caudal máximo de diseño. A partir de estos resultados se obtiene el caudal máximo de diseño, mediante la media de los valores citados:

$$Q_{\text{máx}} = 3.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.3.3. Cálculo del tirante de diseño.

El cálculo del tirante máximo se realizará mediante la ecuación de Manning, con la que se generara una curva de descarga en función a las características transversales del cauce, el procedimiento consiste en hacer variar el tirante de forma que el caudal obtenido sea similar al caudal máximo de diseño, entonces se habrá determinado el tirante máximo y las demás propiedades hidráulicas para el caudal de diseño.

Obteniéndose la siguiente tabla de resultados:

Tabla N° 2.4.: Propiedades hidráulicas de la Quebrada Mariano Colodro.

Características:	Unidad:	Cantidad:
Caudal Máximo de Diseño:	m ³ /s	3,5
Área Mojada:	m ²	2,97
Ancho del espejo del Agua:	m	7,14
Perímetro Mojado:	m	7,36
Pendiente:	m/m	0,034
Velocidad:	m/s	3,36
Tirante Máximo:	m	0,9

Fuente: Elaboración propia (ANEXO 3)

2.3.4. Cálculo de la socavación.

El cálculo de la socavación se realizó mediante dos métodos, considerando los aspectos más desfavorables para el diseño, para lo cual, se adoptara una altura de socavación máxima al lado de la seguridad. Es necesario mencionar que las zapatas combinas no están expuestas a los efectos de socavación de tal manera que es relevante es estudio. En la siguiente tabla se presentan las profundidades de socavación por los dos métodos planteados.

Tabla N° 2.5.: Altura de socavación.

Método	Altura de Socavación (m)
Hugo Belmonte	0,65
Lischtvan Levediev	0,39

Fuente: Elaboración propia

Como se puede ver en la tabla de resultados, las alturas de socavación son pequeñas, esto se debe al caudal reducido de la quebrada, para lo cual, adoptamos finalmente un valor de manera conservadora, tomando en cuenta que los valores arrojados por los métodos analizados, son aproximados:

La profundidad de socavación es: **hs = 0.7 m**

Según la AASHTO LRFD las zapatas de las estructuras se deberán colocar a una profundidad mayor o igual que 600 mm por debajo de la máxima profundidad de socavación anticipada.

2.4. Análisis de alternativas.

Según la ingeniería básica se definió la ubicación, crecida máxima, la capacidad portante del suelo y las características topográficas para determinar el emplazamiento de una estructura de sustentación (Puente vehicular).

Según el plano topográfico se obtuvo una luz de la quebrada de **40,8m** y un desnivel de **10m**, cabe mencionar que el caudal máximo es de **3,50 m³/s** con un tirante de **0,90m**, para lo cual se plantean diferentes alternativas estructurales que se adapten a las características del lugar de emplazamiento.

Desventajas:

Las principales desventajas radican en:

- La colocación de las vigas en su posición final, que requiere de equipo especial.
- El desplazamiento del equipo de tesado y de inyección de mortero hasta el sitio de la obra.
- Requiere de mano de obra especializada.

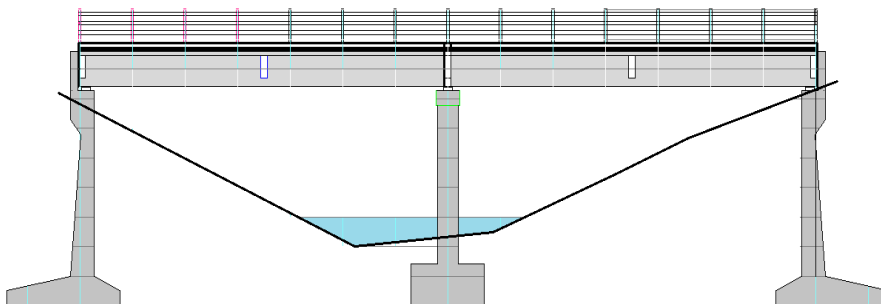
b) Alternativa II: Puente de Hormigón Armado Continuo de dos tramos, simplemente apoyado.

El esquema estructural está compuesto por cuatro vigas de sección rectangular de hormigón armado, de dos tramos continuos, las cuales trabajan en sección T con la losa del tablero, debido a la acción monolítica viga-losa.

La losa tiene cuatro capas de armadura, la principal normal al tráfico, la armadura de distribución paralela al tráfico y la armadura de contracción y temperatura.

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

Figura N° 2.2.: Perfil longitudinal de la alternativa II



Fuente: SEDECA

Ventajas:

Las principales ventajas de éste tipo de estructura son las siguientes:

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

- Comportamiento estructural más efectivo, mayor esbeltez y elegancia de formas.
- Eliminación de fuerzas laterales gracias a la condición de sus apoyos.
- Eliminación de esfuerzos de contracción y temperatura gracias a sus juntas de dilación.

Desventajas:

- El más serio inconveniente del hormigón armado, lo constituye la dificultad de reforzarlo o repararlo.
- Requiere de obra falsa o cimbra, la cual debe permanecer en el sitio hasta que el hormigón alcance su fraguado.
- Control riguroso para alcanzar las resistencias especificadas en el diseño.

2.4.2. Análisis Técnico, Económico y Académico.

El análisis de alternativas se realizara desde el punto de vista técnico, económico y académico, para definir la alternativa de mayor viabilidad y que se ajuste más a los objetivos del proyecto.

2.4.2.1. Análisis técnico.

Para realizar el análisis técnico de las alternativas, se toma en cuenta parámetros de diseño que contemplan los siguientes puntos:

Comportamiento Estructural.

▪ **Alternativa I.**

El puente de hormigón pretensado, de acuerdo a su planteamiento estructural, se caracteriza por ser un puente isostático simplemente apoyado, en el cual, no se consideran sobrecargas de temperatura o de viento, los efectos de flexión y corte gobiernan el diseño. Ahora bien, debido a las características del lugar de emplazamiento y la magnitud del puente, se requiere una infraestructura de gran envergadura y por ende una buena capacidad portante del suelo, afectando directamente al costo del proyecto.

▪ **Alternativa II.**

El puente de hormigón armado de tramos continuos, se caracteriza por ser completamente isostático, su comportamiento estructural se basa en efectos de

corte y flexión, transmitiendo las cargas desde la superestructura a la infraestructura. En esta alternativa se debe tomar en cuenta el incremento del costo respecto a la *Alternativa I*, debido a inclusión de una pila central.

- **Alternativa III.**

Desde el punto de vista estructural el puente pórtico con tramo intermedio isostático, se caracteriza por sus condiciones de apoyo, eliminado los empujes laterales en la fundación, además gracias a la esbeltez de su infraestructura es posible salvar la gran depresión del lecho, reduciendo el costo de la misma.

Comportamiento Hidráulico

Se deberá contemplar en el diseño, que la subestructura sea lo más reducida posible para minimizar la obstrucción de la corriente y obtener así un mejor comportamiento hidráulico disminuyendo los riesgos que representa la socavación para la estructura.

De este punto de vista, la *Alternativa II*, es menos viable, debido a que se plantea una pila central, la cual, disminuye la sección transversal del lecho, obstruyendo el flujo del agua y de esta manera favoreciendo la socavación, poniendo en peligro la estabilidad de la estructura.

Metodología Constructiva.

En este caso todas las alternativas representan complejidad en su construcción ya que en el medio, existe deficiencia del equipo indicado y la mano de obra especializada.

La *Alternativa II y III* presentan mayor dificultad constructiva, ya que deben ser armadas en sitio, lo que significa la construcción de encofrados y cimbras, provocando incremento en el costo y el tiempo de ejecución de la obra. Por otra parte la *Alternativa II* ofrece ventajas constructivas ya que además de ahorrar encofrado, estas pueden ser hormigonadas en su totalidad en sitios cercanos al emplazamiento del puente y luego colocarse en posición a través de grúas.

Durabilidad.

Los puentes de hormigón armado no requieren de mantenimiento dentro su vida útil, suelen resistir los efectos atmosféricos sin afectar su resistencia. Respecto a puentes de hormigón pretensado se debe realizar un control en la tensión de las vainas para controlar la figuración en el hormigón.

Funcionalidad y Seguridad.

Todas las alternativas propuestas tienen el grado de funcionalidad y seguridad, ya que garantizan la circulación vehicular. Uno de los parámetros principales para realizar el diseño es la seguridad que se ofrece al usuario, además del confort en el momento del uso del puente.

Conclusión Técnica.

Desde el punto de vista técnico, las tres alternativas son factibles, ya que son estructuras que se conciben de acuerdo a las características propias del lugar de emplazamiento. Ahora bien, el hecho de que presenten desventajas no significa el impedimento para su diseño, ya que técnicamente se plantean un conjunto de soluciones para su sostenibilidad.

2.4.2.2. Análisis Económico.

El análisis económico se refleja en el siguiente cuadro comparativo, cuyos costos lineales se obtuvieron de proyectos realizados en nuestro medio:

Tabla Nº 2.6.: Costos de puentes construidos en nuestro medio.

Puente:	Tipo	Luz m	Costo general Bs	Costo Lineal Bs/m
Puente Vehicular continuo de dos tramos Chocloca.	Vigas sección T hormigón armado	-	8.377.421,86	209.435,55
Puente vehicular sobre la quebrada Volcán.	Vigas sección I postesadas	40	4.878.229,2	121.955,73
Puente vehicular Barretero.	Vigas sección I postesadas	40	6.069.305,6	151.732,64
Puente Vehicular Torrecillas.	Vigas sección I postesadas	40	5.157.551,71	128.938,79

Fuente: SEDECA, Municipio de Tarija.

▪ **Alternativa I.**

Desde el punto de vista económico, debido a la profundidad del lecho, la infraestructura para el puente de hormigón pretensado presenta un gran costo respecto a la infraestructura del puente pórtico de tramos isostáticos. Ahora bien, al salvar una luz de 40m, la esbeltez de las vigas de la superestructura justifica el costo general de la obra.

- **Alternativa II.**

Esta alternativa según el cuadro comparativo, es la que presenta mayor costo, debido a la concepción de la pila central, la cual debe contemplar los efectos de socavación para determinar su magnitud. De tal manera que la infraestructura “Pila central y Estribos”, encarecería la obra, dejando inviable a esta alternativa de diseño.

- **Alternativa III.**

El diseño del puente pórtico con tramos isostáticos, desde el punto de vista económico, es viable ya que se remplazan la pila central por zapatas continuas y a los estribos por dados de apoyo, reduciendo el costo de la infraestructura. Ahora bien, gracias a la luz reducida de los vanos entre nudos, es posible utilizar vigas esbeltas de 70cm de peralte, reduciendo en si el total de la obra.

- **Conclusión Económica.**

El cuadro comparativo, nos da una idea referencial del costo por metro lineal de cada alternativa de diseño para el proyecto, por otra parte, el análisis realizado anteriormente, contemplando las características propias del lugar de emplazamiento y el esquema estructural de cada alternativa, nos da a conocer que las *alternativas I y III* son más viables desde el punto de vista económico

2.4.2.3. Análisis Académico.

Se realizara un análisis desde el punto de vista académico, tomando en cuenta la complejidad del diseño, el marco teórico y la innovación de nuevos esquemas estructurales, considerando que la alternativa seleccionada sea novedosa para la comunidad estudiantil de la carrera de ingeniería civil.

- **Alternativa I.**

El diseño estructural de un puente de hormigón pretensado, se basa en la combinación de cargas en estado límite de servicio para determinar las deformaciones y la armadura activa de pretensado, y en la combinaciones de cargas en estado de resistencia para determinar la armadura pasiva. La construcción de puentes de hormigón pretensado en nuestro medio es frecuente, tal el motivo, que en la carrera de ingeniería civil se dicta la materia de

hormigón pretensado, para que el estudiante esté capacitado para encarar el diseño estructural, por lo cual el diseño de esta alternativa en esta propuesta, no presenta ningún aporte al estudiante para que pueda expandir sus conocimientos.

- **Alternativa II.**

El diseño estructural de un puente de hormigón armado continuo, de dos tramos simplemente apoyado, con una pila central, se basa en la combinación de cargas en estado límite de resistencia, el cual, mediante coeficientes de distribución se determinan los efectos de flexión y corte para el diseño de la viga más solicitada. De igual manera, este tipo de puente es frecuente en el medio, razón por la cual, este tipo de puente se diseña en la materia de Puentes de la carrera de ingeniería civil, situando a esta alternativa, fuera del alcance del objetivo de la propuesta.

Alternativa III.

La concepción del puente pórtico de hormigón armado con tramos isostáticos, es una alternativa definida exclusivamente para las características del lugar de emplazamiento. Una de sus particularidades es reemplazar las pilas por una serie de cuatro pórticos inclinados esbeltos, articulados mediante vigas Gerber, reduciendo a un sistema de pórticos isostáticos. Su análisis estructural se realiza en estados límites de resistencia, para el diseño de los elementos de la superestructura e infraestructura. Con esta alternativa se pretende transmitir a la comunidad estudiantil, criterios de diseño sobre ménsulas cortas, zapatas continuas, articulaciones plásticas, entre otros, por lo cual, se considera una alternativa que realiza un aporte académico sustancial.

- **Conclusión Académica.**

Considerando los parámetros mencionados anteriormente, se considera como alternativa de diseño más viable desde el punto de vista académico, la **Alternativa III** “*Puente Pórtico de Hormigón Armado con tramos isostáticos.*”

2.4.3. Selección de alternativa.

Contemplando todos los aspectos mencionados anteriormente, considerados de mayor importancia en la selección de la alternativa más viable para la construcción de un puente, como ser: comportamiento estructural, comportamiento hidráulico, funcionalidad y mantenimiento, excluyendo el factor económico, y dando mayor relevancia al aspecto técnico y académico; se presenta a continuación un cuadro comparativo de las alternativas puestas a consideración:

Tabla Nº 2.7.: Cuadro comparativo para la selección de alternativa

ALTERNATIVA	Comportamiento estructural	Comportamiento hidráulico	Metodología constructiva	Funcionalidad-Mantenimiento
Alternativa N°1	Bueno	Bueno	Adecuado al medio	Muy Buena-Constante
Alternativa N°2	Bueno	Regular	Ofrece algunos inconvenientes	Muy Buena-Mínimo
Alternativa N°3	Muy Bueno	Bueno	Ofrece algunos inconvenientes	Muy Buena-Mínimo

Fuente: Elaboración Propia

En consecuencia con el resumen que se muestra en el anterior cuadro comparativo y al análisis de alternativas realizado en los anteriores apartados, se determinó que la alternativa de mayor viabilidad es el proyecto a diseño estructural de un *Puente Pórtico de hormigón armado con un tramo central isostático*. Además es importante mencionar que la estructura es novedosa en el medio, por sus características particulares.

CAPÍTULO III

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

CAPITULO III

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1. Generalidades

3.1.1 Normas de diseño

Para el diseño estructural del puente vehicular, se tomaron como normas de diseño, la norma AASHTO LRFD 04 y la ACI318S-05, para la consideración de cargas y el diseño de los elementos de hormigón armado. Es necesario mencionar, que se trabaja con estas normas, debido a que son las que se utilizaron, en el desarrollo académico de la asignatura CIV -952 PUENTES, además es evidente la introducción estas normativas en el medio para la elaboración de obras de arte mayor.

3.1.2 Materiales

3.1.2.1. Hormigón

El hormigón se dosificará de manera que proporcione una resistencia promedio a la compresión y para que satisfaga los criterios de durabilidad. El concreto debe producirse de manera que se minimice la frecuencia de resultados de resistencias inferiores a f'_c .

En el presente proyecto se define como $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ para todos los elementos que conforman la superestructura e infraestructura del puente pórico.

3.1.2.2. Acero convencional de refuerzo.

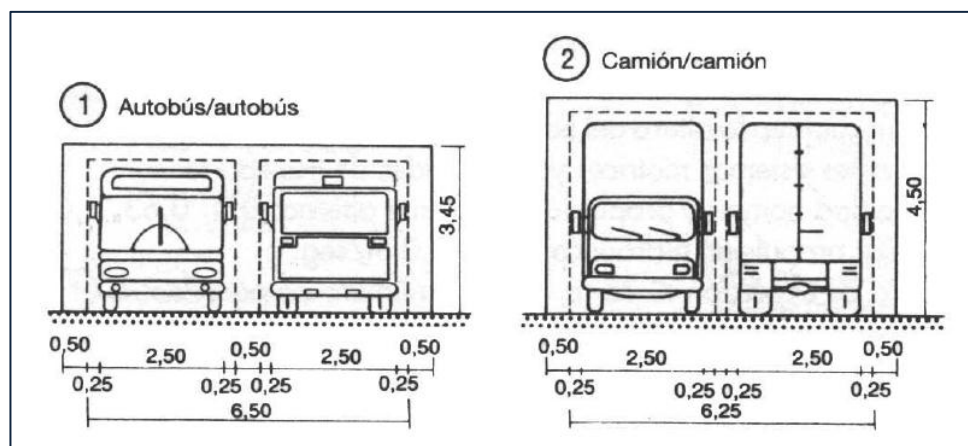
El tipo más común de acero de refuerzo no pretensado (convencional) viene en forma de barras corrugadas circulares disponibles en un amplio intervalo de diámetros, los más usados y disponibles en nuestro medio van de 6 a 25 mm de diámetro y de grado 60 (420Mpa).

3.2. Geometría de los Componentes

3.2.1. Ancho efectivo del puente

Según Neufert, el ancho de carril necesario para la circulación, sin reducir una velocidad de 50km/h de dos autobuses es de 6,50 m y para dos camiones es igual a 6,25 m, por lo que se asume un ancho de calzada de $w = 7,60 \text{ m}$, constituida por dos carriles de circulación, con una altura de losa del tablero de circulación $h_f = 20 \text{ cm}$, y un espesor de la capa de rodadura $h_{CR} = 5 \text{ cm}$, constituyéndose la altura de la losa en $h_L = 25 \text{ cm}$.

Figura N° 3.1.: Anchos de calzada

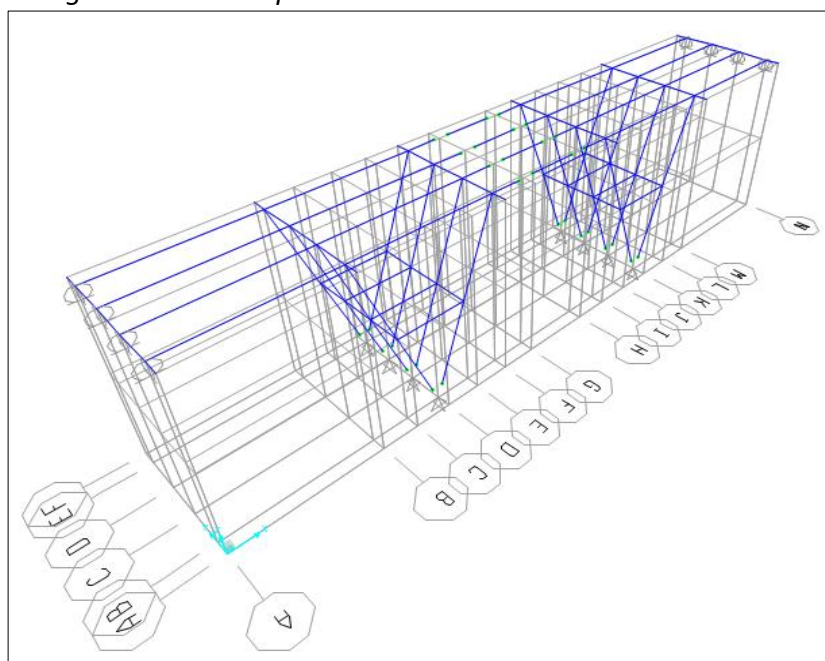


Fuente: Arte de proyectar en Arquitectura; Ernst Neufert

3.2.2. Esquema estructural del puente

El puente está constituido por **4** pórticos, que se unen en el tramo central mediante articulaciones **Gerber**, los cuales se construyen monolíticamente con el tablero de hormigón armado, se disponen de diafragmas cada 8m y en las articulaciones Gerber, vigas de arrioste transversales y longitudinales que se disponen en las columnas, como se muestra en la figura N° 7. En la tabla N° 12, se presenta la geometría de los elementos constituyentes del pórtico, los mismos que se encuentran especificados en la figura n° 7 tridimensional del pórtico.

Figura N° 3.2.: Esquema tridimensional del Puente Pórtico.



Fuente: Elaboración Propia

**Tabla N° 3.1.: Dimensiones de los elementos del pórtico*

TRAMO	Sentido	Especificación	Longitud L (m)	Sección	
				b (cm)	**h (cm)
A-B	Longitudinal	Viga exterior	8,00	40,0	70,0
B-F	Longitudinal	Viga interior	8,00	40,0	70,0
F-G	Longitudinal	Viga en voladizo	1,50	40,0	70,0
G-H	Longitudinal	Viga Gerber	5,00	40,0	70,0
B-D	Longitudinal	Columna	12,00	40,0	60,0
D-F	Longitudinal	Columna	12,00	40,0	60,0
C-E	Longitudinal	Viga de arriostre	4,00	40,0	40,0
B-C	Transversal	Viga de arriostre	2,00	50,0	40,0
A-F	Transversal	Diafragma	7,60	20,0	60,0

Fuente: Elaboración Propia

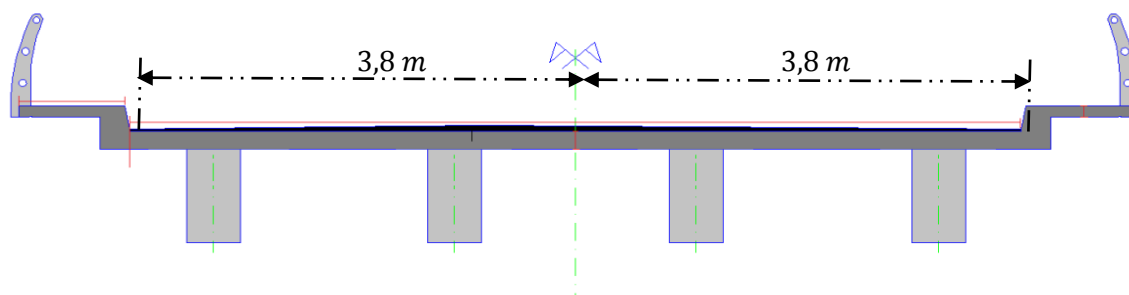
* Las dimensiones mostradas en la tabla, pertenecen al pórtico mostrado en la figura N°20, cabe recalcar que el pórtico se trata de una estructura simétrica tanto longitudinalmente como transversalmente.

** La altura h de la sección, en el caso de las vigas incluye la altura de la losa h_f .

3.2.3. Esquema transversal de la estructura.

Transversalmente se pueden observar en la estructura los cuatro pórticos que constituyen la misma, la vereda y el barandado:

Figura N° 3.3.: Esquema transversal del puente.



Fuente: Elaboración Propia

Vereda.

Según la normativa, la longitud mínima que debe tener una vereda es igual a 600 mm.

Por otra parte NEUFERT recomienda los siguientes espaciamientos:

Figura N° 3.4.: Espacio necesario para la circulación de peatones



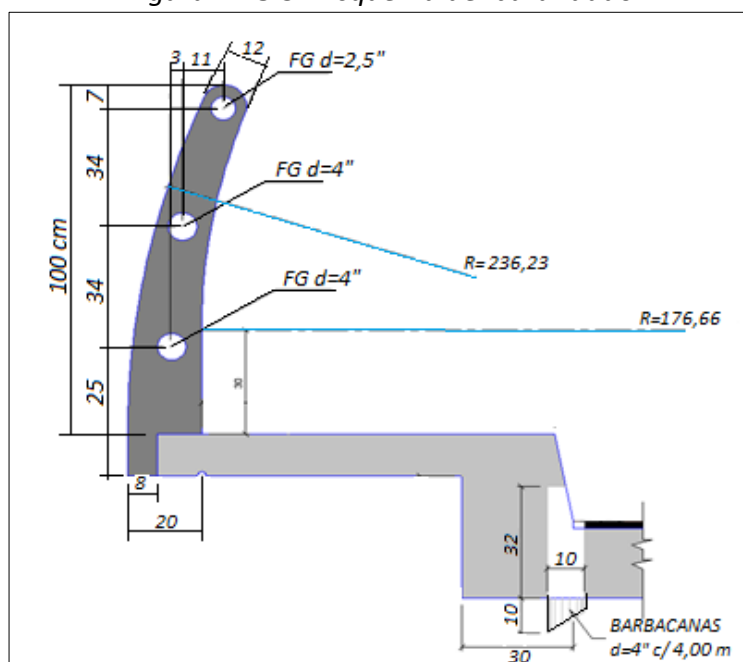
Fuente: Arte de proyectar en Arquitectura; Ernst Neufert

Por lo que, se asume un ancho útil de vereda de **950 mm** considerando el espaciamiento que necesita una persona con equipaje y en el extremo caso que dos personas estén cruzando el puente al mismo tiempo.

Barandado.

Se presenta el esquema de los postes de hormigón armado que se diseñaron:

Figura N° 3.5.: Esquema del barandado



Fuente: Ing. Ernesto Álvarez

Como se puede observar en la figura anterior, se disponen barbacanas con un diámetro de 4" cada 4,00 m.

En cuanto a la separación entre pórticos se asume igual a **S=2,00 m** y una longitud de vuelo de la losa **a= 0,80 m**. Dimensiones que fueron asumidas en función al cálculo realizado a partir de la ley de momentos aplicada en el diagrama de cuerpo libre de la estructura.

3.3. Filosofía de diseño.¹

Los puentes se deben diseñar considerando los estados límites especificados a fin de lograr los objetivos de construibilidad, seguridad y serviciabilidad. Independientemente del tipo de análisis utilizado, la ecuación siguiente se deberá satisfacer para todas las solicitaciones y combinaciones de solicitaciones especificadas.

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

Dónde:

ϕ = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal.

Q_i = Solicitación.

R_n = Resistencia nominal.

R_r = Resistencia mayorada: ϕR_n .

γ_i = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones.

η_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa, para el valor máximo de γ_i es apropiado que $\eta_i \leq 0,95$, para cargas con un valor mínimo de γ_i es apropiado que $\eta_i \leq 1,00$

3.3.1. Factores de Resistencia.

El factor de resistencia ϕ se deberá tomar como:

Tabla N° 3.2.: Factores de resistencia.

Para flexión y tracción del hormigón armado	0,90
Para corte y torsión: Hº de densidad normal	0,90

¹ AASHTO LRFD 2004 Sección 1

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

Fuente: AASHTO LRFD 04 Sección 1

3.3.2. Estados Límites.²

3.3.2.1. Estado Límite de Servicio.

El estado límite de servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular.

3.3.2.2. Estado Límite de Resistencia.

Se debe considerar el estado límite de resistencia para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa que el puente experimentará durante su período de diseño.

3.3.3. Factores de Carga y Combinaciones de Carga.

La solicitación mayorada se tomará como:

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

Dónde:

η_i = Modificador de las cargas.

Q_i = Solicitaciones de las cargas aquí especificadas.

γ_i = Factores de carga especificados en las tablas N° 3.3. y 3.4.

En la Tabla N° 3.4. se especifican los factores de carga que se deben aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas de diseño.

² AASHTO LRFD 2004 Sección 3

Tabla N° 3.3. - Combinaciones de carga y Factores de carga

Combinaciones de carga	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar solo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique 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 - Solo EH,EV,ES,DW,DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,5/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,00	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-

Tabla N° 3.4.: 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
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)

3.4. Análisis de Cargas.³

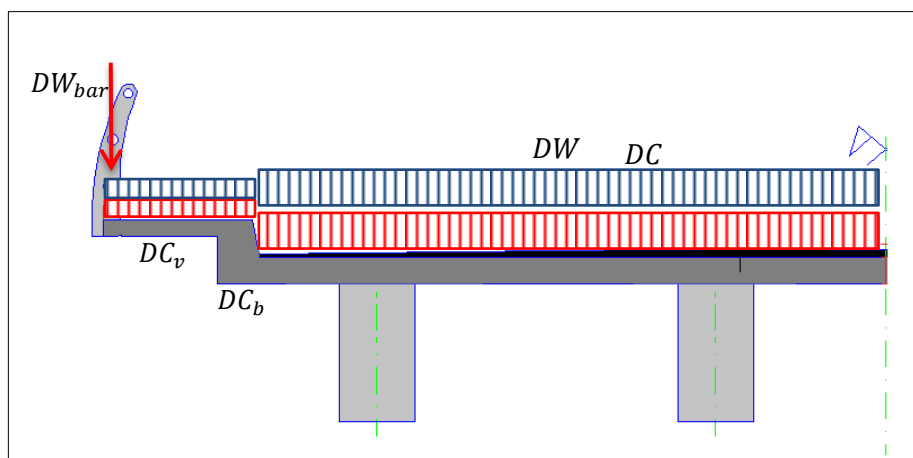
A continuación se detallan todas las cargas que se consideran en el diseño en general de cada uno de los elementos que constituyen la estructura:

3.4.1. Cargas Permanentes: DC, DW y EV

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

Las cargas permanentes actúan en todo el ancho de calzada del puente, en toda la luz del mismo como se ilustra en la siguiente figura:

Figura N° 3.6.: Esquema de actuación de cargas permanentes en la estructura



Fuente: Elaboración propia.

Carga permanente debida al PP de la losa: **DC = 480 kg/m/m**

Carga permanente debida al PP de los accesorios: **DW = 280 kg/m/m**

Por otra parte la carga permanente **EV** es debida al empuje de tierras, la misma que varía en función de una altura, por lo que las mismas se detallaran específicamente en el ANEXO 4 en el diseño de la infraestructura.

3.4.2. Cargas de suelo: EH y LS.

Empuje lateral del suelo: EH

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

$$p = k * \gamma_s * g * z$$

³ AASHTO LRFD 2004 Sección 3

Dónde:

p = Empuje lateral del suelo

k = Coeficiente de empuje lateral

γ_s = Densidad del suelo

g = Aceleración de la gravedad

z = Profundidad del suelo debajo de la superficie

El coeficiente de empuje lateral activo se tomó como:

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

$$\Gamma = 2,5$$

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

$$k_a = 0,33$$

Dónde:

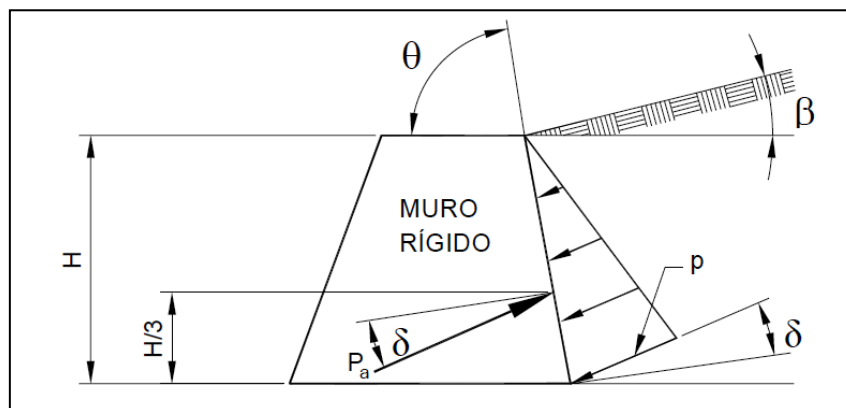
$\delta = 18^\circ$: Ángulo de fricción entre el relleno y el muro.

$\beta = 0^\circ$: Ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal.

$\theta = 90^\circ$: Ángulo que forma el respaldo del muro respecto a la horizontal.

$\phi_f = 27^\circ$: Ángulo efectivo de fricción interna.

Figura N° 3.7.: Simbología para el empuje activo de Coulomb



Fuente: AASHTO LRFD 04 (Sección 3)

Tabla N° 3.5.: 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)

Sobrecarga Viva (LS)

Se aplica una sobrecarga viva anticipando 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 N° 3.6.: 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:

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

La fuerza debido a la sobrecarga viva es igual a: **LS = 1970,0 kg/m**

3.4.3. Sobrecargas Vivas: LL y PL.

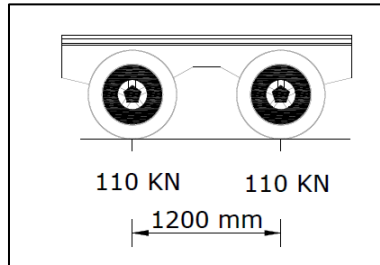
Sobrecarga Vehicular de diseño (LL)

La sobrecarga vehicular de diseño resultará de combinar el tandem o camión de diseño con la carga de carril, considerando además el IM, adoptándose la combinación que resultó más desfavorable.

Tándem de diseño

La separación transversal de las ruedas se debe tomar como 1800 mm.

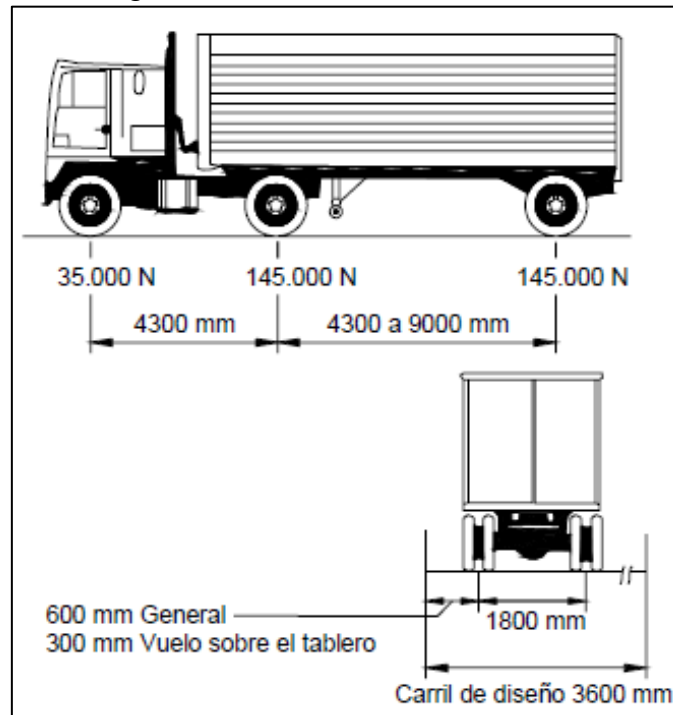
Figura N° 3.8.: Tándem de diseño



Fuente: AASHTO LRFD 04 Sección 3

Camión de Diseño

Figura N° 3.9.: Camión de diseño



Fuente: AASHTO LRFD 04 Sección 3

Carga de carril de diseño.

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

Incremento por Carga Dinámica: IM.

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$.

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño. En nuestro caso el factor de Incremento por carga dinámica se adoptó como $IM=33\%$.

Carga Peatonal: PL.

Se aplicó una carga peatonal distribuida igual a **PL=360 kg/m²** actuando sobre la acera debido a la posible presencia de peatones sobre la misma.

3.4.4. Fuerza de Frenado: BR.

La fuerza de frenado se asumió como el mayor de los siguientes valores:

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

La fuerza de frenado se ubicó en todos los carriles de diseño que se consideran cargados, y que transportan tráfico en la misma dirección. Se asumió que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm.

La fuerza de frenado es igual a: **BR = 8125 kg.**

3.4.5. Cargas Climáticas.

3.4.5.1. Cargas de viento.

Para determinar las cargas de viento, nos basamos en las estaciones climatológicas El Tejar Y El Aeropuerto, ya que son las más cercanas al sitio del emplazamiento, de las cuales se adopta una velocidad máxima a 10 metros de altura igual a $V_v = 45$ nudos equivalente a 85 km/h. Se asumirá que la carga de viento esta uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. El puente se encuentra a una altura de 10m sobre el nivel del terreno, para lo cual, no se realiza la modificación de la velocidad del viento que la norma sugiere para puentes con una elevación mayor a 10m.

Presión del Viento sobre las Estructuras: (WS).

Es así que la presión del viento viene a ser calculada de la siguiente manera:

$$P_D = P_B * \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

Dónde:

Velocidad del viento a la altura de diseño: $V_{DZ} = 85$ km/h

Velocidad básica del viento a 10m: $V_B = 160$ km/h

Se asumirá que las presiones aquí especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento, V_B , de 160 km/h.

Tabla N° 3.7.: Presiones básicas P_B correspondiente a $V_B=160$ km/h.

COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	Carga a Barlovento "kg/m ² "	Carga a Sotavento "kg/m ² "
<i>Reticulados, columnas y arcos</i>	245	122
<i>Vigas.</i>	245	No Aplicable

Fuente:

Presión del Viento:

Para Barlovento: $P_D = 70 \text{ kg/m}^2$

Para Sotavento: $P_D = 35 \text{ kg/m}^2$

Cargas de la Superestructura.

En la siguiente tabla se presenta las cargas para los elementos de la superestructura, en función a su ancho normal al viento, es necesario mencionar que se tomara el viento perpendicular a eje longitudinal del puente.

Tabla N° 3.8.: Cargas de diseño para la Superestructura.

COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	Carga a Barlovento "kg/m"	Carga a Sotavento "kg/m"
<i>Vigas longitudinales.</i>	35	N.A
<i>Losa de tablero</i>	14	N.A
<i>Barandado</i>	10.5	N.A

Fuente:

La carga de viento total según la norma, no deberá ser menor a **440 kg/m** para barlovento y sotavento, por lo cual se asume para todos los elementos, dicha carga.

Cargas Aplicadas Directamente a la Subestructura.

Las fuerzas que se aplican directamente a la subestructura se calculan en base a una presión básica del viento supuesta de **190kg/m²** para una incidencia del viento perpendicular al eje longitudinal del puente. En la siguiente tabla se presenta las cargas para los elementos de la subestructura, en función a su ancho normal al viento.

Tabla N° 3.9.: Cargas de diseño para la Subestructura.

COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	Carga a Barlovento "kg/m"	Carga a Sotavento "kg/m"
<i>Columnas</i>	115	N.A
<i>Vigas de arriostre</i>	75	N.A

Fuente:

Presión del viento sobre los Vehículos (WL).

La presión del viento sobre los vehículos se debe representar como una fuerza interrumpible y móvil de **146 kg/m** actuando normal a la calzada y **1.8m** sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura. La experiencia práctica indica que no es probable que haya sobrecargas máximas presentes en el puente cuando la velocidad del viento es superior a **90 km/h**. La carga de viento de **146Kg/m** representa una larga fila de vehículos de pasajeros, utilitarios comerciales y camiones en secuencia aleatoria, expuesta a la velocidad del viento de diseño de 90 km/h.

Presión vertical del viento⁴.

Se considerara una fuerza de viento vertical ascendente, como una carga lineal longitudinal, determinada mediante la siguiente expresión:

$$V_v = 96kg/m^2 * (w + 2 * L_v + 2 * L_b)$$

$$V_v = 935 \text{ kg/m}$$

Dónde: $L_v = 0.82\text{m}$: Ancho de la acera; $L_b = 0.25\text{m}$: Ancho del bordillo; $W = 7.6\text{m}$: Ancho de la calzada.

Esta fuerza, se aplicara a un **1/4** del ancho del tablero a barlovento juntamente con las cargas de viento horizontales especificadas, solo para los estados límites que no involucran viento sobre la sobrecarga, y solo cuando la dirección del viento se toma perpendicular al eje longitudinal del puente.

3.4.5.2. Temperatura uniforme y gradiente de temperatura⁵.

Temperatura Uniforme (TU).

Para calcular los efectos provocados por la deformación de origen térmico se utiliza la diferencia entre el límite inferior o superior extendido y la temperatura básica de la construcción supuesta para el diseño, cuya variación de temperatura se determina:

$$\text{Máxima extrema: } \Delta T = 40.5^\circ\text{C} - 18^\circ\text{C} = 22.5^\circ\text{C}$$

$$\text{Mínima extrema: } \Delta T = 18^\circ\text{C} - (-10^\circ\text{C}) = 28^\circ\text{C}$$

Dónde: $T_m = 18^\circ\text{C}$: Temperatura media anual; $T_{\max}=40.5^\circ\text{C}$ Temperatura máxima anual; $T_{\min}=-18^\circ\text{C}$: Temperatura mínima anual.

⁴ Art. 3.8.2 AASHTO LRFD

⁵ Art. 3.12 AASHTO LRFD

Gradiente de Temperatura (TG).

En superestructuras de concreto se considera un TG, adicionalmente a los cambios de temperatura especificados (TU), el gradiente de temperatura se define como la variación local de la temperatura en la estructura en función a la altura de la misma, esta se puede determinar mediante lecturas en puentes con características similares de la región. En nuestro caso no se cuenta con dichas lecturas, por lo que la norma indica que los factores de carga para TG se deben tomar igual a $\gamma_{TG} = 0$, para los estados límites de resistencia y eventos extremos, de tal manera que los efectos de TG se desprecian en el diseño.

Por otra parte, el TG está incluido en varias de las combinaciones de cargas de la *Tabla 3.4.1-1*. Esto no significa que sea necesario investigar este gradiente para todos los tipos de estructuras. Si la experiencia ha demostrado que despreciando el TG se obtiene un tipo de estructura que no ha sufrido problemas estructurales, el Propietario puede optar por excluir el TG. Los puentes multiviga constituyen un ejemplo de un tipo de estructura para el cual se debería aplicar el criterio profesional y tomar en cuenta las experiencias pasadas⁶.

3.5. Combinaciones de Carga⁷.

Las combinaciones de carga consideradas en el presente proyecto, se citan a continuación, considerándose estos los estados más desfavorables:

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

$$1.25*DC+1.5*(DW+EH+ES)+1.35*EV+1.75*(LL+PL+IM+BR+LS)+0.5*TU$$

RESISTENCIA III: Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.

$$-1.25*DC+1.5*(DW+EH+ES)+1.35*EV+1.4*WS+0.5*TU$$

RESISTENCIA IV: Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

$$1.5*(DC+DW+EH+EV)+0.5*TU$$

⁶ Art. C3.12.3 AASHTO LRFD

⁷ Art. 3.4 AASHTO LRFD

RESISTENCIA V: Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

$$1.25*DC+1.5*(DW+EH+ES)+1.35*(LL+PL+IM+BR+LS+EV)+0.4*WS+1.0*WL+0.5*TU$$

SERVICIO I: Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales.

$$1.1*(DC+DW+EH+EV+ES)+1.0*(LL+PL+IM+BR+LS)+0.3WS+1.0*WL+1.0TU$$

Dónde:

Cargas Permanentes.

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

DW = Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

EH: Empuje horizontal del suelo.

EV: Presión vertical del peso propio del suelo del relleno.

ES: Sobrecarga de suelo.

Cargas Transitorias.

LL: Sobrecarga vehicular.

PL: Sobrecarga peatonal.

IM: Incremento por carga vehicular dinámica.

LS: Sobrecarga viva.

BR: Fuerza de frenado de vehículos.

WL: Viento sobre la sobrecarga.

WS: Viento sobre la estructura.

TG = Gradiente de temperatura.

3.6. Análisis y Evaluación Estructural.

3.6.1. Generalidades.

Debido al avance de la tecnología en los últimos tiempos, se ha implementado el uso de programas para el análisis estructural, en el campo de la ingeniería, facilitando el trabajo del calculista, además de obtener resultados óptimos en los diseños estructurales, permite al ingeniero civil, indagar en el análisis, de manera que se determine el estado más crítico para la estructura.

Estos programas estructurales utilizan el método matricial, elementos finitos y compatibilidad de deformaciones para el análisis, que proporcionan un lenguaje matemático para la descripción de estructuras muy complejas para el cálculo manual, en las cuales, el desarrollo de estos métodos de análisis, pueden ser realizados sin complejidad y en cuestión de minutos por dichos programas.

En nuestro caso se realizara el cálculo estructural mediante el programa estructural **CSiBridge** para puentes, que utiliza el análisis de elementos finitos y compatibilidad de deformaciones, cuyo método corresponde al de los desplazamientos o de rigidez, que se usa más ampliamente debido a su aplicabilidad en cualquier tipo de estructura. Este método considera a los desplazamientos de los nudos (traslación, rotación) como las incógnitas inmediatas, se escriben las ecuaciones de equilibrio en cada nudo de la estructura en términos de: (1) las cargas aplicadas, (2) las propiedades de los elementos y (3) los desplazamientos desconocidos de los nudos.

De esta manera, se tiene un conjunto de ecuaciones algebraicas lineales que pueden resolverse simultáneamente para determinar los desplazamientos de los nudos y por ende las fuerzas internas en los elementos, así como las reacciones en los apoyos.

Una de las ventajas más favorables para el ingeniero civil, es que el programa estructural **CSiBridge V15** es un nuevo software integral del estado de la técnica para el análisis estructural y sísmico; para el diseño y evaluación de los puentes simples y complejos. Todos los comandos se integran en una única interfaz, que proporciona un entorno fácil de usar así como realizar un trabajo intuitivo.

Los modelos de Puente son generados a partir de plantillas que el programa trae como predefinidos; permitiendo al calculista un gran ahorro de tiempo en la elaboración del modelo del puente a diseñar.

Es así que las solicitaciones máximas de diseño para todos los elementos que constituyen el pórtico de hormigón armado, se obtendrán del programa ya mencionado, y serán diseñados manualmente como se detallará en la memoria de cálculo (**anexo IV**) los demás elementos como ser barandado, vereda y bordillo serán analizados, calculados y diseñados manualmente como se detalla en la memoria de cálculo (**anexo IV**).

3.6.2. Análisis preliminar.

Para realizar el cálculo estructural del puente pórtico, se seguirá una serie de pasos, que son necesarios para que el programa realice el análisis estructural, dicho procedimiento consiste en definir: propiedades de los materiales, geometría de los elementos, cargas de diseño, combinaciones de cargas para el estado más crítico del puente y finalmente determinar esfuerzos internos en todos los elementos estructurales. Para mayor detalle de los resultados del programa, ver el **anexo X**.

a) Propiedades de los Materiales.

Las propiedades del hormigón y el acero que se definieron en el programa se muestran en las siguientes figuras, en las cuales, las unidades están en: (kg-cm).

Propiedades del hormigón 280 kg/cm²

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for Concrete. The 'General Data' section includes 'Material Name and Display Color' (H 280 kg/cm2, blue square), 'Material Type' (Concrete), and 'Material Notes' (Modify/Show Notes...). The 'Weight and Mass' section shows 'Weight per Unit Volume' (2.400E-03) and 'Mass per Unit Volume' (2.447E-06) with units 'Kgf. cm, C'. The 'Isotropic Property Data' section includes 'Modulus of Elasticity, E' (253456.36), 'Poisson's Ratio, U' (0.2), 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (9.900E-06), and 'Shear Modulus, G' (105606.82). The 'Other Properties for Concrete Materials' section includes 'Specified Concrete Compressive Strength, f_c' (280), 'Lightweight Concrete' (unchecked), and 'Shear Strength Reduction Factor'. At the bottom, there is a 'Switch To Advanced Property Display' checkbox and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fuente: CSi Bridge, editado en Paint.

Propiedades del Acero 4200 kg/cm²

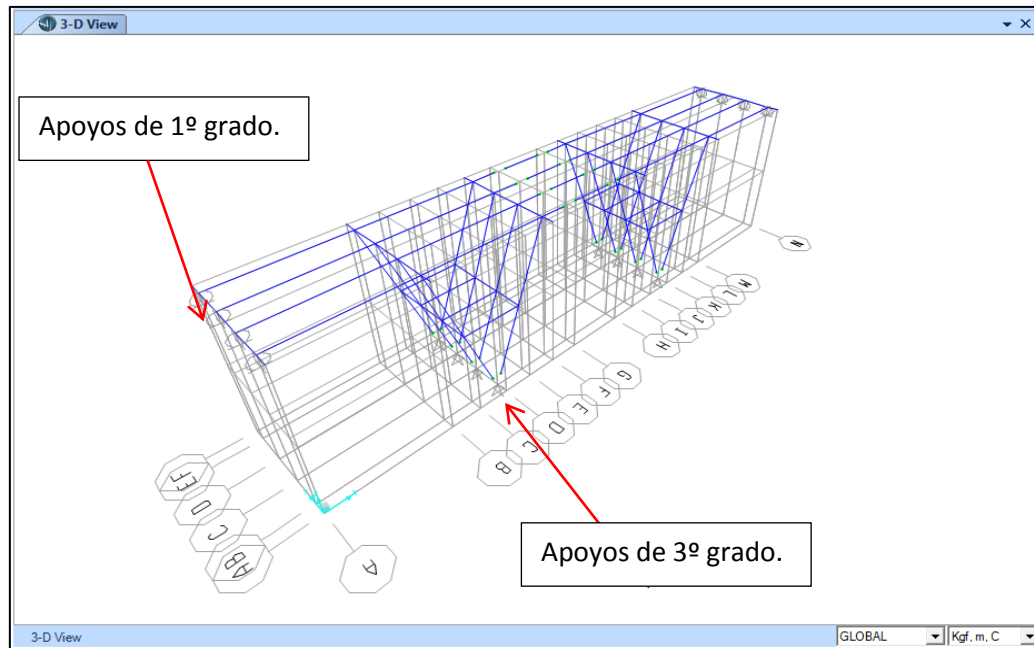
The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for Rebar. The 'General Data' section includes 'Material Name and Display Color' (ACERO 4200 kg/cm2, red square), 'Material Type' (Rebar), and 'Material Notes' (Modify/Show Notes...). The 'Weight and Mass' section shows 'Weight per Unit Volume' (7.849E-03) and 'Mass per Unit Volume' (8.004E-06) with units 'Kgf. cm, C'. The 'Isotropic Property Data' section includes 'Modulus of Elasticity, E' (2000000), 'Poisson's Ratio, U' (0.3), 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (1.170E-05), and 'Shear Modulus, G' (769230.8). The 'Other Properties for Rebar Materials' section includes 'Minimum Yield Stress, F_y' (4200), 'Minimum Tensile Stress, F_u' (4218.4178), 'Expected Yield Stress, F_{ye}' (3093.5064), and 'Expected Tensile Stress, F_{ue}' (4640.2595). At the bottom, there is a 'Switch To Advanced Property Display' checkbox and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fuente: CSi Bridge, editado en Paint.

b) Idealización del Puente pórtico.

Apoyos de la estructura.

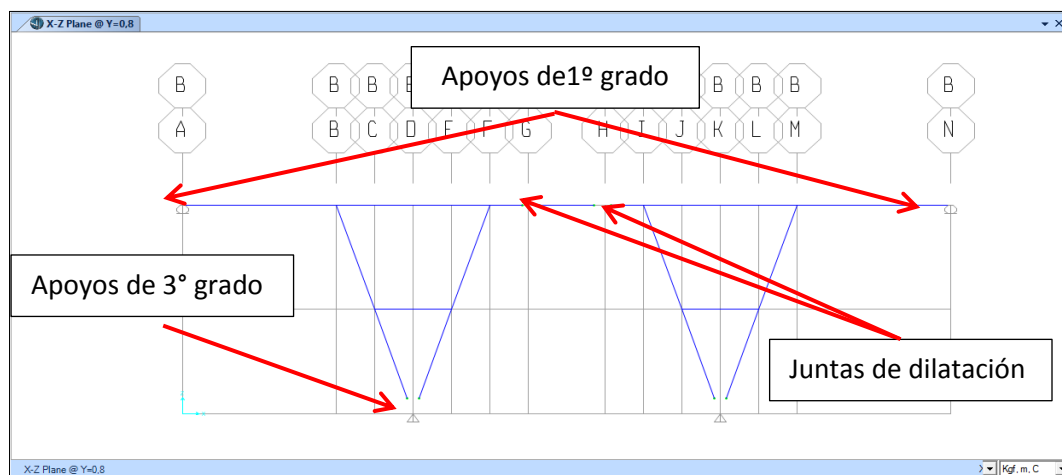
En los apoyos externos del puente se propone apoyos de primer grado, que permiten traslación en el eje “x” e “y”, rotación respecto a los tres ejes (x; y; z), este tipo de apoyo se logra en obra con un aparato de apoyo de neopreno.



Fuente: CSi Bridge, editado en Paint.

En los apoyos interiores se propone apoyos de tercer grado, que restringe los movimientos de traslación y rotación en los tres ejes (x; y; z), este tipo de apoyo se denomina empotrado.

Pórtico en 2D.



Fuente: CSi Bridge, editado en Paint.

3.6.3. Resultados del Cálculo Estructural.

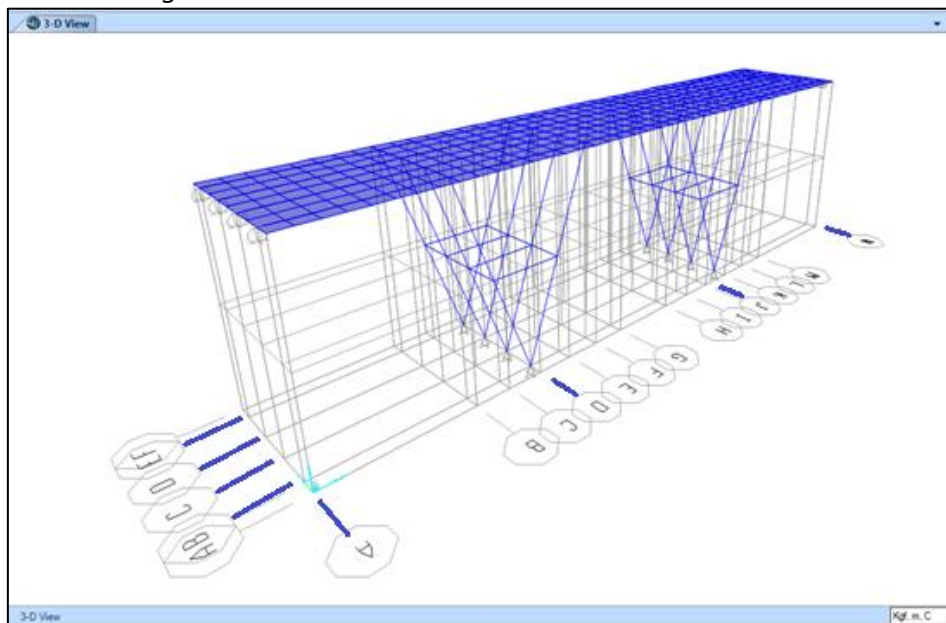
a) Reacciones en Estado Límite de Servicio.

Tabla N° 3.10.: Reacciones en Estado Límite de Servicio.

Solicitaciones kg-m	F1 “X”	F2 “Y”	F3 “Z”	M1 “X”	M2 “Y”
Pórtico B					
Nudo A			34803,7		
Nudo D	-3232,6	89,06	102539	-199,24	45031,7
Nudo K	3232,38	89,06	102454	-199,09	-45032,2
Nudo N			34803,7		
Pórtico C					
Nudo A			29995,1		
Nudo D	3920,92	-82,258	95595,7	179,261	43545,1
Nudo K	-3920,8	-82,18	95543,3	178,915	-43547
Nudo N			29995,1		
Pórtico D					
Nudo A			29995,1		
Nudo D	3920,92	82,258	95595,7	-179,26	43545,1
Nudo K	-3920,8	82,18	95543,3	-178,92	-43547
Nudo N			29995,1		
Pórtico E					
Nudo A			34803,7		
Nudo D	-3232,6	-89,065	102539	199,237	45031,7
Nudo K	3232,38	-89,06	102454	199,093	-45032
Nudo N			34803,7		

Fuente: Elaboración propia

Figura N°3.10.: Denominación de nudos en la estructura.



Fuente: CSi Bridge, editado en Paint.

b) Reacciones en Estado Límite de Resistencia.

Tabla Nº 3.11.: Reacciones en Estado Límite de Resistencia.

Solicitaciones Kg-m	F1 “X”	F2 “Y”	F3 “Z”	M1 “X”	M2 “Y”
Pórtico B					
Nudo A			57576,8		
Nudo D	-5650	142,126	155538	-325,32	77024,8
Nudo K	5649,61	142,117	155390	-325,06	-77026
Nudo N			57576,8		
Pórtico C					
Nudo A			49155,6		
Nudo D	6854,56	-144,43	142506	314,416	74423,4
Nudo K	-6854,3	-144,29	142414	313,811	-74427
Nudo N			49155,6		
Pórtico D					
Nudo A			49155,6		
Nudo D	6854,56	144,43	142506	-314,42	74423,4
Nudo K	-6854,3	144,29	142414	-313,81	-74427
Nudo N			49155,6		
Pórtico E					
Nudo A			57576,8		
Nudo D	-5650	-142,13	155538	325,316	77024,8
Nudo K	5649,61	-142,12	155390	325,063	-77026
Nudo N			57576,8		

Fuente: Elaboración propia

c) Esfuerzos internos en los elementos estructurales del puente.

Para el diseño de los elementos se consideraran las solicitaciones máximas en estados de resistencia, por lo que, en el **ANEXO X** se muestran las tablas donde se detallan los esfuerzos que se generan tanto en el pórtico exterior como interior de cada elemento analizado.

d) Envolvente final de fuerzas para el diseño de la losa.

Para el diseño de la losa de hormigón armado se considera las solicitaciones transversales al eje de vía, es decir, para efectos de corte y flexión transversales al eje de vía. La losa de hormigón armado, contara con cuatro capas de armadura: capa a flexión perpendicular a la dirección de tráfico, capa de armadura de distribución paralela al eje de vía y capa de armadura a contracción y temperatura distribuida transversal como longitudinalmente al eje de vía (emparrillado), las solicitaciones se detallan en el **ANEXO X**.

CAPÍTULO IV
INGENIERIA DEL PROYECTO Y
DISEÑO ESTRUCTURAL

CAPITULO IV

INGENIERÍA DEL PROYECTO Y DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1. Diseño Estructural

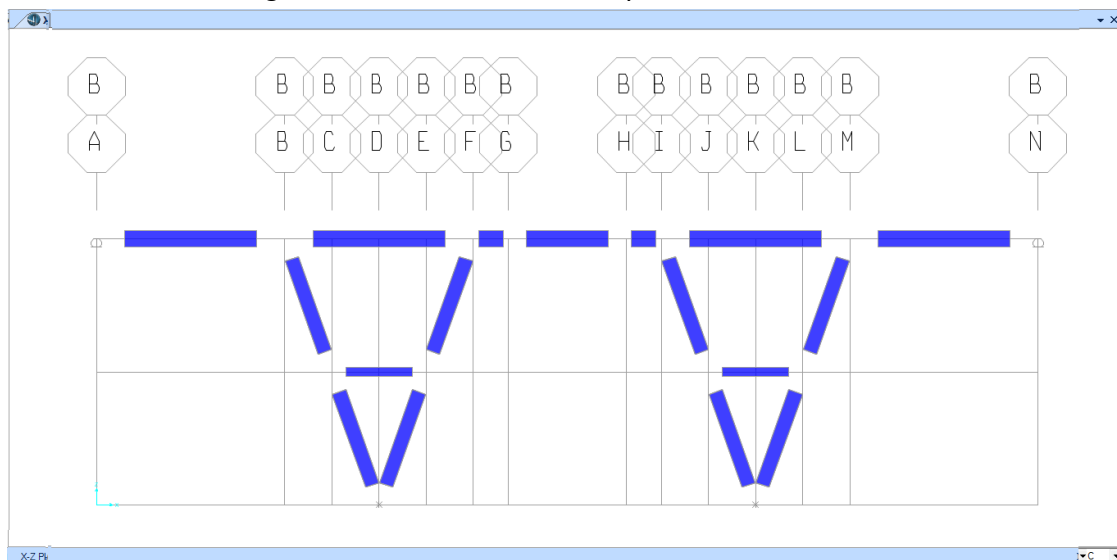
4.1.1. Generalidades.

Para el diseño de la superestructura, se opta por diseñar el pórtico de mayor sollicitación y distribuir la misma cantidad de armadura a los demás pórticos. De acuerdo al análisis estructural realizado, el pórtico más solicitado es el exterior, constituido por vigas longitudinales para la sustentación del tablero, ménsulas cortas, vigas de arriostre, diafragmas y columnas inclinadas para conectar la superestructura con la infraestructura. En el caso de la infraestructura, como las cargas son simétricas se opta por diseñar el estribo con menor capacidad portante y en el caso de las zapatas combinas, el diseño es el mismo para las dos, ya que se tiene las mismas capacidades portantes del suelo.

Esquema Longitudinal del Pórtico.

En la siguiente figura se muestran los elementos a diseñar:

Figura N° 4.1.: Elementos del pórtico exterior.



Fuente: CSi Bridge, editado en Paint.

4.1.2. Diseño de la Superestructura.

Como ya se mencionó anteriormente, el diseño de la superestructura contempla: tablero, vigas longitudinales y de arriostre, ménsulas cortas, diafragmas y columnas, los cálculos se encuentran con mayor detalle en el **ANEXO IV**.

4.1.2.1. Suposiciones de Diseño¹.

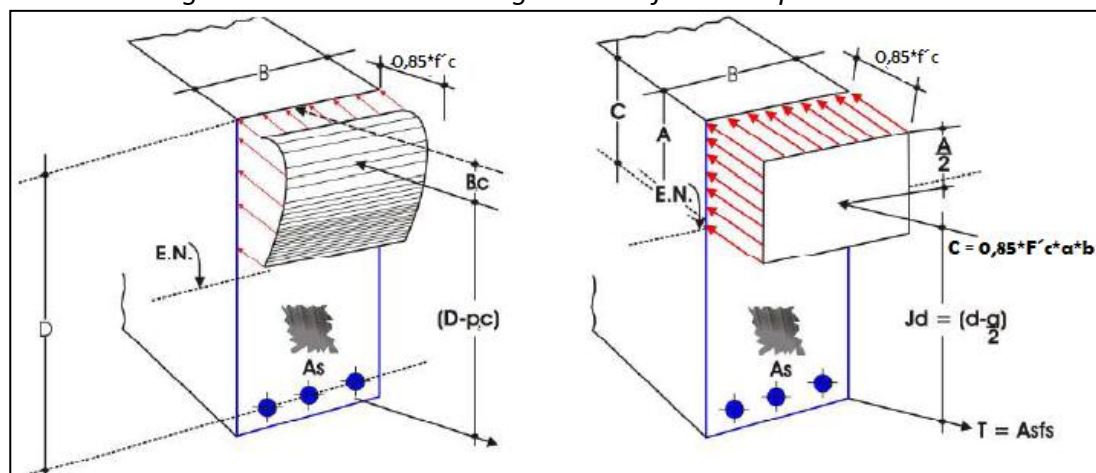
El diseño por resistencia debe basarse en las siguientes hipótesis y debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

- ✓ La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- ✓ La resistencia a la tracción del concreto no se considera en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- ✓ Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- ✓ La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro, “ c ”, se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.
- ✓ Para f'_c entre 180 y 300 kg/cm², el factor β_1 se debe tomar como **0.85**.

Distribución Rectangular de las Tensiones².

La relación natural entre la tensión y la deformación del hormigón se puede considerar satisfecha por un diagrama rectangular equivalente de tensiones de compresión de $0,85f'_c$ en una zona limitada por los bordes de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro ubicada a una distancia $a = \beta_1 * c$, a partir de la fibra extrema comprimida. La distancia “ c ” se deberá medir de manera perpendicular al eje neutro.

Figura N° 4.2.: Cuña rectangular de esfuerzos equivalentes



Fuente: Elementos de Concreto Reforzado, ACI.318S-05; Ramón Ruiz

¹ AASHTO LRFD-10 5.7.2; ACI3118S-05 10.2

² AASHTO LRFD 5.7.2.2

4.1.2.2. Diseño de los Pasamanos de hierro galvanizado.

Los pasamos a diseñar son de hierro galvanizado, para los cuales se planteó la siguiente geometría:

Geometría de los pasamanos:

Tipo de Tubería	Ø Nominal (plg)	Ø Exterior (mm)	e nominal (mm)	P. Teórico kg/m
Tubo de F.G	2,5"	60,3	2,9	4,08
Tubo de F.G	4"	114,3	3,2	9,75

Fuente: Elaboración propia (ANEXO 4)

Para el diseño de los pasamanos se consideraran dos diámetros, de tal manera, que se garantice la seguridad y economía del diseño.

Solicitaciones de diseño.

La sollicitación máxima fue calculada en el Estado Límite de Resistencia.

COMBINACION DE CARGA	Mu (kg.m)	Vu (kg)
1º Combinación de Carga.	172	344

Fuente: Elaboración propia (ANEXO 4)

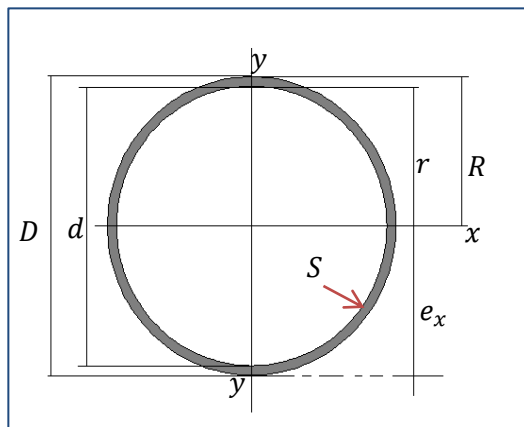
Verificación a Flexión:

$$\begin{array}{rcl} \mathbf{Mu} & \leq & \Phi * \mathbf{M_n} \\ 172 \text{ kg.m} & \leq & 485 \text{ kg.m} \quad \text{Ok!!!!} \end{array}$$

Verificación a Corte:

$$\begin{array}{rcl} \tau_u & \leq & \Phi * \tau_n \\ 47 \text{ kg/cm}^2 & \leq & 158 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ok!!!!} \end{array}$$

Tabla de resultados:



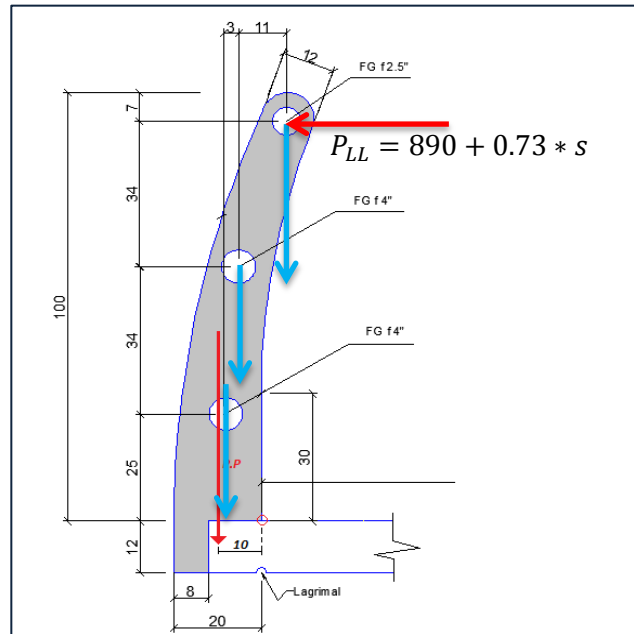
Diámetro Ex (mm)	Diámetro Ex (mm)
76,1	114,3
Diámetro Ø (plg)	Diámetro Ø (plg)
2,5"	4"
Peso kg/m	Peso kg/m
5,71	9,75

Fuente: Elaboración propia (ANEXO 4)

4.1.2.3. Diseño de los postes.

Los postes se diseñaron de hormigón armado, con la siguiente geometría:

Esquema transversal de los postes:



Fuente: Elaboración propia (ANEXO 4)

Solicitaciones de diseño.

La sollicitación máxima fue calculada en el Estado Límite de Resistencia.

COMBINACION DE CARGA	Mu (kg.m)	Vu (kg)
1º Combinación de Carga.	393	411

Fuente: Elaboración propia (ANEXO 4)

Diseño a Flexión.

Armadura a flexión: $A_s = 0.87 \text{ cm}^2$

Finalmente USAR: **2 Ø 10mm c/9cm**

Diseño a Cortante:

El refuerzo por cortante deberá calcularse de acuerdo:

$$V_U < 0,5 * (\phi * V_C)$$

$$411 \text{ kg} < 1048 \text{ kg} \quad \text{Ok!!!!}$$

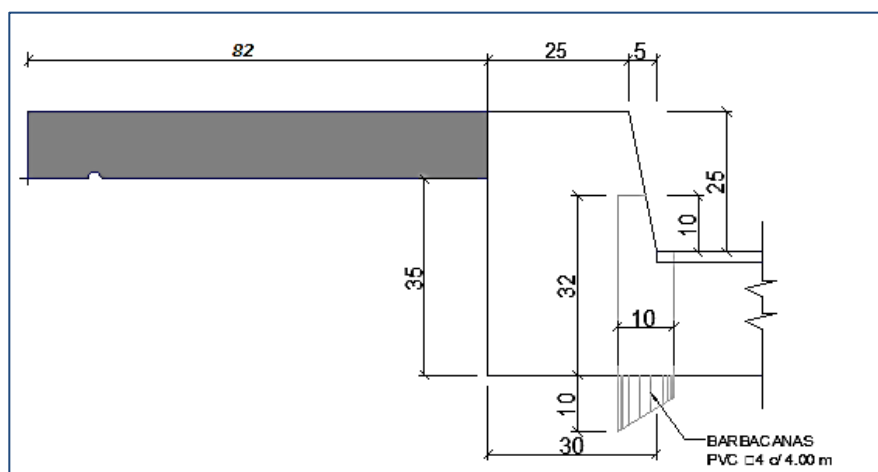
Por lo que, teóricamente no requiere armadura de refuerzo a cortante, pero se debe colocar una armadura mínima (A_{vmin}):

Finalmente USAR: **Ø 6mm c/10cm** constructivamente

4.1.2.4. Diseño de la Vereda y Bordillo.

La vereda y el bordillo se definieron con las siguientes dimensiones:

Esquema transversal de la vereda y bordillo.



Fuente: Elaboración propia.

Solicitaciones de diseño para la Vereda.

Las solicitaciones de diseño fueron calculadas en el Estado Límite de Resistencia.

COMBINACION DE CARGA	Mu (kg.m/m)	Vu (kg/m)
1° Combinación de Carga.	1196	2318

Solicitaciones de diseño para el Bordillo.

Las solicitaciones de diseño fueron calculadas en el Estado Límite de Resistencia.

COMBINACION DE CARGA	Mu (kg.m/m)	Vu (kg/m)
1° Combinación de Carga.	1734	1313

Diseño a Flexión de la Vereda.

Para el diseño a flexión, se dispone la siguiente armadura por metro, distribuida en toda la luz del puente:

Armadura a flexión: $A_s = 3.64 \text{ cm}^2/\text{m}$

Finalmente USAR: $\varnothing 10\text{mm c}/22.5\text{cm}$

Armadura de contracción y temperatura.

Se debe disponer armadura perpendicular a la de flexión igual a:

Armadura a contracción: $A_s = 1.77 \text{ cm}^2$

Finalmente USAR: $5 \varnothing 8\text{mm c}/24\text{cm}$

Diseño a Cortante de la Vereda:

El refuerzo por cortante deberá calcularse de acuerdo:

$$V_U < 0,5 * (\phi * V_C)$$

$$2318 \text{ kg/m} < 3592 \text{ kg/m} \quad \text{Ok!!!!}$$

Nota: No es necesario colocar refuerzo para cortante.

Diseño a Flexión transversal del Bordillo.

Para el diseño a flexión transversal, se dispone la siguiente armadura por metro, distribuida en toda la luz del puente:

$$\text{Armadura a flexión:} \quad A_s = 4.86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\textbf{Finalmente USAR:} \quad \text{Ø 10mm c/18cm}$$

Diseño a Cortante transversal del Bordillo:

El refuerzo por cortante deberá calcularse de acuerdo:

$$V_U < 0,5 * (\phi * V_C)$$

$$1313 \text{ kg/m} < 10775 \text{ kg/m} \quad \text{Ok!!!!}$$

Nota: No es necesario colocar refuerzo para cortante.

Diseño a Flexión longitudinal del Bordillo.

Se determina una armadura mínima a flexión longitudinal, y se dispone perpendicularmente a la armadura a flexión transversal.

$$\text{Armadura a flexión:} \quad A_s = 3.66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\textbf{Finalmente USAR:} \quad 4 \text{ Ø 12mm c/7cm constructivamente.}$$

Tomando en cuenta que la armadura a flexión transversal del bordillo, es mayor a la calculada en la vereda, se debe disponer la mayor armadura para los dos elementos por lo que:

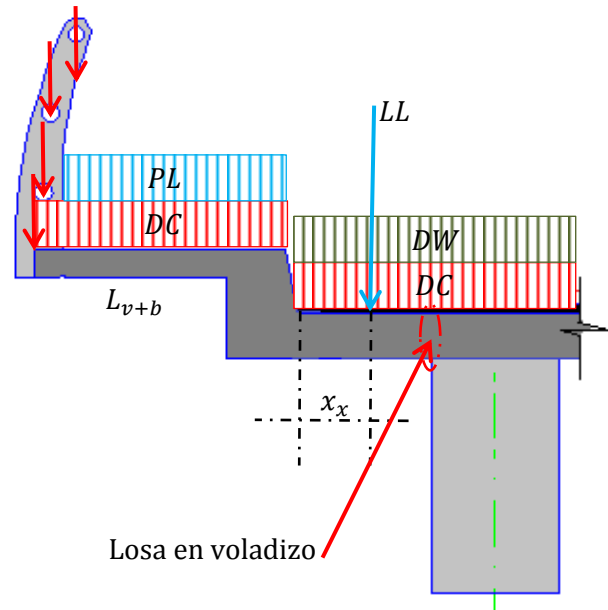
SECCION	#b	Ø (mm)	S (cm)	Especificación
Armadura transversal a flexión (vereda y bordillo)				
Transversal	-	10	18	Por metro.
Armadura para efectos de temperatura (vereda)				
Longitudinal	5	8	24	Por Sección
Armadura Mínima Longitudinal (bordillo)				
Longitudinal	4	12	7	Por Sección

Fuente: Elaboración propia

4.1.2.5. Diseño de la losa exterior.

El diseño de la losa en voladizo se realizará en función a lo mencionado en el Marco Teórico, considerando las cargas más desfavorables en la determinación de las solicitaciones máximas de diseño.

Esquema transversal de cargas.



Solicitaciones máximas de diseño:

Las solicitaciones de diseño fueron calculadas en el Estado Límite de Resistencia.

COMBINACION DE CARGA	Mu (kg.m/m)	Vu (kg/m)
Envolvente Final	-6400	-9200

Diseño a Flexión de la Losa Exterior (A_s).

Para el diseño a flexión, se dispone la siguiente armadura por metro, en la fibra superior de la losa, perpendicular al eje longitudinal del puente:

Armadura a flexión: $A_s = 10.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

Finalmente USAR: $\text{Ø } 12\text{mm c/10cm}$

Armadura de Distribución (A_{sD}).

La armadura de distribución se dispone perpendicular a la principal, igual a:

Armadura de distribución: $A_{sD} = 7.10 \text{ cm}^2/\text{m}$

Finalmente USAR: $\text{Ø } 10\text{mm c/10cm}$

Armadura de Contracción y Temperatura (A_{st}).

La armadura de temperatura se dispone en la fibra inferior de la losa, igual a:

Armadura de temperatura: $A_{st} = 3.04 \text{ cm}^2/\text{m}$

Finalmente USAR: $\varnothing 10\text{mm } c/30\text{cm}$

Diseño a Cortante de la Losa Exterior:

El refuerzo por cortante deberá calcularse de acuerdo:

$$0,5 * (\varnothing * V_c) \leq V_u \leq (\varnothing * V_c)$$

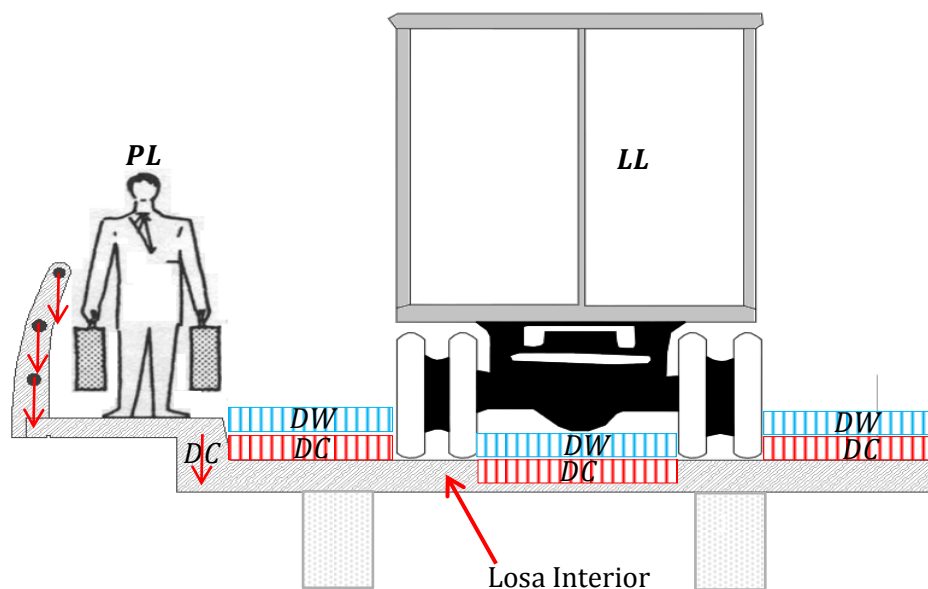
$$6370 \text{ kg/m} \leq 9200 \text{ kg/m} \leq 12740 \text{ kg/m} \quad \text{Ok!!!!}$$

Nota: No es necesario colocar refuerzo para cortante.

4.1.2.6. Diseño de la losa interior.

El diseño de la losa interior se realizara en función a lo mencionado en el marco teórico, considerando las cargas más desfavorables en la determinación de las solicitaciones máximas de diseño a flexión y cortante.

Esquema transversal de cargas.



Solicitaciones máximas de diseño:

Las solicitaciones de diseño fueron calculadas en el Estado Límite de Resistencia.

COMBINACION DE CARGA	M_u (kg.m/m)	V_u (kg/m)
Envolvente Final	6600	9890

Diseño a Flexión de la Losa Interior (A_s).

Para el diseño a flexión, se dispone la siguiente armadura por metro, en la fibra inferior de la losa, perpendicular al eje longitudinal del puente:

Armadura a flexión: $A_s = 10.94 \text{ cm}^2/\text{m}$

Finalmente USAR: $\text{Ø } 12\text{mm c}/10\text{cm}$

Armadura de Distribución (A_{sD}).

La armadura de distribución se dispone perpendicular a la principal, igual a:

Armadura de distribución: $A_{sD} = 7.33 \text{ cm}^2/\text{m}$

Finalmente USAR: $\text{Ø } 10\text{mm c}/10\text{cm}$

Armadura de Contracción y Temperatura (A_{st}).

La armadura de temperatura se dispone en la fibra superior de la losa, igual a:

Armadura de temperatura: $A_{st} = 3.04 \text{ cm}^2/\text{m}$

Finalmente USAR: $\text{Ø } 10\text{mm c}/30\text{cm}$

Diseño a Cortante de la Losa Exterior:

El refuerzo por cortante deberá calcularse de acuerdo:

$$0,5 * (\text{Ø} * V_c) \leq V_u \leq (\text{Ø} * V_c)$$

$$6370 \text{ kg/m} \leq 9890 \text{ kg/m} \leq 12740 \text{ kg/m} \quad \text{Ok!!!!}$$

Nota: No es necesario colocar refuerzo para cortante.

4.1.2.7. Diseño de Vigas Longitudinales Te.

4.1.2.7.1. Diseño a Flexión y Cargas Axiales.

Es necesario mencionar que existen vigas sometidas a esfuerzos de Flexión Simple y Flexotracción, por lo cual se debe aplicar los principios de superposición y compatibilidad de deformaciones, para determinar la armadura de diseño.

Resistencia a la Flexión³.

En el diseño a flexión en estados límites de resistencia se debe verificar:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Dónde: $\phi = 0.9$: Factor de resistencia⁴; M_u : Es el momento mayorado en la sección considerada y M_n : Es la resistencia nominal a flexión calculada mediante:

$$M_n = 0.85 * f'_c * a * b * \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s * f'_s * (d - d')$$

Dónde: A'_s : Área de armadura a compresión; f'_s : Tensión de la armadura de compresión; d : Canto útil de la armadura a tracción; d' : Canto útil de la armadura a compresión; $a = \beta_1 * c$: Altura del bloque de compresión calculada mediante:

$$a = \frac{A_s * f_s - A'_s * f'_s}{0.85 * f'_c * b}$$

Dónde: A_s : Área de armadura a tracción; f_s : Tensión de la armadura de compresión; f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón a 28 días.

NOTA: La viga se Te diseña como una viga rectangular si: $a < h_f$; donde: h_f : altura de la losa.

Resistencia a la Tracción Mayorada⁵.

El diseño a tracción en estados límites de resistencia se debe verificar:

$$P_u \leq \phi P_n$$

Dónde: $\phi = 0.9$: Factor de resistencia; P_u es la fuerza de tracción mayorada en la sección considerada y P_n es la resistencia nominal a tracción calculada mediante:

$$P_n = A_s * f_y$$

Dónde: A_s : Armadura simétrica distribuida en la fibra superior e inferior; f_y : Tensión de fluencia de la armadura A_s a tracción.

³ Art. 5.7.3.2 AASHTO LRFD.

⁴ Art. 5.5.4.2 AASHTO LRFD.

⁵ Art. 5.7.6.1 AASHTO LRFD

Límites para el Refuerzo.

Refuerzo mínimo en vigas a flexión⁶.

En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, el A_s proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de:

$$A_{smin} = \frac{0,8 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d > 14 * b_w * \frac{d}{f_y}$$

Dónde: b_w : Ancho de la sección en diseño; d : Canto útil de la armadura.

Refuerzo Máximo en vigas a flexión⁷.

El refuerzo máximo para la cual se produce la rotura simultanea del hormigón debido a que fluye primero que el acero se determina con:

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

Dónde: ρ_b : cuantía balanceada, determinada por:

$$\rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \frac{f_y}{E_s}}$$

Y donde: $\epsilon_c = 0.003$: Deformación máxima del hormigón; $E_s = 2*10^6$ kg/cm²:

Modulo de elasticidad del acero; $\beta_1 = 0.85$: para f'_c entre 180 y 300 kg/cm².

Distribución del refuerzo de flexión⁸.

El espaciamiento del refuerzo más cercano a una superficie en tracción, s , no debe ser mayor que el dado por:

$$s = \frac{94500}{f_s} - 2,5 * C_c$$

Dónde: C_c es la menor distancia desde la superficie del refuerzo a la cara en tracción; $f_s = 2/3 * f_y$.

Limitación de la Fisuración mediante Distribución de la Armadura⁹.

Cuando las alas de las vigas T_e están en tracción, parte del refuerzo de tracción por flexión debe distribuirse sobre en el ancho efectivo del ala, o un ancho igual a 1/10 de la luz, el que sea menor. Si el ancho efectivo del ala excede de 1/10 de la luz, se debe colocar algún refuerzo longitudinal con un área no menor que 0.4% del área de losa en exceso.

⁶ Art. 10.5 ACI318s

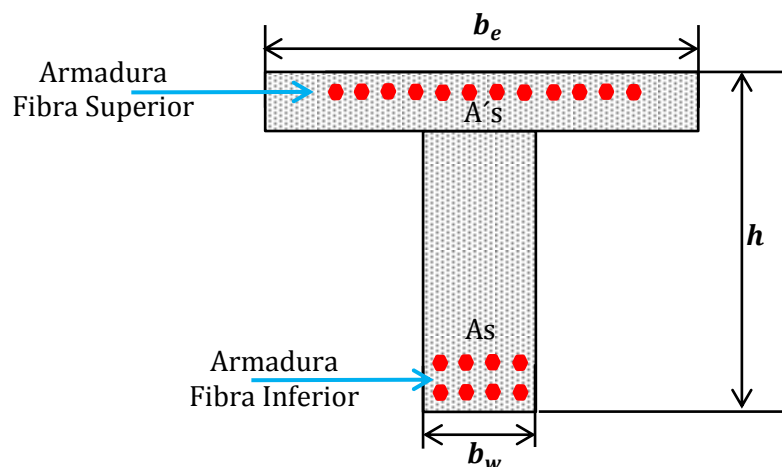
⁷ Art.3.9 Diseño de Concreto Reforzado Jack C. McCormac

⁸ Art. 10.6.4 ACI318s

⁹ Art. 5.7.3.4 AASHTO LRFD

Esquema transversal de las vigas.

Los resultados del diseño de la armadura están resumidos en la tabla 4.1., donde se utiliza la siguiente denominación:



Dónde:

b_w : Ancho del nervio de la viga (cm).

b_e : Ancho efectivo de las alas de la viga (cm).

h : Peralte de la viga (cm).

$\varnothing$: Diámetro de la barra (mm)

#C: Número de capas de la armadura.

Tabla N° 4.1.: Cálculo de Armadura a Flexión y Carga Axial de Tracción-Vigas.

Tramo		Sección de la Viga.			Solicitaciones Kg-m			Disposición armadura		ARMADURA cm^2		
Inicio	Fin	b_w	h	b_e	P_u	M_{3-3}	M_{2-2}	Fibra	#C	#b	$\varnothing$	S
A	B	40	70	180	-	76258	-	Inf.	2	8	25	9
					-	-	-	Sup.	1	8	25	18
B	F	40	70	180	14214	46628	-	Inf.	2	8	25	9
					14214	-46781	-	Sup.	1	6	25	18
F	G	40	70	180	-	-54347	-	Sup.	1	6	25	18
G	H	40	70	180	-	41795	-	Inf.	2	8	25	9

4.1.2.7.2. Diseño a Cortante de Vigas Te¹⁰.

En el diseño de secciones transversales sometidas a cortante se verificó que:

$$V_u \leq \phi * V_n$$

Dónde: $\phi = 0.9$: Factor de resistencia; V_u : es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y V_n es la resistencia nominal al cortante calculado mediante:

$$V_n = V_c + V_s$$

Dónde: V_c es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, y V_s es la resistencia nominal al cortante proporcionado por el refuerzo de cortante.

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto.

- Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

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

- Para elementos sometidos a tracción axial significativa:

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \left(1 + \frac{N_u}{35 * A_g} \right) \geq 0$$

Dónde: d : Canto útil de la sección; b_w : Ancho del nervio de la sección de diseño; N_u : (-) Fuerza axial de tracción; A_g : Área transversal de la sección.

Resistencia a cortante proporcionada por el refuerzo a cortante.

La resistencia nominal al cortante debido al refuerzo se determina con:

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

Cuando V_u excede a $\phi * V_c$, la resistencia a cortante proporcionada por el refuerzo se determina por:

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \leq \frac{2}{3} * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Dónde: A_v : Área de refuerzo para cortante dentro el espaciamiento “s”

Refuerzo mínimo por Cortante (A_v , min).

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, cuando V_u exceda a $0.5 * \phi * V_c$, calculada mediante:

$$A_{v,min} = 0,20 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * s}{f_{yt}} \geq 3,5 * \frac{b_w * s}{f_{yt}}$$

Dónde: s : espaciamiento entre barras; $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$: Resistencia característica del hormigón a los 28 días; $f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$: Esfuerzo de fluencia del acero.

¹⁰ Art. 11 ACI318s

4.1.2.7.3. Diseño a Torsión y Corte de Vigas Te.¹¹

El diseño a torsión tanto para elementos macizos como para elementos huecos, se fundamenta en la analogía de un reticulado espacial en un tubo de pared delgada.

Torsión Crítica.

Se permite despreciar los efectos de la torsión si el momento torsional mayorado T_u es menor que:

- Para elementos no pretensados:

$$T_u < \phi * 0,265 * \sqrt{f'_c} * \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

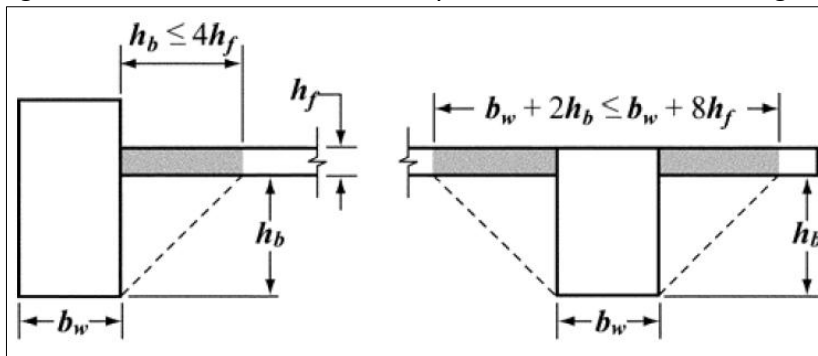
- Para elementos solicitados por una fuerza de tracción o compresión axial:

$$T_u < \phi * 0,265 * \sqrt{f'_c} * \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) * \sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g * \sqrt{f'_c}}}$$

Dónde: A_{cp} : Área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón (cm²); P_{cp} : Perímetro exterior de la sección transversal de hormigón (cm); N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u o T_u ; debe tomarse como positiva para compresión y como negativa para tracción (kg). A_g : Área bruta de la sección transversal. Para las secciones huecas A_g es el área de hormigón solamente, y no incluye el área de los vacíos (cm²).

Para elementos monolíticos, el ancho sobresaliente del ala usado para calcular **Acp** y **Pcp**, se asume igual a: distancia igual a la proyección de la viga hacia arriba o hacia abajo de la losa, la que sea mayor, pero no mayor que **4•h_f** de la losa.

Figura N° 4.3.: Porción de la losa que debe incluirse con la viga.



Fuente: Art. 13.2.4 ACI318s

¹¹ ACI 318s

Resistencia al momento torsional.

Donde T_u excede la torsión crítica, el diseño de la sección debe basarse en:

$$\phi * T_n \geq T_u$$

T_n debe calcularse por medio de:

$$T_n = \frac{2 * A_o * A_t * f_{yt}}{s} * \cot \theta$$

Dónde A_t : Área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión con un espaciamiento “s”, (cm^2); $\theta = 45^\circ$: Ángulo entre el eje de un puntal, diagonal de compresión y la cuerda de tracción de un elemento; $A_o = 0.85 * A_{oh}$: Área bruta encerrada por la trayectoria del flujo de cortante (cm^2);

El Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para resistir la torsión “ A_{oh} ” se determina con:

$$A_{oh} = (b_w - 2 * r) * (h - 2 * r)$$

Donde r: recubrimiento de la armadura; b_w : Ancho del nervio de la sección; h: Peralte de la sección.

Secciones Solicitadas a Combinaciones de Corte y Torsión.

La armadura transversal no deberá ser menos que la sumatoria de la armadura requerida para corte (A_v), más la armadura requerida para la torsión (A_t). Se debe hacer notar que “ A_v ” es el área de dos ramas de un estribo cerrado, mientras que “ A_t ” es el área de una sola rama de un estribo cerrado, para lo cual el área total se determina con la siguiente ecuación:

$$\frac{A_{v+t}}{s} = \frac{A_v}{s} + 2 * \frac{A_t}{s}$$

Dónde:

Área de acero para Torsión (A_t/s).

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{\phi * 2 * A_o * f_{yt} * \cot(\theta)}$$

Área de armadura para Corte (A_v/s)

Si: $V_u > \phi * V_c$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} * d}$$

Si: $V_u > 0.5 * \phi * V_c$

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \frac{0.2 * \sqrt{f_c} * b_w}{f_{yt}}$$

Dónde: T_u : Momento ultimo de torsión; V_s : Resistencia nominal del acero a corte; f_{yt} : Esfuerzo de fluencia del acero.

Armadura mínima para Corte y Torsión ($A_{v+t,min}$).

Se debe verificar que la armadura necesaria para la combinación Cortante-Torsión sea mayor a la mínima establecida, para lo cual se tiene:

$$A_{v+t,min} = \frac{0,2 * \sqrt{f_c} * b_w * s}{f_{yt}} \geq \frac{3,5 * b_w * s}{f_{yt}}$$

Espaciamiento del refuerzo transversal.

El espaciamiento del refuerzo transversal para torsión no debe exceder el menor valor entre **ph/8** y **300 mm**, donde **ph** se determina con:

$$Ph = 2 * (b_w - 2 * r) + 2 * (h - 2r)$$

Y donde: b_w : Ancho del nervio de la sección; h : Peralte de la sección; r : recubrimiento mínimo.

Área adicional de refuerzo longitudinal.

El área adicional de refuerzo longitudinal necesario para resistir torsión, "**A_l**", no debe ser menor que:

$$A_l = \frac{A_t}{S} * P_h * \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) * (\cot(\theta))^2$$

Donde $\theta = 45^\circ$; $f_{yt}/f_y = 1$; P_h : Perímetro del eje de la armadura transversal cerrada; f_{yt} se refiere al refuerzo transversal cerrado para torsión y f_y al refuerzo longitudinal para torsión.

Armadura longitudinal mínima (A_{lmin}).

Donde se requiera refuerzo para torsión, el área mínima total de refuerzo longitudinal para torsión, "**A_{lmin}**", debe calcularse como:

$$A_{lmin} = \frac{1,33 * \sqrt{f_c} * A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{S} \right) * P_h * \frac{f_{yt}}{f_y}$$

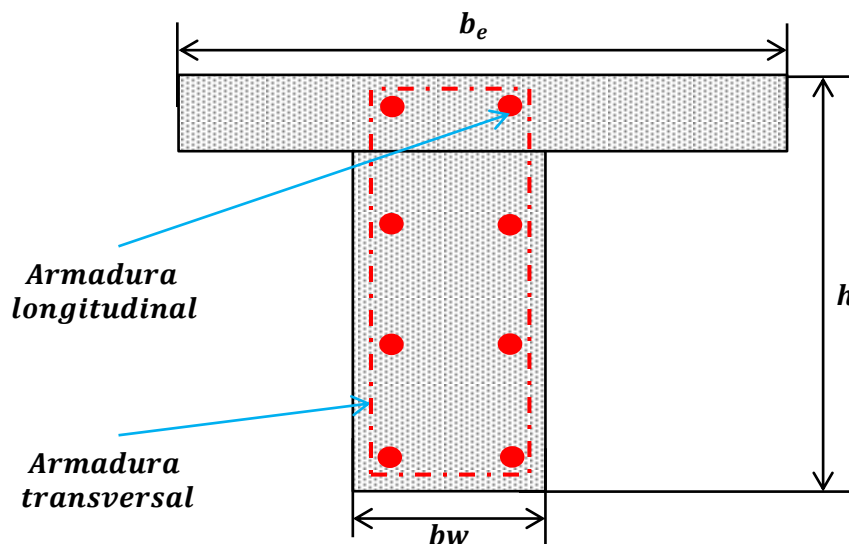
Dónde: A_t/s no debe ser menor que **1.75bw/fyt**

Espaciamiento del refuerzo longitudinal.

El refuerzo longitudinal requerido para torsión debe estar distribuido a lo largo del perímetro del estribo cerrado con un espaciamiento máximo de 300 mm. Las barras longitudinales deben estar dentro de los estribos. Debe haber al menos una barra longitudinal en cada esquina de los estribos. Las barras longitudinales deben tener un diámetro de al menos 1/24 del espaciamiento entre estribos, pero no menos de diámetro No. 10.

Esquema transversal de la viga.

En el esquema transversal se muestra la disposición de la armadura a torsión y cortante. Los resultados del diseño estructural se muestran en la Tabla N° 4.2.



Dónde:

$\emptyset_t$: Diámetro de la barra transversal, estribos. (mm)

$\emptyset_l$: Diámetro de la barra longitudinal. (mm)

S: Espaciamiento de las barras. (cm)

#b: Numero de barras.

Tabla N° 4.2.: Cálculo de Armadura a cortante y torsión - Vigas.

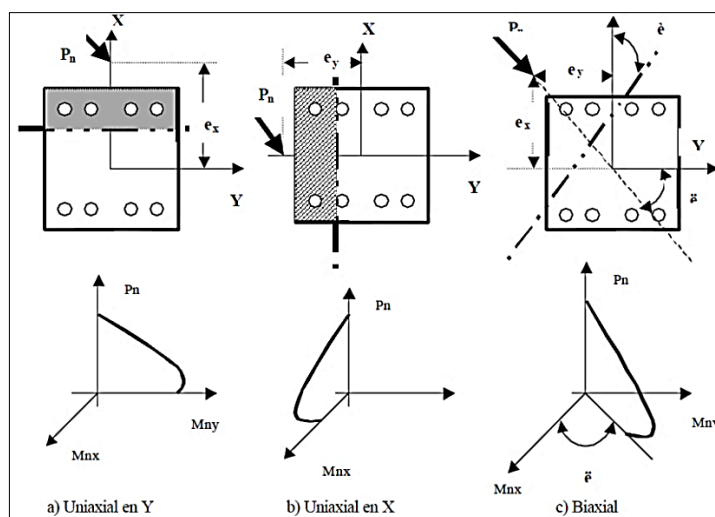
Tramo		Sección de la Viga.			Solicitaciones Kg-m		Armadura transversal		Armadura longitudinal		
Inicio	Fin	b _w	h	b _e	V ₂₋₂	T _u	$\emptyset$	S	#b	$\emptyset$	S
A	B	40	70	180	34760	6936	16	20	8	16	13
B	F	40	70	180	32941	-6449	16	22.5	8	16	13
F	G	40	70	180	-39464	8235	16	17.5	8	16	19
G	H	40	70	180	41965	-8570	16	20	6	16	17

4.1.2.8. Diseño de Columnas.

4.1.2.8.1. Diseño a Flexión biaxial.

Se dice que una sección se encuentra en un estado de flexión biaxial cuando no se conoce a priori la dirección de la fibra neutra, la sección experimenta flexión en sus dos ejes principales de simetría iniciadas en la siguiente figura.

Figura N° 4.4.: Posición del eje neutro y comportamiento de la columna.



Fuente: Estructuras de Hormigón 318s

Para el diseño de la columna a flexión biaxial se utilizara el método de la **Excentricidad Uniaxial Equivalente**, que consiste en convertir el problema biaxial en uno uniaxial hallando una excentricidad ficticia “ e_f ” equivalente y resolviendo con ello una columna uniaxial. La expresión que convierte el problema biaxial en uno uniaxial se aplica dependiendo de la relación entre excentricidades en la columna, determinadas mediante:

$$\text{Cuando: } \frac{e_y}{e_x} \geq \frac{D_y}{D_x} \longrightarrow e_f = e_y + \beta * e_x * \frac{D_y}{D_x}$$

$$\text{Cuando: } \frac{e_y}{e_x} < \frac{D_y}{D_x} \longrightarrow e_f = e_x + \beta * e_y * \frac{D_x}{D_y}$$

Donde β : es un coeficiente que depende del nivel de carga axial que actúa en la columna y se obtiene de la tabla N° 4.3.; por interpolación lineal.

Tabla N° 4.3.: Valores del coeficiente “ β ” en el diseño de columnas biaxiales

$P_u/(A_g * f'_c)$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
β	0,6	0,7	0,8	0,9	0,9	0,8	0,7	0,6	0,6	0,6	0,5

Fuente: Diseño de Columnas Biaxiales, Estructuras de Hormigón 2 (Ing. Orlando Giraldo Bolivar) ACI318S-05

Diseño a Flexión Uniaxial¹².

El diseño de las secciones transversales sometidas a flexión uniaxial (flexo-compresión), se basan en el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones.

En el diseño a flexión en estados límites de resistencia se debe verificar:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Dónde: M_u : Es el momento mayorado en la sección considerada y M_n : Es la resistencia nominal a flexión calculada mediante:

$$M_n = C_c * \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s * \left(\frac{h}{2} - d'\right) + C_{s2} * \left(\frac{h}{2} - d_2\right) + T_3 * \left(d_3 - \frac{h}{2}\right) + T * \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

La resistencia axial de diseño en estados límites de resistencia se debe verificar:

$$P_u \leq \phi * 0.8 * P_n$$

Dónde: P_u : es la fuerza de compresión mayorada en la sección considerada y P_n : es la resistencia nominal a la compresión calculada mediante:

$$P_n = C_c + C_s + C_{s2} - T_3 - T$$

Y dónde: h : Peralte de la columna; a : Altura del bloque de compresión.

Capacidad del hormigón: $C_c = 0,85 * f_c * a * b$

Capacidad de las Armaduras (A'_s ; A_{s2} ; A_{s3} ; A_s).

Armadura a compresión: $C_s = A'_s * f'_s$ $C_{s2} = A_{s2} * f_{s2}$

Armadura a tracción: $T = A_s * f_s$ $T_3 = A_{s3} * f_{s3}$

Límites del refuerzo de elementos a compresión.

El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , para elementos a compresión no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.08A_g$. El número mínimo de barras longitudinales en elementos sometidos a compresión debe ser de 4 para barras dentro de estribos circulares o rectangulares.

Evaluación Aproximada de los Efectos de la Esbeltez¹³.

Los efectos de la esbeltez se pueden despreciar, si la relación de esbeltez, Kl_u/r es menor que 22, para lo cual se realiza la verificación en las dos direcciones de desplazamiento:

$$\text{Dirección x-x: } \lambda_{xx} = \frac{k * L_u}{r} = 22 < 22 \quad \text{Existe pandeo en el eje x-x.}$$

¹² Art. 10.3.1 AASHTO LRFD

¹³ Art. 5.7.4.3 AASHTO LRFD

Dirección y-y: $\lambda_{yy} = \frac{k * L_u}{r} = 33 < 22$ Existe pandeo en el eje y-y.

Dónde: ℓ_u : longitud no arriostrada; r: radio de giro; K = 0.65: factor de longitud efectiva, determinada para una columna Empotrada-Empotrada de la tabla xx.

Figura N° 4.5.: Posición del eje neutro y comportamiento de la columna.

FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA, K						
La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en línea de puntos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Referencia de las condiciones de vínculo de los extremos						
	Rotación impedida, traslación impedida					
	Rotación libre, traslación impedida					
	Rotación impedida, traslación libre					
	Rotación libre, traslación libre					

Fuente:

Amplificación de Momentos-Vigas-Columna¹⁴

Los momentos mayorados se puede incrementar para que reflejen los efectos de las deformaciones de la siguiente manera:

$$M_c = \delta_b * M_{2b} + \delta_s * M_{2s}$$

Dónde:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi * P_e}} \geq 1,0 \quad \delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi * \sum P_e}} \geq 1$$

Dónde: P_u : Carga axial mayorada; $\phi = 0.75$: factor de resistencia para compresión axial; M_{2b} : Momento en el elemento comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas; M_{2s} : Momento en un elemento comprimido debido a cargas laterales o gravitatorias mayoradas que provocan un desplazamiento lateral; P_e : Carga de pandeo de Euler, determina con:

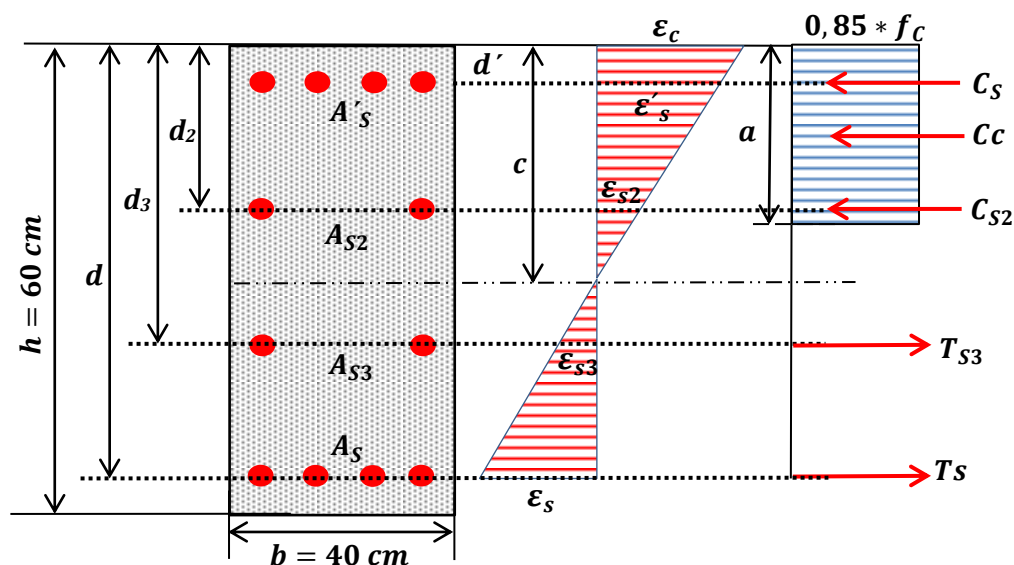
$$P_e = \frac{\pi^2 * EI}{[k * l_u]^2}$$

Dónde: E: Modulo de elasticidad; I: Momento de inercia.

¹⁴ Art. 4.5.3.3.3b AASHTO LRFD

Esquema transversal de la columna.

En el siguiente esquema transversal se muestra la disposición de la armadura a flexión biaxial y el diagrama de esfuerzo – deformación. Los resultados del diseño estructural se muestran en la tabla N° 4.5.



Dónde:

#C: Numero de capas de armadura.

#b: Numero de barras.

Ø: Diámetro de la barra longitudinal (mm).

Tabla N° 4.4.: Cálculo de Armadura a Flexión y Carga Axial - Columnas.

Tramo		Sección columna.		Solicitaciones Kg-m			ARMADURA cm ²		
Inicio	Fin	b	h	Pu	M ₃₋₃	M ₂₋₂	#C	#b	Ø
Pórtico Exterior									
B	C	40	70	-84147	-38293	8743	4	12	25
C	D	40	70	-90524	-38024	-1567	4	12	25
Pórtico Interior									
B	C	40	70	-73245	-37647	9246	4	12	25
C	D	40	70	-84114	-36717	3124	4	12	25

4.1.2.8.2. Diseño a Cortante Bidireccional.

El diseño de columnas a corte bidireccional cumple los requisitos de resistencia:

$$V_u \leq \phi * V_n$$

Dónde: $\phi = 0.9$: Factor de resistencia; V_u : es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y V_n es la resistencia nominal al cortante calculado mediante:

$$V_n = V_c + V_s$$

Dónde: V_c es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, y V_s es la resistencia nominal al cortante proporcionado por el refuerzo de cortante.

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto.

- Para elementos sometidos a compresión axial:

Para la dirección x-x:
$$V_{cx} = \frac{0,53 * \sqrt{f_c} * b_w * d}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_{uy}}{V_{ux}}\right)^2}} * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g}\right)$$

Para la dirección y-y:
$$V_{cy} = \frac{0,53 * \sqrt{f_c} * b_w * d}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_{ux}}{V_{uy}}\right)^2}} * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g}\right)$$

Dónde: N_u : (+) Fuerza axial de compresión; V_{ux} : Cortante último en la dirección “x”; V_{uy} : Cortante último en la dirección “y”.

El diseño a corte bidireccional se verifica en las dos direcciones y se dispone la armadura para la mayor sollicitación, ya que las fuerzas cortantes en las dos direcciones ortogonales son resistidas por ramales diferentes de los estribos cerrados por lo que no es necesario superponer las dos armaduras.

El diseño se realiza de acuerdo a los requisitos especificados en el apartado “4.1.2.7.2. Diseño a Corte de vigas Te”, ya que el cálculo no varía.

Espaciamiento de Estribos.

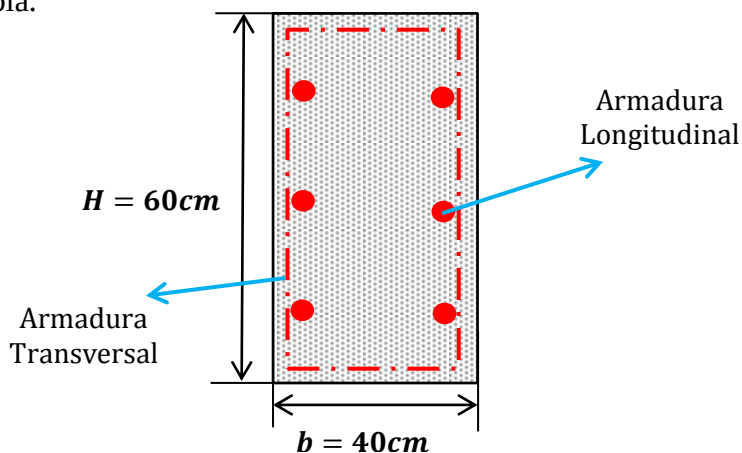
El espaciamiento centro a centro de los estribos no debe ser mayor que: a) 16 veces el diámetro de las barras longitudinales b) 48 veces el diámetro de los amarres y c) la menor dimensión de la columna.

4.1.2.8.3. Diseño a Torsión y Corte.

El diseño a torsión se realizara de acuerdo a los requisitos especificados en el apartado “4.1.2.7.3. Diseño a Torsión de Vigas Te”, ya que el diseño no difiere.

Esquema transversal de la columna.

En el siguiente esquema transversal se muestra la disposición de la armadura a torsión y cortante. Los resultados del diseño estructural se muestran en la siguiente tabla.



Dónde:

$\emptyset t$: Diámetro de la barra transversal, estribos. (mm)

$\emptyset l$: Diámetro de la barra longitudinal. (mm)

S: Espaciamiento de las barras. (cm); #b: Numero de barras.

Tabla N° 4.5.: Cálculo de Armadura a cortante y torsión - Columnas.

Tramo		Sección columna.		Solicitaciones Kg-m			Armadura transversal		Armadura longitudinal		
Inicio	Fin	b	h	V_{3-3}	V_{2-2}	T_u	$\emptyset t$	S	#b	$\emptyset l$	S
Pórtico Exterior.											
B	C	40	60	2576	-9761	-1699	16	20	6	16	15
C	D	40	60	-407	7011	-1517	12	40	-	-	-
Pórtico Interior.											
B	C	40	60	2956	-9652	-1938	16	20	6	16	15
C	D	40	60	790	6670	-559	12	40	-	-	-

Como se puede ver la armadura transversal es menor en la columna C-D, y no necesita armadura a longitudinal, esto se debe a que no requiere armadura a torsión, pero por constructividad se dispondrá la armadura de la columna B-C a todas las columnas para evitar confusión en el momento de la construcción.

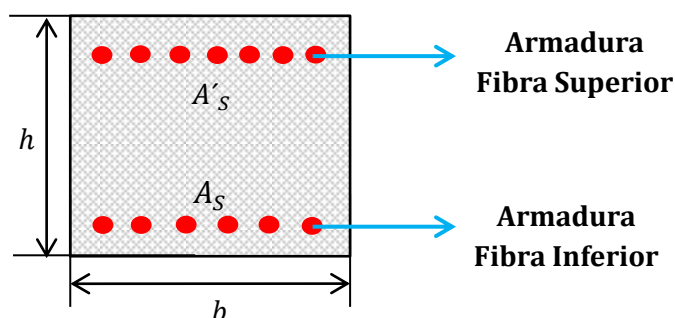
4.1.2.9. Diseño de Vigas de Arriostre.

4.1.2.9.1. Diseño a Flexión biaxial.

El diseño a flexión biaxial se realiza de acuerdo a los requisitos del apartado “4.1.2.8.1. Diseño a Flexión Biaxial de columnas”, ya que el cálculo no difiere, el cual se encuentra desarrollado en el ANEXO IV.

Esquema transversal de la Viga de Arriostre.

En el siguiente esquema transversal se muestra la disposición de la armadura a flexión biaxial. Los resultados del diseño estructural se muestran en la tabla 4.6.



Dónde:

Pu: Fuerza de compresión (-), fuerza de tracción (+).

Ø: Diámetro de la barra longitudinal. (mm)

#b: Numero de barras.

#C: Numero de carpas.

Tabla N° 4.6.: Cálculo de Armadura a Flexión Biaxial – Vigas de arriostre.

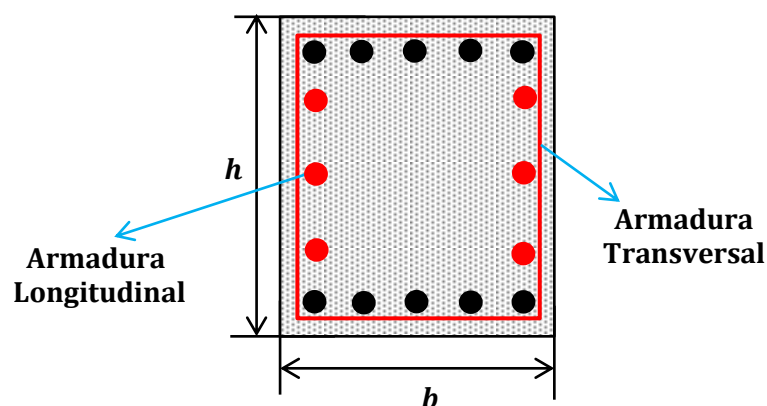
Tramo		Sección Viga.		Solicitaciones Kg-m			Disposición armadura		ARMADURA cm²		
Inicio	Fin	B	h	Pu	M ₃₋₃	M ₂₋₂	Fibra	#C	#b	Ø	S
Viga Longitudinal.											
C	E	40	40	-6028	-14571	-3002	Sup.	1	8	16	4
				9056	12611	2973	Inf.	1	8	16	4
Viga Transversal.											
B	C	50	40	-1061	-6613	-7120	Sup.	1	4	16	11
				511	7363	7480	Inf.	1	6	16	6

4.1.2.9.2. Diseño a Corte y Torsión.

El diseño a corte y torsión se realiza, siguiendo el mismo procedimiento que el diseño a corte y torsión de las columnas, especificados anteriormente, desarrollado con mayor detalle en el ANEXO IV.

Esquema transversal de la Viga de Arriostre.

En el esquema transversal se muestra la disposición de la armadura a torsión y cortante. Los resultados del diseño estructural se muestran en la tabla N° 4.8.



Dónde:

$\varnothing_t$: Diámetro de la barra transversal, estribos. (mm)

$\varnothing_l$: Diámetro de la barra longitudinal. (mm)

S: Espaciamiento de las barras. (cm)

#b: Numero de barras.

Tabla N° 4.7.: Cálculo de Armadura a cortante y torsión – Vigas de arriostre.

Tramo		Sección Viga.		Solicitaciones Kg-m			Armadura transversal		Armadura longitudinal		
Inicio	Fin	b	h	V_{3-3}	V_{2-2}	T_u	$\varnothing_t$	S	#b	$\varnothing_l$	S
Viga Longitudinal											
C	E	40	40	-2522	-7513	-707	12	15	6	12	7
Viga Transversal											
B	C	50	40	6588	7354	2066	12	17.5	6	12	7

4.1.2.10. Diseño de la ménsula corta (Articulación Viga Gerber)

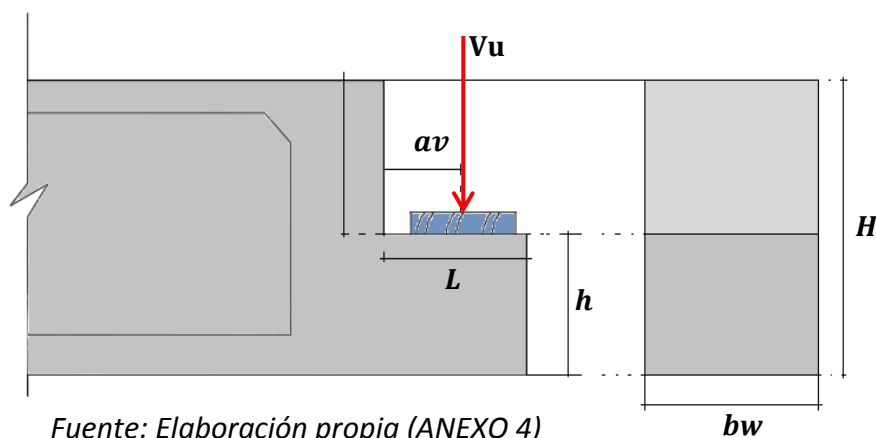
Para el diseño de ménsulas se reconoció el comportamiento como viga de gran altura o como reticulado simple de estos elementos con baja longitud de corte.

Las ménsulas y cartelas son voladizos que tienen relación luz de cortante a altura menor que la unidad, que tienden a actuar como cerchas simples o vigas de gran altura más que como elemento a flexión diseñados para cortante de acuerdo a la sección 11.3 de la norma ACI318-05.

Requisitos de diseño.

La sección crítica para el diseño de las ménsulas se tomó en la cara del apoyo. Esta sección se diseñó para que resista simultáneamente un esfuerzo de corte V_u , un momento $M_u = V_u a_v + N_{uc} (h - d)$, y una fuerza de tracción horizontal N_{uc} . El valor de N_{uc} no debe ser menor que $0,2V_u$, a menos que se adopten disposiciones especiales para evitar las fuerzas de tracción. Debido a que el diseño de las ménsulas es controlado fundamentalmente por corte, **el factor de reducción de la resistencia, ϕ , se debe tomar igual a 0,75** para todas las condiciones de diseño.

Esquema longitudinal de la ménsula.



Geometría de diseño.

Luz de la ménsula paralela a A_{sc} :	$L =$	35	cm
Altura de la ménsula:	$h =$	32.5	cm
Luz de cortante:	$a_v =$	22.5	cm
Altura total de la viga:	$H =$	70	cm
Base de la viga	bw	40	cm

Solicitaciones de Diseño.**Cortante Último de Resistencia (V_u).**

El cortante máximo de diseño para la ménsula corta. $V_u = 41965 \text{ kg}$.

Fuerza Axial Última. (N_{uc})

Se determina con la siguiente ecuación:

$$N_{uc} = 0,2 * V_u \quad N_{uc} = 8393 \text{ kg}$$

Momento Último (M_u).

Se determina con la siguiente prescripción:

$$M_u = V_u * av + N_{uc} * (h - d) \quad M_u = 992892 \text{ kg.cm}$$

Diseño de la Ménsula Corta.**Diseño de la Placa de Apoyo.**

Para determinar el área de apoyo de la placa, se debe determinar la resistencia al aplastamiento del hormigón, en Estados Últimos de Resistencia.

$$A_1 = \frac{V_u}{\phi * 0,85 * f_c} = 235 \text{ cm}^2$$

Por lo que se define placa de apoyo rectangular de 350 mm x 400 mm.

Diseño de la Armadura de Corte por Fricción (A_{vf}).

La armadura por fricción queda determinada por la siguiente ecuación, adoptando un valor de $\mu=1,4\lambda$, donde $\lambda=1$ para concreto de densidad normal.

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi * f_y * \mu} = 9.52 \text{ cm}^2$$

Diseño de la Armadura a Tracción (A_n).

La armadura a tracción directa queda definida según la siguiente ecuación en función a la prescripción de diseño por estado límite de resistencia para la fuerza axial máxima de resistencia N_{uc} :

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi * f_y} = 3 \text{ cm}^2$$

Diseño de Armadura a Flexión (A_f).

La armadura a flexión queda definida por la siguiente ecuación en función a la teoría ordinaria de flexión:

$$A_f = \frac{M_u}{\phi * f_y * 0,9 * d} = 13.12 \text{ cm}^2$$

Determinar la Armadura principal de tracción (A_{sc}).

El área del refuerzo principal de tracción A_{sc} , no debe ser menos que la mayor entre:

$$A_{sc} > \left[\begin{array}{l} (A_f + A_n) = 15.78 \text{ cm}^2 \\ \left(\frac{2}{3} * A_{vf} + A_n\right) = 9.01 \text{ cm}^2 \\ \rho_{min} * bw * d = 35.24 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Se asume la armadura de tracción igual a: $A_{sc} = 35.24 \text{ cm}^2$

Determinar la Armadura a Corte (A_h).

El área total A_h , de estribos cerrados o estribos paralelos al refuerzo principal de tracción no debe ser menos que:

$$A_h > \left[\begin{array}{l} 0,5 * (A_f + A_n) = 5.23 \text{ cm}^2 \\ A_{vf} = 9.52 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Se asume la armadura a corte igual a: $A_{sc} = 9.52 \text{ cm}^2$

La armadura a corte "Ah" debe distribuirse uniformemente dentro de los $(2/3).d$ adyacentes al refuerzo principal de tracción.

Tabla N° 4.8.: Resumen de armaduras - Ménsula Corta.

SECCION	#b	Ø (mm)	S (cm)	Especificación
Armadura principal a tracción.				
Longitudinal	8	16	4	-
Armadura principal a corte				
Transversal	4	12	6	2 Piernas.

Fuente: Elaboración propia (ANEXO 4)

Usar una placa de apoyo rectangular de 350 mm x 400 mm.

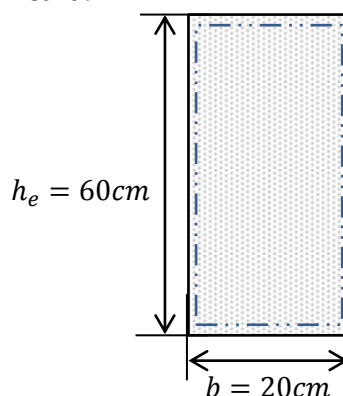
4.1.2.11. Diseño de los Diafragmas.

Las vigas de gran altura deben ser diseñadas considerando la distribución no lineal de las deformaciones unitarias, ya que la teoría clásica de vigas no se cumple en este caso. Para lo cual se plantea un método simplificado de diseño:

Es necesario mencionar que el diafragma se construye monolíticamente con la losa, de tal manera la altura total del diafragma será: $h_e = h_f - 10 \text{ cm}$

Geometría de los diafragmas.

Se definió la siguiente geometría:



Verificación de diseño:

Para definir si el diafragma pertenece al grupo de las vigas de gran altura se debe realizar la siguiente expresión de diseño:

$$l_n \leq 4 * h_d$$

$$2,00 \leq 2,40$$

La condición de diseño se cumple, por lo que, el diafragma se diseña como viga de gran altura.

Diseño a Flexión.

Para el diseño a flexión se debe determinar la armadura necesaria a tracción con:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * z}$$

Dónde.

Z: Brazo de palanca, $z = 0.2 * (s + 1.5 * h_e)$; $z = 58 \text{ cm}$

s: Separación entre diafragmas. (cm)

Se debe considerar que la armadura a flexión no sea menor la A_{smin} :

$$A_{smin} = \frac{0,8 * \sqrt{f_c}}{f_y} * b_w * d$$

Diseño a Cortante de los diafragmas.

Para el diseño a Cortante se debe cumplir la siguiente prescripción:

$$V_U \leq \phi V_n$$

Dónde: V_u es el cortante último de resistencia, V_n cortante nominal de resistencia.

Armadura mínima a corte. El área de refuerzo para cortante perpendicular al refuerzo de tracción por flexión A_v , no debe ser menos de:

$$A_v = 0,0025 * b_w * s$$

Dónde: S : Espaciamiento entre estribos, no debe exceder: $d/5$ o 300 mm.

Armadura de piel. El área de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo de tracción por flexión, A_{vh} , no debe ser menos de:

$$A_{vh} = 0,0015 * b_w * s$$

Diseño a Torsión del diafragma.

Para el diseño de Torsión se debe cumplir la siguiente prescripción:

Torsión Crítica:

$$T_u < \phi * 0,265 * \sqrt{f_c} * \left[\frac{A_{pc}^2}{P_{cp}} \right]$$

Dónde: $T_u \leq \phi * T_n$, T_u momento ultimo de resistencia, T_n Resistencia nominal.

A_{cp} : Área transversal del elemento; $A_{cp} = h * b_w$

P_{cp} : Perímetro exterior de la sección transversal; $P_{cp} = 2 * h + 2 * b$

Armadura Transversal a Torsión: $\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{\phi * 2 * A_o * f_{yt} * \cot(\theta)}$

Armadura Transversal a Cortante: $\frac{A_{v,min}}{s} = 0,0025 * b_w$

Dónde: Para la solicitud de torsión y cortante: $A_{v+t} = 2 * A_t/s + A_v/s$; se constituye como la armadura transversal de diseño, $\theta=45^\circ$ ángulo de la diagonal comprimida.

Armadura Longitudinal (Al) $A_l = \frac{A_t}{S} * P_h * \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) * (\cot(\theta))^2$

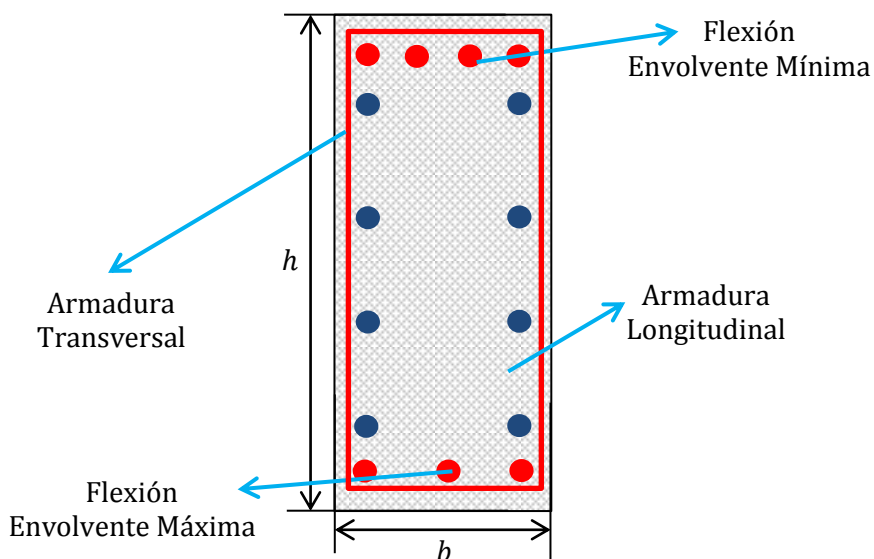
Armadura Longitudinal Mínima: $A_{lmin} = \frac{1,33 * \sqrt{f_c} * A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) * P_h * \frac{f_{yt}}{f_y}$

Dónde: P_h , perímetro del eje de la armadura; $P_h = 2*(b - 2*r) + 2*(h - 2*r)$.

En el diseño a Torsión se considera la fuerza de cortante último, para determinar la armadura transversal, por lo cual se determina una armadura que resista la combinación de las dos solicitaciones.

Esquema transversal del Diafragma.

En el esquema transversal se muestra la disposición de la armadura a flexión, torsión y corte. Los resultados del diseño estructural se muestran en las siguientes tablas.



Dónde:

$\emptyset l$: Diámetro de la barra longitudinal. (mm)

$\emptyset t$: Diámetro de la barra transversal, (mm).

#C: Numero de carpas.

Tabla Nº 4.9.: Cálculo de Armadura a Flexión - Diafragmas.

Sección Viga.		Solicitaciones Kg-m			Disposición armadura		ARMADURA cm ²		
B	h	Pu	M ₃₋₃	M ₂₋₂	Fibra	#C	#b	Ø	S
20	60	-	-10874	-	Sup.	1	4	16	3
		-	4288	-	Inf.	1	3	16	4

Tabla Nº 4.10.: Cálculo de Armadura a Torsión – Cortante - Diafragmas.

Sección Viga.		Solicitaciones Kg-m			Armadura transversal		Armadura longitudinal		
b	h	V ₃₋₃	V ₂₋₂	Tu	Øt	S	#b	Øl	S
40	40	-	-11382	-1421	12	15	-	10	10

4.1.3. Diseño de la Infraestructura.

4.1.3.1. Diseño de las Zapatas Combinadas.

Se entiende por zapatas combinadas, aquellas que soportan más de una columna, generalmente se utilizan cuando las columnas están tan cerca una de otra, que las zapatas individuales interferirán entre sí. Para el diseño de la zapata combinada se sigue el siguiente procedimiento de acuerdo a las normativas de diseño.

Procedimiento de Diseño. Las zapatas se diseñaron de manera que la presión debajo de la zapata sea tan uniforme como sea posible. La distribución de la presión del suelo debe ser consistente con las propiedades del suelo y la estructura y con los principios establecidos de la mecánica de suelos y de rocas.¹⁵

Datos de Diseño.

Peso específico del suelo natural: $\gamma_s = 1800 \text{ kg/m}^3$
 Profundidad de fundación: $H_s = 4 \text{ m}$

Capacidad Portante del suelo.

La zapata a diseñar corresponde al margen izquierdo de la quebrada, las características mecánicas.

Tabla N° 4.11.: Características mecánicas del suelo de fundación.

Características mecánicas del suelo.	Especificaciones		
	Abr.	Valor.	Unidad.
Suelo no Cohesivo.	γ_s	1925	kg/m^3
Resistencia admisible de diseño.	σ_{adm}	3,2	kg/cm^2
Factor de seguridad:	FS	3	-
Angulo de fricción interna:	ϕ_f	30	-

Capacidad de Carga Factorada del terreno.

La capacidad portante factorada del terreno (capacidad última de apoyo para el suelo, multiplicando por el factor de resistencia apropiado), debe ser mayor o igual que el esfuerzo de apoyo factorado:

$$q_r \leq \phi_b * q_n$$

Dónde: “ q_n ” capacidad portante ultima no factorada para el estado limite apropiado; “ ϕ_b ” factor de resistencia que se determina de la tabla 10-5-5-2-2-1.

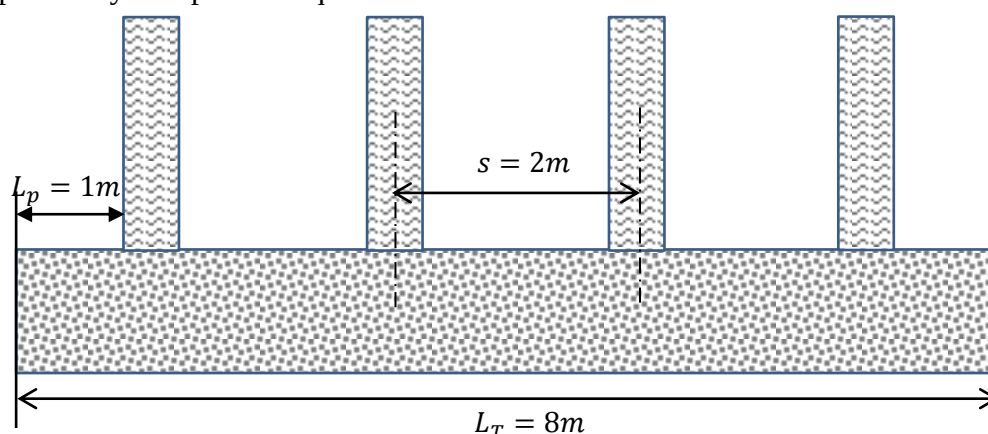
¹⁵ AASHTO LRFD 04 (Sección 10)

Geometría de la Zapata Combinada.

En el diseño de la zapata combinada, con una sección transversal T invertida, es necesario asumir la base de la zapata y el peralte de la misma para posteriormente verificar la capacidad portante del suelo y los esfuerzos de corte en una y dos direcciones.

Vista Longitudinal de la Zapata [y-z].

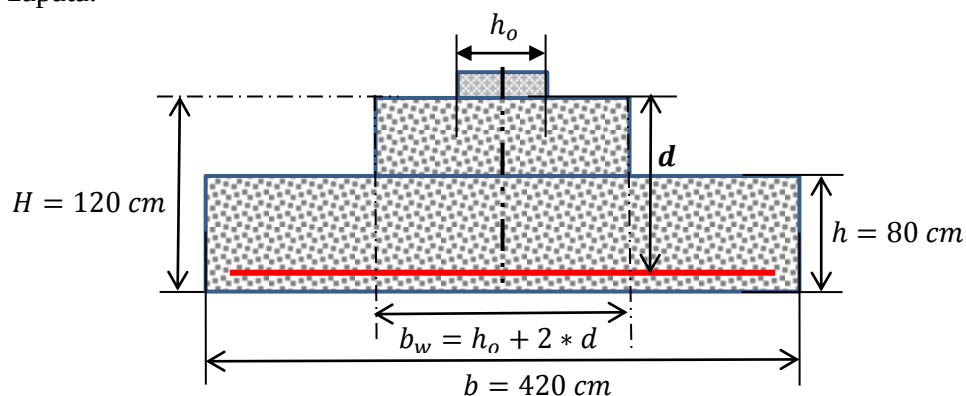
Cabe mencionar que el largo total de la zapata está en función del número de pórticos y la separación que existe entre ellos.



Dónde: “ L_p ” longitud de la puntera; “ S ” separación entre pórticos; “ L_t ” largo total de la zapata.

Vista Transversal de la Zapata [x-z].

En el siguiente esquema se muestra las dimensiones de la sección transversal de la zapata.



Dónde: “ H ” Altura total de la zapata; “ h ” Altura del ala de la zapata (**sección T**); “ b ” Base de la zapata; “ $b_w = 300\text{ cm}$ ” ancho del nervio de la sección **T**; “ d ” Canto útil de la zapata; “ h_o ” Dimensión más larga de la base de las columnas.

Verificación de la Capacidad Portante.

Para verificar la capacidad portante, se utilizara la combinación de cargas en Estado Límite de Servicio I, dicha verificación consiste en que el esfuerzo que producen las cargas sobre el suelo, no sea mayor a la capacidad admisible.

Carga requerida:

$$\sigma_r = \frac{\sum P + P_{DC} + P_{EV}}{A_f} = 1.96 \frac{kg}{cm^2}$$

Dónde:

Fuerzas verticales provenientes de la superestructura: $\sum P = 396269 \text{ kg}$

Carga debido al peso propio de la zapata: $P_{DC} = 87552 \text{ kg}$

Carga debido al suelo por encima de la zapata: $P_{EV} = 176256 \text{ kg}$

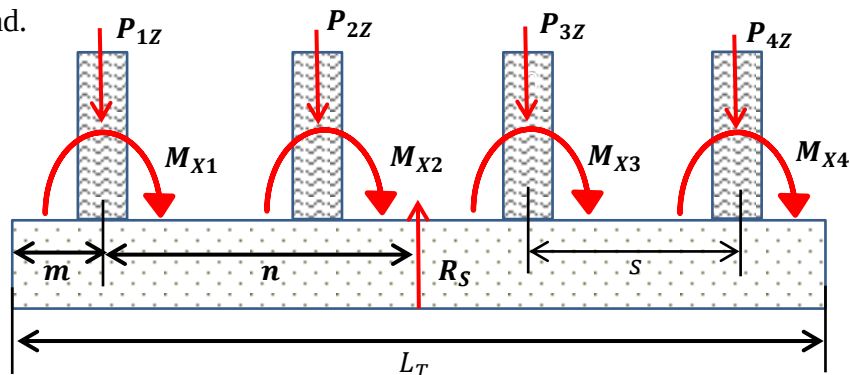
Se debe cumplir la siguiente prescripción para verificar la capacidad portante:

$$\begin{aligned} \sigma_{adm} &\geq \sigma_r \\ 3,20 \text{ kg/cm}^2 &\geq 1,96 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ok cumple ¡!!} \end{aligned}$$

Localización del centro de gravedad de las cargas de Servicio.

Distancia al centro de gravedad (m + n).

De acuerdo al esquema longitudinal de la zapata se determina el centro de gravedad.



Haciendo sumatoria de momentos en la primera columna de la izquierda se tiene:

$$n = \frac{\sum P_i * x_i + \sum M_{xi}}{R_s} = 3m$$

Dónde: Mx: Momento en el eje “x” de cada pórtico; Pz: Carga vertical por pórtico, las solicitaciones se encuentran detalladas en el **ANEXO 4**.

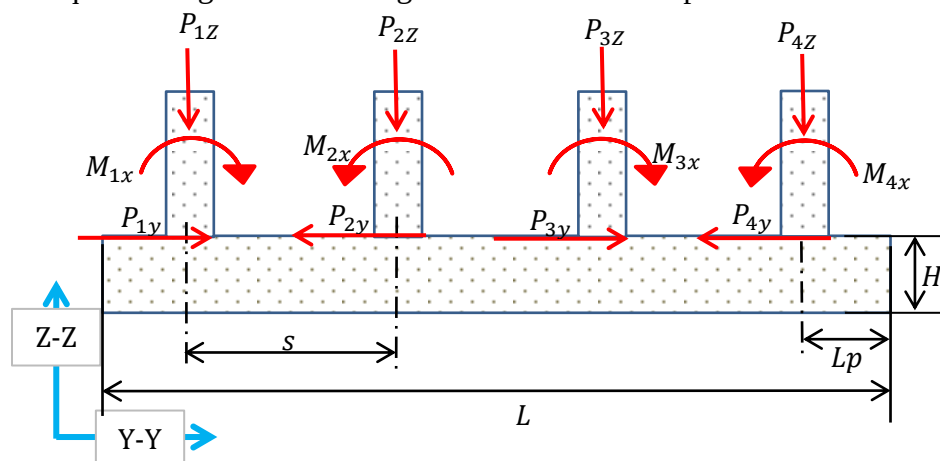
Resultante de las cargas verticales en servicio: $R_s = 396269 \text{ kg}$

Finalmente se determina la distancia al centro de gravedad con la siguiente expresión, donde $m = 1 \text{ m}$:

$$d_{cg} = m + n = 4m$$

Traslado Vectorial de las Fuerzas a la base de la zapata.

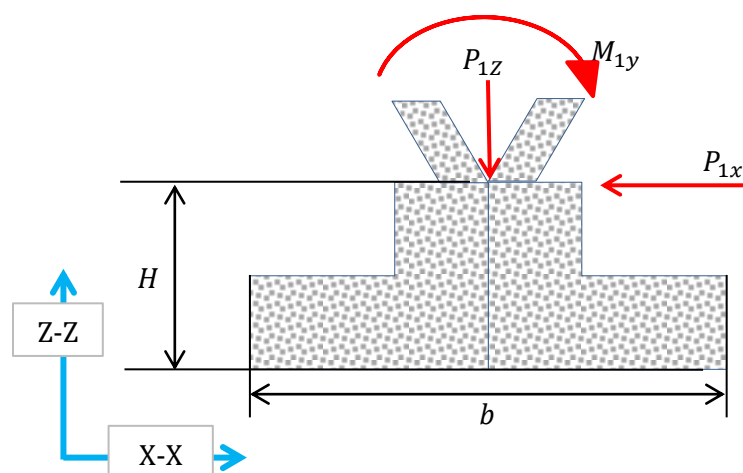
El esquema longitudinal de cargas se encuentra en el plano Y- Z.



Las cargas que actúan en el sentido longitudinal, por traslado vectorial a la base de la cimentación, se reducen a los siguientes efectos:

SOLICITACIONES [kg-m]	Esfuerzos Normales $P_t = \sum P_i + P_{DC} + P_{EV}$	Momentos $M_x = \sum M_{xi} + \sum V_{yi} \cdot H$
Estado Límite de Servicio.	660077 kg	0 kg.m
Estado Limite de Resistencia	934661 kg	0 kg.m

El esquema transversal de cargas se encuentra en el plano X- Z.



Las cargas que actúan en el sentido transversal, por traslado vectorial a la base de la cimentación, se reducen a los siguientes efectos:

SOLICITACIONES [kg-m]	Esfuerzos Normales $P_t = \sum P_i + P_{DC} + P_{EV}$	Momentos $M_x = \sum M_{xi} + \sum V_{yi} \cdot H$
Estado Límite de Servicio.	660077 kg	178023 kg.m
Estado Limite de Resistencia	934661 kg	305787 kg.m

Calculo de las Excentricidades (ex; ey).

Según el traslado vectorial de las fuerzas, solo existen momentos en el sentido transversal de la zapata para lo cual se determina la excentricidad equivalente.

Excentricidad (ex) en el ancho B de la zapata.

Se determina con las siguientes expresiones de cálculo:

En estado límite de servicio:
$$e_x = \frac{M_x}{P_z} = 0.27 \text{ m}$$

En estado límite de resistencia:
$$e_{ux} = \frac{M_{ux}}{P_{UZ}} = 0.33 \text{ m}$$

Calculo de las dimensiones efectivas.

Las dimensiones efectivas para una zapata continua rectangular, cargada de forma excéntrica se pueden tomar como:

Ancho efectivo de la Zapata:
$$B' = B - 2e_B = 3.66 \text{ m}$$

Largo efectivo de la Zapata:
$$L' = L - 2e_L = 8 \text{ m}$$

Reacción del Suelo en Estado Límite de Resistencia.

Según el código ACI 318S, McCormac¹⁶ y Arthur Nilson¹⁷, la distribución de las presiones, que actúan como cargas hacia arriba sobre la cimentación, si la zapata es rígida, los asentamientos en todos los puntos de la cimentación serán los mismos. Esto significa que la presión de contacto, se distribuye uniformemente en la zapata, para lo cual se plantea una distribución uniforme en todo el largo de la zapata.

Reacción Uniforme del Suelo.

$$q_s = \frac{\sum U_{PT} + U_{DC} + U_{EV}}{A_f} = 2.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Dónde:

Carga total de la superestructura mayorada: $\sum U_{PT} = 596088 \text{ kg}$

Carga debido al peso de la zapata mayorada: $U_{DC} = 109440 \text{ kg}$

Carga del suelo por encima de la zapata mayorada: $U_{EV} = 229133 \text{ kg}$

Área en planta de la zapata: $A_f = 33.6 \text{ m}^2$

Con la reacción uniforme se determina las solicitaciones a flexión y corte para el diseño longitudinal de la zapata.

¹⁶ Diseño de Concreto Reforzado.

¹⁷ Diseño de Estructuras de Concreto; Arthur H. Nilson.

Estabilidad Global de la zapata combinada.

Para el diseño de la zapata se realizara la verificación de la estabilidad global en los estados límites de servicio y resistencia, considerando las combinaciones de cargas más desfavorables.

Estabilidad Global de la zapata en Estado límite de Servicio.

Para el diseño de la zapata combinada, se verificará los asentamientos admisibles y la presión de contacto en el Estado Limite de servicio, considerando los factores de carga y factores de resistencia.

a) Verificación de asentamientos admisibles.

Los asentamientos de los suelos no cohesivos ocurren esencialmente tan pronto como se carga la fundación. En consecuencia, su importancia para el comportamiento de la mayoría de las estructuras de puentes será pequeña debido a que los asentamientos ocurren antes de construir los elementos críticos del puente¹⁸. El asentamiento elástico se determina con la siguiente expresión:

$$S_e = \frac{[q_o * (1 - v^2) * \sqrt{A}]}{E_s * \beta_z} = 1.3 \text{ cm}$$

Dónde: A': Área afectiva de la zapata; q_o: Intensidad de carga; E_s: Modulo de Young del suelo (Tabla 10.6.2.2.3b-1); v: Coeficiente de pison (tabla 10.6.6.3b-1).

b) Verificación de la Presión de Contacto.

Para cimentación con excentricidad en una dirección el esfuerzo generado en el suelo se determina con la siguiente ecuacion:

Esfuerzo máximo generado: $q_{max} = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = 2.72 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo mínimo generado: $q_{min} = \frac{P}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = 1.21 \text{ kg/cm}^2$

Tabla N° 4.12.: Verificación de esfuerzos.

Descripción	Esfuerzos [q]	método SPT σ _{adm}		Presión de contacto σ _v ¹⁹	
Esfuerzo Máximo	2,72	3,2	Ok!!!	9,6	Ok!!!
Esfuerzo Mínimo	1,21	3,2	Ok!!!	9,6	Ok!!!
Esfuerzo medio.	1,97	3,2	Ok!!!	9,6	Ok!!!

¹⁸ AASHTO LRFD sección 10.

¹⁹ Tabla C10.6.2.3.1-1

Estabilidad Global de la zapata en Estado límite de Resistencia.

Para el diseño de la zapata combinada, se verificara la capacidad de carga, y estabilidad en el Estado Límite de Resistencia, considerando los factores de carga y factores de resistencia.

c) Verificación de la Capacidad de Carga.

Estimación Teórica de la Capacidad de Carga Última.

La capacidad de carga nominal de las zapatas en suelos no cohesivos se determina empleando análisis de tensiones efectivas y parámetros de resistencia correspondientes al suelo en condición drenada²⁰.

En nuestro caso, la zapata está apoyada en un sistema formado por dos estratos de suelo no cohesivo, por lo cual está sujeta a una condición de carga drenada, se realizara el cálculo de la capacidad de carga última para el sistema de estratos y de forma individual para realizar la verificación de esfuerzos. El cálculo está bien detallado en el ANEXO 4.

Capacidad de Carga Mayorada de los Suelos.

La capacidad de carga mayorada, q_r , en el estado límite de resistencia se toma como:

$$q_r = \phi_b * q_u$$

Dónde: $\phi_b = 0.45$: Factor de resistencia²¹; q_u : Capacidad de carga ultima.

Tabla N° 4.13.: Verificación de la Capacidad de cargas mayoradas.

Estrato a consideración	q_u kg/cm ²	q_r kg/cm ²	q_s kg/cm ²	
Estrato de Fundación. GC	15,6	7,02	2,78	Ok!!!
Estrato Inferior GW	16,7	7,52	2,78	Ok!!!
Considerando un sistema de dos estratos [GC - GW]	24,1	10,85	2,78	Ok!!!

Dónde: q_s : reacción uniforme del suelo, determinada en estado límites de resistencia, debido a las cargas de Fundación (P_{DC} ; P_{EV} ; $\sum P$)

²⁰ AASHTO LRFD sección 10.

²¹ AASHTO tabla 1.5.5.2.2-1

d) Seguridad al vuelco.

En las fundaciones en suelo, la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro del medio central del ancho de la base²², para lo cual se debe cumplir:

$$0,33 \leq \frac{e \leq B/4}{1,05} \quad \text{Ok cumple!!!}$$

Nota: La Resultante está dentro del medio central, por lo cual se cumple la condición de diseño. A continuación se verificara el deslizamiento en la zapata.

e) 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, para lo cual, la resistencia nominal deberá ser mayor o igual a la solicitud de fuerzas mayoradas que producen el desplazamiento²³. A continuación se presenta la expresión de diseño:

$$Q_R \geq Q_s$$

Dónde: Q_R : Resistencia nominal al resbalamiento; Q_s : Solicitud mayorada para el resbalamiento; y donde:

$$Q_R = \phi * Q_n = \phi_\tau * Q_\tau$$

Dónde: $\phi_\tau = 0.8$: Factor de resistencia al corte entre el suelo y la fundación²⁴; $Q_\tau = V * \tan(\delta)$ y donde: V : Sumatoria de fuerzas verticales; $\delta = 30^\circ$: Angulo de fricción interna del suelo.

Reemplazando en la ecuación de diseño:

$$Q_R \geq Q_s$$

$$431702 \text{ kg/m} \geq 2409 \text{ kg/m} \quad \text{Ok cumple!!!}$$

Nota: Como se puede ver, la resistencia nominal al resbalamiento, es mayor o igual a las solicitudes mayoradas, por lo cual se cumple la condición de diseño.

²² AASHTO LRFD sección 11.3.3.3

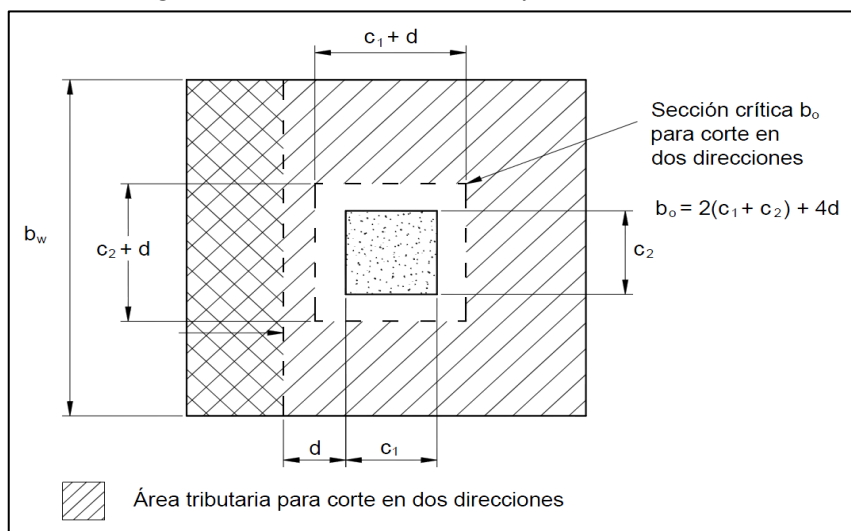
²³ AASHTO LRFD sección 10.5.

²⁴ Tabla 10.5.5-1 AASHTO.

Verificación de la Altura de la Zapata.²⁵

Para verificar si la altura adoptada anteriormente resiste el cortante último de diseño, se determinará la altura en base a la resistencia al cortante sin armadura de corte. La altura requerida para el corte en general determina la altura de las zapatas. Es necesario investigar tanto el corte en una dirección como el corte en dos direcciones para determinar cuál es el criterio que determina la altura.

Figura N° 4.6.: Áreas tributarias y secciones críticas.



Fuente: ACI318S-05

Corte en una dirección.

Para el corte en una dirección se debe determinar el cortante último a una distancia "d" de la cara interior de la primera columna, ya que según el diagrama de cortantes (ANEXO 4), en la primera columna se presenta el máximo cortante.

El cortante último para "d" se determina con:

$$V_{u1} = V_u * \frac{x_u - \left(d + \frac{b_o}{2}\right)}{x_u} = 128285 \text{ kg}$$

Dónde: d = 113 cm: Canto útil de la zapata; b_o = 40 cm: Base de la columna.

Resistencia a Nominal al Cortante (V_{n1}).

El cortante nominal en una dirección para zapatas se determina a igual que para una viga, plantea la siguiente ecuación.

$$V_{n1} = 0,53 * \sqrt{f_c} * b_w * d = 300645 \text{ kg}$$

Dónde: b_w = 300 cm: Ancho del nervio de la zapata (sección T).

²⁵ ACI 2005 Capitulo 15

En la verificación de estados límites de resistencia se debe cumplir que:

$$V_{u1} \leq \phi * V_{n1}$$

$$104960 \text{ kg} \leq 255548 \text{ kg} \quad \text{Ok Cumple!!!!}$$

Nota: El cortante último es menor o igual al cortante nominal, de manera que se cumple la condición de diseño, para el corte en una dirección, sin la necesidad de refuerzo transversal.

Corte en dos direcciones.

Para el corte en dos direcciones se debe verificar la resistencia al corte por punzado. La sección crítica para el corte por punzado es un perímetro "bo" alrededor del elemento apoyado, En la Figura 4.6., se ilustra el área tributaria y la correspondiente sección crítica para corte en dos direcciones.

Cortante Ultimo de diseño (V_{u2}).

Para verificar el corte en dos direcciones, se asume la reacción máxima "Pu" entre los pórticos, debido a la reacción del suelo "qs", como se especifica en el diagrama de fuerzas (anexo 4). El cortante último se determina de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$V_{u2} = R_u - q_s * (c_1 + d) * (c_2 + d) = 169334 \text{ kg}$$

Dónde: $q_s = 27800 \text{ kg/cm}^2$: Reacción en el suelo; $R_u = 245045 \text{ kg}$: Reacción máxima en el pórtico debido a q_s ; $C_1 = 40 \text{ cm}$: Dimensión más corta de la columna en el eje "y"; $C_2 = 65 \text{ cm}$: Dimensión más larga de la columna en el eje "x".

Resistencia a Nominal al Cortante (V_{n2})²⁶.

La resistencia a corte para dos direcciones, se calcula de acuerdo a la siguiente prescripción:

$$V_{n2} = 1,1 * \sqrt{f_c} * b_o * d = 1376918 \text{ kg}$$

Dónde: $b_o = 662 \text{ cm}$: Perímetro para la sección crítica para el corte por punzonado (anexo 4).

De igual manera se debe verificar en el estado límite de resistencia:

$$V_{u2} \leq \phi * V_{n2}$$

$$169334 \text{ kg} \leq 1170380 \text{ kg} \quad \text{Ok cumple ¡!}$$

Nota: El cortante último es menor o igual al cortante nominal, de manera que se cumple la condición de diseño para el corte en dos direcciones, sin la necesidad de refuerzo transversal

²⁶ ACI318S SECCION 15.

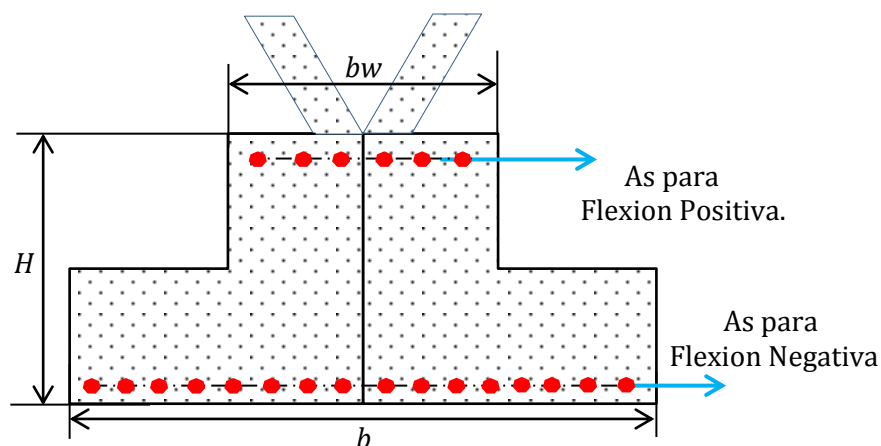
Diseño a Flexión Longitudinal²⁷.

El diseño a flexión longitudinal para el lado más largo de la zapata se realizó de acuerdo al diagrama de momentos²⁸, la zapata en la sección longitudinal está sometida a flexión positiva y negativa, para lo cual se diseñara para los máximos momentos positivos y negativos y se dispondrá armadura en toda la zapata según su sollicitación.

El diseño por flexión longitudinal se realizó con el método del **Diagrama Rectangular**, utilizando el ancho de la base transversal de la zapata “b” para diseñar el momento negativo, y el ancho de la viga T, “b_w” para el diseño a momento positivo.

Esquema Transversal de la Zapata

En el siguiente esquema transversal se muestra la disposición de la armadura a flexión. Los resultados del diseño estructural se muestran en la siguiente tabla.



Dónde:

Ø: Diámetro de la barra longitudinal. (mm); S: Espaciamiento de las barras. (cm)

Tabla Nº 4.14.: Cálculo de Armadura a Flexión Longitudinal - Zapatas.

Diseño a:	Sección diseño.		Solicitaciones Kg-m			Disposición armadura		ARMADURA cm ²		
	b	h	Pu	M ₃₋₃	M ₂₋₂	Fibra	#C	#b	Ø	S
Flexión Positiva	420	120	-	23050	-	Sup.	1	20	25	15
Negativa	300	120	-	58380	-	Inf.	1	16	25	25

²⁷ Anexo 4

²⁸ Anexo 4

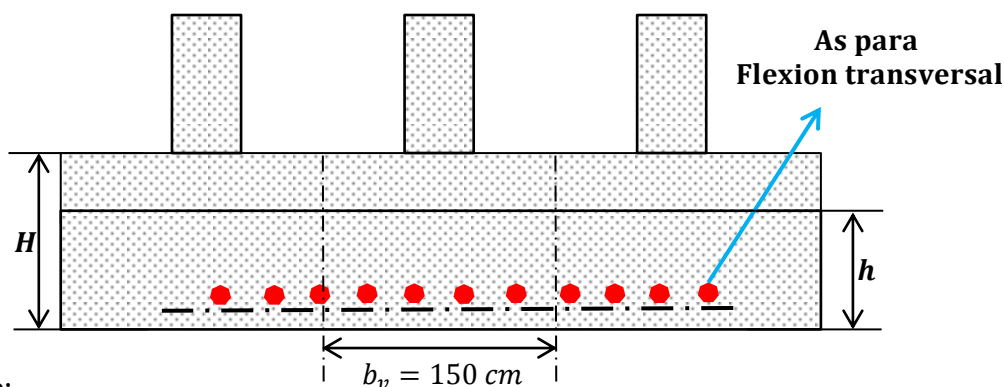
Diseño a Flexión Transversal²⁹.

Para el diseño a flexión transversal se considerara unos voladizos virtuales³⁰ en cada columna, con ancho de la columna más el canto de la zapata y considerar concentrada en su superficie toda la reacción del suelo correspondiente a esa columna.

El voladizo se arma a flexión tomando como luz la distancia desde su extremo a la cara de la columna, se diseñara a flexión para el pórtico más cargado y por seguridad se dispondrá en todos los pórticos la misma cantidad de armadura.

Esquema Longitudinal de la Zapata

En el siguiente esquema transversal se muestra la disposición de la armadura a flexión. Los resultados del diseño estructural se muestran en la siguiente tabla.



Dónde:

Ø: Diámetro de la barra longitudinal. (mm); S: Espaciamiento de las barras. (cm)

Tabla N° 4.15.: Cálculo de Armadura a Flexión transversal - Zapatas.

Sección Crítica	Sección diseño.		Solicitaciones Kg-m	Disposición armadura		ARMADURA cm ²		
	b	h		Fibra	#C	#b	Ø	S
-			M ₃₋₃					
Cara de la columna	150	120	168866	Inf.	1	54	25	15
Transición del peralte	150	80	87519	Inf.	1	41	25	20

Como se puede ver, para flexión transversal, en la sección Zapata-columna, requiere mayor cantidad de armadura que en la sección Transición del peralte de la zapata, por lo que, por seguridad y constructividad se asume la primera opción para la solicitud a flexión transversal.

²⁹ ACI318S

³⁰ Anexo 4

4.1.3.2. Diseño del Estribo tipo Ménsula Corta.

El estribo tipo ménsula, está constituido por una ménsula corta o entalladuras horizontales que sirve de apoyo para las vigas, el parapeto, la pantalla y la zapata constituida por el talón y la puntera.

Geometría transversal del estribo.

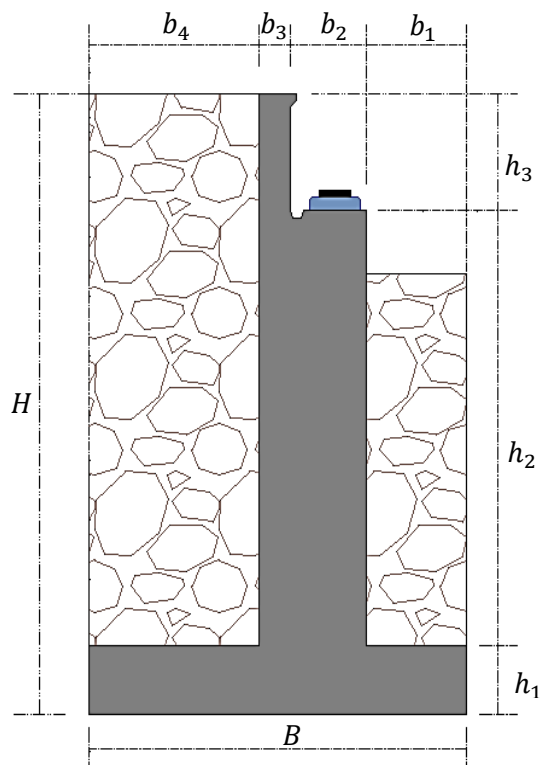


Tabla N° 4.16.: Dimensiones del Estribo.

Dimensión (m)	Simb.	Valor.
Altura de la zapata:	h1	0,6
Altura de la pantalla:	h2	3,55
Altura del parapeto:	h3	0,85
Altura del estribo:	H	5,0
Ancho de la puntera:	b1	1,2
Ancho de la ménsula:	b2	0,65
base del parapeto:	b3	0,25
base del talón:	b4	1,40
base de la zapata:	b	3,5
Largo del estribo - ménsula:	Ld	8,4

Capacidad Portante del suelo.

El estribo a diseñar corresponde al margen izquierdo de la quebrada. La capacidad portante se determinó por el método SPT estándar, a continuación se presentan los datos de gabinete.

Tabla Nº 4.17.: Datos de diseño para el estribo.

Características mecánicas del suelo.	Especificaciones		
	Abr.	Valor.	Unidad.
Suelo Cohesivo:	γ_s	1800	kg/m^3
Resistencia admisible:	σ_{adm}	1.85	kg/cm^2
Factor de seguridad:	FS	3	-
Angulo de fricción interna:	ϕ_f	27°	-
Cohesión:	c	2500	kg/m^2

Capacidad de Carga Factorada del terreno.

La capacidad portante factorada del terreno (capacidad última de apoyo para el suelo, multiplicando por el factor de resistencia apropiado), debe ser mayor o igual que el esfuerzo de apoyo factorado:

$$q_r \leq \phi_b * q_n$$

Dónde: “ q_n ” capacidad portante ultima no factorada para el estado limite apropiado; “ ϕ_b ” factor de resistencia que se determina de la tabla 10-5-5-2-2-1.

Tabla 10.5.5.2.2-1 Factores de Resistencia en Cimientos Superficiales, Estado Límite de Resistencia

Tipo de Resistencia		Método/Suelo/Condición	Factor de Resistencia
Resistencia de apoyo	ϕ_b	Método Teórico (Munfakh, 2001), arcilla	0.50
		Método Teórico (Munfakh, 2001), arena, usando CPT	0.50
		Método Teórico (Munfakh, 2001), arena, usando SPT	0.45
		Método Semi-empírico (Meyerhof, 1957), todos los suelos	0.45
		Cimiento sobre roca	0.45
		Prueba de carga en placas	0.55
Deslizamiento	ϕ_τ	Concreto pre-moldeado sobre arena	0.90
		Concreto vaciado en el lugar sobre arena	0.80
		Concreto pre-moldeado o vaciado en el lugar, sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	ϕ_{ep}	Resistencia al deslizamiento para presión pasiva del terreno	0.50

Fuente: Norma AASHTO LRFD.

Reemplazando en la ecuación de resistencia, la capacidad portante admisible de diseño y el factor de seguridad, se calcula la capacidad última de carga, para estados límites de resistencia:

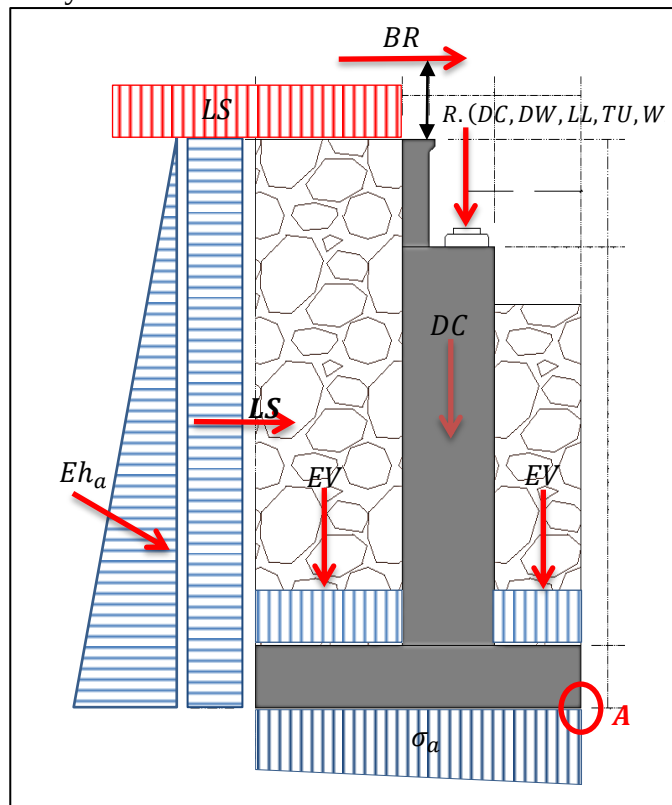
$$q_R = \phi_b * [FS * q_{adm}]$$

$$q_R = 2.5 \text{ cm}^2$$

Solicitaciones de diseño.

Esquema de Cargas en el estribo.

En el siguiente esquema se muestra las cargas que se consideran para verificar la estabilidad global y el diseño del estribo.



Fuente: Elaboración propia (ANEXO 4)

Resumen de solicitaciones en Estado Límite de Servicio.

Fuerzas y Momentos Resistentes.

Descripción		SIMB	Fuerza kg/m	Xx-x m	Mr kg.m/m
Peso Propio del Estribo	(+)	DC	13218	1,7	22471
Peso del Relleno	(+)	EV	17762	1,97	34991
Empuje horizontal activo	(-)	Eah	6928	1,67	11570
Empuje vertical activo	(+)	Eav	2251	3,5	7879

Fuerzas y Momentos debido a la Superestructura.

Descripción		SIMB	Fuerza (kg/m)	Xx-x (m)	Mr (kg.m/m)
DC+DW+PL+LL.	(+)	-	15428	1,50	23142
BR+WS+WL+TU	(-)	-	967	7	6576
Sobrecarga Viva	(-)	LS	2040	2,5	5100

Estabilidad Global del Estribo.

Se verificara la estabilidad global del estribo en Estados Límites de Servicio y Resistencia, considerando todas las cargas según corresponda en el estado de verificación, por lo cual se plantea las siguientes hipótesis de carga:

1º Combinación: Estribo construido + Relleno natural (accesos).

La primera combinación se refiere, en nuestro caso, al estribo construido sobre la pendiente natural (talud).

a) Vuelco alrededor del punto "A".

Estado	Vu kg/m	$\sum Mu$ kg.m/m	e_{max} m	$e = B/4$ m	
Resistencia I	43878	60865	0,36	0,88	Ok!!!
Resistencia III	43878	69790	0,16	0,88	Ok!!!
Resistencia IV	49846,5	80656,5	0,13	0,88	Ok!!!
Resistencia V	43878	62905	0,32	0,88	Ok!!!

b) Deslizamiento en base del estribo.

Estado	Vu kg/m	Qs kg/m	QR kg/m	
Resistencia I	43878	13962	26441	Ok!!!
Resistencia III	43878	10392	26441	Ok!!!
Resistencia IV	49846,5	10392	29026	Ok!!!
Resistencia V	43878	13146	19003	Ok!!!

c) Verificación de la Capacidad de Carga.

Estado	Vu kg/m	e m	σ_v kg/cm ²	qR kg/cm ²	
Resistencia I	43878	0,36	1,58	2,5	Ok!!!
Resistencia III	43878	0,16	1,38	2,5	Ok!!!
Resistencia IV	49846,5	0,13	1,54	2,50	Ok!!!
Resistencia V	43878	0,32	1,53	2,50	Ok!!!
Servicio I	33231	0,29	1,14	1,85	Ok!!!

Dónde:

Excentricidad resultante:
$$e = \left| \frac{B}{2} - \frac{\sum M}{\sum V} \right|$$

Resistencia nominal al corte entre el suelo y la fundación: $Q_R = \phi_\tau (V * \tan \phi + B * c)$

Tensión vertical en el suelo:
$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2 * e}$$

2° Combinación: Estribo totalmente construido + relleno + Puente.

La segunda combinación se refiere, en nuestro caso, al estribo construido juntamente con la superestructura. En esta combinación se supone que la estructura está en funcionamiento. Para lo cual se debe verificar a:

d) Vuelco alrededor del punto "A".

Estado	Vu kg/m	$\sum Mu$ kg.m/m	e_{max} m	$e = B/4$ m	
Resistencia I	69290	87476	0,49	0,88	Ok!!!
Resistencia III	48127	76164	0,17	0,88	Ok!!!
Resistencia IV	55253	88766	0,14	0,88	Ok!!!
Resistencia V	64001	84212	0,43	0,88	Ok!!!

e) Deslizamiento en base del estribo.

Estado	Vu kg/m	Qs kg/m	QR kg/m	
Resistencia I	69290	15654	37447	Ok!!!
Resistencia III	48127	10392	28281	Ok!!!
Resistencia IV	55253	10392	31368	Ok!!!
Resistencia V	64001	14451	35156	Ok!!!

f) Verificación de la Capacidad de Carga.

Estado	Vu kg/m	e m	σ_v kg/cm ²	qR kg/cm ²	
Resistencia I	69290	0,49	2,75	2,5	Ok!!!
Resistencia III	48127	0,17	1,52	2,5	Ok!!!
Resistencia IV	55253	0,14	1,72	2,50	Ok!!!
Resistencia V	64001	0,43	2,42	2,50	Ok!!!
Servicio I	48659	0,41	1,82	1,85	Ok!!!

Dónde: $\phi\tau = 0.85$, Factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación especificado en la Tabla 10.5.5-1 AASHTO LRFD.

C: Cohesión del suelo (kg/cm²).

ϕf : Angulo de fricción interna del suelo (°).

En las fundaciones en suelo, la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro del medio central del ancho de la base, para lo cual se

$$\text{debe cumplir: } e = \left| \frac{B}{2} - \frac{\sum M}{\sum V} \right|$$

Diseño Estructural del Estribo.

El estribo está constituido por cuatro partes principales: El parapeto que protege a los aparatos de apoyo del relleno, la ménsula corta que resiste la carga debido a la superestructura, la pantalla que resiste el empuje lateral del relleno y la zapata constituida por la puntera y el talón.

Diseño a Flexión.

El diseño a flexión se realizara con el método del diagrama rectangular de acuerdo a las siguientes prescripciones:

Armadura Necesaria a flexión:

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

Donde. “a” altura del bloque de compresión; “b” base de la sección de diseño. Se debe verificar que la armadura necesaria sea mayor a la mínima dada por la siguiente prescripción:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d$$

Dónde: $\rho_{min} = 0.0018$ ” cuantía geométrica mínima.

En la tabla # 4.18 se resume el diseño a flexión, de los elementos constituyentes del estribo.

Tabla Nº 4.18.: Cálculo de Armadura a Flexión - Estribos.

Elemento a Diseñar	Sección diseño.		Solicitaciones Kg-m		Disposición de armadura a:	ARMADURA cm ²		
-	B	h	M ₃₋₃	M ₂₋₂	-	#b	Ø	S
Parapeto	100	25	4846	-	Flexión.	42	16	20
					Temperatura	-	10	20
Pantalla	100	85	28609	-	Flexión.	56	20	15
					Temperatura	-	20	18.5
Talón de la zapata	100	60	12379	-	Flexión	34	20	25
					Temperatura	-	16	20
Puntera de la Zapata.	100	60	18000	-	Flexión	34	20	25
					Temperatura	-	16	20

Diseño a Cortante.

El diseño del cortante en estados límites de resistencia debe cumplir la siguiente prescripción:

$$V_U \leq \phi V_n$$

Dónde: V_U Cortante ultimo de resistencia; V_n Resistencia nominal al corte; y donde “ $V_n = V_c + V_s$ ”; V_c Resistencia al corte del hormigón; V_s Resistencia al corte del acero.

La resistencia al corte del hormigón se determina con:

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

La Armadura de refuerzo a Cortante se determina con:

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

Dónde: s Espaciamiento entre estribos; se debe verificar que la armadura necesaria sea mayor a la armadura mínima:

$$A_{v,min} = 0,2 * \sqrt{f_c} * \frac{b_w * s}{f_{yt}} \geq 3,5 * \frac{b_w * s}{f_{yt}}$$

En la siguiente tabla se realiza la verificación a cortante según las prescripciones de la norma AASHTO.

Tabla Nº 4.19.: Cálculo de Armadura a Cortante - Estribos.

Elemento a Diseñar	Sección diseño		Cortante Kg	Vu < 0.5*Ø*Vc		Vu ≤ Ø*Vc		Armadura a Cortante
	b	h		Vs	-	Vs	-	
-			V ₃₋₃					Verificación
Parapeto	100	25	2648	6448	Ok!	12966	Ok!	No necesita Av
Pantalla	100	85	15855	29098	Ok!	58196	Ok!	No necesita Av
Talón de la Zapata	100	60	17684	19675	Ok!	39650	Ok!	No necesita Av
Puntera de la Zapata	100	60	30000	19675	Ok!	39350	Ok!	No necesita Av

Nota: La disposición de la armadura se detalla ampliamente en los planos estructurales (ANEXO 11).

4.1.4. Diseño de los aparatos de apoyo.

El tipo de aparato de apoyo que en el presente proyecto se empleara son los de neopreno compuesto, por lo que seguidamente se realiza el diseño de los mismos:

4.1.4.1. Aparatos de apoyo de neopreno compuesto.

Constituidos por paralelepípedos rectangulares separados convenientemente con planchas de acero. Las planchas de acero firmemente soldadas a los elementos de neopreno, forman un conjunto que permite giros y desplazamientos pequeños, además de no presentar deformaciones excesivas y adjudicarse mayores resistencias, por lo que, son los preferidos en la actualidad.

Solicitaciones de Diseño

Máxima Carga Vertical en estado de Servicio: $N = 34804 \text{ kg}$

Fuerza debida al frenado: $BR = 8125 \text{ kg}$

Fuerza horizontal de frenado por neopreno: $Fh = 1016 \text{ kg}$

Predimensionamiento

Datos de diseño.

Fatiga Admisible de Diseño de contacto con el H°: $\beta_{nm} \leq 100 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad transversal del neopreno: $G = 9 \text{ kg/cm}^2$

Calculo del Área de las placas, por tanteo:

Se determina con la siguiente ecuación:

$$A = \frac{N}{\beta_{nm}} = 348 \text{ cm}^2$$

Por lo que, “a” la menor dimensión se asume igual a 25 cm, en función a este valor se define el espesor de las placas, que deben cumplir:

$$12 < \frac{a}{e} < 22$$

$$12 < 20,83 < 22$$

Se cumple la condición para un espesor igual a 1,20 cm.

Verificación de la fatiga admisible:

$$\beta_n = 0,6 * \frac{a}{e} < 13,2 \text{ MPa} \quad 12,50 < 13,2 \text{ MPa}$$

Nota: Como se puede ver se cumple la condición de diseño para la fatiga admisible, a continuación se determina el área en planta del neopreno.

Área requerida.

Verificada la condición de Fatiga Admisible se puede determinar el área real requerida:

$$A_{req} = \frac{N}{\beta_n} = 278 \text{ cm}^2$$

Determinada el área real requerida se define la dimensión paralela al tráfico “b” igual a 25 cm.

Verificaciones de diseño.**Fatiga media.**

La fatiga media se determina con la siguiente expresión:

$$\beta_m = \frac{N}{a * b} = 55.69 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se debe cumplir:

$$\beta_m < \beta_n \quad 5.57 < 12,5 \text{ MPa}$$

La condición de diseño para la fatiga media se cumple para las dimensiones asumidas del neopreno, a continuación se determina la distorsión lenta.

Calculo de la distorsión Lenta.

Se calcula la distorsión que se produce debido a retracción, deformación lenta, frenado, viento, etc. De esta manera se verifican los valores calculados de "a" y "b", en caso contrario, deberán ser recalculados.

$$\mu = \frac{H}{a * b * G} < 1,2 \quad \mu = 0,181 < 1,2$$

Distorsión debida a cargas instantáneas (H).

Se asumirá como el 5% de la máxima reacción total.

$$\mu = \frac{H_{ci}}{a * b * G} < 0,7 \quad \mu = 0,31 < 0,7$$

Deformación horizontal transmitida por la Superestructura.

La deformación horizontal se determina con la siguiente ecuación:

$$\Delta L = (L * \alpha * AT)$$

$$\Delta L = 16 \text{ mm}$$

Dónde: Se asume el coeficiente de dilatación igual a $\alpha = 0.00001$, temperatura del medio $AT = 35^\circ$, longitud del puente $L = 40 \text{ m}$.

Altura total de las placas de neopreno.

Se determina con la siguiente ecuación:

$$h = \frac{d}{\mu} = 2.85 \text{ cm}$$

Dónde: μ creciente de distorsión debido a la fuerza de frenado y cargas instantáneas, “d” deformación horizontal máxima.

Pero se debe cumplir que la altura sea igual o mayor a: $a/5$, es decir mayor o igual a **5 cm**.

Por lo que las dimensiones finales son:

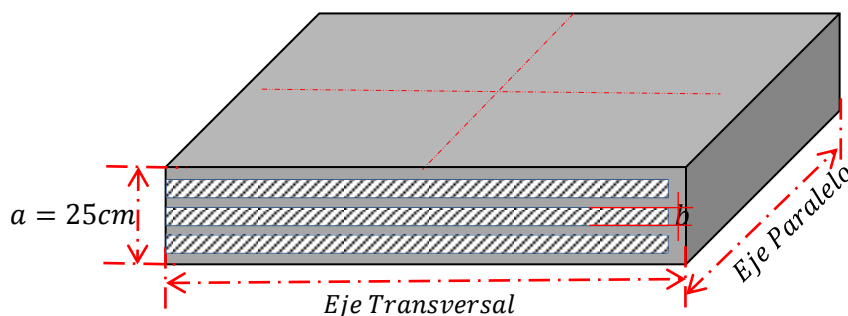
Tabla N° 4.20.: Dimensiones Finales – Aparatos de apoyo Neopreno compuesto.

DIMENSIONES		a (cm)	b (cm)	e (cm)	h (cm)
4	Placas de Neopreno	25	25	1,2	4,8
3	Chapas Metálicas	25	25	0,1	0,3
Altura Total del apoyo de neopreno Compuesto:					5,1

Fuente: Elaboración propia (ANEXO 4)

Representación gráfica del Neopreno.

En el siguiente esquema se muestra las dimensiones del neopreno compuesto.

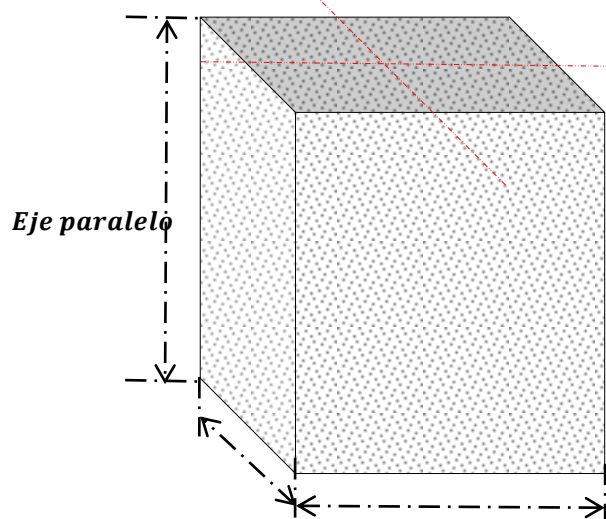


4.1.4.2. Diseño de los dados de apoyo.

Cuando se aplica una carga de compresión a una zona reducida de una sección de hormigón, en forma de carga localizada, la distribución de tensiones no uniforme en las proximidades de dicha sección. Las isostáticas de compresión, inicialmente cargadas en la parte cargada, se van abriendo a medida que nos alejamos de ella, hasta alcanzarse una distribución prácticamente uniforme a una profundidad igual a la menor dimensión de la sección.

Geometría del Dado.

La geometría del dado está en función del área en planta del neopreno, es recomendable que la superficie del dado sea igual o mayor que del neopreno, para lo cual se plantea la siguiente geometría:



Solicitaciones de Diseño.

Para el diseño del dado se utilizara la máxima reacción del pórtico en estados límites de resistencia, donde:

Carga de compresión máxima: $P_u = 57577 \text{ kg}$

Diseño de la armadura.

Para el diseño de los dados de apoyo se determinara la armadura paralela y perpendicular al tráfico, de acuerdo a las siguientes expresiones de cálculo.

Armadura paralela al tráfico.

$$A_{sa} * f_y = 0,25 * N_u * \left(\frac{a - a_o}{a} \right)$$

$$A_{sa} = 5.14 \text{ cm}^2$$

Dónde: $a_o = 25$ cm: Dimensión paralela al tráfico del neopreno; $a = 40$ cm: Dimensión paralela al tráfico del dado; P_u : Fuerza de compresión axial.

Disposición de las Barras.

Se determina el número de barras y los espaciamientos, para $\varnothing = 12$ mm y recubrimiento $r = 2.5$ cm.

Numero de barras:

Eje transversal

Espaciamiento de barras:

$$b = 40\text{cm}$$

Disposición final de armadura: **5Ø12mm c/ 7cm**

Armadura Perpendicular al Tráfico.

$$A_{sb} * f_{yd} = 0,25 * N_u * \left(\frac{b - b_o}{b} \right)$$

$$A_{sb} = 5.14 \text{ cm}^2$$

Dónde: $b_o = 25$ cm: Dimensión perpendicular al tráfico del neopreno; $b = 40$ cm: Dimensión perpendicular al tráfico del dado, P_u : Fuerza de compresión axial

Disposición de las Barras.

Numero de barras:

$$a = 40\text{cm}$$

Espaciamiento de barras:

$$H = 60\text{cm}$$

Disposición final de armadura: **5Ø12mm c/ 7cm**

Armadura constructiva.

Constructivamente se asume la siguiente disposición de armadura para el dado, de acuerdo a las especificaciones de las normas:

Tabla Nº 4.21.: Resumen de armadura para el dado de apoyo.

# de capas	# barras	Ø (mm)	s (cm)	Especificaciones
5	5	12	7	Longitudinal
5	5	12	7	Transversal
*	8	12	8	Eje vertical

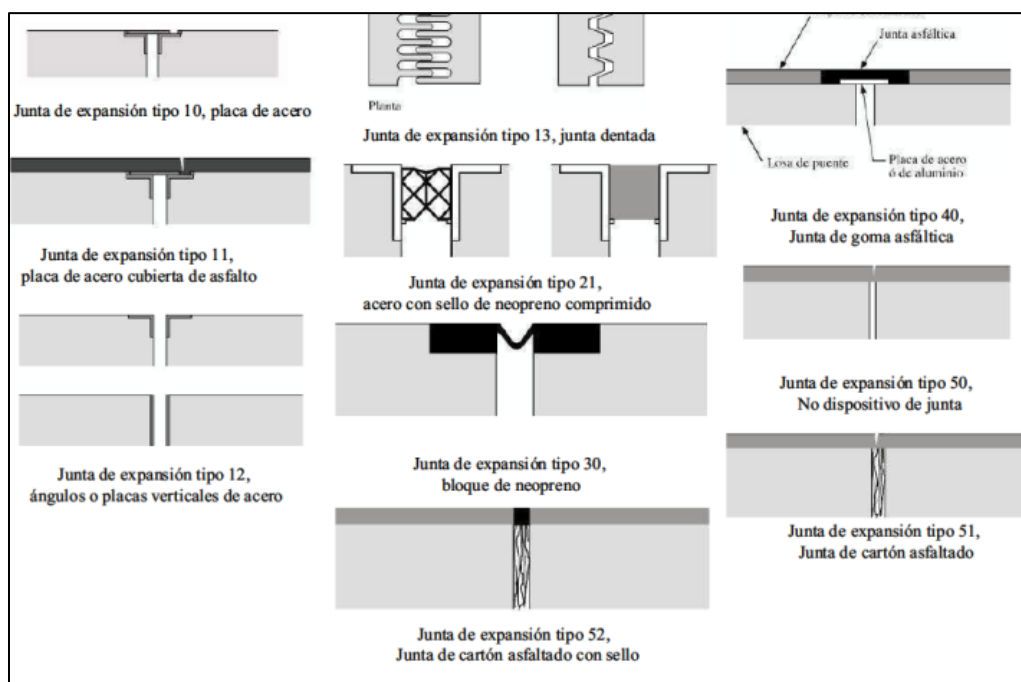
Fuente: Elaboración propia (ANEXO 4)

4.1.5. Juntas de Dilatación.

Concepto.

Las juntas de Dilatación son dispositivos que permiten los movimientos relativos entre dos partes de una estructura. Algunos proyectos de puentes interrumpen los tableros para cubrir requerimientos estructurales de diseño y construcción, para garantizar los movimientos reológicos como cambios de temperatura, efectos de retracción o flujo plástico, acortamientos por pretensado, cargas de tráfico, asentamientos diferenciales o tolerancias requeridas, compatibles con las condiciones de apoyo.

Figura N° 4.7.: Tipos de juntas de dilatación.



Fuente: Juntas de Puentes, Monografía.

4.2. Especificaciones Técnicas.

Las especificaciones técnicas para la ejecución del presente proyecto se encuentran detalladas en el ANEXO V, en las mismas se describe cada ítem, en cuatro puntos que son: descripción, materiales, procedimiento de ejecución y medición y forma de pago.

Las especificaciones técnicas fueron redactadas en función a las características de cada ítem, desde el punto de vista constructivo, considerado las recomendaciones de normativas vigentes.

4.3. Cálculos Métricos

Los cálculos métricos se encuentran detallados en el ANEXO VI del presente proyecto, esta planilla da a conocer la cantidad de cada ítem que se debe ejecutar en función a la unidad de medida asignada para cada uno.

Además se encuentra anexada la planilla de cálculo de acero donde se detalla la cantidad de acero que se dispone en cada elemento estructural.

4.4. Análisis de Precios Unitarios.

En el ANEXO VII del presente proyecto se detallan los precios unitarios de cada ítem, desglosando los materiales, equipo y mano de obra requeridos para la ejecución del ítem y el precio productivo de cada uno de ellos.

El análisis de precio unitario de cada ítem se detalla en una planilla, donde además se consideran los incrementos debido a los impuestos y otros, como ser: el incremento por cargas sociales que se considera del 55% al 71% del sub total de la mano de obra, en este caso en particular se adoptará un 55 %; impuestos por IVA mano de obra, considerado igual a un 14,94% de la suma del sub total de la mano de obra más las cargas sociales; incremento debido al uso de herramientas menores, considerado igual al 5% del sub total de equipo y maquinaria; incremento debido a gastos generales considerado igual al 5% de la suma del subtotal de materiales, mano de obra y equipo; incremento debido a la utilidad considerado igual al 10% de la suma del sub total de materiales, mano de obra, equipo, y gastos generales; incremento debido a otros impuestos considerado igual al 3,09 % de la suma del subtotal de materiales, mano de obra, equipo, gastos generales y utilidad.

4.5. Presupuesto General.

La planilla de presupuesto general de la obra se encuentra detallada en el ANEXO VIII, aquí se determina el presupuesto general de la obra en función al precio unitario de cada actividad y la cantidad que se debe ejecutar ya calculados en los anexos 6 y 7. El presupuesto general requerido para la ejecución del proyecto es igual a 3'008.195,5 Bs. (Tres millones Ocho mil Ciento Noventa y Cinco 50/100 de bolivianos).

4.6. Cronograma de ejecución.

El tiempo de ejecución del proyecto fue calculado con ayuda del programa computarizado MS PROJECT, estableciendo como días laborales de lunes a viernes en un horario turno mañana, de 07:00 a.m. a 12:00 p.m. y turno tarde desde las 3 p.m. hasta las 19:00 p.m., y los días sábados solo con un turno en la mañana. Según el cronograma de ejecución calculado se determinó un tiempo de ejecución de la obra igual a 229 días calendario.

El cronograma de ejecución se encuentra en el ANEXO IX del presente trabajo.

4.7. Planos Estructurales.

Los planos estructurales del presente proyecto se encuentran en el ANEXO XI, en los cuales se da a conocer las dimensiones de cada uno de los elementos estructurales con su respectiva escala, para su correcta lectura, de igual manera se encuentra detallada la armadura necesaria que se debe disponer en los mismos, la disposición de la armadura en cada elemento se realizó considerando las recomendaciones de constructividad de las normas vigentes.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Generalidades.

Las conclusiones y recomendaciones respecto al diseño estructural del puente pórtico, se basan en resultados del diseño, y aspectos constructivos que se deben tomar en cuenta, de tal manera que se respeten los parámetros de diseño.

5.1.1. Conclusiones.

- Con la construcción del puente vehicular sobre la quebrada Mariano Colodro, calle 15 de Agosto y Av. Héroes de la Independencia, se soluciona la problemática existente en la zona, ya que se generara un acceso de comunicación vial estable y seguro para los usuarios en general.
- El análisis de alternativas se realizado de acuerdo a los siguientes criterios de diseño:
 - a) Comportamiento estructural, con el objetivo de elegir la alternativa con mayor eficiencia estructural, para las características de la zona emplazamiento.
 - b) Metodología Constructiva y disponibilidad de materiales de construcción..
 - c) Funcionalidad y seguridad para el usuario
 - d) Mantenimiento.
- De acuerdo al análisis y evaluación de alternativas, se llegó a la conclusión de que la alternativa *Puente Pórtico con Tramo Intermedio Isostático* es la más factible de realizar, considerando que es una estructura novedosa académicamente.
- Estructuralmente, se elige el puente pórtico con tramo intermedio isostático, porque al articular el tramo intermedio mediante vigas Gerber, se garantizar los movimientos reológicos como cambios de temperatura, efectos de retracción y flujos plásticos, asentamientos diferenciales o tolerancias requeridas, compatibles con las condiciones de apoyo, además de poder salvar la depresión pronunciada con una estructura esbelta.
- Los estados de resistencia más desfavorables para la superestructura son el estado de resistencia I y III, debido a las siguientes razones: El estado de resistencia I está basado en combinaciones de cargas básicas en el cual se da una mayor importancia a la carga vehicular, siendo en nuestro caso el más desfavorable. En el caso del

estado de resistencia III, debido a que el puente es una estructura continua, se debe considerar la presión del viento con velocidades mayores a 90km/h. Es necesario mencionar que para definir el estado de resistencia III en vez del Estado de resistencia V se realizó el siguiente análisis: El estado de resistencia V incluye sobrecarga Vehicular en el puente y viento en la estructura como en el vehículo. Estadísticamente no es probable que existan vehículos en circulación si se presentan vientos mayores a 90km/h, tal es el motivo que se analiza para el estado de resistencia III, que solo expone a la estructura a vientos de esta categoría.

- Los estados de resistencia más desfavorables para la infraestructura se consideran los estados de resistencia I a igual que se plantea en la superestructura y resistencia IV, la cual prioriza las solicitaciones por cargas permanentes. En nuestro caso es predominante el estado de resistencia I ya que no tenemos grandes rellenos y nuestras fundaciones son superficiales.
- Para el análisis estructural se utilizó el programa para puentes Csi Bridge V15, el cual mediante métodos de cálculos refinados, se obtienen resultados con gran exactitud, así mismo el programa trae incorporado las normativas de diseño para puentes AASHTO LRFD, considerando las cargas vehiculares mediante anchos de faja y líneas de influencia. Otro aspecto importante de este programa, es la presentación grafica de los esfuerzos y deformaciones que se generan en los elementos y la estructura en general.
- Las cargas vehiculares a considerar son: el camión de diseño más la carga de carril y el tándem de diseño más carga de carril. Ahora bien, debido a que el puente pórtico es una estructura continua con una luz de 40m, se implementa la carga vehicular Special, constituido por dos camiones de diseño, separados a 15m entre el eje delantero de un camión y el trasero del otro. El diseño se realizara con las máximas sollicitación de acuerdo a la combinación de cargas vehiculares más crítica para cada elemento.
- Se ha determinado que el costo final del puente pórtico con tramo intermedio isostático es de 3'008.195,50 Bs. (Tres millones Ocho mil Ciento Noventa y Cinco 50/100 de bolivianos) y la relación por metro lineal es igual a 75.204,89 Bs. (Setenta y Cinco mil Doscientos Cuatro 89/100 de bolivianos por metro).

- Se determinó que el tiempo de ejecución del proyecto será de 229 días calendario, estableciendo como días laborales de lunes a viernes en un horario turno mañana, de 07:00 a.m. a 12:00 p.m. y turno tarde desde las 3 p.m. hasta las 19:00 p.m., y los días sábados solo con un turno en la mañana.

5.1.2. Recomendaciones.

- Por la importancia del presente proyecto se recomienda al municipio gestionar la obra para su construcción, con la finalidad de garantizar la transitabilidad vehicular y seguridad para los peatones, ya que en la actualidad hacen uso de senderos para atravesar la quebrada, poniendo en riesgo su integridad física.
- Se recomienda cumplir los parámetros que se indican en las normas adoptas, para definir las cargas de diseño, factores de carga y combinaciones de cargas en estados límites de resistencia, las geometrías de los elementos, resistencias nominales de los materiales, entre otros.
- Es recomendable que los encofrados no deben ser desmontados hasta que el concreto alcance su resistencia característica a los 28 días, de tal manera que pueda sostener su propio peso en forma segura, así como las cargas adicionales a las que esté sometida la estructura durante el período de construcción.
- 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.
- Las armaduras deben colocarse limpias, exentas de óxido no adherido (se admite óxido que queda después de cepillar las barras con cepillo de alambre), libres de pinturas, grasas, 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.
- Es recomendable que en toda la estructura de H^oA^o se disponga de probetas testigo, para verificar la resistencia del hormigón y dicha dosificación.
- Se recomienda aplicar en el plan de estudios de la carrera de ingeniería civil, el programa estructural para puentes CSi Bridge, ya que es un paquete muy completo

para el diseño de cualquier tipo de puente, además de ser un programa sin complejidad para su uso, tiene varias herramientas que permiten al ingeniero, verificar los resultados obtenidos.