

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES

1.1. Introducción

Los puentes son obras de arte destinadas a salvar depresiones del terreno, pasos sobre corrientes de agua o cruces a desnivel, los mismos pueden ser, puentes rústicos, de madera o de sogas, en forma de vigas simples, vigas atirantadas o colgantes.

Los puentes en Bolivia surgen por la necesidad que tienen las personas de la comunicación vial entre departamentos y provincias, con el fin de intercambiar suministros y atravesar obstáculos como ríos o depresiones naturales en la topografía del lugar.

Los puentes en Bolivia fueron primeramente conformados por hormigón armado y acero, siendo estos últimos utilizados en vías ferroviarias, pero con el avance de las nuevas tecnologías y la aplicación de métodos internacionales se llegó a utilizar un material más económico y eficiente para la conformación de este tipo de estructuras que es el Hormigón Pretensado.

En la ciudad de Tarija tenemos una diversidad de puentes, como por ejemplo, algunos que tienen un tiempo de su construcción como el puente Bolívar o más nuevos como el puente Bicentenario, pero siempre con la finalidad de intercomunicar a la población.

1.2. El problema

1.2.1. Planteamiento del Problema

En la primera sección de la Provincia Cercado del Departamento de Tarija, en el Municipio de Tarija se encuentran los barrios San Antonio y Aranjuez. Los habitantes de dichos barrios tropiezan con el problema de que el trazo previsto para unir los dos barrios mediante la Av. La caña, pasa por la quebrada Verdum, misma que corta la movilidad espacial y el acceso de la población de un barrio a otro, especialmente en época de lluvias.

De acuerdo a lo que se pudo observar, en la actualidad existe un camino vehicular cerca del trazo de la nueva ruta que unirá los barrios San Antonio – Aranjuez, pero el mismo es precario y poco utilizado puesto que supone atravesar una pendiente considerable y sólo se puede utilizar en época de estiaje, lo cual produce que exista poca presencia de transporte público entre los dos barrios, y de esta manera se encarece el transporte para los habitantes.

Las principales causas de este problema son:

- Intersección de la quebrada con la ruta que unirá los Barrios San Antonio-Aranjuez.
- Topografía accidentada en la vía que unirá los Barrios San Antonio-Aranjuez.
- Acumulación de agua que amplifica el afluente de la quebrada en época de lluvia.

De continuar con esta interrupción de tráfico, los habitantes de dichos barrios tienen que emplear más tiempo para desplazarse a sus fuentes de trabajo, y los niños en edad escolar no llegarán a tiempo a sus Unidades Educativas perjudicándose en el desempeño de sus funciones laborales y en su aprendizaje respectivamente, también se genera inseguridad ciudadana, incrementándose el riesgo a la población que transita entre los barrios por las noches.

1.2.2. Formulación

Con la implementación del puente vehicular-peatonal en el lugar de emplazamiento previsto, se dará solución al problema y se mejorarán las condiciones de transporte del lugar, facilitando de esta manera el desplazamiento de los habitantes de los barrios San Antonio y Aranjuez.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

- “Diseñar y Calcular Estructuralmente el Puente Vehicular - Peatonal en la Av. La Caña, que cruza la Quebrada Verdum y une los barrios San Antonio – Aranjuez”

1.3.2. Objetivos Específicos

- Realizar los estudios de Ingeniería Básica para el diseño del emplazamiento del puente, con fuentes de información primarias (estudios propios) y secundarias; como ser los estudios principales de Topografía (verificación del estudio realizado por la H.A.M. de la ciudad de Tarija), Hidrología, Suelos y Ambiental.
- Realizar el diseño de planos estructurales de los elementos del puente.
- Definir especificaciones técnicas.
- Realizar el análisis y diseño del puente, tomando en cuenta los requisitos de economía, funcionalidad y seguridad, de la normativa adoptada (AASHTO LRFD 2004).
- Determinar el costo y tiempo que se necesita para materializar el proyecto.

1.4. Alcance del Proyecto

Para lograr el objetivo principal, se plantea lo siguiente:

- Se estudian los antecedentes y la problemática que llevan a plantear el proyecto del puente vehicular-peatonal, en función de los cuales se plantea el objetivo general del proyecto, los objetivos específicos y la ubicación.
- Se recaban los datos de ingeniería básica necesarios para la realización del proyecto, los estudios topográficos, estudio de suelos y el estudio hidrológico e hidráulico son los principales, cada uno de los cuales tiene características en función de la envergadura del proyecto.
- Se procederá al diseño estructural de los elementos de la estructura del puente, según la normativa AASTHO LRFD 2004, en conjunto con el reglamento ACI 318-05, los mismos están dirigidos puentes carreteros y a requisitos para concreto estructural correspondientemente, cuyo objetivo primordial es de garantizar la seguridad pública.
- Se elaborarán los planos de cada elemento estructural diseñado y constructivo, en los mismos se establecerán los detalles de disposiciones de armaduras dimensiones de las piezas a una escala adecuada.
- Se realizará un análisis de costo del proyecto, utilizando precios actuales, con los que se estima el costo final del puente vehicular que representa la solución óptima a la problemática planteada.
- Se formulan conclusiones técnicas de la realización del Diseño Estructural del Puente Vehicular y Peatonal.
- Se realizara los cálculos métricos, precios unitarios y el presupuesto que se necesita para materializar el proyecto.
- El proyecto contará con el cronograma de actividades, estudios pertinentes al diseño estructural, especificaciones técnicas de cada uno de los ítems constituyentes del mismo, consideraciones y documentos ambientales necesarios.

1.5. Justificación

En la actualidad el trazo del camino que une los barrios San Antonio y Aranjuez atraviesa una depresión topográfica producida por una quebrada, por tal motivo se ha planteado la ubicación de un puente en la depresión que una el trazo de la vía urbana.

Se realizará el diseño de un puente vehicular y peatonal con vigas de hormigón pretensado debido a las características topográficas del lugar, ya que la distancia de diseño es de 60 m y es más económico utilizar este material porque se consiguen piezas más esbeltas y eficientes. Con el presente proyecto del puente vehicular-peatonal se pretende aportar a la comunidad de Tarija otra alternativa de diseño, con el cual el Gobierno Municipal de Tarija pueda mejorar las condiciones de transitabilidad entre los barrios de San Antonio y Aranjuez.

Debido al crecimiento, económico y demográfico de la ciudad de Tarija, se requieren rutas de acceso a los barrios que se encuentran en crecimiento, ya que la población busca lugares donde habitar que posean comodidades y servicios básicos.

El puente vehicular permitirá un tráfico fluido de vehículos y peatones entre ambos barrios de la ciudad contribuyendo a mejorar la movilidad en la ciudad de Tarija.

Las razones por las cuales se elabora el Proyecto de Ingeniería Civil son las siguientes:

1.5.1. Académica

Se consolidaran los conocimientos adquiridos en la Universidad y se ampliaran los saberes a cerca del diseño de puentes, elaborados con vigas de Hormigón Pretensado.

Para el estudio de la ingeniería básica se aplicarán las técnicas estudiadas en la universidad acerca de levantamientos topográficos, estudio hidrológico e hidráulico y el estudio de suelos.

1.5.2. Técnica

Demostrar la eficiencia de la estructura del Puente Vehicular-Peatonal, para el transporte y movilidad de vehículos y peatones en base a las normas aplicadas en el diseño del mismo.

1.5.3. Social-Institucional

Contribuir con una alternativa de solución al problema de comunicación vial entre la población de los barrios de San Antonio y Aranjuez, brindando a la sociedad condiciones favorables de urbanidad.

Con el estudio se podrá contar con otra alternativa de diseño de la ruta trazada por el Gobierno Municipal de la Ciudad de Tarija, implementando una comunicación vial de óptimas condiciones, favoreciendo el desarrollo de los barrios y por ende de la ciudad.

Promover la interacción institucional de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, el Gobierno Autónomo Municipal de la Ciudad de Tarija Provincia Cercado y las organizaciones barriales de la población.

CAPÍTULO II: ASPECTOS GENERALES

2.1. Localización

El Área del proyecto está Ubicada entre los Barrios San Antonio-Aranjuez en el distrito N°13 de la Primera Sección de la Provincia Cercado, Municipio de Tarija, del Departamento de Tarija, Estado Plurinacional de Bolivia.

La ubicación del Puente San Antonio-Aranjuez específicamente se ubica sobre la Avenida La Caña y cruza la Qda. Verdum (divisoria entre los barrios San Antonio y Aranjuez).

Cuadro 2.1.-1. Coordenadas de emplazamiento

Inicio del Puente		Final del Puente	
Latitud:	21°31'40,9" S	Latitud:	21°31'42,9" S
Longitud:	64°45'29,8" O	Longitud:	64°45'31,7" O

Figura 2.1.-1. Ubicación Geográfica del Departamento de Tarija



Figura 2.1.-2. Ubicación de la Provincia Cercado en el Departamento de Tarija

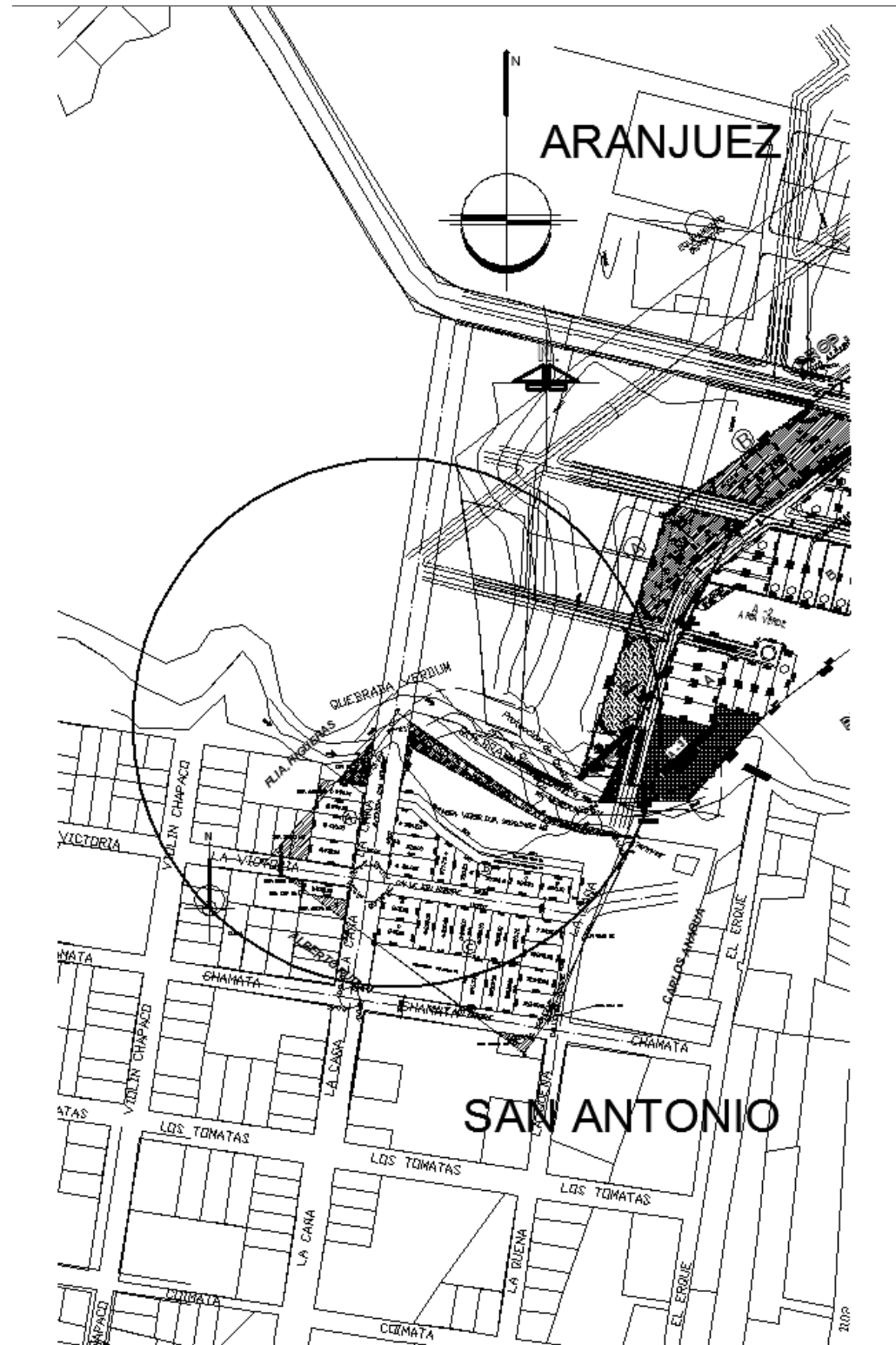


Figura 2.1.-3. Ubicación del puente en la Ciudad de Tarija



Fuente: Imágenes 2012 DigitalGlobe, GeoEye.

Figura 2.1.-4. Ubicación del Puente entre los Barrios San Antonio y Aranjuez



2.2. Precipitación, temperatura (helada), evaporación

La precipitación media de la cuenca en estudio se determinó según información pluviométrica y/o climatológica de las estaciones Aeropuerto, Tejar y Turumayo.

En la zona Baja, tomando en cuenta que el 86% de la precipitaciones se concentran entre los meses de noviembre a marzo, se tiene que la precipitación media anual que alcanza a 707.96 mm. La mayor precipitación anual en los últimos 10 años se presentó en 2008 con 870.37 mm y la menor en el año 2000 con 676.47 mm. Así mismo se tiene que la precipitación máxima diaria es de 99 mm.

Por otro lado según datos de la Estación de Turumayo, se tiene que la humedad relativa media es del 65% alcanzando una máxima superior de 74% en los meses de enero a abril.

Se puede clasificar en forma general como un clima semiárido, fresco, Sub andino, cabecera de valle, Valle y Sub Trópico.

La temperatura media anual es de 18.1 °C, la máxima media anual es de 26.1 °C, y la mínima media anual es de 10.1 °C, la máxima extrema de 40.5 °C y la mínima extrema es de -10.0 °C. Referente a la insolación que se presenta en la Sección se tiene que la media Anual es de 6.8 hrs./día y la mínima que se presenta en enero con 5.6 hrs./día.

2.3. Información socioeconómica relativa al proyecto

2.3.1. Demografía

El presente proyecto se está ubicado en el distrito N°12 y N°13 de la ciudad de Tarija, los barrios involucrados son San Antonio y Aranjuez. A partir del censo del 2001 se pudo apreciar el crecimiento poblacional en el área urbana de Tarija.

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

Cuadro 2.3.1.-1. Distritos 12 y barrios registrados como otb's

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

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

Cuadro 2.3.1.-2. Distritos 13 y barrios registrados como otb's

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

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

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

Cuadro 2.3.1.-3. Población por distritos.

Distritos	Población	Viviendas	Tamaño Promedio de Hogar (Hab./Vivienda)	Número de Familias
12	4871	1297	3,8	974
13	19120	3957	4,8	3824
Total	23991	5254	4,3	4798

Fuente: INE_ 2001.

2.3.2. Saneamiento Básico

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

Cuadro 2.3.1.-4. Longitud de las redes y cobertura de servicios básicos.

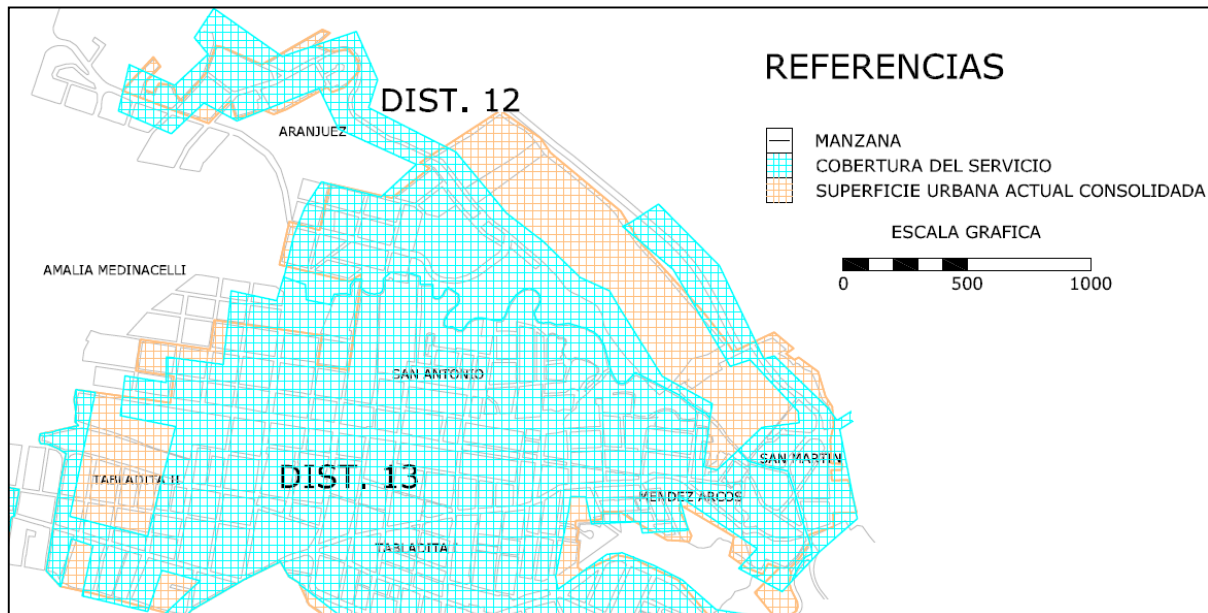
Tipo de Servicio	Longitud de Red (Km)	Cobertura (%)
Alumbrado Público	408	75
Alcantarillado Sanitario	322	63
Gas Domiciliario	390	76
Telefonía Fija	317	69
Agua Potable	387	83

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

2.3.2.1. Agua potable.

La dotación del recurso agua a la población, requiere de una costosa infraestructura tanto en lo que se refiere a la captación de la materia prima, como en la distribución de la misma, la que determina la localización de actividades económicas y su ordenación en el territorio. El agua potable tiene una cobertura del 83 por ciento en toda Tarija, el distrito N°12 cuenta con una longitud de red de 18 km con una cobertura de 59% y el distrito N°13 tiene una longitud de red de 49 km con una cobertura de 95% y territorialmente su cobertura se observa en la figura.

Figura 2.3.2.1.-1. Cobertura de agua potable



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

2.3.2.2. Alcantarillado Sanitario y Pluvial

La ciudad de Tarija cuenta con una red de alcantarillado sanitario que cubre los 13 distritos urbanos, la Cooperativa de Agua y Alcantarillado COSAALT, encargada de prestar este servicio, cubre a gran parte de la ciudad mediante una red de recolección de aguas servidas, las que tienen un tratamiento final en las lagunas de oxidación ubicadas en el barrio de San Luís.

El resto de la ciudad es atendida mediante subsistemas, ubicados sobre todo en los distritos que se encuentran en la banda del Guadalquivir, el distrito 13 tiene 6 subsistemas y el distrito 12 cuenta con uno, al margen del subsistema ubicado en el Hotel Los Parrales, estos subsistemas funcionan con cámaras sépticas, cuyas descargas líquidas, son drenadas en los cauces de las quebradas Sagredo, Sossa y el Guadalquivir.

Cuadro 2.3.2.2.-1. Cobertura de alcantarillado sanitario de los distritos n°13 y n°12

DISTRITOS	LONGITUD (Km)	COBERTURA
Distrito 12	8	23%
Distrito 13	38	91%

Fuente: Boleta Distritos Urbanos (Trabajo de Campo)

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

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

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

2.3.3. Educación

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

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

Cuadro 2.3.3.-1. Red N°17

N.º	Red	Unidad Educativa	Turno	Dependencia	Total Nivel			Total
					Inicial	Primaria	Secundaria	
88	N°17	Bolivia	M.T.	Fiscal	134	593	251	978
89		Mi Rincón	M.	Convenio	52	-	-	52
90		Hna. Teresa de Calcuta	T.	Convenio	84	384	-	468
91		Juan Pablo II	M.T.	Convenio	148	880	369	1.397
92		José Naval Monzón	M.T.	Fiscal	51	516	200	767
Total					469	2.373	820	3.662

Fuente: SEDUCA

Cuadro 2.3.3.-2. Red N°2

N°	Red	Unidad Educativa	Turno	Dependencia	Total Nivel			Total
					Inicial	Primaria	Secundaria	
7	N°2	La Tablada 1	T.	Fiscal	81	-	-	81
8		Carmen Mealla	M.	Fiscal	-	446	-	446
9		Narciso Campero 1	M.	Fiscal	-	545	-	545
10		Narciso Campero 2	T.	Fiscal	-	327	164	491
11		Santa Ana 1	M.T.	Convenio	-	799	-	799
12		Santa Ana 2	T.	Convenio	80	-	-	80
13		Santa Ana 3	M.	Convenio	-	-	326	326

Total	161	2.117	490	2.768
--------------	------------	--------------	------------	--------------

Fuente: SEDUCA

2.3.4. Salud

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

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

2.3.5. Transporte Público Urbano

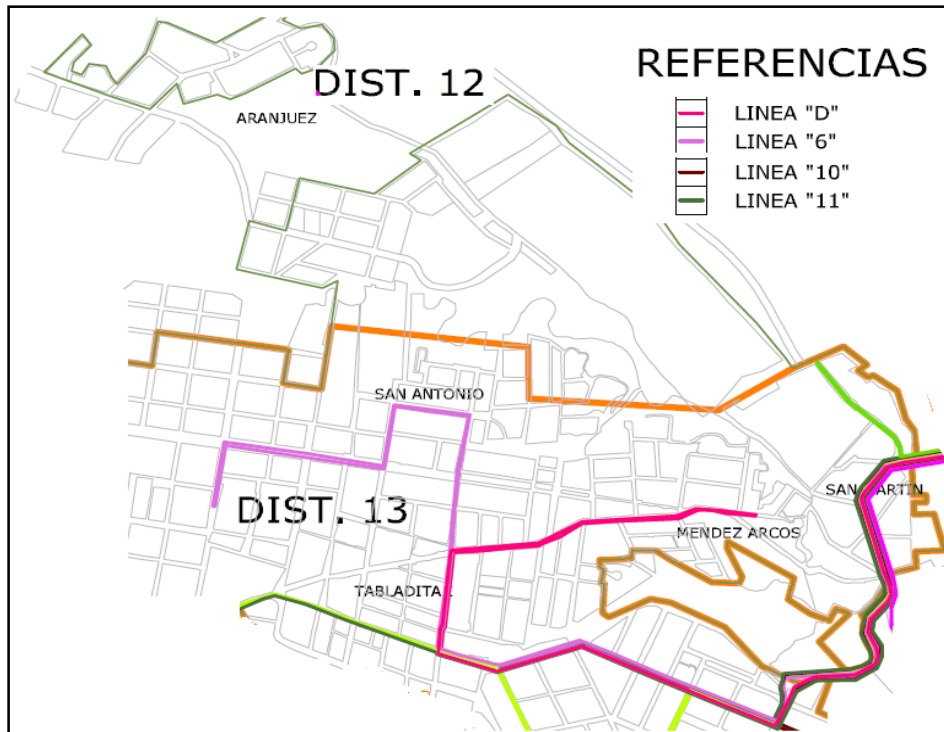
Los medios de transporte público realizan traslado de pasajeros a los diferentes barrios de la ciudad, este medio de transporte está constituido por motorizados denominados micros que hacen su recorrido por rutas o calles establecidas y con una periodicidad de tiempo. El número de asociados por cada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

Cuadro 2.3.5.-1. Transporte público

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

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

Figura 2.3.5.-1. Red de transporte público



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

CAPÍTULO III: ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS Y MARCO LÓGICO

3.1. Análisis de Alternativas

Definido el emplazamiento del puente en el plano topográfico, se obtuvo una longitud variable entre 0 y 70 m, para lo cual se plantean diferentes alternativas para el tipo de estructura que pueda salvar el desnivel topográfico existente. Se han formulado tres alternativas de diseño que pueden ajustarse al sitio de emplazamiento, las mismas se describen a continuación:

3.1.1. Descripción de las alternativas

Alternativa A: Puente tipo Viga de dos tramos, con concreto postensado.

Esta solución está constituida por vigas llenas de sección I de hormigón postensado sobre las cuales descansa la losa del tablero.

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

Características Técnicas

- La longitud total del puente adoptado es de 60.48 m, con dos tramos de 30.00 m de luz simplemente apoyados sobre los elementos de cimentación.
- La sección transversal del puente corresponde a un ancho de calzada de 7.30 m considerando 2 carriles de tránsito, y veredas de 1.75 m c/u incluyendo las barandas.
- Se ha adoptado un puente tipo viga losa de 60.80 m de luz, conformado por 3 vigas de concreto postensado de 2.00 m de altura y 8 vigas diafragmas de 1.60 m de altura y un ancho de 0.20 m, distribuidas a lo largo del puente.
- Los estribos son tipo semigravedad en voladizo con alas, de hormigón armado.
- La pila intermedia es tipo pórtico soportada por una zapata sobre pilotes.
- Los pilotes son de hormigón armado.

Ventajas y Desventajas

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

- Se aprovecha toda la sección de la viga, ya que la misma tendrá fuerzas compresoras actuando desde el momento del tesado.
- Control de agrietamiento por lo que las vigas y todo el sistema tiene un mejor comportamiento bajo cargas de servicio.
- No se requiere de obra falsa o cimbra.
- Menor tiempo de ejecución de la obra, por la prefabricación de las vigas.

Las principales desventajas radican en:

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

Alternativa B: Puente tipo viga, con concreto postensado.

Este tipo de puente es similar a la alternativa anterior, con la diferencia que se tomara solamente un tramo simplemente apoyado.

Características Técnicas

- La longitud total del puente adoptado es de 22.00 m, con una luz entre los estribos de 22.50 m.

- La sección transversal del puente corresponde a un ancho de calzada de 7.30 m considerando 2 carriles de tránsito, y veredas de 1.45 m c/u.
- El puente está conformado por 3 vigas “I” de concreto postensado de 1.20 m de altura y 4 vigas diafragmas de 0.20 x 0.90 m de altura, distribuidas cada 7.00 m a lo largo del puente.
- Los estribos son tipo semigravedad en voladizo con alas, de hormigón armado.
- El izado de las vigas se realizará en segmentos, tesando los cables una vez q la misma se encuentre en su lugar.

Ventajas y Desventajas

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

- Se aprovecha toda la sección de la viga, ya que la misma tendrá fuerzas compresoras actuando desde el momento del tesado.
- Control de agrietamiento por lo que las vigas y todo el sistema tiene un mejor comportamiento bajo cargas de servicio.
- No se requiere de obra falsa o cimbra.
- Menor tiempo de ejecución de la obra, por la prefabricación de las vigas.

Las principales desventajas radican en:

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

Alternativa C: Puente Alcantarilla

Este tipo de estructura es de las más simples y menos caras, se utiliza para tramos cortos de 0.0 a 9.0 m.

Características Técnicas

- La longitud total del tramo del puente alcantarilla es de 20 m con 3 secciones cuadradas de 3.20 m y una altura de 3.50 m.
- La sección transversal del puente corresponde a un ancho de calzada de 7.30 m considerando 2 carriles de tránsito.

Ventajas y Desventajas

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

- No requiere personal especializado para su construcción.
- Es económica ya que no tiene una sección llena.
- No se requiere de obra falsa o cimbra.

Las principales desventajas radican en:

- Se debe colocar al ras del camino en estudio lo que puede producir pendientes no satisfactorias en puentes urbanos.
- Si el arrastre de sedimentos en el cuerpo de agua es de consideración se debe tener en cuenta un acceso para maquinaria con el fin de realizar la limpieza de la alcantarilla y evitar problemas estructurales.

3.1.2. Análisis Técnico y Económico

En las alternativas planteadas se consideran los siguientes aspectos técnicos y económicos de importancia en la toma de decisión:

3.1.2.1. Comportamiento Hidráulico

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.

Siguiendo esta premisa la **alternativa A** resulta menos viable ya que el paso del flujo de agua favorecerá la socavación en la pila y será un mayor riesgo contra la estabilidad de la estructura, la **alternativa B** es favorable ya que el tirante de agua es pequeño y no llegara a afectar la infraestructura de la misma y la **alternativa C** se verá afectada ya que se encontrará en contacto con el flujo de agua en todo momento.

3.1.2.2. Metodología constructiva

La **alternativa A** presenta mayor complicación constructiva ya que la pila y los pilotes deben ser moldeados en sitio, lo que significa la construcción de encofrado en toda la longitud de la pila significando un incremento en el tiempo de construcción. Por otra parte la **alternativa B** y **alternativa C** ofrecen ventajas constructivas ya que además de ahorrar encofrado, estas pueden ser hormigonadas en su totalidad en el sitio.

3.1.2.3. Durabilidad

Debido a la limitación de las grietas en el hormigón postensado, el mismo propicia una mejor protección del acero contra la corrosión esto se traduce en una mayor durabilidad del material.

3.1.2.4. Funcionalidad y seguridad

Ya que se desea unir dos barrios que se encuentran en el área urbana, se debe tener en cuenta que las pendientes en los accesos del mismo deben ser menores al 7% para no afectar la estética, y no dejar un desnivel en el trazo de la vía con respecto a las viviendas de los barrios. La **alternativa C** no cumpliría con dicha condición ya que posee pendientes mayores a lo estipulado.

3.1.2.5. Economía

Que la estructura obtenida resulte más económica para que su financiamiento sea viable por la institución encargada, se resume en la siguiente tabla:

Cuadro 3.1.2.5.-1 Costo de las alternativas propuestas por metro lineal.

Tipo de Puente	Costo Lineal \$us/m
Alternativa A	22641.24
Alternativa B	16175.75
Alternativa C	4834.67

Estos valores nos dan una idea referencial del costo por metro lineal para el proyecto, por lo que se puede evidenciar que la alternativa más económica es la **alternativa C**.

3.1.3. Selección de la alternativa

La Alternativa B presenta ventajas frente a las otras alternativas ya que se constituye en una solución práctica, que aprovecha las múltiples ventajas que el hormigón postensado ofrece y el diseño es flexible al momento de colocar los accesos en la estructura.

En consecuencia la alternativa adoptada es la **alternativa B, Puente con vigas I de hormigón postensado de un tramo simplemente apoyado**. A continuación se describen más a detalle sus características:

- El tramo estará conformado de una luz de 22.50 m, compuesto por tres vigas I pretensadas con armaduras postesas, simplemente apoyadas sobre estribos de hormigón Armado.
- Diafragmas adheridos a la losa del tablero, ubicados a lo largo del tramo, haciendo un total de 4 diafragmas en el tramo, 2 centrales y uno en cada extremo.

- Losa del tablero de hormigón armado con armadura principal en dirección transversal al tráfico.
- Barandado de hormigón armado conformado por postes espaciados cada 2 metros y pasamanos de acero galvanizado de 2".
- Los estribos son de dimensiones iguales debido a las condiciones del terreno, la fundación tiene un espesor de 1 m, para obtener mejor estabilidad en la estructura. Los aleros del estribo serán de 8 m de longitud.

3.2. Marco Lógico.

3.2.1. Estudios de Ingeniería Básica.

3.2.1.1. Estudio hidrológico e hidráulico

Los objetivos de los estudios son establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

El estudio comprenderá lo siguiente:

- Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- Nivel aguas máximas extraordinarias (NAME) en la ubicación del puente.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- Profundidades de socavación general, por contracción y local.

3.2.1.2. Estudio de Topografía.

El estudio topográfico comprende un plano de ubicación, planimetría con curvas de nivel cada metro si la quebrada es profunda o más juntas si el terreno es poco pronunciado. También son necesarias las secciones transversales en el eje propuesto, así como las situadas entre 10 y 20 m. aguas arriba y otra aguas abajo.

Los estudios topográficos deberán comprender lo siguiente:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala entre 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 1 m.
- Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos, con planos a escala entre 1/100 y 1/250 considerando curvas de nivel a intervalos no mayores que 1 m y con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como

en dirección transversal.

- El plano de planta y perfiles longitudinal y transversal detallados, a la misma escala y en su proyección (1:500 a 1:100) abarcando una zona que permita cubrir la información completa.

3.2.1.3. Estudio de Suelos y Estratigrafía

Establecer las características geotécnicas, es decir, la identificación de las propiedades físicas y mecánicas del suelo, y la estratigrafía del mismo para el diseño de cimentaciones estables.

El estudio de suelos comprenderá lo siguiente:

- Estratigrafía de los pozos de estudio.
- Ensayo de carga directa (SPT), con el cual se determinara la capacidad portante del suelo al nivel de la fundación.

El ensayo de SPT contemplará:

- ✓ Clasificación de suelos (método AASHTO y SUCS)
- ✓ Límites de Attenberg.
- ✓ Análisis granulométrico de los suelos.
- ✓ Determinación de la resistencia del suelo de fundación mediante ábacos de laboratorio.

3.2.2. Partes de un puente

Fundamentalmente se distinguen la superestructura y la infraestructura, como elementos intermedios entre estas dos partes tenemos los aparatos de apoyo.

- Superestructura.- Constituida en términos generales por las vigas del puente, diafragmas, tablero, bordillos, aceras, postes, pasamanos y capa de rodadura.
- Infraestructura.- Todo el conjunto de pilas (columnas intermedias) y estribos (muros de contención en los costados) que soportan la superestructura.
- Aparatos de apoyo.- Elementos intermedios entre la superestructura y la infraestructura que deben centrar las reacciones del apoyo, es decir, agrupar los esfuerzos en forma tal que la línea de sus efectos esté adaptada a la sollicitación de la infraestructura.

- Accesorios.- Se consideran también como partes accesorias de los puentes, las prolongaciones de los aleros de los estribos, accesos, defensivos, desagües y transiciones.

3.2.3. Normas base de diseño

Se adoptará la norma AASHTO LRFD 2004 para el diseño del puente ya que Bolivia no cuenta con una norma propia, y para el diseño de los elementos de hormigón se empleará el reglamento ACI-318 (2005) ya que existe una compatibilidad entre la norma y este reglamento.

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

3.2.4. Factores de carga y combinaciones de carga

La solicitación mayorada total se tomara como:

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

Dónde:

η_i = Modificador de las cargas se toma “1” para diseños y detalles convencionales.

γ_i = Factores de carga especificados en las tablas.

Q_i = Solicitaciones de las cargas especificadas.

Cuadro 3.2.4.-1. Factores de carga para cargas permanentes, γ_p .

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

Fuente: Tabla 3.4.1.-2, Norma AASHTO LRFD - 2004.

➤ Cargas y Denominación de las Cargas

Se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

• Cargas permanentes

DD = Fricción negativa (downdrag).

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.

EL = Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postesado.

ES = Sobrecarga de suelo.

EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

• Cargas transitorias

BR = Fuerza de frenado de los vehículos.

CE = Fuerza centrífuga de los vehículos.

CR = Fluencia lenta.

CT = Fuerza de colisión de un vehículo.

CV = Fuerza de colisión de una embarcación.

EQ = Sismo.

FR = Fricción.

IC = Carga de hielo.

IM = Incremento por carga vehicular dinámica.

LL = Sobrecarga vehicular.

LS = Sobrecarga viva.

PL = Sobrecarga peatonal.

SE = Asentamiento.

SH = Contracción.

TG = Gradiente de temperatura.

TU = Temperatura uniforme.

WA = Carga hidráulica y presión del flujo de agua.

WL = Viento sobre la sobrecarga.

WS = Viento sobre la estructura.

➤ **Combinación de cargas**

Las combinaciones de carga que se tomaron en cuenta para el diseño son:

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

RESISTENCIA II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

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

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

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

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

También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración

de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

Cuadro 3.2.4.-2. Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

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

Fuente: Tabla 3.4.1.-1, Norma AASHTO LRFD - 2004.

3.2.5. Cargas actuantes en la estructura

3.2.5.1. Carga Muerta

La carga muerta se refiere a las cargas estáticas que se encuentran en la estructura.

3.2.5.1.1. Carga por peso propio: DC

Se refiere a la carga por peso propio de cada uno de los elementos de la estructura del puente, la misma se suma a las cargas permanentes para encontrar la carga muerta total de los elementos y estructura.

3.2.5.1.2. Carga Permanente: DW

Las cargas permanentes son cargas que se colocan en la estructura y están destinadas a permanecer en la misma por largo tiempo sin afectar la estabilidad de la misma.

Total Cargas Permanentes: DC + DW.

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

3.2.5.1.3. Carga de suelo: EH, ES y EV

Las cargas correspondientes a las fuerzas ejercidas por el suelo, como ser: empuje del suelo, sobrecarga de suelo y presión vertical del suelo de relleno.

➤ Empuje lateral pasivo del suelo de Rankine:

Coeficiente de empuje pasivo:

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Empuje lateral de rankine:

$$E_p = 0,5 * \gamma_s * H * (H + h`) * k_p$$

Punto de aplicación del empuje:

$$y = \frac{H}{3} * \left(\frac{H + 3 * h`}{H + 2h`}\right)$$

Empuje vertical y horizontal:

$$E_v = E_p * \text{sen}(\beta)$$

$$E_H = E_p * \text{cos}(\beta)$$

Dónde:

ϕ = Ángulo de fricción interna.

β = Ángulo del terraplén con la horizontal.

γ_s = Peso específico del terraplén.

H = Altura total del estribo.

$h`$ = Altura equivalente de la sobrecarga.

3.2.5.2. Carga Viva

Las cargas vivas son las cargas transitorias que pasan por la estructura en diferentes intervalos de tiempo.

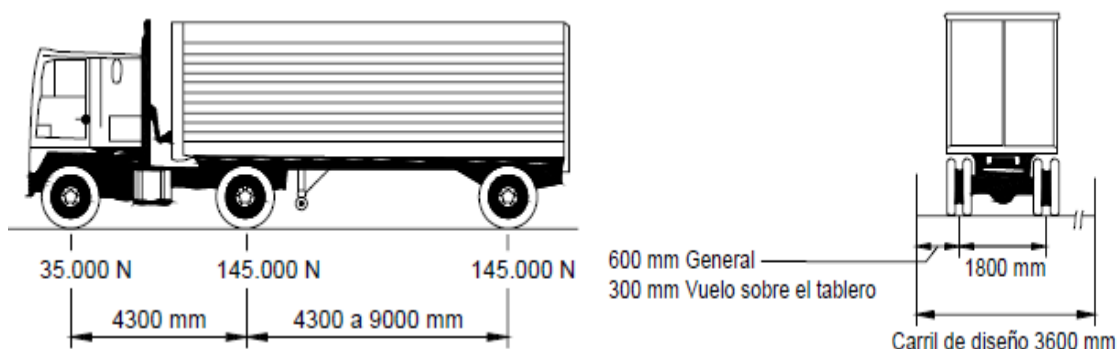
3.2.5.2.1. Sobrecarga vehicular: LL

Camión de diseño

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 1. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en el Artículo 3.6.2.

A excepción de lo especificado en los Artículos 3.6.1.3.1 y 3.6.1.4.1, la separación entre los dos ejes de 145.000 N se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las solicitaciones extremas.

Figura 3.2.5.2.-1. Camión de diseño.



Fuente: Figura 3.6.1.2.2.-1, Norma AASHTO LRFD - 2004.

El camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

- Para el diseño del vuelo del tablero – 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda, y
- Para el diseño de todos los demás componentes – 600 mm a partir del borde del carril de diseño.

Tándem de diseño

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm.

3.2.5.2.2. Carga del carril de diseño

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

3.2.5.2.3. Cargas Peatonales: PL

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

Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de $4,1 \times 10^{-3}$ MPa.

Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas también han de ser utilizados por vehículos de mantenimiento y/u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar en el diseño. Para estos vehículos no es necesario considerar el incremento por carga dinámica.

3.2.5.2.4. Incremento por carga dinámica: IM

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Tabla 1, incremento por carga dinámica.

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.

Cuadro 3.2.5.2.4.-1 Incremento por carga dinámica, IM.

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

Fuente: Tabla 3.6.2.1.-1, Norma AASHTO LRFD - 2004.

3.2.5.2.5. Fuerza de Frenado: BR

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

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

3.2.6. Factores de reducción de resistencia

Cuadro 3.2.6.-1. Factores de Resistencia

Uso	Factor de resistencia ϕ
- Flexión y tracción	
Hormigón armado	0,9
Hormigón pretensado	1,00
- Corte y Torsión	
Hormigón de densidad normal	0,90
Hormigón de baja densidad	0,70
- Compresión Axial con espirales o zunchos	0,75
- Apoyo sobre hormigón	0,70
- Compresión en modelos de bielas y tirantes	0,70
- Compresión en las zonas de anclaje	
Hormigón de densidad normal	0,80
Hormigón de baja densidad	0,65
- Tracción en el acero en zonas de anclaje	1,00
- Resistencia durante el hincado de pilotes	1,00

Fuente: Sección 5, Norma AASHTO LRFD - 2004.

3.2.7. Diseño de Armaduras de refuerzo

El diseño de las armaduras de una estructura debe de realizarse con el objetivo de que dicha armadura pueda proporcionar al concreto una resistencia a tracción que el mismo no posee.

3.2.7.1. Armadura para resistencia a flexión

La armadura a Flexión es el acero de refuerzo que se coloca en los elementos de hormigón con el objetivo de mejorar la resistencia del mismo a las fuerzas traccioantes que actúan sobre él.

Altura de compresiones:

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f^c * b * d^2}} \right]$$

Dónde:

d = Altura útil de la pieza (cm).

Mu = Momento mayorado según la combinación de carga utilizada (kg*cm).

ϕ = Factor de reducción de resistencia (0,9).

f^c = Resistencia característica del hormigón (kg/cm²).

b = Base de la pieza considerada (cm).

Armadura Mínima necesaria:

$$A_{S_{\min}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

Dónde:

f_y = Resistencia del acero (kg/cm²).

Armadura necesaria:

$$A_s = \frac{0.85 * f^c * b * a}{f_y}$$

Cuantía balanceada:

$$\rho_b = 0.72 * \frac{f^c}{f_y} * \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \frac{f_y}{E}}$$

Cuantía máxima:

$$\rho_{\max} = 0.75 * \rho_b$$

Armadura máxima:

$$A_{S_{\max}} = 0.75 * \rho_b * b * d$$

Se adopta el mayor valor calculado entre la armadura necesaria y la mínima de la pieza.

3.2.7.2. Armadura para resistencia al corte

La armadura a Corte es el acero de refuerzo que se coloca en los elementos de hormigón con el objetivo de mejorar la resistencia del mismo a las fuerzas cortantes que actúan sobre él, se conocen como estribos y pueden ser utilizados solo constructivamente.

Según el código ACI el diseño de secciones transversales sujetas a esfuerzos cortantes debe cumplir:

$$V_u \leq \phi * V_n$$

Dónde:

V_u = Fuerza cortante mayorada según la combinación de carga utilizada (kg).

V_n = Resistencia Nominal al Cortante.

$$V_n = V_c + V_s$$

Dónde:

V_c = Resistencia Nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s = Resistencia Nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo

ϕ = Factor de reducción de resistencia (0.9) (AASHTO 2004)

Dónde:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f^c} * b * d$$

f^c = Resistencia específica a la compresión (210 kg/cm²)

b = Ancho de la cara en compresión

d = Distancia de la fibra extrema de compresión hasta el centro de refuerzo de tensión

Si $V_u \leq \frac{V_c}{2}$ no necesita armadura de corte entonces solo se coloca armadura mínima.

$$A_{vmin} = 0.2 * \sqrt{f^c} * \frac{bw * s}{fy}$$

3.2.7.3. Anclajes y Empalmes

Anclajes

El anclaje por adherencia es económico y por ello siempre debe utilizarse cuando pueda disponerse de la longitud necesaria para el anclaje.

Para un perfecto anclaje de los extremos de las barras rectas, estas deben ser nervuradas, por cuanto solamente la resistencia al corte en las nervaduras conduce a un efecto de adherencia confiable.

Las barras lisas y conformadas superficialmente no deben por ello anclarse únicamente por sus extremos rectos, porque la unión por adherencia es muy reducida por las condiciones de la superficie y puede desaparecer para cargas oscilantes, por eso las barras lisas deben anclarse mediante ganchos o lazos.

Empalmes

La necesidad de los empalmes surge de dos orígenes diferentes, por un lado, de la longitud comercial de las barras y por otro de las necesidades constructivas en cuanto al montaje.

Los empalmes se pueden realizar mediante solapo y soldadura, siendo el primer método el más utilizado y confiable, mostrado en la figura.

3.2.8. Viga de hormigón pretensado

Se consideran para el cálculo de las vigas principales que la estructura está constituida por dos tramos simplemente apoyados, en los cuales actúan un diferente número de vigas preesforzadas que soportan las cargas vivas y muertas de toda la superestructura.

Las vigas están conformadas por hormigón pretensado con armaduras postesas.

3.2.8.1. Hormigón Pretensado

3.2.8.1.1. Definición.

El pretensado o preesforzado puede definirse en términos generales como el precargado de una estructura, antes de la aplicación de las cargas requeridas, hecho en forma tal que mejore su comportamiento general cuya aplicación más común ha tenido lugar en el diseño del Hormigón Pretensado.

En esencia el hormigón es un material que resiste bien a compresión y el acero a tracción, FREYSSINET sostiene la siguiente definición: "Es necesario introducir en el hormigón fuerzas artificiales aplicadas en forma constante, tales que bajo el efecto simultáneo de estas fuerzas, las sobrecargas y las demás acciones, permanezca sin fisurarse ni fracturarse"

3.2.8.1.2. Métodos de Pretensado.

Con el tiempo se han ido desarrollando diferentes métodos para producir el estado deseado de pre compresión en los elementos estructurales, por ello los métodos de pretensado se clasifican en dos grandes grupos:

➤ **Hormigón Pretensado o Preesforzado con armaduras pretesas.**

Los miembros de concreto preesforzado con armaduras pretesas se producen, tensando los tendones entre anclajes externos antes de vaciar el concreto. Cuando el concreto obtiene la resistencia requerida, se retira la fuerza presforzante aplicada mediante gatos, y esa misma fuerza es transmitida por adherencia, del acero al concreto.

➤ **Hormigón Pretensado o Preesforzado con armaduras postesas.**

Los miembros de concreto preesforzado con armaduras postesas se producen, cuando se esfuerzan los tendones después de que ha endurecido el concreto y de que ha alcanzado suficiente resistencia, aplicando la acción de los gatos contra el miembro de concreto mismo. Los tendones se encuentran dentro de vainas y se sellan con una inyección de lechada de cemento después de tensar los torones.

3.2.8.1.3. Dirección de los tendones según el método de preesforzado.

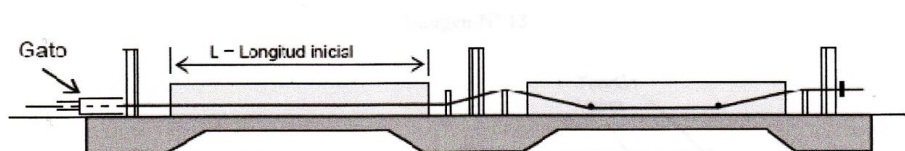
El prefijo "Pre" se refiere a que los tendones de acero son previamente tensados, luego de hormigonar la pieza y una vez que el hormigón haya alcanzado una resistencia determinada, se cortan los cables o tendones transfiriendo esta tensión del acero al hormigón endurecido introducido en forma de compresión.

➤ Elementos preesforzados con armaduras pretesas

La dirección que pueden tomar los tendones es la de una línea recta horizontal, principalmente en losas y vigas de bajo peralte, en línea recta quebrada en uno o dos puntos (Trazo poligonal) para el caso de vigas para puentes.

Este método de preesforzado es mayormente utilizado para crear elementos prefabricados, ya que se puede estandarizar una pieza y reutilizar los moldes de la misma.

Figura 3.2.8.1.3.-1. Viga pretensada con armaduras pretesas.



➤ Elementos preesforzados con armaduras postesas

La dirección que pueden tomar los tendones, es casi en cualquier dirección en la que se puedan colocar las vainas, ya que los tendones van dentro de las mismas y luego se tensan los cables para llegar a la fuerza requerida por la viga.

Esta variedad de preesforzado puede dividirse en 2 tipos:

a) Hormigón Postesado con tendones adheridos.

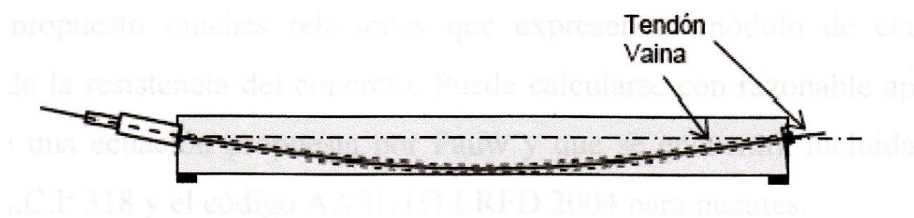
Con tendones adheridos significa que el ducto o vaina, luego del proceso de tesado, es llenado con mortero semilíquido de cemento "lechada de cemento", el mismo que al endurecerse alrededor de los tendones mejora la resistencia del elemento a la compresión y reduce el riesgo de figuración y corrosión en el acero.

b) Hormigón Postesado con tendones no adheridos.

Con tendones no adheridos, implica que el dueto o vaina es llenado con grasa o material bituminosos, de esta manera la fuerza en el tendón es transmitida al hormigón a través de los anclajes ubicados en los extremos del elemento.

Esta técnica es usada comúnmente en losas de edificios o estructuras de parqueo por su facilidad de montaje y por permitir el retesado durante la vida útil del elemento estructural.

Figura 3.2.8.1.2.-3. Viga pretensada con armaduras postesas.



3.2.8.2. Elementos Utilizados en el Hormigón Pretensado.

Los elementos del pretensado son:

- Hormigón para Pretensado.
- Armaduras Activas y Pasivas.
- Conductos Longitudinales que contendrán las armaduras (vainas).
- Anclajes.
- Inyección.

A continuación se hará una descripción detallada de cada uno de los componentes y operaciones realizadas para la realización de una pieza.

3.2.8.2.1. Hormigón para Pretensado.

El hormigón que se usa en la construcción preesforzada se caracteriza por una mayor resistencia que aquel que se emplea en hormigón reforzado ordinario. Se le somete a fuerzas más altas, y por lo tanto un aumento en su calidad generalmente conduce a resultados más económicos. El uso de hormigón de alta resistencia permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros a un mínimo, lográndose ahorros significativos en carga muerta siendo posible que grandes claros resulten técnica y económicamente posibles.

El hormigón es un material compuesto cuya principal característica es la resistencia a la compresión, para su aplicación en el diseño es necesario conocer:

Resistencia característica a la compresión en función del tiempo o edad del hormigón.

Propiedades mecánicas dependientes del tiempo y medio ambiente

Las principales propiedades mecánicas del hormigón son:

f_c = Resistencia a la compresión

E_c = Módulo de elasticidad (En función del tiempo y tipo de hormigón)

Entre otras está la retracción y la fisuración. La práctica actual pide una resistencia de 350 a 500 kg/cm² para el hormigón pretensado. Esta elevada resistencia puede lograrse sólo con un elevado control en la ejecución y la utilización de materiales de alta calidad.

Se han propuesto muchas relaciones que expresen al módulo de elasticidad en función de la resistencia del concreto. Puede calcularse con razonable aproximación mediante una ecuación propuesta por Pauw y que se encuentra incluida dentro del código A.C.I. 318 y el código AASHTO LRFD 2004 para puentes.

$$E_c = 0.043 * \gamma^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (3.4)$$

Para el Sistema Internacional de unidades, en la cual γ , es el peso unitario del concreto endurecido en Kg/m³, f'_c es la resistencia característica a la compresión en MPa. Para concretos de peso normal con γ de 2320 Kg/m³, el módulo de elasticidad puede obtenerse aproximadamente con:

$$E_c = 4.8000 \sqrt{f'_c} \quad (3.5)$$

Esfuerzos Admisibles en el Hormigón.

Los Esfuerzos Admisibles que establece el código A.C.I. para el hormigón en coherencia con lo establecido en el punto 5.9.4.2 del código AASHTO LRFD, Tensiones en Estado Límite de Servicio después de las Pérdidas, elementos totalmente Pretensados, no deben ser superados por los esfuerzos derivados de las cargas de servicio, son los siguientes:

Cuadro 3.2.8.2.1.-1. Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado después de las pérdidas.

Ubicación	Tensión límite
<ul style="list-style-type: none"> • Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes 	$0,45 f'_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> • En puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes 	$0,45 f'_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> • Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sobrecarga y la semisuma de la tensión efectiva de pretensado más las cargas permanentes 	$0,40 f'_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> • Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manipuleo 	$0,60 \phi_w f'_c$ (MPa)

Fuente: Tabla 5.9.4.2.1.-1, AASHTO LRFD - 2004.

Cuadro 3.2.8.2.1.-2. Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas.

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas	
	<ul style="list-style-type: none"> • Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas 	$0,50 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> • Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas • Para elementos con tendones de pretensado no adherentes 	$0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa) Tracción nula
Puentes construidos por segmentos	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida	
	<ul style="list-style-type: none"> • Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción longitudinal calculada a una tensión de $0,5f_y$; con tendones internos o tendones externos • Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones 	$0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa) Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones	
	<ul style="list-style-type: none"> • Tracción en la dirección transversal en la zona de tracción precomprimida 	$0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
	Tensiones en otras áreas	
<ul style="list-style-type: none"> • Para áreas sin armadura adherente • En áreas con armadura adherente suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f_y$, no mayor que 205 MPa 	Tracción nula $0,50 \sqrt{f'_c}$ (MPa)	

Fuente: Tabla 5.9.4.2.2.-1, AASHTO LRFD - 2004.

3.2.8.2.2. Armadura Activa (Acero para Pretensado).

Las diferentes normativas identifican una serie de tipos de armaduras activas. El código ACI-318 identifica tres tipos: Alambres redondos, Cable Trenzado o Torones y Varillas de Acero de Aleación.

Los aceros para pretensado, son aceros de alta resistencia a la tensión. Las principales características de estos aceros son:

- Comportamiento elástico ante esfuerzos relativamente altos.
- Su alto grado de ductilidad antes de fallar.
- Tienen buena adherencia.
- Buena resistencia a la fatiga y a la corrosión.

En dicha norma se denomina "Tendón" a la unidad de armadura para efectos de cálculo; esto es; al conjunto de armaduras de pretensado que se alojan en un mismo conducto.

Los alambres y los cables trenzados tienen una resistencia a la tensión de más o menos 18960 Kg/cm², en tanto que la resistencia de las varillas de aleación está entre los 10200 y 11250 Kg/cm² dependiendo del grado.

En ausencia de datos más precisos, el módulo de elasticidad de los aceros de pretensado, se tomarán como: $E_p = 197.000 \text{ MPa}$, y para barras: $E_p = 207.000 \text{ MPa}$.

Como se menciona en el punto 3.8.1.10.4.2 del presente proyecto, las armaduras activas pueden ser postensadas o pretensadas. Para armaduras postensadas se usa generalmente Torones y para armaduras pretensadas son usados generalmente los alambres y las barras para pretensado.

3.2.8.2.2.1. Alambres Redondos.

Los alambres redondos se fabrican en forma tal que cumplan con los requerimientos de las especificaciones ASTM A421. Los tendones están compuestos normalmente por grupos de alambres, dependiendo el número de alambres de cada grupo del sistema particular usado y de la magnitud de la fuerza pretensora requerida.

3.2.8.2.2.2. Cable Trenzado o Torones.

El torón es fabricado con siete alambres, 6 firmemente torcidos alrededor de un séptimo de diámetro ligeramente mayor. El paso de la espiral de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable, teniendo una resistencia a la ruptura garantizada de 17.590,00 kg/cm² conocido como grado 250K. Existe un acero más resistente conocido como grado 270K, con una resistencia mínima a la ruptura de 270 Ksi o 18.960,00 Kg/cm². Para los torones se usa

el mismo tipo de alambres relevados de esfuerzo y estirados en frío que los que se usan para los alambres individuales de preesfuerzo. Sin embargo, las propiedades mecánicas se evidencian ligeramente diferentes debido a la tendencia de los alambres torcidos a enderezarse cuando se les sujeta a tensión, debido a que el eje de los alambres no coincide con la dirección de la tensión.

Cuadro 3.2.8.2.2.-1. Propiedades del torón de 7 alambres sin revestimiento.

Diámetro Nominal	Resistencia a la ruptura		Área Nominal del Torón		Carga mínima para una elongación de 1%		
	pulg	mm	Lb	KN	pulg ²	mm ²	Lb
GRADO 250 (1725 MPa.)							
0.250	6.35	9000	40.0	0.036	23.22	7,65	34.0
0.313	7.94	14,5	64.5	0.058	37.42	12,3	54.7
0.375	9.53	20	89.0	0.080	51.61	17	75.6
0.438	11.11	27	120.1	0.108	69.68	23	102.3
0.500	12.70	36	160.1	0.144	92.90	30,6	136.2
0.600	15.24	54	240.2	0.216	139.35	45,9	204.2
GRADO 270 (1860 MPa.)							
0.375	9.53	23	102.3	0.085	54.84	19,55	87.0
0.438	11.11	31	137.9	0.115	74.19	26,55	117.2
0.500	12.7	41,3	183.7	0.153	98.71	35,1	156.1
0.600	15.24	58,6	260.7	0.217	140.00	49,8	221.5

Fuente: Nilson Arthur - Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado.

3.2.8.2.2.3. Varillas de Acero de Aleación.

En el caso de varillas de aleación de acero, la alta resistencia que se necesita se obtiene mediante la introducción de ciertos elementos de ligazón, principalmente manganeso, silicón y cromo durante la fabricación de acero. Adicionalmente se efectúa trabajo en frío en las varillas al fabricar estas para incrementar aún más su resistencia. Las varillas de acero de aleación se consiguen en diámetros que varían de ½ pulgada hasta 13/8 de pulgada.

3.2.8.2.2.4. Esfuerzos Admisibles en el Acero de Preesfuerzo.

Los Esfuerzos Admisibles permitidos por el Código ACI en alambres, Torones o barras de preesfuerzo dependen del estado de aplicación de las cargas. Cuando la fuerza de los gatos se aplica por primera vez, se permite un esfuerzo de 0.80 fpu, o 0.94 fpy, el que sea menor, donde fpu, es la resistencia última del acero y fpy es la resistencia de fluencia. Inmediatamente después de la transferencia de la fuerza de preesfuerzo al hormigón, el esfuerzo permitido es 0.74fpu, o 0.82 fpy, el que sea menor (excepto en los anclajes de

postensado donde el esfuerzo se limita a $0.70f_{pu}$. La justificación para permitir un esfuerzo admisible mayor durante la operación de tensionamiento es que el esfuerzo en el acero se conoce con bastante precisión en este estado. La presión hidráulica en los gatos y la deformación total en el acero son cantidades que se miden fácilmente. Además, si un tendón deficiente se rompe en forma accidental, puede reemplazarse sin problemas.

Los valores más bajos de esfuerzos admisibles son aplicables después de que ocurre el acortamiento elástico del hormigón, las pérdidas por fricción y los deslizamientos en los anclajes, estado en el que se aplican las cargas de servicio. El esfuerzo en el acero se reduce un poco más durante la vida del elemento por la retracción de fraguado y el flujo plástico en el hormigón, y por la relajación en el acero.

3.2.8.2.3. Armadura Pasiva (Acero de Refuerzo).

Se denominan así a las armaduras no sometidas a tensión, previa y son iguales a las habitualmente usadas en Hormigón Armado.

Los detalles de armado establecidos en la norma AASHTO LRFD 2004 son consistentes con los establecidos en la norma ACI-318 como lo establece el mismo código AASHTO en el apartado 5.10.2.1.

Es comúnmente usado en estructuras de hormigón pretensado como refuerzo para corte, como acero suplementario de refuerzo en regiones de alto esfuerzo y deformación local. En estructuras parcialmente pretensadas contribuye a la resistencia del momento residual luego de determinada el área de pretensado.

El uso del acero de refuerzo ordinario es muy útil para:

- Aumentar ductilidad
- Aumentar resistencia
- Resistir esfuerzos de tensión y compresión
- Resistir cortante
- Resistir torsión
- Restringir agrietamiento
- Reducir deformaciones a largo plazo
- Confinar el hormigón.

Tanto para miembros postensados como pretensados a menudo es conveniente incrementar la resistencia a la flexión de vigas preesforzadas empleando varillas de refuerzo longitudinales suplementarias

El módulo de elasticidad del acero de las armaduras de refuerzo, se deberá asumir igual a 200.000 MPa.

3.2.8.2.4. Conductos Longitudinales que Contienen las Armaduras. (Vainas)

Las vainas pueden ser lisas pero es mucho más ventajoso emplear modelos que presenten nervaduras anulares. Tales nervaduras aumentan grandemente su rigidez transversal, reduciendo el riesgo de aplastamiento total o parcial de la vaina. En la actualidad se puede usar alternativamente vainas de PVC u otro material sintético, éstas son recomendables principalmente en ambientes corrosivos; sin embargo, siguen siendo las metálicas las más utilizadas por sus características adherentes y mejor comportamiento frente al hormigón circundante.

El código AASHTO LRFD 2004 para puentes, afirma que el diámetro interior de las vainas deberá ser para tendones compuestos por múltiples barras o cables, el área interior de la vaina deberá ser como mínimo 2,0 veces el área neta del acero de pretensado, para el método de enhebrado, el área de la vaina deberá ser como mínimo 2,5 veces la sección neta del acero de pretensado.

Las características que deben tener las vainas son las siguientes:

Estanqueidad durante el hormigonado y la inyección.

Flexibilidad que les permita adaptarse fácilmente al trazado definido en el proyecto.

Posibilidad de efectuar con facilidad empalmes, de manera que se pueda alcanzar cualquier longitud.

Resistencia al aplastamiento, golpes, vibrado y casos similares.

3.2.8.2.5. Anclajes.

El anclaje tendrá la función de transferir al hormigón las fuerzas de pretensado, y de preservar el estado tensional de las armaduras activas, logrando así mantener el estado de pretensado a lo largo de la vida útil de la pieza.

Fundamentalmente se puede distinguir dos tipos de anclaje:

Anclajes pasivos.- Son los que se sitúan en los extremos de los tendones por los cuales no se efectúa el tesado. Pueden ser accesibles según se realice el hormigonado del anclaje después o antes de tesar el tendón, respectivamente.

Anclajes Activos.- Son los que se sitúan en los extremos de los tendones por los cuales se efectúa el tesado. Los tipos más corrientes son los de cuñas, cabezas recaladas, rosca, etc.

3.2.8.2.6. Inyección.

La inyección es la operación consistente en rellenar los conductos de pretensado con un producto adecuado para proteger las armaduras activas contra la corrosión. Salvo en el caso de productos de inyección no adherentes, esta operación sirve además para asegurar la adherencia de dichas armaduras al hormigón de la pieza.

En generalmente los componentes usados para la inyección son agua, cemento (lechada de cemento) y en su caso aditivos.

Las cualidades generales que la inyección deberá tener son las siguientes:

- Ser suficientemente fluida en el momento de la operación.
- Tener al mismo tiempo, la consistencia necesaria y presentar la menor retracción posible.
- Alcanzar, tras su endurecimiento, alta resistencia mecánica, necesaria para la adherencia.
- No contener ningún producto susceptible a corroer las armaduras.

3.2.9. Diseño Estructural

3.2.9.1. Superestructura

3.2.9.1.1. Baranda para peatones

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

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

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

3.2.9.1.1.1. Pasamanos

Como sobrecarga de diseño para los pasamanos se debe tomar en cuenta $w=0,73$ N/mm, además cada elemento debe estar diseñado para una carga concentrada de 890 N la cual deberá actuar simultáneamente con las ya mencionadas en cualquier punto y dirección de la parte superior del elemento.

3.2.9.1.1.2. Postes

Como sobrecarga de diseño para los postes se debe tomar el valor de la sobrecarga concentrada de diseño P_{LL} , en N a:

$$P_{LL} = 890 + 0.73 * L$$

3.2.9.1.2. Acera

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

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

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

3° Caso: Carga vehicular sobre el voladizo, especificada en el artículo 3.6.1 de la norma AASHTO LRFD. Estado Límite correspondiente a Resistencia.

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

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

Fajas equivalentes, para elementos con armadura principal perpendicular al tráfico:

Cuadro 3.2.9.1.2.-1 Fajas Equivalentes.

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

Fuente: Tabla 4.6.2.1.3.-1, AASHTO LRFD - 2004.

Dónde:

X = distancia entre la carga y el punto de apoyo en “mm”.

+M = Momento Positivo.

-M = Momento Negativo.

S = Separación de los elementos de apoyo en “mm”.

3.2.9.1.3. Bordillo

Están destinados a delimitar el ancho libre de la calzada y su misión es la de evitar que los vehículos suban a las aceras que van destinadas al paso peatonal. Se debe tomar en cuenta el caso extremo en el que un vehículo colisione con el bordillo y suba a la acera.

3.2.9.1.4. Tablero (Losa)

Es la parte estructural que queda a nivel de subrasante y que transmite tanto cargas como sobrecargas a las vigas principales.

El tablero es preferentemente construido de Hormigón Armado cuando se trata de luces menores, sobre el tablero y para dar continuidad a la rasante de la vía viene la capa de rodadura, que en el caso de los puentes se constituye en la carpeta de desgaste que en su momento deberá ser repuesta.

La altura mínima de un tablero de hormigón según el artículo 9.7.1.1. de la norma AASHTO LRFD-2004, deberá ser mayor o igual que 175 mm.

Recubrimientos mínimos para losas:

Cuadro 3.2.9.1.4.-1 Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas.

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO (mm)
Exposición directa al agua salada	100
Hormigonado contra el suelo	75
Ubicaciones costeras	75
Exposición a sales anticongelantes	60
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60
Otras situaciones exteriores	50
Otras situaciones interiores	
• Hasta barras No. 36	40
• Barras No. 43 y No. 57	50
Fondo de losas hormigonadas in situ	
• Hasta barras No. 36	25
• Barras No. 43 y No. 57	50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de hormigón armado	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	75
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	50
Pilares hormigonados in situ	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	
- En general	75
- Armadura protegida	75
• Cáscaras	50
• Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada	75

Fuente: Tabla 5.12.3.-1, AASHTO LRFD - 2004.

3.2.9.1.4.1. Losa exterior

La losa exterior, es la losa que se encuentra entre la viga exterior y la acera peatonal, actuando la misma como un voladizo que soporta cargas propias de los elementos (bordillo, acera, baranda, losa y capa de rodadura) y cargas vivas peatonales y vehiculares.

3.2.9.1.4.2. Losa interior

La losa interior, es la losa que se encuentra entre dos vigas principales, en la cual se generan momentos positivos y negativos.

3.2.9.1.5. Viga de Hormigón Pretensado con Armaduras Postesas

3.2.9.1.5.1. Sección transversal

La sección transversal se puede pre dimensionar utilizando gráficos de secciones I o secciones cajón dependiendo de la longitud de desarrollo de la viga longitudinal, siendo las mismas secciones eficientes y esbeltas.

3.2.9.1.5.2. Propiedades Geométricas

Las propiedades geométricas de la viga se determinarán para dos etapas diferentes de tiempo que son:

- Sección en tiempo “0”, que es el momento en el que la viga recibe solo la carga de su peso propio.
- Sección en tiempo “∞”, que es el momento en el que la viga o vigas reciben la carga total de los elementos de la superestructura y la carga viva de los vehículos y peatones que atraviesan el puente.

3.2.9.1.5.3. Estimación de la Fuerza de Presforzado inicial

La fuerza de presforzado es calculada con las siguientes inecuaciones:

- **Tiempo inicial:**

$$t = 0$$

$$f_{10} = -\frac{M_0 * c_{10}}{I_0} + \frac{P_0 * e_0 * c_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq 0.8 * \sqrt{f'_{ci}}$$

$$f_{20} = +\frac{M_0 * c_{20}}{I_0} - \frac{P_0 * e_0 * c_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq -0.6 * f'_{ci}$$

- **Tiempo infinito:**

$$t = \infty$$

$$f_{1\infty} = -\frac{M_T * c_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{\eta * P_0 * e_\infty * c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta * P_0}{A_\infty} \geq -0.45 * f'_{ci}$$

$$f_{2\infty} = +\frac{M_T * c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta * P_0 * e_\infty * c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta * P_0}{A_\infty} \geq 1.6 * \sqrt{f'_{ci}}$$

Dónde:

M_0 = Momento inicial, debido al peso propio de la viga.

M_T = Momento total debido a todas las cargas vivas y muertas que actúan en la estructura.

c_1 = Distancia del centro de gravedad de la sección a las fibra superior comprimida.

c_2 = Distancia del centro de gravedad de la sección a las fibra inferior traccionada.

e = Excentricidad máxima correspondiente a la distancia en el lugar de máximo momento flector.

P_0 = Fuerza de pretensado inicial

I_0 = Inercia inicial de la sección en el centro de gravedad de la pieza

I_∞ = Inercia en tiempo “ ∞ ” de la sección compuesta en el centro de gravedad de la misma.

η = Eficiencia (asumiendo 75%).

A_0 = Área de la sección en tiempo “0”.

A_∞ = Área de la sección compuesta en tiempo “ ∞ ”.

f'_{ci} = Resistencia característica del hormigón el día del tesado ($>245 \text{ Kg/cm}^2$). Suponiendo que se tesará a los 7 días después del hormigonado.

f_c = Resistencia característica del hormigón a los 28 días.

3.2.9.1.5.4. Curvatura del cable

Para la curvatura del cable se debe de graficar las excentricidades de la fuerza de pretensado en los diferentes periodos de tiempo y se debe elegir una trayectoria óptima para que los cables de pretensado ejerzan la fuerza necesaria en la viga, y así obtenga la rigidez requerida por el cálculo.

3.2.9.1.5.5. Pérdidas de Preesforzado

La falta de éxito experimentada en los primeros intentos para presforzar el concreto se debió, en la mayoría de los casos, a la falla en la apreciación de la importancia en las pérdidas parciales inevitables de la fuerza pretensora.

Las pérdidas en la fuerza pretensora se pueden agrupar en dos categorías: aquellas que ocurren inmediatamente en la construcción del miembro (Pérdidas Instantáneas), y aquellas que ocurren a través de un periodo extenso de tiempo (Pérdidas Diferidas).

3.2.9.1.5.5.1. Pérdidas Instantáneas

Las pérdidas instantáneas son las siguientes:

➤ Pérdida por fricción

En los miembros postesados, por lo general los tendones se anclan en un extremo y se estiran mediante gatos desde el otro. A medida en que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla la fuerza friccionante, con el resultado de que la tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el gato.

La pérdida total por fricción es la suma de la fricción por deformación no intencional del ducto, y la fricción debida a la curvatura intencional del ducto.

Cuadro 3.2.9.1.5.5.1.-1. Coeficientes de fricción para tendones de postensado.

Tipo de acero	Tipo de vaina	K	μ
Alambres o cables	Vaina rígida y semirrígida de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,15 - 0,25
	Polietileno	$6,6 \times 10^{-7}$	0,23
	Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos	$6,6 \times 10^{-7}$	0,25
Barras de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,30

Fuente: Tabla 5.9.5.2.2b-1, AASHTO LRFD - 2004.

La pérdida de Presforzado por fricción se calcula mediante la fórmula:

$$P_x = P_o e^{(kl_x + \mu\alpha)}$$

De acuerdo con el código ACI, si $kl_x + \mu\alpha < 0.3$ se puede calcular la pérdida mediante la aproximación de:

$$\Delta P_{fr} = P_o (1 + Klx + \mu\alpha)^{-1}$$

Y la pérdida de esfuerzo debido a la fricción por curvatura se encuentra dividiendo la perdida de preesforzado entre el Área del Tendón, se obtiene:

$$\Delta f_{fr} = f_{pi} (1 - e^{-(Klx + \mu\alpha)}) ; f_{pi} = \frac{P_i}{A_{acero.total}}$$

Dónde:

P_i = Fuerza de Pre esforzado inicial

α = cambio angular del tendón desde el extremo del gato hasta en punto “x” (rad.).

K = Coeficiente de fricción ante desviaciones accidentales.

μ = Coeficiente de fricción entre torón y vaina.

lx = Distancia al lugar donde se desea encontrar la pérdida en este caso a centro luz.

➤ **Pérdida por deslizamiento de anclajes (Acuñaamiento)**

En los miembros postesados, cuando se libera la fuerza del gato, la tensión del acero se transfiere al concreto mediante anclajes de uno u otro tipo. Existe inevitablemente una pequeña cantidad de deslizamiento en los anclajes después de la transferencia, en medida de que las cuñas se acomodan dentro de los tendones, o a medida de que se deforma el dispositivo de anclaje.

La pérdida por acuñaamiento se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\Delta f_{pA} = \frac{2 * E_s * \Delta L}{x} - 2 * \Delta f_{fr}$$

Donde:

$$x = \sqrt{\frac{E_s * \Delta L * L/2}{\Delta f_{fr}}}$$

Dónde:

ΔL = Penetración de cuñas (recomendado por el sistema de pretensado elegido).

x = Distancia de acuñaamiento (mm).

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

➤ **Pérdida por acortamiento elástico**

Cuando la fuerza pretensora se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el concreto a medida en que éste se comprime. En miembros pretensados, en los cuales el tendón se encuentra adherido al concreto en el momento de la transferencia, el cambio en la deformación del acero es el mismo que el de la deformación de compresión del concreto al nivel del centroide del acero. Para miembros postesados en los que se tesa todos los tendones al mismo tiempo existe una compensación automática para las pérdidas por acortamiento elástico.

La pérdida por acortamiento elástico se calcula mediante la siguiente formula:

$$\Delta f_{es} = \left(\frac{N - 1}{2N} \right) \frac{E_s}{E_c} f_{cgp} \quad : \quad f_{cgp} = - \frac{P_o}{A_c} \left(1 + \frac{e_o^2}{I_o} \right) + \frac{M_o e_o}{I_o}$$

Dónde:

E_c = Módulo de elasticidad del concreto.

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

f_{cgp} = Sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado después del tesado y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento.

M_o = Momento debido al peso propio del miembro.

A_c = Área de la sección de concreto.

e_o = Excentricidad del centroide del acero con respecto al centroide del concreto.

r_o = Radio de giro de la sección de concreto.

I_o = Momento de inercia de la sección de concreto.

3.2.9.1.5.5.2. Pérdidas Diferidas

Las pérdidas diferidas son:

- **Pérdida por fluencia lenta del hormigón, contracción del hormigón y relajación del acero.**

Para vigas I.

$$CR + SH + R = 230 \left[1 - 0.15 \frac{f_c - 41}{41} \right] + 41 * PPR - 41$$

Donde:

$PPR = 1$ por ser pretensado total.

Para cables de baja relajación se debe reducir en 41 N/mm^2 , en el caso de vigas de sección rectangular, losas macizas y vigas I.

3.2.9.1.5.6. Diseño a Cortante

Cortante que resiste el concreto (V_c)

En elementos preesforzados se presentan dos tipos de agrietamiento inclinado:

- **Agrietamiento por cortante a flexión (V_{ci})**

La fisura de cortante por flexión se desarrolla cuando el esfuerzo combinado de cortante y tracción excede la resistencia a tracción del concreto. Son comunes en vigas con fuerzas de preesfuerzo relativamente bajas.

Se puede estimar el cortante de agrietamiento por cortante a flexión por la siguiente fórmula:

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c}}{20} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \leq \frac{\sqrt{f_c}}{7} b_w d$$

Dónde:

V_d = Fuerza cortante en la sección debido a la carga muerta no mayorada.

V_i = Fuerza cortante mayorada en la sección, debido a cargas aplicadas externamente que se presentan simultáneamente con M_{max} .

M_{max} = Máximo momento mayorado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente.

M_{cre} = Momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a cargas aplicadas externamente.

- **Agrietamiento por cortante en el alma (V_{cw})**

Se desarrolla cuando los esfuerzos principales de tracción exceden la resistencia a tracción del concreto, se presentan a menudo en vigas de almas delgadas sometidas a altas fuerzas de preesfuerzo.

Se puede estimar el cortante de agrietamiento por cortante en el alma por la siguiente formula:

$$V_{cw} = 0,3(\sqrt{f'_c} + f_{pc})b_w d_p + V_p$$

Dónde:

f_{pc} = Esfuerzo de compresión en el concreto después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado, en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide está localizado dentro del ala.

V_p = Componente vertical de la fuerza efectiva de preesforzado (contracortante).

3.2.9.1.5.7. Armadura Longitudinal

La armadura longitudinal o pasiva, es la armadura que puede ser colocada por necesidad o constructivamente en la pieza.

Se puede calcular mediante la siguiente fórmula:

$$A_{st} = \frac{0,85 * f'_c * a * b}{f_{ps}}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{B_1} \left(\rho_p * \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (w - w') \right) \right)$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b * d_p} \quad ; \quad \rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$w = \frac{f_y}{f'_c} \rho \quad ; \quad w' = \frac{f_y}{f'_c} \rho$$

Como el valor de la armadura longitudinal a compresión es baja se desprecia y $w'=0$:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{B_1} \left(\rho_p * \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (w) \right) \right)$$

3.2.9.1.6. Diafragmas

Son vigas transversales a las vigas principales y sirven para su arriostramiento. En algunos casos pasan a ser vigas secundarias cuando van destinadas a transmitir cargas del tablero a las vigas principales.

Siempre son indicadas para distribuir las cargas, cuando existan más de dos vigas principales. El mejor efecto se obtiene con una viga transversal a “L/2”, pero dos vigas transversales en “L/3” son aproximadamente equivalentes.

3.2.9.2. Aparatos de apoyo

Sirven para transmitir a la infraestructura las reacciones verticales y horizontales producidas por las diferentes acciones y sollicitaciones. Debiendo responder lo más fielmente posible a las condiciones de vinculación establecidas en las hipótesis de cálculo.

Pueden clasificarse de la siguiente manera:

- Fijos que permiten rotación pero no desplazamiento.
- Móviles que permiten desplazamiento y rotación.
- Mixtos, constituidos por apoyos de goma llamados de neopreno y los más modernos denominados de neoflon de gran aplicación en la actualidad.

3.2.9.2.1. Aparatos de apoyo de neopreno

Denominados también elastoméricos, están constituidos por placas de goma dura intercaladas con planchas metálicas delgadas que dan como resultado apoyos que no son del todo móviles ni del todo fijos, tienen la ventaja de funcionar como fijos con relación a las deformaciones horizontales y como móviles con respecto a las deformaciones restantes.

Para su diseño se puede seguir el siguiente procedimiento:

Predimensionamiento.

$$\beta_{nm} = \frac{N}{A} \leq 10 \text{ MPa}$$

Dónde:

A = Superficie teórica de contacto entre placas (m²).

N = Carga vertical máxima en estado de servicio.

β_{nm} = Fatiga máxima admisible en compresión para el neopreno (10 Mpa).

$$A = \frac{N}{\beta_{nm}}$$

Un primer valor de la menor dimensión estará dado por:

$$a = \sqrt{A}$$

Se adopta un valor del espesor unitario “e” de las placas de neopreno de modo que satisfaga la condición:

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

Se puede establecer la fatiga máxima admisible con la siguiente expresión:

$$\beta_n \leq 0.6 * \frac{a}{e} < 13.2 \text{ Mpa}$$

Área requerida:

$$A_{\text{req.}} = \frac{N}{\beta_{nm}}$$

Dimensión “b” de la placa:

$$b = \frac{A_{\text{req.}}}{a}$$

Cuidando que se cumpla $a \leq b$

La fatiga media en el aparato de apoyo será:

$$\beta_m = \frac{N}{a * b}$$

Se calcula la distorsión cuya expresión es:

$$\mu = \frac{H}{a * b * G}$$

Dónde:

H = Carga horizontal máxima debido a esfuerzos instantáneos (Frenado, viento, etc).

Por distorsión se deben cumplir las siguientes limitaciones: Si H corresponde a influencias permanentes (retracción, deformación lenta, etc.) la distorsión no deberá ser mayor que 0,7.

Si H corresponde a esfuerzos instantáneos (frenado, viento, etc.) la limitación es que la distorsión no será mayor que 1.2.

G = Modulo de elasticidad transversal del neopreno, que varía entre 0,8 - 1 Mpa.

μ = Distorsión debida a frenado, viento, etc (debe ser ≤ 1.2)

La deformación horizontal máxima “d” se la establece por las condiciones estáticas de la superestructura.

Altura total de las placas de neopreno:

$$h = \frac{d}{\mu}$$

Debiéndose redondear para que se cumpla:

$$h = n * e$$

La rotación de la placa es:

$$\Omega = 3.3 * \left(\frac{e}{a}\right)^3 * \beta_n$$

Siendo la rotación máxima para todo el apoyo de:

$$\Omega_{\max} = n * \Omega$$

El coeficiente de rozamiento entre la cara de la viga y la superficie del neopreno debe ser tal que:

$$\frac{H}{N} < 0.4$$

Verificación de deformación vertical del neopreno (compresibilidad).

$$E_n = \phi * G * \left(\frac{a}{e}\right)^2$$

Dónde:

E_n = Módulo de elasticidad del neopreno

ϕ = Coeficiente que varía según la forma del apoyo, rectangular “0.75”, para placas cuadradas “0.5”.

Tensión a tracción de las planchas de acero que van intercaladas entre las placas de neopreno.

$$\beta_s = 0.75 * \frac{e}{s} * \beta_m < 140 \text{ Mpa}$$

Dónde:

s = Espesor de una de las placas de acero.

β_s = Fatiga de tracción en la placa de acero.

3.2.9.3. Infraestructura (Cimentaciones)

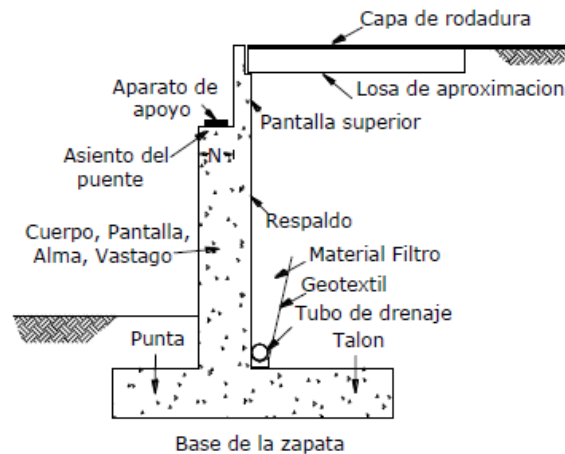
3.2.9.3.1. Estribos

A diferencia de las pilas los estribos reciben además de la superestructura el empuje de las tierras de los terraplenes de acceso al puente, en consecuencia trabajan también como muros de contención.

Están constituidos por el coronamiento, la elevación y su fundación con la característica de que llevan aleros tanto aguas arriba como abajo, para proteger el terraplén de acceso.

Al diseñar muros de retención, se debe suponer algunas dimensiones, lo que se llama proporcionamiento o dimensionamiento, lo que nos permite revisar las secciones de prueba por estabilidad.

Figura 3.2.9.3.1.-1. Componentes de un Estribo.



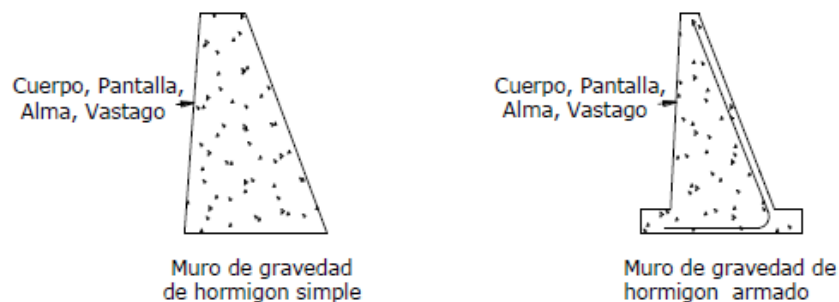
Fuente: Apoyo didáctico en la asignatura de puentes (Cochabamba-Bolivia).

3.2.9.3.1.1. Tipos de estribos

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

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

Figura 3.2.9.3.1.1.-1. Estribo Tipo Gravedad.

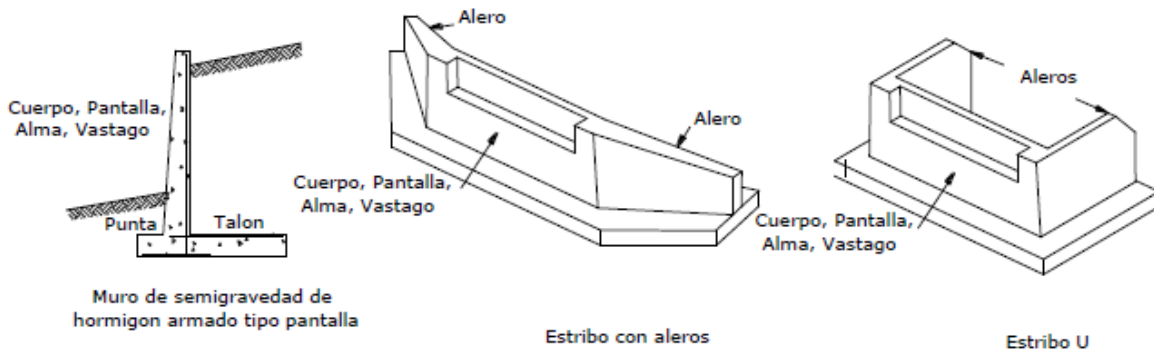


Fuente: Apoyo didáctico en la asignatura de puentes (Cochabamba-Bolivia).

Estribo tipo semigravedad en voladizo.- Este estribo también conocido como estribo tipo pantalla consiste en una alma, cuerpo o vástago de hormigón y una losa base de hormigón,

siendo ambos elementos relativamente esbeltos y totalmente armados para resistir los momentos y cortantes a los cuales están sujetos. Estos estribos pueden tener alas o aleros para retener el terraplén de la carretera. En la Figura, podemos observar un estribo con las alas perpendiculares al asiento del puente, este es conocido como estribo U.

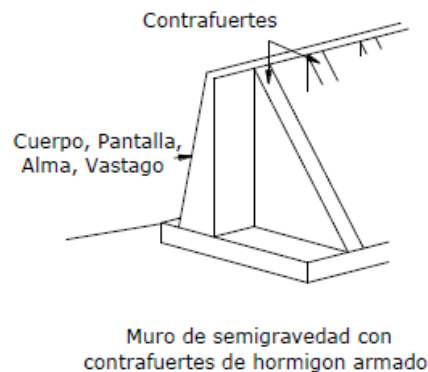
Figura 3.2.9.3.1.1.-2. Estribo Semigravedad en Voladizo.



Fuente: Apoyo didáctico en la asignatura de puentes (Cochabamba-Bolivia).

Estribo con contrafuertes.- Este estribo consiste en una delgada losa de hormigón (generalmente vertical) que sirve como paramento, soportada del lado interno mediante losas o contrafuertes verticales que forman ángulos rectos respecto del paramento. Tanto el paramento como los contrafuertes están conectados a una losa de base, y el espacio por encima de la losa de base y entre los contrafuertes se rellena con suelo. Todas las losas están totalmente armadas.

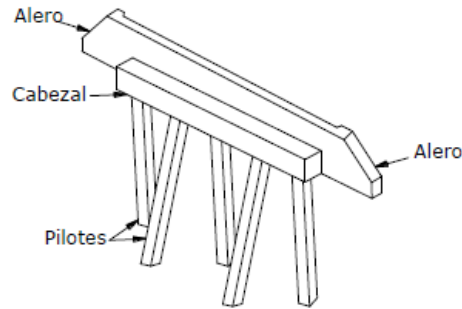
Figura 3.2.9.3.1.1.-3. Estribo con Contrafuertes.



Fuente: Apoyo didáctico en la asignatura de puentes (Cochabamba-Bolivia).

Estribo de caballete sobre pilotes con aleros cortos.- En este estribo los asientos del puente se apoyan sobre una viga la cual es soportada por una fila de pilotes.

Figura 3.2.9.3.1.1.-4. Estribo de Caballete.



Fuente: Apoyo didáctico en la asignatura de puentes (Cochabamba-Bolivia).

3.2.9.3.1.2. Selección del estribo

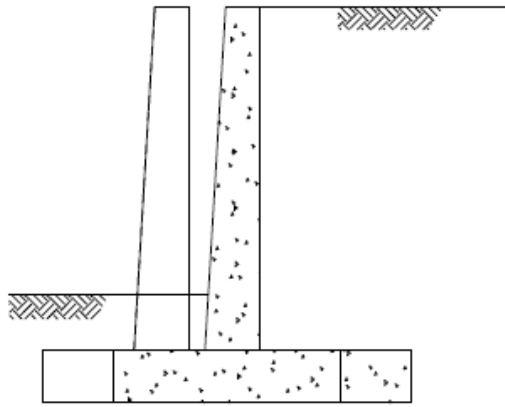
El procedimiento para seleccionar el tipo más apropiado de estribo se puede basar en las siguientes consideraciones:

1. Costo de construcción y mantenimiento.
2. Situación del movimiento de tierra, corte o relleno.
3. Tráfico durante la construcción.
4. Periodo de construcción.
5. Seguridad de los trabajadores.
6. Disponibilidad del costo del material de relleno.
7. Profundidad de la superestructura.
8. Medidas del estribo.
9. Área de excavación.
10. Estética con las estructuras adyacentes.
11. Experiencias previas con el tipo de estribo.

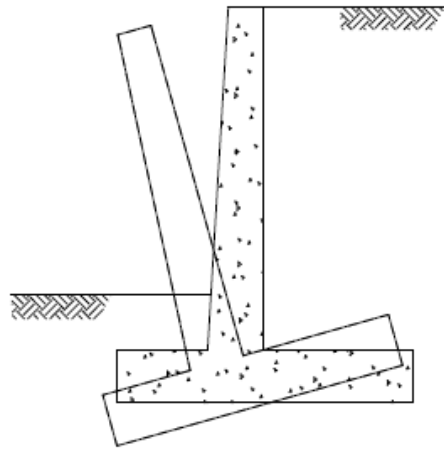
3.2.9.3.1.3. Requisitos de diseño para estribos

Modos de falla para estribos.- los estribos están sujetos a varios estados límites o tipos de falla como es ilustrado en la Figura 7.7, la falla puede ocurrir dentro el suelo o en los elementos estructurales. La falla por deslizamiento ocurre cuando la presión lateral de tierra ejercida sobre el estribo excede la capacidad de fricción de la fundación. Si la presión de apoyo es mayor que la presión del suelo, entonces ocurre una falla por capacidad de apoyo en la base, la falla por cortante ocurre en suelos arcillosos. La falla estructural también debe ser revisada

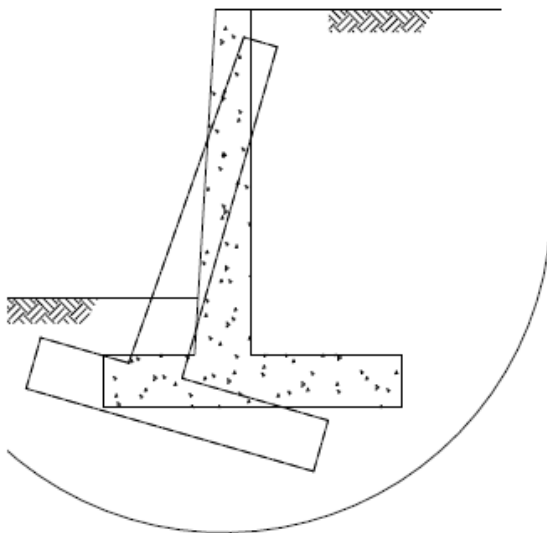
Figura 3.2.9.3.1.3.-1. Falla del Estribo.



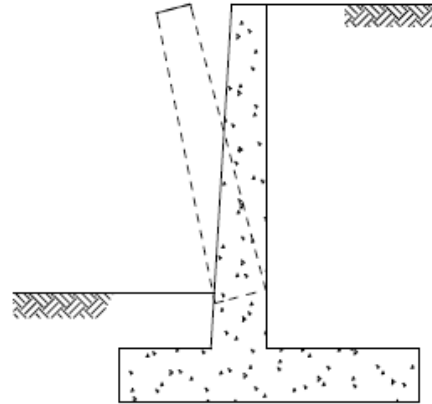
Falla por deslizamiento



Falla por capacidad de apoyo y vuelco



Falla por estabilidad global



Falla estructural

Fuente: Apoyo didáctico en la asignatura de puentes (Cochabamba-Bolivia).

3.2.9.3.1.4. Procedimientos de diseño para estribos.

Paso 1.- Seleccionar las dimensiones del muro.

Paso 2.- Determinar las cargas y las presiones de tierra.

Paso 3.- Calcular las fuerzas de reacción en la base

Paso 4.- Revisar los criterios de seguridad y estabilidad.

a) Ubicación de la componente normal de la reacción

La localización de la resultante en la base (revisión al volteo o vuelco), se determina equilibrando los momentos. El criterio para la localización de la resultante es que ésta deba

caer dentro del medio central de la base para fundaciones en suelo, y dentro los tres cuartos centrales de la base para fundaciones en roca. Este criterio reemplaza la revisión de la relación de momentos estabilizantes sobre momentos de vuelco.

$$e \leq \frac{B}{4} \quad \text{Para fundación en suelo} \quad e \leq \frac{3B}{8} \quad \text{Para fundación en roca}$$

Donde:

e = excentricidad de la resultante, con respecto a la línea central de la base.

B = base de la fundación.

b) Capacidad de apoyo en la base

La seguridad del estribo frente a la falla por capacidad de carga en la base se obtiene aplicando los factores de resistencia a la capacidad de apoyo última.

- Si el muro es soportado por una fundación en suelo:

La tensión vertical se deberá calcular suponiendo una presión uniformemente distribuida sobre el área de una base efectiva como se ilustra en la Figura 7.9a.

La tensión vertical se deberá calcular de la siguiente manera:

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

Donde:

$\sum V$ = Sumatoria de fuerzas verticales

- Si el muro es soportado por una fundación en roca:

La tensión vertical se deberá calcular suponiendo una presión distribuida linealmente sobre el área de una base efectiva como se ilustra en Figura 7.9b. si la resultante cae dentro del tercio central de la base:

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

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

Si la resultante cae fuera del tercio central de la base:

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

$$\sigma_{vmin} = 0$$

c) Seguridad frente al deslizamiento

La seguridad frente al deslizamiento (falla por resbalamiento).

La resistencia mayorada se tomará como:

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_r Q_r$$

Donde:

ϕ_r = factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación especificado en la Tabla

Q_r = resistencia nominal al corte entre el suelo y la fundación (N)

Si el suelo debajo de la zapata es no cohesivo:

$$Q_r = V \tan \delta$$

Para lo cual:

$\tan \delta = \tan \phi_f$ para hormigón colocado contra suelo

$\tan \delta = 0.8 \tan \phi_f$ para zapatas de hormigón prefabricado

Donde:

ϕ_f = ángulo de fricción interna del suelo (°)

V = esfuerzo vertical total (N)

Para zapatas apoyadas sobre arcilla la resistencia al resbalamiento se puede tomar como la cohesión de la arcilla.

Paso 5.- Revisar las dimensiones del muro y repetir los pasos 2-4 hasta satisfacer el criterio de estabilidad.

a) Asentamiento dentro los límites tolerables

b) Seguridad frente a la falla por cortante profunda.

Paso 6.- Si las dimensiones no llegan a ser razonables, se debe considerar el uso de pilotes.

CAPÍTULO IV: DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1. Reglamentos y Normas Base del Proyecto.

El proyecto adoptará como base para el diseño y calculo, las especificaciones de la Norma AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD 2004, así como también las especificaciones del reglamento ACI 318-2005 para el diseño de los elementos de Hormigón Armado y Hormigón Pretensado. Ya que ambos códigos tienen criterios comunes entre sí.

4.2. Materiales.

Los materiales considerados para el puente vehicular-peatonal de vigas de Hormigón Pretensado con armaduras postesas son el Hormigón Armado con resistencia característica de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, Hormigón Pretensado con resistencia característica de $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$, aceros de resistencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y resistencia de los cables para las vigas de hormigón pretensado de $f_{pu} = 18900 \text{ kg/cm}^2$.

4.3. Consideraciones generales.

Las características geométricas y la forma de la superestructura e infraestructura se definieron tomando en cuenta las especificaciones de las normas base del proyecto y la funcionalidad de la estructura.

4.3.1. Longitud.

La longitud del puente se determinó en función al análisis de alternativas planteadas en el anterior capítulo, el mismo es de $L = 22.50 \text{ m}$. La estructura está compuesta de un tramo simplemente apoyado de 22.00 m de luz entre estribos

4.3.2. Ancho de calzada.

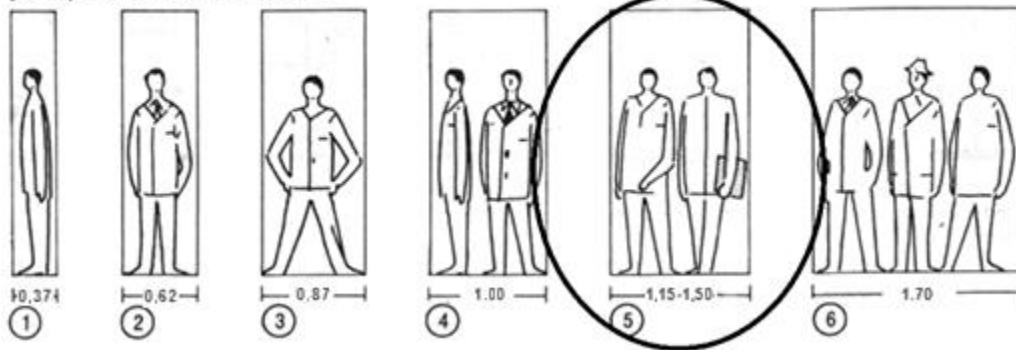
Se adoptó un ancho de calzada de 7.3 m que corresponde a dos vías de tráfico igual, el mismo permite una velocidad directriz racional con la que los vehículos no necesitan desacelerar a su paso por el puente.

4.3.3. Ancho de la Acera.

Se adoptará un ancho de acera de $1,45 \text{ m}$, para que puedan transitar dos personas cómodamente, con una altura de losa de 15 cm y una altura de bordillo de 45 cm .

Figura 4.3.3.-1 Espacio necesario para tránsito de personas.

DIMENSIONES Y ESPACIO NECESARIO para personas en movimiento



Fuente: Arte de Proyectar en Arquitectura, Ernst Neufert.

4.3.4. Accesos.

Los accesos del puente son de mucha importancia, ya que los mismos determinarán la funcionalidad de la estructura. Se dispuso de accesos que permiten la circulación de vehículos y peatones a través del puente. Ya que se trata de un puente urbano los mismos tienen una pendiente máxima del 7%, con longitudes que están condicionadas por la altura de rasante de la calzada del puente.

Ambos accesos están dispuestos de manera que dan a la estructura la forma de T, permitiendo que los peatones puedan acceder fácilmente a la pasarela desde dos direcciones y descender de la misma con facilidad.

4.3.5. Determinación del número y la separación de las vigas.

Debido a que la norma AASHTO LRFD no especifica claramente la separación entre vigas de las secciones habituales, salvo el cumplimiento del rango de aplicabilidad de los factores de distribución de momento y corte que involucran la geometría del puente. Se realizó un análisis estático para la determinación de la separación de los nervios utilizando los factores de carga presentados en el libro de puentes de H. Belmonte.

Para el diseño de las losas, actuantes las cargas se distribuyen en lo que se llama ancho de distribución, para considerar esta influencia se tiene para las vigas interiores las denominadas fracciones de carga, que son coeficientes en función de la separación “S” entre ejes de vigas.

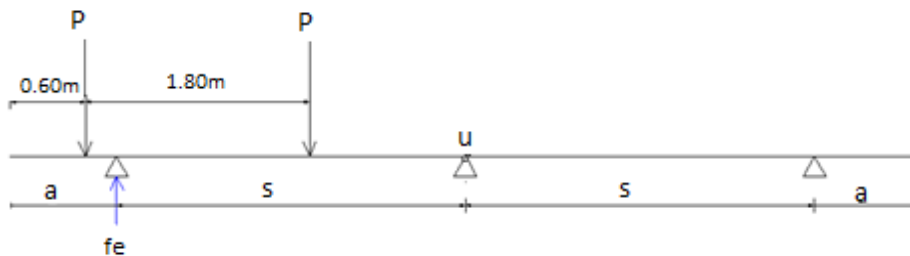
Cuadro 4.3.5.-1. Fracción de carga para vigas interiores.

CLASES DE PISO	Una Faja de Tráfico	Dos o más Fajas de Tráfico
Madera		
Tablones	0.820 * s	0.875 * s
Tablas de canto de 0.10 m.	0.730 * s	0.820 * s
Tablas de canto > = 0.15 m.	0.656 * s	0.772 * s
	Si s > 1.5 m. ver nota 1.	Si s > 2 m. ver nota 1.
Hormigón Armado		
Sobre Vigas I de acero o de hormigón prefabricado.	0.469 * s Si s > 3.05 m. ver nota 1.	0.596 * s Si s > 4.26 m. ver nota 1.
Sobre Vigas T de hormigón	0.505 * s Si s > 1.83 m. ver nota 1.	0.547 * s Si s > 3.05 m. ver nota 1.
Vigas de sección cajón	0.410 * s Si s > 3.6 m. ver nota 2.	0.469 * s Si s > 4.9 m. ver nota 2.
Sobre vigas de madera	0.547 * s Si s > 1.83 m. ver nota 1.	0.656 * s Si s > 3.05 m. ver nota 1.
Parrilla metálica		
Espesor menor a 0.1 m.	0.730 * s	0.820 * s
Espesor de 0.1 m. ó más	0.547 * s Si s > 1.8 m. ver nota 1.	0.656 * s Si s > 3.2 m. ver nota 1.

Fuente: Puentes, Hugo E. Belmonte Gonzáles.

$$f_e = f_i = 0.596 * S$$

Para las vigas exteriores se asume que la losa actúa simplemente apoyada sobre la viga inmediata interior, y se debe ubicar el camión tipo a una distancia de 0,6 m del bordillo y se aplican cargas unitarias a las ruedas, la fracción de carga será la reacción isostática en el apoyo exterior.



$$\sum M_U = f_e * S - 1(a + S - 0.60) - 1(a + S - 0.60 - 1.80)$$

$$f_e = \frac{2 * (s + a - 2.4) + 1.8}{s}$$

$$2a + 2S = 7.30$$

Remplazando las formulas y resolviendo las ecuaciones tenemos que:

$$S = 2.65 \text{ m ; } a = 1.00 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$f_i = 1.6226$$

$$f_e = 1.6226$$

Fracción de carga por rueda:

$$f_c = \frac{1.6226}{2} \Rightarrow f_c = 0.81$$

Rango de aplicabilidad de los factores de distribución de momento para la viga exterior:

$$-300 \leq de \leq 1700$$

Es decir que el vuelo máximo que permite para la viga exterior es la mitad de la separación entre nervios interiores. Dando cumplimiento a las restricciones descritas se determinó la siguiente separación entre vigas y vuelo.

$$S = 2.65 \text{ m ; } a = 1.00 \text{ m}$$

4.4. Estudios de Ingeniería Básica.

4.4.1. Estudio hidrológico e hidráulico

Se determinó a través del estudio hidrológico que el caudal máximo esperado en la quebrada Verdum en la sección analizada es de $Q_{max} = 26,542 \text{ m}^3/\text{s}$, provocando el mismo un tirante máximo de $y_{max} = 70 \text{ cm}$ y una socavación aproximada a 1 m, estos resultados se plasman en los cálculos realizados en el “Anexo C”.

4.4.2. Estudio de Topografía.

Se realizó un levantamiento topográfico con estación total con el fin de corroborar los datos obtenidos de la Honorable Alcaldía Municipal, llegando a la conclusión de que a pesar de que la topografía tuvo un cambio, el mismo no es significativo, por lo que se trabajó con ambos datos topográficos, en el anexo “A” se incluyen los datos obtenidos en campo.

4.4.3. Estudio de Suelos

Ya que no se contó con un presupuesto amplio para realizar el proyecto, se realizó un estudio de suelos superficial, utilizando equipos de laboratorio de la Universidad (SPT a una profundidad de 5 m.), con lo que se encontró el valor de la capacidad portante del suelo en dos puntos, los mismos simbolizan el principio y el fin del puente. Estos resultados se encuentran en el anexo “B”.

Cuadro 4.4.3.-1. Capacidad Portante en el Suelo de Fundación.

N° de Pozo	Resistencia (kg/cm²)	Clasificación de suelo
Pozo 1	2,80	SUCS: SW AASHTO: A-1b(0) Arenas bien graduadas con grava.
Pozo 2	3,16	SUCS: SW AASHTO: A-1a(0) Arenas bien graduadas con grava.

4.5. Diseño Estructural

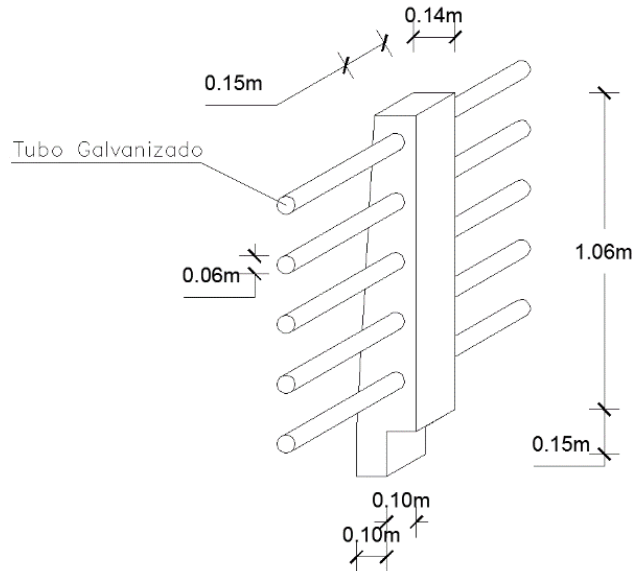
4.5.1. Superestructura

4.5.1.1. Baranda para peatones

Las barandas se diseñaron y calcularon en base a lo especificado en el apartado 13.8 y 13.9 del código AASHTO LRFD-2004 donde se establecen las especificaciones para sobrecargas de diseño y condiciones geométricas para las barandas de puentes vehiculares, se considero los postes de hormigón armado y pasamanos de tubo galvanizado de 2 pulg. de diámetro.

Se consideró la altura mínima de 1060 mm, a partir de la cara superior de la acera.

Figura 4.5.1.1.-1. Dimensiones del Poste y Pasamanos.



4.5.1.1.1. Diseño de los pasamanos de Hormigón Armado

Cuadro 4.5.1.1.1.-1. Propiedades del Tubo Galvanizado.

Longitud de calculo	Lc	2,00	m
Ø nominal	Øn	2,00	plg
Ø exterior	Øe	6,03	cm
Ø interior	Øi	5,25	cm
Área	A	6,91	cm²
Modulo resistente	w	9,18	cm²
Peso	P	5,44	kg/m

4.5.1.1.1.1. Cargas actuantes en los pasamanos.

La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como 0,73 N/mm, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N, la cual deberá actuar

simultáneamente con las cargas previamente mencionadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal (NORMA AASHTO 2004 sección 13).

Carga Muerta debido al peso propio

$$Q_{pp} = 5.44 \text{ kg/m}$$

$$V_{pp} = \frac{Q_{pp} * L}{2} \Rightarrow V_{pp} = \frac{5.44 * 2}{2} = 5.44 \text{ kg}$$

$$M_{pp} = \frac{Q_{pp} * L^2}{8} \Rightarrow M_{pp} = \frac{5.44 * 2^2}{8} = 2.72 \text{ kg * m}$$

Carga viva:

Carga viva debido a la carga peatonal concentrada

$$Q_{LL1} = 89.00 \text{ Kg}$$

$$V_{LL1} = \frac{Q_{LL1}}{2} \Rightarrow V_{LL1} = \frac{89}{2} \Rightarrow V_{LL1} = 44.50 \text{ Kg}$$

$$M_{LL1} = \frac{Q_{LL1} * L}{4} \Rightarrow M_{LL1} = \frac{89 * 2}{4} \Rightarrow M_{LL1} = 44.50 \text{ Kg * m}$$

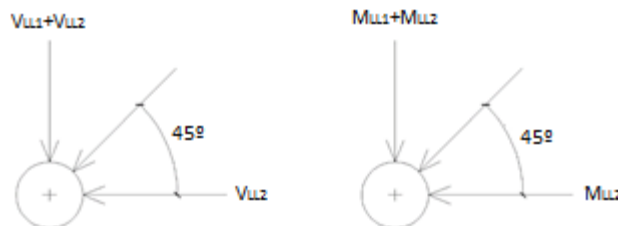
Carga viva debido a la carga peatonal distribuida

$$Q_{LL2} = 73.00 \text{ Kg/m}$$

$$V_{LL2} = \frac{Q_{LL2} * L}{2} \Rightarrow V_{LL2} = \frac{73 * 2}{2} \Rightarrow V_{LL2} = 73.00 \text{ kg}$$

$$M_{LL2} = \frac{Q_{LL2} * L^2}{8} \Rightarrow M_{LL2} = \frac{73 * 2^2}{8} = 36.50 \text{ kg * m}$$

Figura 4.5.1.1.1.-1. Disposición de las fuerzas en el tubo de acero galvanizado.



$$V_{LL} = \sqrt{(V_{LL2})^2 + (V_{LL1} + V_{LL2})^2}$$

$$V_{LL} = 138.33 \text{ kg}$$

$$M_{LL} = \sqrt{(M_{LL2})^2 + (M_{LL1} + M_{LL2})^2}$$

$$M_{LL} = 88.84 \text{ kg} * m$$

4.5.1.1.1.2. Momento de diseño para los pasamanos

Dónde:

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

LS = Sobrecarga viva

Combinación de Cargas

Resistencia I

$$Mu = 1.25 * DC + 1.75 * LS$$

$$Mu = 1.25 * M_{cm} + 1.75 * M_{cv}$$

$$Mu = 158.88 \text{ kg} * m$$

Resistencia II

No se tomará en cuenta ya que no se especificaron vehículos de diseño especial por el propietario.

Resistencia III

$$Mu = 1.25 * DC + 0 * LS$$

$$Mu = 1.25 * M_{cm} + 0 * M_{cv}$$

$$Mu = 3.40 \text{ kg} * m$$

Resistencia IV

No se tomará en cuenta ya que pareciera que la combinación IV será determinante cuando la relación entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las solicitaciones provocadas por las sobrecargas es mayor que alrededor de 7,0 (Norma Aashto 2004).

Resistencia V

$$Mu = 1.25 * DC + 1.35 * LS$$

$$Mu = 1.25 * M_{cm} + 1.35 * M_{cv}$$

$$Mu = 123.34 \text{ kg} * m$$

Servicio I

$$Mu = 1 * DC + 1 * LS$$

$$Mu = 1 * M_{cm} + 1 * M_{cv}$$

$$Mu = 91.56 \text{ kg} * m$$

Utilizamos el momento más desfavorable de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el momento de la resistencia I

$$Mu = 158.88 \text{ kg} * m : 15888.00 \text{ kg} * cm$$

4.5.1.1.1.3. Cortante de diseño para los pasamanos

Combinación de cargas para el cortante actuando en forma vertical

Dónde:

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

LS= Sobrecarga viva.

Resistencia I

$$Vu = 1.25 * DC + 1.75 * LS$$

$$Vu = 1.25 * Vcm + 1.75 * Vcv$$

$$Vu = 248.88 \text{ kg}$$

Resistencia II

No se tomará en cuenta ya que no se especificaron vehículos de diseño especial por el propietario.

Resistencia III

$$Vu = 1.25 * DC + 0 * LS$$

$$Vu = 1.25 * Mcm + 0 * Mcv$$

$$Vu = 6.80 \text{ kg}$$

Resistencia IV

No se tomará en cuenta ya que pareciera que la combinación IV será determinante cuando la relación entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las solicitaciones provocadas por las sobrecargas es mayor que alrededor de 7,0 (Norma Aashto 2004).

Resistencia V

$$Vu = 1.25 * DC + 1.35 * LS$$

$$Vu = 1.25 * Mcm + 1.35 * Mcv$$

$$Vu = 193.55 \text{ kg}$$

Servicio I

$$Vu = 1 * DC + 1 * LS$$

$$Vu = 1 * M_{cm} + 1 * M_{cv}$$

$$Vu = 143.77 \text{ kg}$$

Utilizamos el cortante máximo de todas las combinaciones de carga:

En este caso nos da el cortante de la resistencia I $Vu = 248.88 \text{ kg}$

Verificación

$$\sigma = \frac{Mu}{w} \Rightarrow \sigma = \frac{17161.00}{9.18} \Rightarrow \sigma = 1730.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} \geq \sigma$$

$$2800 \text{ kg/cm}^2 \geq 1730.69 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK!!!}$$

4.5.1.1.2. Diseño del poste

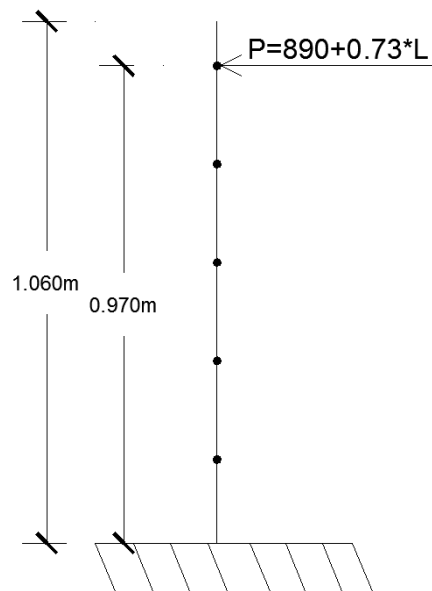
4.5.1.1.2.1. Cargas actuantes en el poste.

Los postes de las barandas para peatones se deben diseñar para una sobre carga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento estructural superior o bien, en el caso de las barandas cuya altura total es mayor que 1500 mm, en un punto ubicado 1500 mm por encima de la superficie superior de la acera. El valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes, P_{LL} , en “N”, se deberá tomar como:

$$P_{LL} = 890 + 0.73 * L$$

Donde L es la separación entre postes (2000 mm)

Figura 4.5.1.1.2.1.-1. Diagrama de cuerpo libre de la carga exterior aplicada al poste.



Para encontrar el momento máximo por carga muerta y viva se realiza una sumatoria de momentos en el punto “A”.

Cortante por carga muerta

$$W_{pp} = 10.88 * 5 = 54.40 \text{ kg}$$

$$V_{F1} = 5.40 \text{ kg}$$

$$V_{F2} = \left(0.06m * \frac{1.06m}{2} * 0.15m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) = 11.45 \text{ kg}$$

$$V_{F3} = \left((0.14m * 1.06m - 5 * 0.0028) * 0.15m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) = 48.28 \text{ kg}$$

Cortante total por carga muerta:

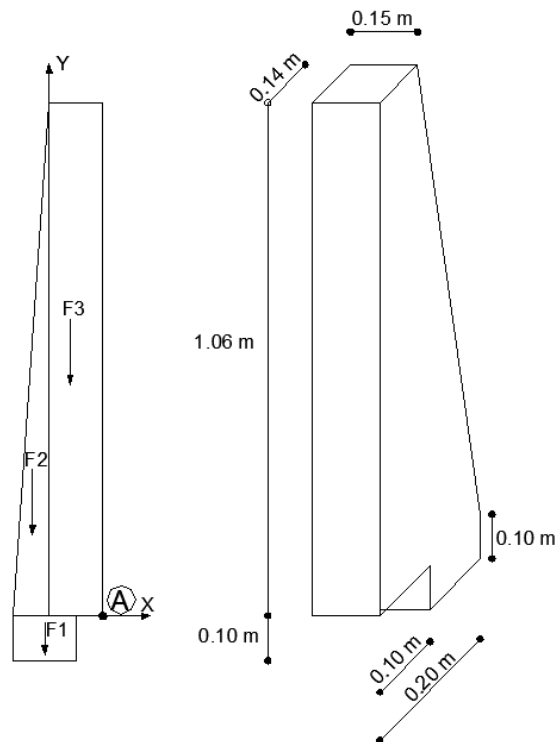
$$V_{cm} = V_{F1} + V_{F2} + V_{F3} + V_{pp}$$

$$V_{cm} = 119.53 \text{ kg}$$

Momento para carga muerta:

$$\sum MA = 0$$

Figura 4.5.1.1.2.1.-2. Cargas de Peso Propio del Poste.



$$M_{pp} = 54.40 * 0.07 = 3.81 \text{ kg} * m$$

$$M_{F1} = 3.60 * 0.15m = 0.81 \text{ kg} * m$$

$$M_{F2} = 11.45 * \left(0.14m + \frac{0.06}{3}\right) = 1.83 \text{ kg} * m$$

$$M_{F3} = 48.38 * 0.07m = 3.38 \text{ kg} * m$$

Momento total por carga muerta:

$$M_{cm} = M_{F1} + M_{F2} + M_{F3} + M_{pp}$$

$$M_{cm} = 9.83 \text{ kg} * m$$

Cortante por la acción de la carga viva:

$$V_{cv} = 89 \text{ kg} + 73 \frac{\text{kg}}{m} * 2m = 235.00 \text{ kg}$$

Cálculo del momento por carga viva:

$$M_{cv} = 235 * 0.97 m = 227.95 \text{ kg} * m$$

4.5.1.1.2.2. Momento de diseño para el poste

Combinación de cargas

Sólo se usará la Resistencia I ya que es la más desfavorable.

$$Mu = 1.25 * DC + 1.75 * LS$$

$$Mu = 1.25 * M_{cm} + 1.75 * M_{cv}$$

$$Mu = 411.20 \text{ kg} * m \Rightarrow M_u = 41120.00 \text{ kg} * cm$$

Cálculo de la armadura de flexión de los postes.

Datos:

$$Mu = 41120.00 \text{ kg} * cm$$

$$b = 18 \text{ cm}$$

$$h = 14 \text{ cm}$$

$$d = 11,5 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0,9$$

$$\epsilon_c = 0,003 \text{ cm}$$

$$E_s = 2050000 \text{ kg/cm}^2$$

Altura de compresiones:

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * f'c * b * d^2}} \right]$$

$$a = 1.35 \text{ cm}$$

Armadura necesaria:

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * a}{fy}$$

$$As = 1.00 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$As_{min} = \frac{14}{fy} * b * d$$

$$As_{min} = 0.67 \text{ cm}^2$$

Se elige la mayor armadura entre la armadura normal y la armadura mínima de la pieza:

$$As = 1.00 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 2 barras de ϕ 8 mm, teniendo un área de acero de $As = 1.01 \text{ cm}^2$.

4.5.1.1.2.3. Diseño a Corte de los postes

Cortante de diseño para el poste

Combinación de cargas

Sólo se usará la Resistencia I ya que es la más desfavorable.

$$Vu = 1.25 * DC + 1.75 * LS$$

$$Vu = 1.25 * Vcm + 1.75 * Vcv$$

$$Vu = 411.25 \text{ kg}$$

Cálculo de la armadura de corte para los postes

Según el código ACI el diseño de secciones transversales sujetas a esfuerzos cortantes debe cumplir:

$$Vu \leq \phi * Vn$$

Dónde:

Vu = Fuerza cortante Factorizada en la sección

Vn = Resistencia Nominal al Cortante.

$$Vn = Vc + Vs$$

Resistencia Nominal al cortante proporcionada por el concreto

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_c = 1545.69 \text{ kg}$$

Si $V_u \leq \phi \frac{V_c}{2}$ no necesita armadura de corte entonces solo se coloca armadura mínima.

$$411.25 \leq 695.56$$

Por lo tanto se colocará armadura mínima:

$$A_{vmin} = 0.2 * \sqrt{f_c} * \frac{bw * s}{f_y}$$

Adoptando un espaciamiento $s = 20$ cm tenemos:

$$A_{min} = 0.32 \text{ cm}^2$$

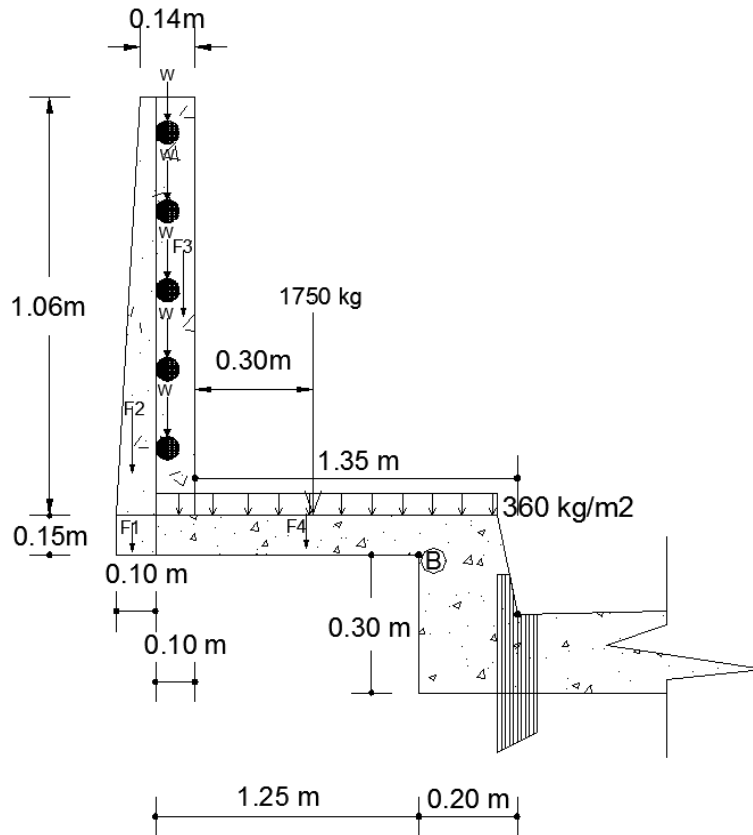
Se colocará 1 barra de $\phi 6$ mm c/ 20 cm, con un área de acero de $A_s = 0.57 \text{ cm}^2$

Cuadro 4.5.1.1.-1. Resumen de Armaduras en el Poste.

Postes	Armadura
Armadura Longitudinal	2 barras ϕ 8 mm c/poste
Armadura Transversal	Barras de ϕ 6 mm c/20 cm

4.5.1.2. Acera Peatonal

Figura 4.5.1.2.-1. Dimensiones y Cargas en la Acera Peatonal



4.5.1.2.1. Cargas actuantes en la acera

Carga Muerta en la acera

Carga distribuida debido al peso propio de la acera peatonal, al poste y a los pasamanos.

Cargas Vivas en la acera

Camión de diseño

Se tomará la carga de una de las ruedas del camión de diseño HL-93, para el caso extremo en el que el mismo se suba a la acera, esta carga actuará a 0,30 m del comienzo del pasamanos y es una carga puntual de 1750 kg (Aashto 2004-seccion 3).

Carga Peatonal

Carga distribuida debido a los peatones, se tomará $3.6 \cdot 10^{-3} \text{MPa} = 360 \text{ kg/m}^2$ (AASHTO 2004-seccion 3).

4.5.1.2.2. Ancho de faja de la acera

Fajas equivalentes en voladizo, si la armadura principal se encuentra perpendicular al tráfico.

$$E = 1140 + 0.833 * X$$

$$E = 1140 + 0.833 * 850 \Rightarrow E = 1.85 \text{ m}$$

4.5.1.2.3. Diseño a Flexión de la acera

Cálculo de Momentos por carga muerta:

$$\sum MB = 0$$

Peso propio de los pasamanos:

$$M_{pp} = 54.40 * 1.22m = 66.37 \text{ kg} * m$$

Peso propio del poste:

$$M_{F1} = 3.6 * 1.3 = 7.02 \text{ kg} * m$$

$$M_{F2} = 11.45 * 1.31 = 15.00 \text{ kg} * m$$

$$M_{F3} = 48.28 * 1.22m = 58.91 \text{ kg} * m$$

Peso propio de la acera:

$$M_{Fm4} = 478.80 * 0.67 = 318.40 \text{ kg} * m$$

Momento total por carga muerta:

$$M_{cm} = M_{pp} + M_{mF1} + M_{mF2} + M_{mF3} + M_{mF4}$$

$$M_{cm} = 465.69 \text{ kg} * m$$

Cálculo de Momentos por carga viva:

Se tomarán dos hipótesis de carga, para el cálculo de momentos por carga viva:

- I. Momentos sólo con la sobrecarga peatonal.
- II. Momentos sólo con una de las ruedas delanteras del camión tipo, sobre la acera.

No se tomarán las dos cargas actuando juntas al mismo tiempo, por que se supone que si el camión tipo subió a la acera no existirán peatones en el mismo lugar.

$$\sum MB = 0$$

Hipotesis I:

$$M_{cvp} = \frac{q * L^2}{2} = \left(\frac{360 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1\text{m} * 1.33^2}{2} \right) = 318.40 \text{ kg} * m$$

Combinación de Cargas

Sólo se usará la Resistencia I ya que es la más desfavorable.

$$Mu = 1.25 * DC + 1.75 * LS$$

$$Mu = 1.25 * M_{cm} + 1.75 * M_{cv}$$

$$Mu = 1139.32 \text{ kg} * m$$

Hipótesis II:

$$M_{cvr} = P * X = 1750 \text{ kg} * 0.93 = 1627.50 \text{ kg} * m$$

Para volverla momento por metro lineal se divide entre el ancho de faja

$$M_{cvr} = \frac{1627.50}{1.85} \Rightarrow M_{cvr} = 880.66 \text{ kg} * m/m$$

Combinación de Cargas

Sólo se usará la Resistencia I ya que es la más desfavorable.

$$Mu = 1.25 * DC + 1.75 * LS$$

$$Mu = 1.25 * M_{cm} + 1.75 * M_{cv}$$

$$Mu = 2123.27 \text{ kg} * m$$

Analizando las dos hipótesis de carga se llegó a la conclusión de que se debe de trabajar con la Hipótesis II, ya que es el caso más desfavorable.

Cálculo de la Armadura a flexión para la acera peatonal.

Dimensionamiento de la armadura

Datos:

$$Mu = 212327.00 \text{ kg*cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$d = 12 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0,9$$

$$\epsilon_c = 0,003 \text{ cm}$$

$$E_s = 2050000 \text{ kg/cm}^2$$

Altura de compresiones:

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f^c * b * d^2}} \right]$$

$$a = 1.16 \text{ cm}$$

Armadura necesaria:

$$As = \frac{0.85 * f^c * b * a}{fy}$$

$$As = 4.92 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$As_{min} = \frac{14}{fy} * b * d$$

$$As_{min} = 4.00 \text{ cm}^2$$

Se elige la mayor armadura entre la armadura normal y la armadura mínima de la pieza:

$$As = 4.92 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 7 barras de ϕ 10mm c/20 cm por metro lineal, teniendo un área de acero de $As = 5.50 \text{ cm}^2$.

4.5.1.2.4. Armadura de distribución:

En la parte inferior de todas las losas, se dispondrá una armadura perpendicular a la armadura principal para proveer una distribución lateral de las cargas vivas. La cantidad está dada como un porcentaje de la armadura principal requerida para el momento positivo de acuerdo a la siguiente expresión:

Para armadura principal perpendicular al tráfico:

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{Lc}} ; (\text{máximo } 67\%)$$

Lc = luz de cálculo de la losa en metros

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{1.50}} \Rightarrow D = 120\%$$

Por lo tanto tomamos el 67 % para la armadura de distribución.

$$As = 5.50 * 0.67 \Rightarrow As = 3.79 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 5 barras de ϕ 10 mm c/25 cm, teniendo un área de acero de $As = 3.93 \text{ cm}^2$.

4.5.1.2.5. Verificación por cortante para la acera.

Cálculo de cortante por carga muerta:

$$\sum Fy = 0$$

Peso propio de los pasamanos:

$$W_{pp} = 54.40 \text{ kg}$$

Peso propio del poste:

$$V_{Fm1} = 5.40 \text{ kg}$$

$$V_{Fm2} = 11.45 \text{ kg}$$

$$V_{Fm3} = 48.28 \text{ kg}$$

Peso propio de la acera:

$$V_{Fm4} = 478.80 \text{ kg}$$

Cortante total por carga muerta:

$$V_{cm} = V_{pp} + V_{mF1} + V_{Fm2} + V_{Fm3} + V_{mF4}$$

$$V_{cm} = 598.33 \text{ kg}$$

Cálculo de Cortante por carga viva

Se tomarán las mismas hipótesis que para el diseño a flexión:

- I. Cortante sólo con la sobrecarga peatonal.
- II. Cortante sólo con una de las ruedas del camión tipo sobre la acera.

$$\sum Fy = 0$$

Hipótesis I**Cortante por carga peatonal**

$$V_{cvp} = q * L \Rightarrow V_{cvp} = 360 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1 \text{ m} * 1.33 \text{ m} = 478.80 \text{ kg}$$

Combinación de cargas

Se tomará sólo la resistencia I ya que es la más desfavorable:

$$Vu = 1.25 * DC + 1.75 * LS$$

$$Vu = 1.25 * V_{cm} + 1.75 * V_{cv}$$

$$Vu = 1585.81 \text{ kg}$$

Hipótesis II**Cortante por carga de la rueda**

$$V_{cvr} = P = 1750 \text{ kg}$$

Para volverla cortante por metro lineal se divide entre el ancho de faja

$$V_{cvr} = \frac{1750.00}{1.85} \Rightarrow V_{cvr} = 946.94 \text{ kg/m}$$

Combinación de cargas

Se tomará sólo la resistencia I ya que es la más desfavorable:

$$Vu = 1.25 * DC + 1.75 * LS$$

$$Vu = 1.25 * Vcm + 1.75 * Vcv$$

$$Vu = 2405.07 \text{ kg}$$

Tomamos el valor más desfavorable entre las dos hipótesis y es la hipótesis II.

Cálculo de “Vc”

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$Vc = 9216.52 \text{ kg}$$

Si $Vu \leq \frac{Vc}{2}$ no necesita armadura de corte entonces sólo se coloca armadura mínima.

$$2405.07 \leq 4147.43 \text{ Ok!!}$$

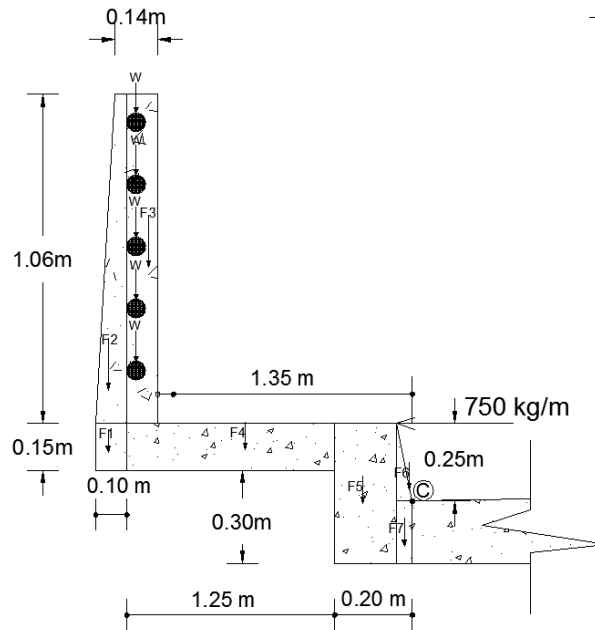
Por lo tanto no necesita armadura de corte.

Cuadro 4.5.1.2.-1. Resumen de Armaduras en la Acera Peatonal.

Acera	Armadura
Armadura Longitudinal	Barras de Ø 10 mm c/20 cm
Armadura Transversal	Barras de Ø 10 mm c/25 cm

4.5.1.3. Bordillo

Figura 4.5.1.3.-1. Dimensiones y Cargas en la Viga de Borde.



4.5.1.3.1. Cargas actuantes en la viga de borde.

Carga Muerta

Carga debida al peso propio de la acera peatonal, del poste, de los pasamanos y de la viga de borde.

Carga Viva

Se considerarán las mismas cargas que se utilizaron para el diseño de la acera peatonal, y además se tomará en cuenta la carga por impacto en el bordillo.

4.5.1.3.2. Ancho de faja para la viga de borde

$$E = 0.833 * X + 1140$$

$$E = 0.833 * 1050 + 1140 \Rightarrow E = 2.01 \text{ m}$$

4.5.1.3.3. Diseño a Flexión de la viga de borde

Cálculo de Momentos por carga muerta:

$$\sum MC = 0$$

Peso propio de los pasamanos:

$$M_{pp} = 54.40 * 1.45 \text{ m} = 78.88 \text{ kg} * \text{m}$$

Peso propio del poste:

$$M_{Fm1} = 5.4 * 1.53 = 8.26 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{F2} = 11.45 * 1.54 = 17.63 \text{ kg} * m$$

$$M_{F3} = 48.28 * 1.45 = 70.01 \text{ kg} * m$$

Peso propio de la acera:

$$M_{Fm4} = 514.80 * (0.77m) = 393.82 \text{ kg} * m$$

Peso propio de la viga de borde:

$$M_{Fm5} = 144 * 0.18 = 25.20 \text{ kg} * m$$

$$M_{Fm6} = 6 * 0.03 = 0.20 \text{ kg} * m$$

$$M_{Fm7} = 9.6 * 0.025 = 0.24 \text{ kg} * m$$

Momento total por carga muerta:

$$M_{cm} = \sum M$$

$$M_{cm} = 594.25 \text{ kg} * m$$

Cálculo de Momentos por carga viva:

Se tomarán dos hipótesis de carga, para el cálculo de momentos por carga viva:

- I. Momentos sólo con la sobrecarga peatonal.
- II. Momentos sólo con la una de las ruedas del camión tipo sobre la acera.

No se tomarán las dos cargas actuando juntas al mismo tiempo, por que se supone que si el camión tipo subió a la acera no existirán peatones en el mismo lugar.

$$\sum MC = 0$$

Hipótesis I:

$$M_{cvp} = q * A * d = 514.80 * 0.77 = 393.82 \text{ kg} * m$$

Combinación de Cargas

Se tomará sólo la resistencia I ya que es la más desfavorable:

$$Mu = 1.25 * DC + 1.75 * LS$$

$$Mu = 1.25 * M_{cm} + 1.75 * M_{cv}$$

$$Mu = 1431.99 \text{ kg} * m$$

Hipótesis II:

$$M_{crr1} = P * X = 1750 \text{ kg} * 1.05 = 1837.50 \text{ kg} * \text{m}$$

Para volverla momento por metro lineal se divide entre el ancho de faja

$$M_{crr1} = \frac{1837.50}{2.01} \Rightarrow M_{crr} = 912.07 \text{ kg} * \text{m/m}$$

Combinación de Cargas

Se tomará sólo la resistencia I ya que es la más desfavorable:

$$Mu = 1.25 * DC + 1.75 * LS$$

$$Mu = 1.25 * M_{cm} + 1.75 * M_{cv}$$

$$Mu = 939.68 \text{ kg} * \text{m}$$

Analizando las dos hipótesis de carga se llegó a la conclusión de que se debe de trabajar con la Hipótesis I ya que es el caso más desfavorable.

Cálculo de la Armadura longitudinal requerida.

Armadura mínima.

$$A_{vmin} \geq 0.2 \sqrt{f_c} \frac{b}{f_y} \Rightarrow A_{vmin} = 0.017 \text{ cm}^2 / \text{cm} * 2 \text{ ramas}$$

$$A_{vmin} = \frac{3.5 * b}{f_y} \Rightarrow A_{vmin} = 0.021 \text{ cm}^2 / \text{cm} * 2 \text{ ramas}$$

Se toma la armadura más desfavorable 0.021 cm²/cm

Refuerzo transversal requerido por torsión $\phi=45^\circ$.

$$A_o = 0.85 * A_{oh} \Rightarrow A_o = 581.40 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_u}{2 * \phi * A_o * f_y * \cot \phi} \Rightarrow A_t = 0.039 \text{ cm}^2 / \text{cm} * 1 \text{ rama}$$

Refuerzo Longitudinal.

$$A_l = \frac{A_t}{S} * P_h * \frac{f_{yt}}{f_y} * \cot^2 \phi \Rightarrow A_l = 4.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 1.33 * \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} * A_{cp} - \frac{A_t}{S} * P_h * \frac{f_{yt}}{f_y} \Rightarrow A_{smin} = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq A_{smin} \quad \text{OK!!!}$$

Se requieren 3 barras de $\phi 10$ mm.

4.5.1.3.4. Refuerzo total requerido:

$$\frac{A_{v+1}}{S} = \frac{A_v}{S} + \frac{2At}{S} \Rightarrow A_{v+1} = 0.099 \text{ cm}^2/\text{cm} * 2 \text{ ramas}$$

Asumiendo barras de Ø10mm tenemos $A_{v+t} = 1.57 \text{ cm}^2$.

Espaciamiento por corte.

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \Rightarrow S_{max} = 20.25 \text{ cm}$$

$$\frac{A_v * f_y}{3.5 * b} = 150.80 \text{ cm}$$

$$\frac{A_v * f_y}{0.2 * b * \sqrt{f'c}} = 182.10 \text{ cm}$$

Espaciamiento por torsión.

$$S_{max} = \frac{Ph}{8} = 14 \text{ cm}$$

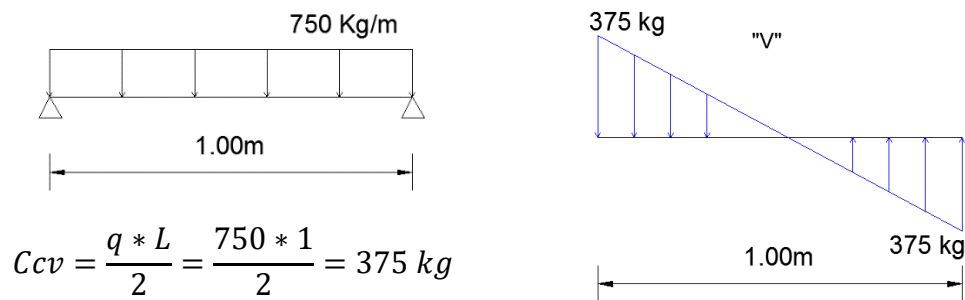
Gobierna el espaciamento de 20 cm, por lo que tenemos barras de Ø10mm c/20cm.

4.5.1.3.5. Verificación por cortante para la viga de borde.

Cálculo de Cortante por carga viva

Cortante horizontal por la carga de choque de 750 kg/m.

Figura 4.5.1.3.5.-1. Diagrama de corte en la viga de borde.



Cortante de diseño para la viga de borde

Combinación de cargas

Se tomará sólo la resistencia I ya que es la más desfavorable:

$$V_u = 1.25 * DC + 1.75 * LS$$

$$V_u = 1.25 * V_{cm} + 1.75 * V_{cv}$$

$$V_u = 1648.66 \text{ kg}$$

Cálculo de "Vc"

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_c = 7776.44 \text{ kg}$$

Si $V_u \leq \frac{V_c}{2}$ no necesita armadura de corte entonces solo se coloca armadura mínima.

$$1648.66 \text{ kg} \leq 3499.40 \text{ kg} \text{ Ok!!}$$

Por lo tanto no necesita armadura de corte.

Cuadro 4.5.1.3.-1. Resumen de Armaduras en la Viga de Borde.

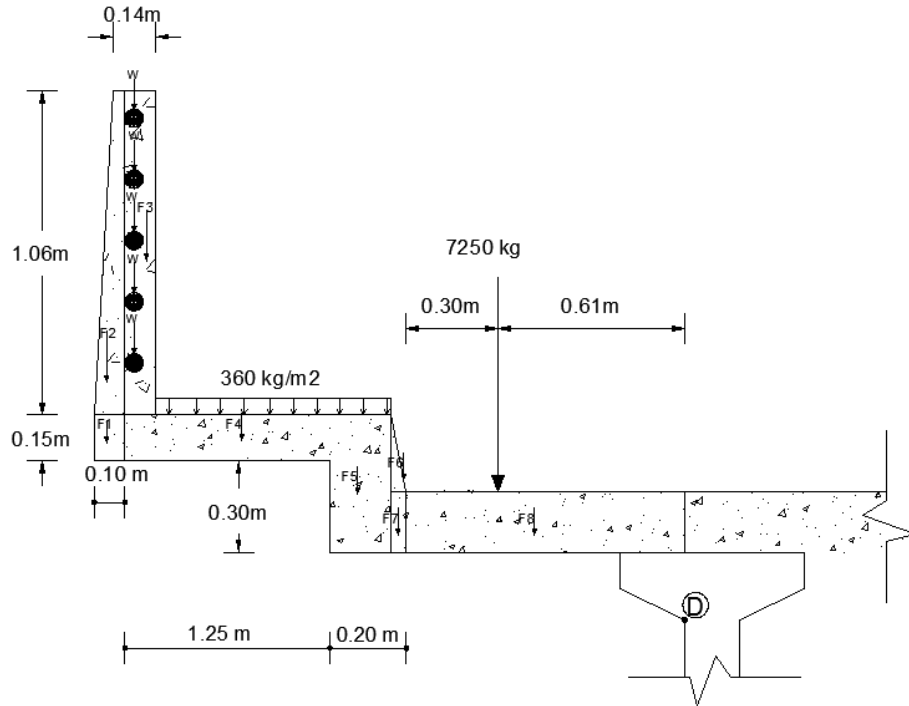
Bordillo	Armadura
Armadura Longitudinal	3 barras \varnothing 10 mm
Armadura Transversal	Barras de \varnothing 10 mm c/20 cm

4.5.1.4. Tablero (Losa)

La losa del puente se diseñó para una longitud de 22.00 m, con un ancho que alberga dos carriles automovilísticos, el mismo es de 7,3 m, la losa cuenta con un espesor de 20 cm y encima de la misma se dispuso una capa de rodadura de 2 cm de espesor.

4.5.1.4.1. Diseño de la Losa Exterior.

Figura 4.5.1.4.1.-1. Dimensiones y Cargas en la Losa Exterior.



4.5.1.4.1.1. Cargas actuantes en la losa exterior

Carga muerta

Carga debida al peso propio de la acera peatonal, el poste, los pasamanos, el bordillo, la capa de rodadura y la losa exterior.

Carga viva

Sobrecarga peatonal en la vereda de 360 kg/m y una carga puntual debido a una rueda de camión tipo HL-93 de $P = 7250$ kg, esta carga actuará a 0,30 m de la cara del bordillo (Norma Aashto 2004).

4.5.1.4.1.2. Diseño a flexión de la losa exterior.

El dimensionamiento se realizará en función de las cargas mostradas en la figura, más la carga de impacto que es igual al 33 % del momento máximo por carga vehicular (Norma Aashto 2004). Para el cálculo de momentos se tomará como distancia crítica el punto “D” que se encuentra a 1/3 de la viga de H°P°.

Ancho de faja de la losa exterior

$$E = 0.833 * X + 1140$$

$$E = 0.833 * 610 + 1140 \Rightarrow E = 1.65 \text{ m}$$

Cálculo de Momentos por carga muerta:

$$\sum MD = 0$$

Peso propio de los pasamanos:

$$M_{Pp} = 54.40 * 2.36 \text{ m} = 128.88 \text{ kg} * \text{m}$$

Peso propio del poste:

$$M_{Fm1} = 5.40 * 2.44 \text{ m} = 13.18 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{F2} = 11.45 * \left(\frac{0.06\text{m}}{3} + 2.42\text{m} \right) = 28.05 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{F3} = 48.38 * 2.36 \text{ m} = 113.95 \text{ kg} * \text{m}$$

Peso propio de la acera:

$$M_{Fm4} = 532.80 * (1.68) = 892.44 \text{ kg} * \text{m}$$

Peso propio de la viga de borde:

$$M_{Fm5} = 144.00 * 1.06 = 152.64 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{Fm6} = 15 * (0.94) = 14.15 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{Fm7} = 24 * (0.94) = 22.44 \text{ kg} * \text{m}$$

Peso propio de la losa exterior:

$$M_{Fm8} = (436.80) * 0.46 = 198.74 \text{ kg} * \text{m}$$

Momento total por carga muerta:

$$M_{cm} = \sum M$$

$$M_{cm} = 1563.97 \text{ kg} * \text{m}$$

Peso de la capa de rodadura

$$M_{rod} = 40.04 * 0.46 = 18.22 \text{ kg} * \text{m}$$

Cálculo de momentos por carga viva:

$$\sum MD = 0$$

Momento por carga de la rueda

$$M_{cvr} = P * X = 7250 \text{ kg} * 0.61 = 4422.50 \text{ kg} * \text{m}$$

Para volverla momento por metro lineal se divide entre el ancho de faja

$$M_{cvr} = \frac{4422.50}{1.65} \Rightarrow M_{cvr} = 2683.44 \text{ kg} * \text{m}/\text{m}$$

Momento por carga peatonal

$$M_{cvp} = 478.80 \frac{kg}{m} * 1.63m = 778.05 kg * m$$

La carga de Impacto:

$$M_{IM} = 0.33 * 2683.44 \Rightarrow M_{IM} = 885.50 kg * m/m$$

Combinación de cargas para el diseño a flexión de la losa exterior:

Se tomará sólo la resistencia I ya que es la más desfavorable:

$$Mu = 1.25 * DC + 1.5 * DW + 1.75 * (LL + PL + IM)$$

$$Mu = 1.25 * M_{cm} + 1.5 * M_{rod} + 1.75 * (M_{cvr} + M_{cvp} + M_{IM})$$

$$Mu = 8266.22 kg * m$$

Cálculo de la armadura de flexión para la losa exterior:

Dimensionamiento de la armadura

Datos:

$$Mu = 826622.00 \text{ kg*cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0,9$$

$$E_c = 0,003 \text{ cm}$$

$$E_s = 2050000 \text{ kg/cm}^2$$

Altura de compresiones:

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f_c * b * d^2}} \right]$$

$$a = 3.24 \text{ cm}$$

Armadura necesaria:

$$As = \frac{0.85 * f_c * b * a}{f_y}$$

$$As = 13.77 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = 5.83 \text{ cm}^2$$

Se elige la mayor armadura entre la armadura normal y la armadura mínima de la pieza:

$$A_s = 13.77 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 13 barras de ϕ 12mm c/9 cm, teniendo un área de acero de $A_s = 14.70 \text{ cm}^2$.

4.5.1.4.1.3. Armadura de distribución:

Para armadura principal perpendicular al tráfico:

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{L_c}} ; (\text{maximo } 67\%)$$

L_c = Luz de cálculo de la losa en metros

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{0.61}} \Rightarrow D = 156\%$$

Por lo tanto tomamos el 67 % para la armadura de distribución.

$$A_s = 14.70 * 0.67 \Rightarrow A_s = 9.85 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 13 barras de ϕ 10mm c/15 cm arriba, teniendo un área de acero de $A_s = 10.21 \text{ cm}^2$.

4.5.1.4.1.4. Verificación por cortante para la losa exterior.

Cálculo de cortante por carga muerta:

$$\sum F_y = 0$$

Peso propio de los pasamanos:

$$V_{pp} = 54.40 \text{ kg}$$

Peso propio del poste:

$$V_{Fm1} = 5.40 \text{ kg}$$

$$V_{Fm2} = 11.45 \text{ kg}$$

$$V_{Fm3} = 48.28 \text{ kg}$$

Peso propio de la acera:

$$V_{Fm4} = 532.80 \text{ kg}$$

Peso propio de la viga de borde:

$$V_{Fm5} = \left(0.20m * 0.30m * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) = 144.00 kg$$

$$V_{Fm6} = \left(\frac{0.25m}{2} * 0.02m * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) = 6.00 kg$$

$$V_{Fm7} = \left(0.02m * 0.20m * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) = 9.60 kg$$

Peso propio de la losa exterior:

$$V_{Fm8} = \left(0.20m * 0.91m * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) = 436.80 kg$$

Cortante por carga muerta:

$$V_{cm} = \sum V$$

$$V_{cm} = 1542.02 kg$$

Cortante por cargas vivas:

Cortante por capa de rodadura:

$$V_{cr} = 0.02m * 1m * 2200kg/m^3 * 0.91m = 18.22 kg$$

Cálculo de cortante por carga viva:

$$\sum Fy = 0$$

Cortante por carga de la rueda

$$V_{cvr} = P = 7250 kg$$

Para volverla cortante por metro lineal se divide entre el ancho de faja

$$V_{cvr} = \frac{7250.00}{1.65} \Rightarrow V_{cvr} = 4393.94 kg/m$$

Cortante por la carga peatonal

$$V_{cp} = 360 \frac{kg}{m^2} * 1m * 1.33m = 478.80 kg$$

Cortante de diseño para la losa exterior

Combinación de cargas

Se tomará sólo la resistencia I ya que es la más desfavorable:

$$Vu = 1.25 * V_{cm} + 1.75 * (V_{cvr} + V_{cp})$$

$$Vu = 2458.87 kg$$

Cálculo de “Vc”

$$\begin{aligned}
 f_c &= 210 && \text{kg/cm}^2 \\
 b &= 100 && \text{cm} \\
 d &= 17 && \text{cm} \\
 f_y &= 4200 && \text{kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_c = 13440.75 \text{ kg}$$

Si $V_u \leq \frac{V_c}{2}$ no necesita armadura de corte entonces sólo se coloca armadura mínima.

$$2458.87 \text{ kg} \leq 6048.34 \text{ kg} \text{ Ok!!}$$

Por lo tanto no necesita armadura de corte.

4.5.1.4.2. Diseño de la Losa Interior.

4.5.1.4.2.1. Ancho de faja de la losa interior.

Ancho de faja para el Momento positivo

$$+M = 660 + 0.55 * S$$

$$+M = 660 + 0.55 * 2650 \Rightarrow +M = 2.12 \text{ m}$$

Ancho de faja para el Momento negativo

$$-M = 1220 + 0.25 * S$$

$$-M = 1220 + 0.25 * 2650 \Rightarrow -M = 1.88 \text{ m}$$

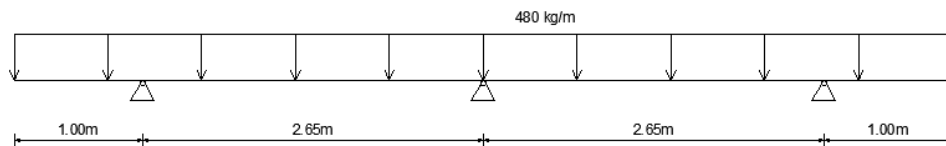
4.5.1.4.2.2. Cargas actuantes en la losa interior

Carga muerta

Carga muerta por peso propio de la losa exterior e interior:

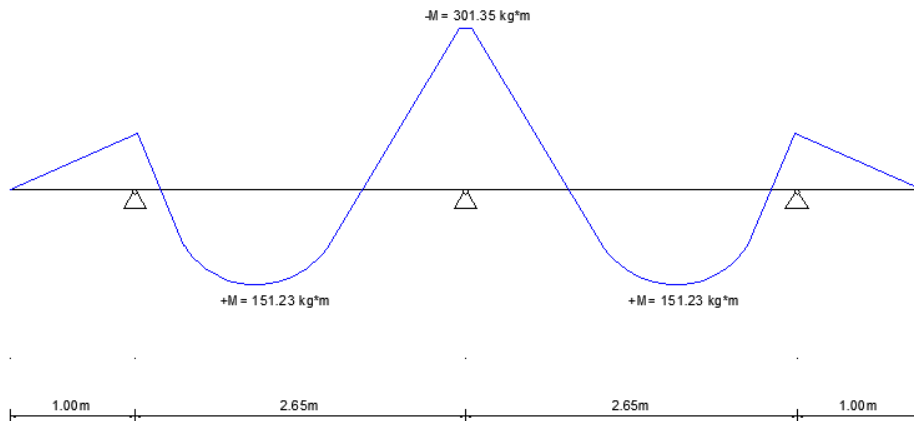
$$P_p = 0.20 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 480 \text{ kg/m}$$

Figura 4.5.1.4.2.2.-1. Carga distribuida de peso propio en la losa interior.



Momento máximo positivo y negativo por peso propio:

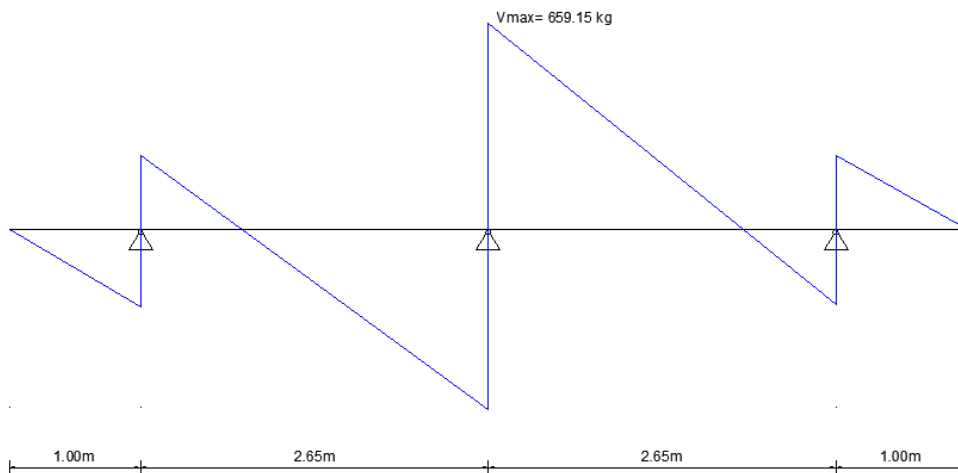
Figura 4.5.1.4.2.2.-2. Diagrama de Momentos en la losa interior.



El momento máximo positivo se produce a una distancia de 5.20 m del comienzo de la viga y tiene un valor de 151.23 kg*m, y el momento máximo negativo se produce a 3.65 m del comienzo de la viga y tiene un valor de 301.35 kg*m.

Cortante Máximo por peso propio:

Figura 4.5.1.4.2.2.-3. Diagrama de Cortante en la losa interior.

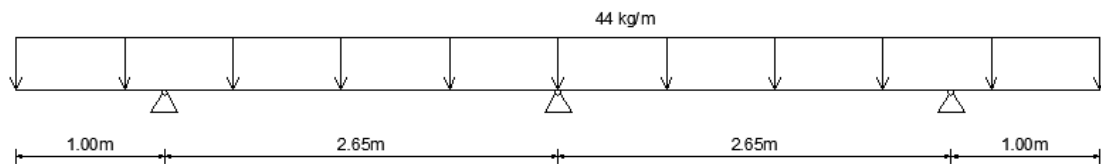


El cortante máximo se produce a una distancia de 3.65 m del comienzo de la viga, y se encuentra en uno de los apoyos, por lo tanto el cortante crítico se encuentra a una distancia de 0.57 del eje del apoyo y tiene un valor de 289.55 kg.

Carga muerta por peso propio de la capa de rodadura:

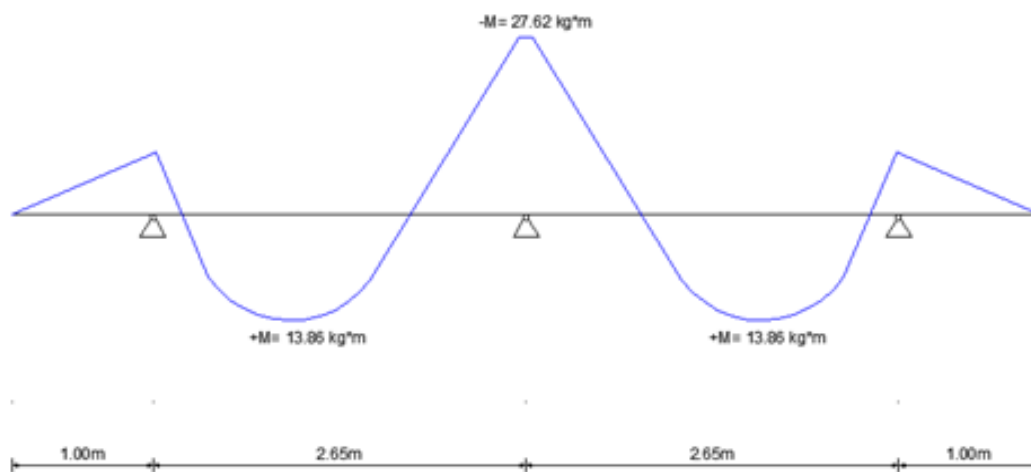
$$Rod = 0.02m * 1m * 2200kg/m^3 = 44 kg/m$$

Figura 4.5.1.4.2.2.-4. Carga distribuida de capa de rodadura en la losa interior.



Momento máximo positivo y negativo por la capa de rodadura:

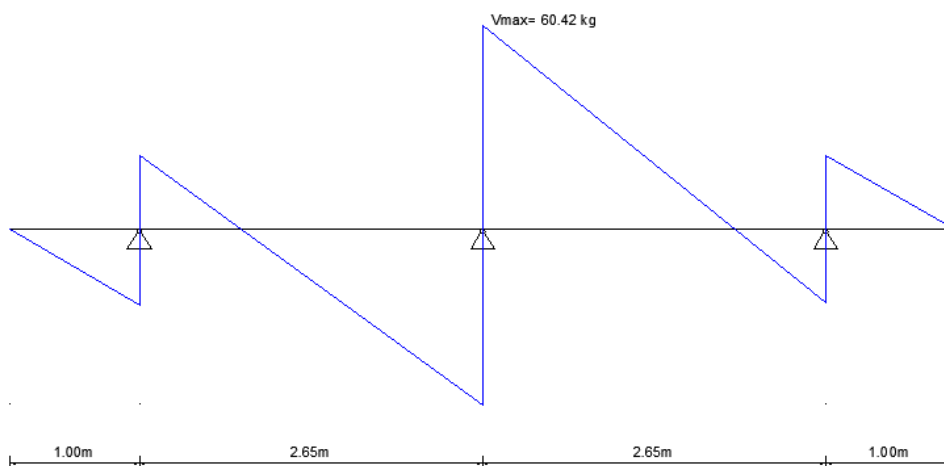
Figura 4.5.1.4.2.2.-5. Diagrama de Momento en la losa interior.



El momento máximo positivo se produce a una distancia de 5.20 m del comienzo de la viga y tiene un valor de 13.06 kg*m, y el momento máximo negativo se produce a 3.65 m del comienzo de la viga y tiene un valor de 27.62 kg*m.

Cortante Máximo por la capa de rodadura:

Figura 4.5.1.4.2.2.-6. Diagrama de Cortante en la losa interior.



El cortante máximo se produce a una distancia de 3.65 m del comienzo de la viga, y se encuentra en uno de los apoyos, por lo tanto el cortante crítico se encuentra a una distancia de 0.57 del eje del apoyo y tiene un valor de 39.74 kg.

Carga viva

Se tomarán dos hipótesis de carga para el análisis de carga viva:

Hipótesis I

Se cargará la losa con el camión tipo HL-93 haciendo variar las ruedas del camión a lo largo de la losa encontrando el lugar más desfavorable, en el que se encontrara el momento máximo positivo y negativo y el cortante máximo.

Calculo de momentos

Calculo de Momento Máximo positivo:

Se hizo actuar las cargas en el programa Sap-2000, haciendo variar las ruedas del camión y el lugar más desfavorable es el siguiente:

Figura 4.5.1.4.2.2.-7. Carga del camión HL-93 en la losa interior.

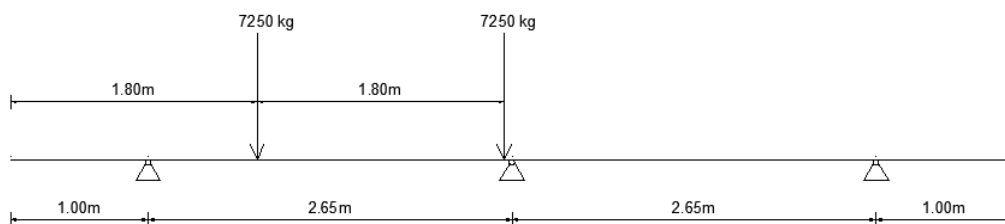
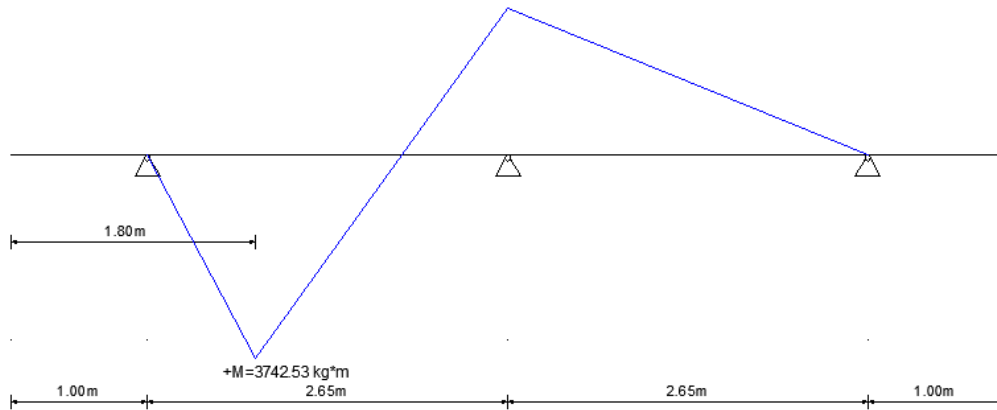


Figura 4.5.1.4.2.2.-8. Diagrama de Momento en la losa interior.



El momento máximo se produce a una distancia de 1.80 m del comienzo de la viga y tiene un valor de 3742.53 kg*m.

Para volverlo al momento por metro de ancho lo dividimos entre el ancho de faja positivo.

$$+M = \frac{3742.53 * 1.2}{2.12} \Rightarrow +M = 2120.91 \text{ kg} * \text{m/m}$$

Calculo del Momento máximo negativo

Se hizo actuar las cargas en el programa Sap-2000, haciendo variar las ruedas del camión y el lugar más desfavorable es el siguiente:

Figura 4.5.1.4.2.2.-9. Carga del camión HL-93 en la losa interior.

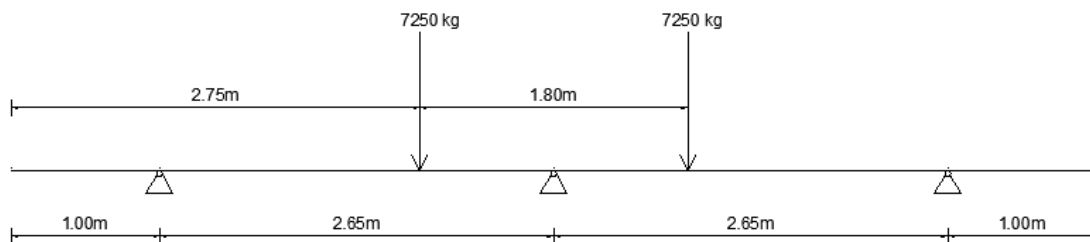
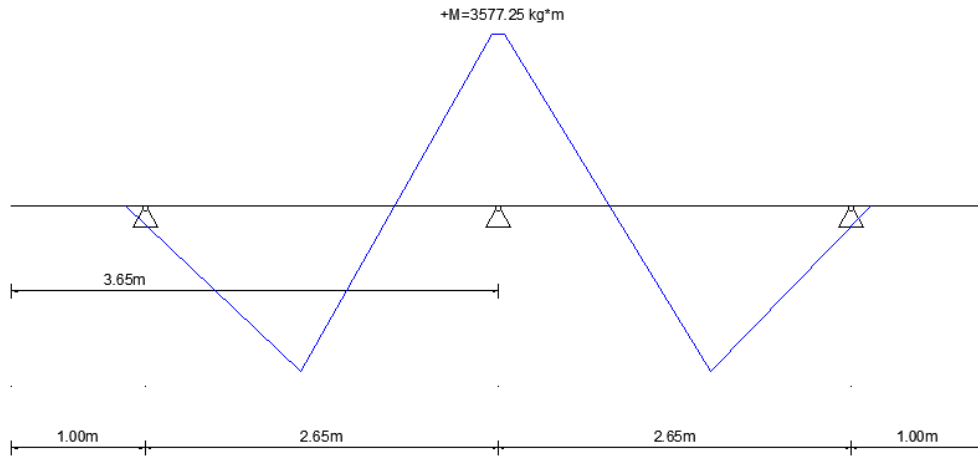


Figura 4.5.1.4.2.2.-10. Diagrama de Momentos en la losa interior.



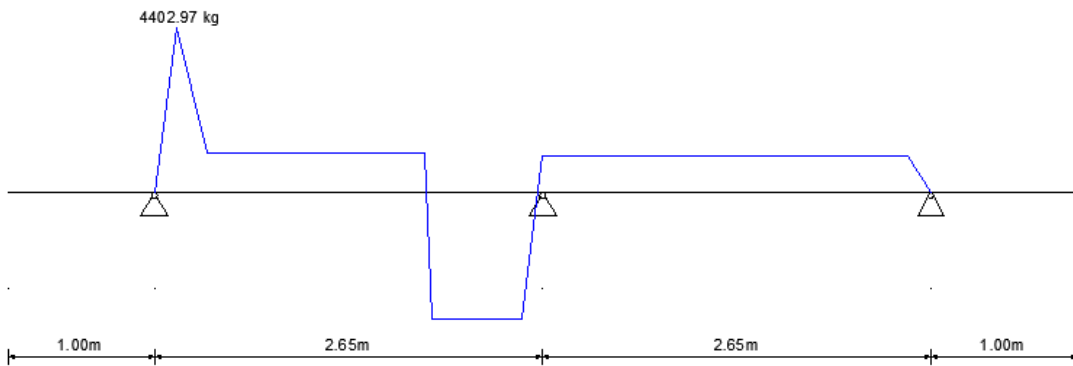
El máximo momento negativo se produce a una distancia 3.65 m del comienzo de la viga y tiene un valor de 3577.25 kg*m.

Para volverlo al momento por metro de ancho lo dividimos entre el ancho de faja positivo.

$$-M = \frac{3577.25 * 1.2}{1.88} \Rightarrow -M = 2280.32 \text{ kg} * \text{m/m}$$

Cortante máximo

Figura 4.5.1.4.2.2.-11. Diagrama de Cortante en la losa interior.



El cortante máximo se produce a una distancia de 1.10 m del comienzo de la viga, y se encuentra en uno de los apoyos, por lo tanto el cortante crítico se encuentra a una distancia de 0.57 del eje del apoyo y tiene un valor de 4402.97 kg.

Para volverlo al cortante por metro lineal lo dividimos entre el ancho de faja positivo.

$$V = \frac{4402.97 * 1.2}{2.12} \Rightarrow V = 2626.30 \text{ kg/m}$$

Hipótesis II

Se cargará la losa en los dos carriles con el camión tipo HL-93, encontrando el momento máximo positivo y negativo, y el cortante máximo.

Calculo de Momento Máximo positivo y negativo:

Se hizo actuar las cargas en el programa Sap-2000, haciendo variar las ruedas de los camiones y el lugar más desfavorable es el siguiente:

Figura 4.5.1.4.2.2.-12. Carga del camión HL-93 en la losa interior.

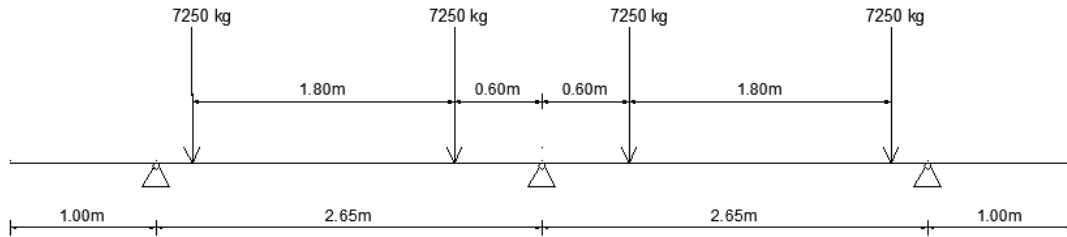
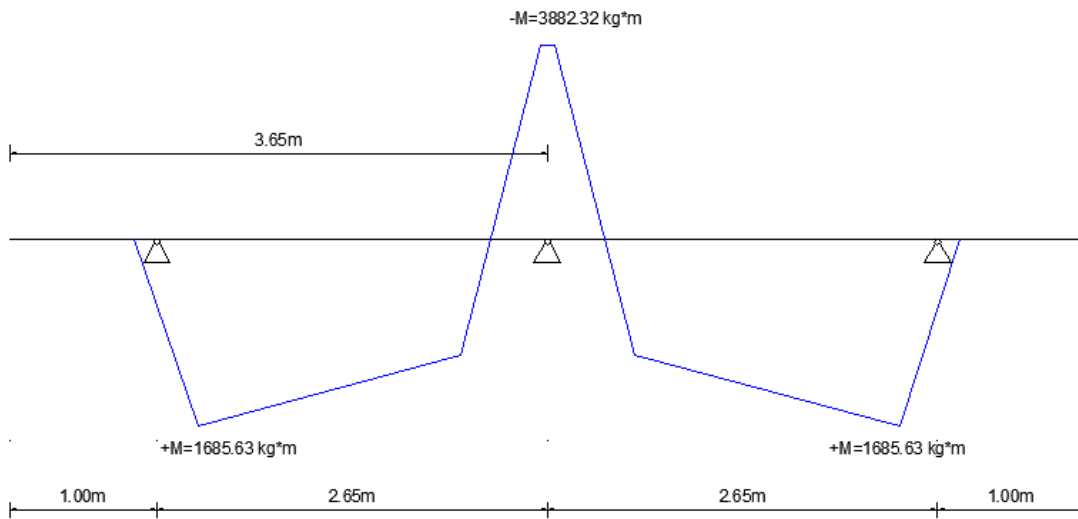


Figura 4.5.1.4.2.2.-13. Diagrama de Momentos en la losa interior.



El momento máximo positivo se produce a una distancia de 1,28 m y 6.05 m del comienzo de la viga y tiene un valor de 1685.63 kg*m.

El momento máximo negativo se produce a una distancia de 3.65 m del comienzo de la viga y tiene un valor de 3882.32 kg*m.

Para volver los momentos por metro de ancho lo dividimos entre el ancho de faja positivo y negativo.

$$+M = \frac{2464.27 * 1.2}{2.12} \Rightarrow +M = 796.04723 \text{ kg} * \text{m/m}$$

$$-M = \frac{4472.06 * 1.2}{1.88} \Rightarrow -M = 2062.32 \text{ kg} * \text{m/m}$$

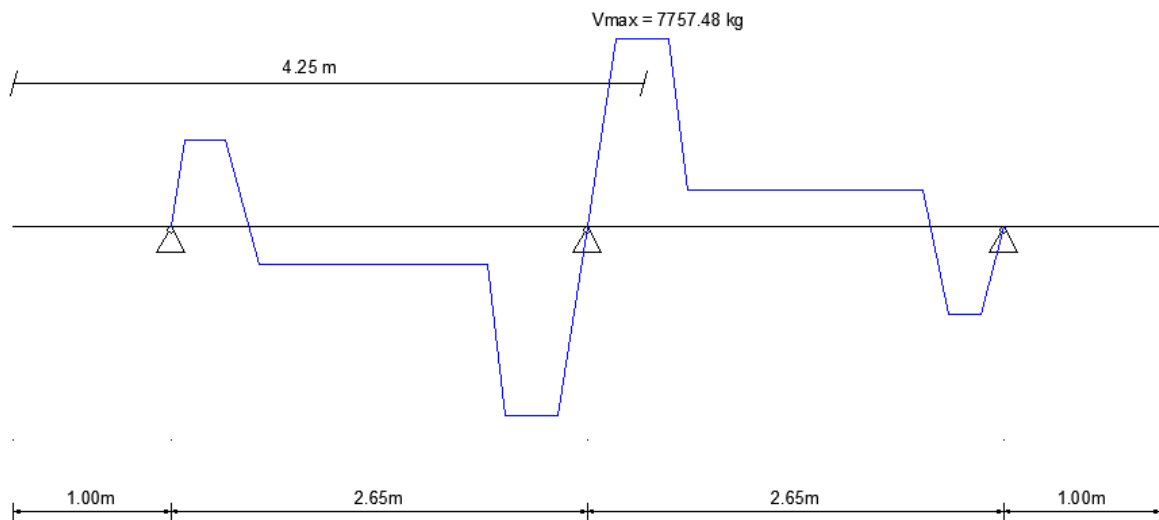
De las dos hipótesis se tomarán los valores más desfavorables para cada uno de los casos y obtenemos:

$$+M = 2120.91 \text{ kg} * \text{m/m}$$

$$-M = 2280.32 \text{ kg} * \text{m/m}$$

Cortante Máximo

Figura 4.5.1.4.2.2.-14. Diagrama de Cortante en la losa interior.



El cortante máximo se produce a una distancia de 4.25 m del comienzo de la viga, por lo tanto el cortante crítico se encuentra a una distancia de 0.57 del eje del apoyo y tiene un valor de 6527.48 kg.

Para volverlo al cortante por metro lineal lo dividimos entre el ancho de faja positivo.

$$V = \frac{6527.48 * 1.2}{2.12} \Rightarrow V = 3082.64 \text{ kg/m}$$

De las dos hipótesis se adoptará el valor del cortante más desfavorable, y obtenemos:

$$V = 3082.64 \text{ kg}$$

4.5.1.4.2.3. Diseño a flexión de la losa interior.

Combinación de cargas para el diseño a flexión de la losa interior para el momento positivo.

Solo se usará la Resistencia I ya que es la más desfavorable.

$$Mu = 1.25 * DC + 1.5 * DW + 1.75 * (LL + IM)$$

$$Mu = 5100.01 \text{ kg} * \text{m} = 510001.00 \text{ kg} * \text{cm}$$

Combinación de cargas para el momento negativo en la losa interior.

Solo se usará la Resistencia I ya que es la más desfavorable.

$$Mu = 1.25 * DC + 1.5 * DW + 1.75 * (LL + IM)$$

$$Mu = 2634.73 \text{ kg} * m = 263473.00 \text{ kg} * cm$$

Cálculo de la armadura de flexión para el momento positivo en la losa interior (tracción):

Datos:

$$Mu = 510001 \text{ kg} * cm$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0,9$$

$$E_c = 0,003 \text{ cm}$$

$$E_s = 2050000 \text{ kg/cm}^2$$

Altura de compresiones:

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f_c * b * d^2}} \right]$$

$$a = 1.92 \text{ cm}$$

Armadura necesaria:

$$As = \frac{0.85 * f_c * b * a}{f_y}$$

$$As = 8.16 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$As_{min} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$As_{min} = 5.83 \text{ cm}^2$$

Se elige la mayor armadura entre la armadura normal y la armadura mínima de la pieza:

$$As = 8.16 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 8 barras de ϕ 12mm c/9 cm, teniendo un área de acero de $As = 9.05 \text{ cm}^2$.

Armadura de distribución:

Para armadura principal perpendicular al tráfico:

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{Lc}} ; (\text{maximo } 67\%)$$

Lc = Luz de cálculo de la losa en metros

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{2.65}} \Rightarrow D = 74 \%$$

Por lo tanto tomamos el 67 % para la armadura de distribución.

$$As = 9.05 * 0.67 \Rightarrow As = 6.74 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 9 barras de ϕ 10 mm c/25cm.

Cálculo de la armadura de flexión para la losa interior para el momento negativo (compresión):

Dimensionamiento de la armadura

Datos:

$$\begin{aligned} Mu &= 263473 \text{ kg*cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \\ h &= 20 \text{ cm} \\ d &= 17 \text{ cm} \\ f'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ fy &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \phi &= 0,9 \\ \epsilon_c &= 0,003 \text{ cm} \\ Es &= 2050000 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Altura de compresiones:

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right]$$

$$a = 0.96 \text{ cm}$$

Armadura necesaria:

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * a}{fy}$$

$$As = 4.10 \text{ cm}^2$$

Armatura mínima:

$$As_{min} = \frac{14}{fy} * b * d$$

$$As_{min} = 5.83 \text{ cm}^2$$

Se elige la mayor armadura entre la armadura normal y la armadura mínima de la pieza:

$$As = 5.83 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 8 barras de ϕ 12mm c/9 cm, teniendo un área de acero de $As = 10.18 \text{ cm}^2$.

Armatura de distribución:

Para armadura principal perpendicular al tráfico:

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{Lc}} ; (\text{maximo } 67\%)$$

Lc = Luz de cálculo de la losa en metros

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{2.65}} \Rightarrow D = 74 \%$$

Por lo tanto tomamos el 67 % para la armadura de distribución.

$$As = 9.05 * 0.67 \Rightarrow As = 6.74 \text{ cm}^2$$

Se colocaran 9 barras de ϕ 10 mm c/25cm.

4.5.1.4.2.4. Verificación por cortante para la losa interior.

Cortante de diseño para la losa interior:

Combinación de cargas:

Se tomará solo la resistencia I ya que es la más desfavorable:

$$Vu = 1.25 * DC + 1.5 * DW + 1.75 * LL$$

$$Vu = 5816.16 \text{ kg}$$

Calculo de "Vc"

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$Vc = 13440.75 \text{ kg}$$

Si $Vu \leq \emptyset \frac{Vc}{2}$ no necesita armadura de corte.

$$5816.16 \leq 6048.34 \text{ Ok!!}$$

Por lo tanto no necesita armadura de corte.

Cuadro 4.5.1.4.-1. Resumen de Armaduras en la Losa.

Losa Exterior	Armadura
Armadura Longitudinal	Barras de \emptyset 12 mm c/9cm
Armadura Transversal	Barras de \emptyset 10 mm c/15 cm
Losa Interior	Armadura
Armadura Longitudinal positiva	Barras de \emptyset 12 mm c/9cm
Armadura Transversal positiva	Barras de \emptyset 10 mm c/25cm
Armadura Longitudinal negativa	Barras de \emptyset 12 mm c/9cm
Armadura Transversal negativa	Barras de \emptyset 10 mm c/25cm

4.5.1.5. Viga de Hormigón Pretensado con Armaduras Postesas

4.5.1.5.1. Dimensionamiento de la sección

Viga simplemente apoyada:

Luz de la viga: 1 tramo de $L_c = 22.00$ m.

Sección transversal

Espesor de los patines:

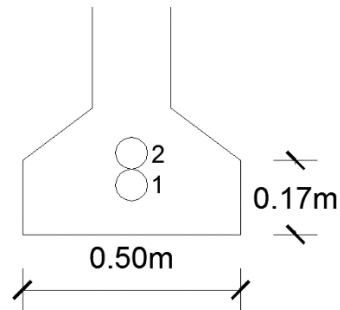
1. El espesor del patín superior no deberá ser menor de 14 cm
2. El espesor del patín inferior no deberá ser menor de 14 cm.

En base a los espaciamientos mínimos necesarios y recubrimientos requeridos, que debe ser por lo menos una vaina de separación entre los cables según norma.

El diámetro de la vaina, según el sistema de pretensado elegido (Protende), es igual a 7 cm.

Por lo tanto los espesores adoptados son:

Figura 4.5.1.5.1.-1. Espesor del patín.



No se eligieron patines más delgados porque patines delgados en compresión, siempre presentan el peligro del pandeo cuando son cargados y son vulnerables a romperse durante las operaciones de erección de los elementos percolados.

Base de los patines:

Base del patín superior:

Se adopta $B_1 = 0.60$ m.

Base del patín inferior:

Se adopta $B_2 = 0.50$ m.

Ancho del alma

El espesor mínimo del alma se determina frecuentemente por los espacios mínimos requeridos por los cables de pretensado y por los requisitos de recubrimiento para el acero exterior.

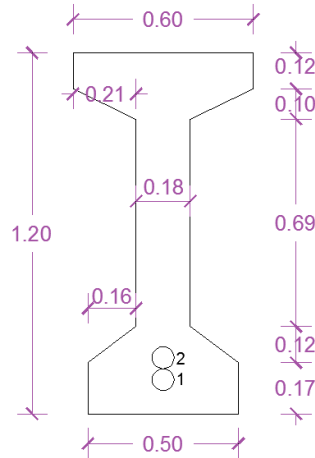
Según Arthur H. Nilson normalmente un ancho mínimo de 6 pulg, debe ser considerado como mínimo práctico. (pág. 166).

Por lo que se adoptó un ancho igual:

$b_w = 0,18$ m.

Se utilizó una sección I:

Figura 4.5.1.5.1.-2. Dimensión de la sección I.



Se utilizaran 3 vigas como se definió en el inciso 4.3.5.

Propiedades Geométricas

Las propiedades geométricas de la sección en diferentes estados de tiempo son:

Cuadro 4.5.1.5.1.-1. Propiedades geométricas en tiempo “0”

RESULTADOS		
A_o =	3533,03	cm²
C_{1o} =	61,29	cm
C_{2o} =	58,71	cm
I_o =	6078785,55	cm⁴
S₁ =	103538,18	cm³
S₂ =	99181,63	cm³
r^{2o} =	1720,56	cm²
eo =	43,71	cm
Perímetro =	400,89	cm

Cálculo del ancho reducido para homogeneizar la sección compuesta

Módulo de elasticidad del hormigón:

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c}$$

Cuadro 4.5.1.5.1.-2. Módulos de elasticidad.

Elemento	f'c (Kg/cm ²)	Ec (Kg/cm ²)
Hormigón Losa	210	218820
Hormigón viga	350	282496

Relación modular de Hormigones:

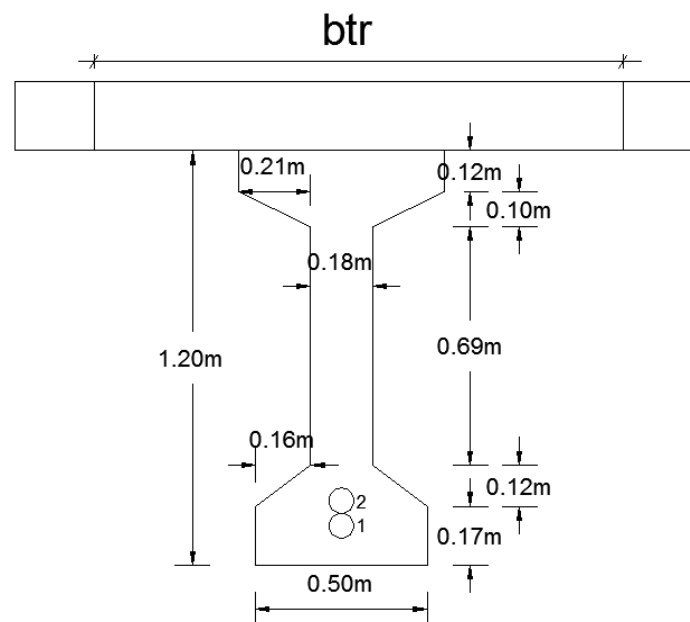
$$\eta = \frac{E_c}{E_{cp}} \Rightarrow \eta = 0.78$$

Cálculo de ancho reducido:

$$B_{tr} = \eta * B \Rightarrow B_{tr} = 1.56 \text{ m}$$

Entonces las características de la sección homogeneizada serán:

Figura 4.5.1.5.1.-3. Dimensiones de la sección I homogeneizada.



- Propiedades geométricas en tiempo “∞”

Cuadro 4.5.1.5.1.-3. Propiedades geométricas en tiempo “∞”.

RESULTADOS		
A_∞ =	6631,41	cm ²
C_{1∞} =	93,39	cm ²
C_{2∞} =	46,61	cm
I_∞ =	13965461,10	cm ⁴
S_{1∞} =	299642,75	cm ³
S_{2∞} =	149534,41	cm ³
r²_∞ =	2105,95	cm ²
e_∞ =	31,61	cm
h_∞ =	140	cm

4.5.1.5.2. Análisis de cargas, transversalmente.

La carga muerta constituida por postes, pasamanos, aceras, bordillos, rodadura y losas se las distribuye entre las tres vigas:

Carga muerta:

Postes y pasamanos:

$$P_{\text{poste}} = \left(0.15m * 0.10m + 0.06m * \frac{1.06m}{2} + 0.14m * 1.06m - 0.0028 * 5 \right) * 0.15m$$

$$* 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$P_{\text{poste}} = 65.23 \text{ kg es el peso de un poste}$$

Son 11 postes por lado en total serian 22 postes para cada tramo de la estructura.

Como cada poste pesa 65.23 kg el peso total de todos los postes será:

$$P_{\text{poste}} = 22_{\text{postes}} * 65.23 \text{ kg} = 1435.10 \text{ kg}$$

Para volverlos peso por carga distribuida:

$$P_{poste} = \frac{\frac{1435.10 \text{ kg}}{3_{vigas}}}{22.00 \text{ m}} = 21.71 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

El pasamano tiene una carga distribuida de 5.44 kg/m, para los 5 tubos de la estructura seria:

$$P_{pasamanos} = 5.44 * 5 \Rightarrow 27.20 \text{ kg/m}$$

$$P_{poste} = \frac{27.20 * 2 \text{ kg/m}}{3_{vigas}} = 18.13 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Aceras:

$$P_{acera} = \frac{(1.25\text{m} * 0.15\text{m}) * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}{3_{vigas}} * 2_{aceras} = 295.20 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Bordillos:

$$P_{bordillo} = \left(0.18\text{m} * 0.45\text{m} + 0.20\text{m} * 0.02\text{m} + 0.02\text{m} * \frac{0.25}{2} \text{m} \right) * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$P_{bordillo} = \frac{183.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}}{3_{vigas}} * 2_{bordillos} = 122.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Losa:

$$P_{losa} = 7.30\text{m} * 0.2\text{m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = \frac{3504.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}}{3_{vigas}} = 1168.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Rodadura:

$$P_{rodadura} = 7.30\text{m} * 0.02\text{m} * 2200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = \frac{321.20 \frac{\text{kg}}{\text{m}}}{3_{vigas}} = 107.07 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Diafragma:

$$P_{diafragma} = 127.24 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga permanente que debe resistir la viga:

$$P_p = \sum (\text{Carga muerta})$$

$$P_p = 1752.29 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Cálculo de momento máximo producido en la viga debido a la carga permanente de la estructura.

$$M_D = \frac{q * L^2}{8} = 112469.50 \text{ kg} * \text{m}$$

Momento del peso propio de la viga:

La carga distribuida para el peso propio de la viga será:

Carga distribuida en tiempo "0"

$$q_{pp0} = \text{Area de la viga}(\text{tiempo "0"}) * \text{peso especifico del H}^\circ$$

$$q_{pp0} = 0.3433 \text{ m}^2 * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 848.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga distribuida en tiempo "∞"

$$q_{pp\infty} = \text{Area de la viga}(\text{tiempo "∞"}) * \text{peso especifico del H}^\circ$$

$$q_{pp\infty} = 0.6631 \text{ m}^2 * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 1592.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Momento por peso propio:

$$M_{pp0} = \frac{q * L^2}{8} \Rightarrow M_{pp0} = \frac{848.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (22.00\text{m})^2}{8} = 51299.60 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{pp\infty} = \frac{q * L^2}{8} \Rightarrow M_{pp\infty} = \frac{1592.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (22.00\text{m})^2}{8} = 96288.18 \text{ kg} * \text{m}$$

Momento total por carga muerta:

Momento total en tiempo "0"

$$M_{tcm0} = 51299.60 \text{ kg} * \text{m}$$

Momento total en tiempo "∞"

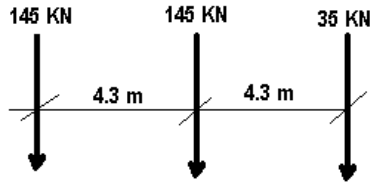
$$M_{tcm\infty} = 112469.50 + 96288.18 \Rightarrow M_{tcm} = 209181.18 \text{ kg} * \text{m}$$

Carga viva:

Para hallar el máximo momento por carga viva debemos hacer las combinaciones ya sea camión + carril o tándem +carril trabajando con la que resulte mayor.

Camión de diseño:

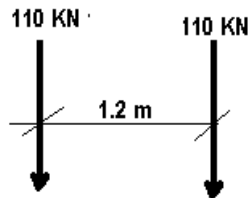
Figura 4.5.1.5.2.-1. Distribución de las fuerzas del camión de diseño.



Tándem de diseño:

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110000 KN con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica. (AASHTO 04 sección 3)

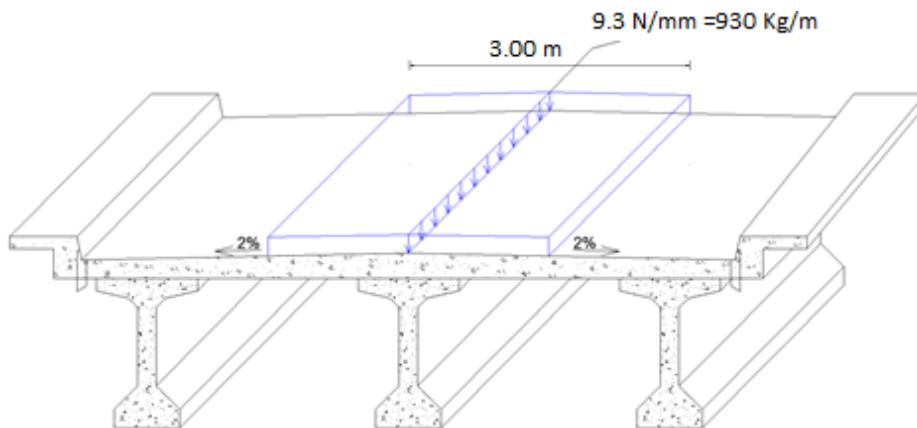
Figura 4.5.1.5.2.-2. Distribución de las fuerzas del Tándem de diseño.



Carga de Carril:

La carga de carril de diseño consistirá en una carga de 9.3 N/mm (930 kg/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal, transversalmente se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm (3 m).

Figura 4.5.1.5.2.-3. Distribución de las fuerzas de la carga de carril.



4.5.1.5.3. Análisis de esfuerzos.

Máximo momento

Cálculo de momento máximo mediante el teorema de barré

Camión:

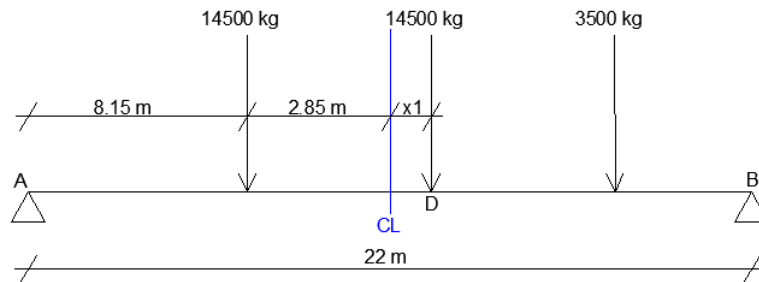
Posición de la resultante:

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow 0 = 14500 * 4.3 + 3500 * 8.6 + R * x$$

$$x = \frac{14500 * 4.3 + 3500 * 8.6}{32500} = 2.85 \text{ m}$$

$$x_1 = 4.30 - 2.85 = 1.45 \text{ m}$$

Figura 4.5.1.5.3.-1. Camión de diseño actuando en la viga.



Calculando tenemos:

$M_D = 140061.53 \text{ kg} * \text{m}$ se produce en el punto "D".

$M_{CL} = 137512.50 \text{ kg} * \text{m}$, es el momento en centro luz.

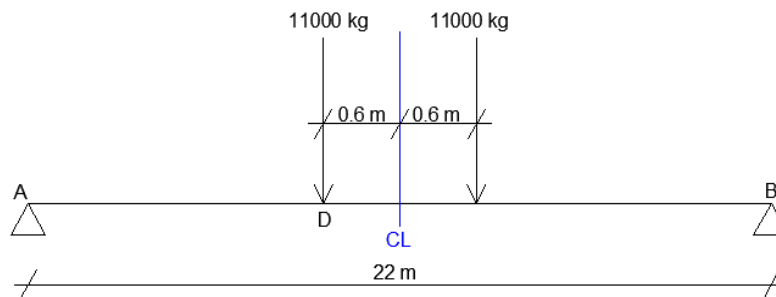
El momento se debe multiplicar por la fracción de carga.

$$M_D = 113449.84 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{CL} = 111385.12 \text{ kg} * \text{m}$$

Tandem:

Figura 4.5.1.5.3.-2. Tándem de diseño actuando en la viga.



Calculando tenemos:

$M_D = 105050.00 \text{ kg} * \text{m}$ y se produce en el punto "D".

$M_{CL} = 114400.00 \text{ kg} * \text{m}$, es el momento en centro luz.

El momento se debe multiplicar por la fracción de carga.

$$M_D = 85090.50 \text{ kg} * m$$

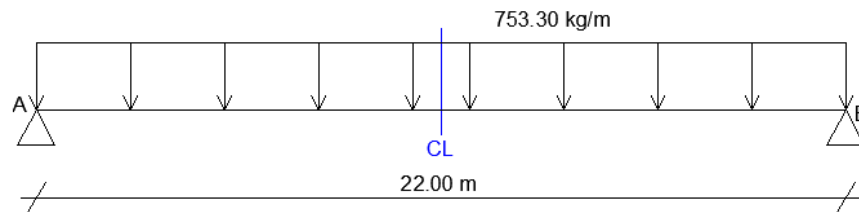
$$M_{CL} = 92664.00 \text{ kg} * m$$

El máximo momento se produce cuando actúa la carga del camión tipo.

Máximo momento por la carga de carril.

La carga de carril para distribuirla sobre la viga debemos antes multiplicarla por la fracción de carga = 623.10 kg/m

Figura 4.5.1.5.3.-3. Carga de carril actuando en la viga.



Momento en centro luz

$$M_{carril} = \frac{q * L^2}{8} = \frac{753.30 \frac{kg}{m} * (22.00m)^2}{8} = 45574.65 \text{ kg} * m$$

Momento en el punto D (1.45 m de centro luz)

$$M_D = 44782.74 \text{ kg} * m$$

Hacemos dos combinaciones

Camión + carril en centro luz

$$M_{CL} = 156959.77 \text{ kg} * m$$

Camión + carril en el punto D (0.725m de centro luz)

$$M_D = 158232.58 \text{ kg} * m$$

El máximo momento por carga viva es 158232.58 kg * m

Momento por carga de impacto:

$$M_{IMD} = 158232.58 \text{ kg} * m * 0.33 \Rightarrow M_{IMD} = 52216.75 \text{ kg} * m$$

Momento total

El momento total es la suma del momento máximo por carga muerta y el momento máximo por carga viva.

Momento total en el punto D

Momento total en tiempo “∞”

$$M_{tcm\infty} = 209181.18 \text{ kg} * m \text{ en el punto D}$$

$$M_{t\infty} = M_{tcm\infty} + M_{tcv}$$

$$M_{t\infty} = 419630.51 \text{ kg} * m$$

El momento total máximo se produce en el punto D.

4.5.1.5.4. Estimación de la Fuerza de Presforzado inicial

La fuerza de pretensado es calculada con la siguiente ecuación:

$$\sum t = \left[-\frac{M_0}{S_2} - \frac{M_{diaf}}{S_{2\infty}} - \frac{M_{DCsup}}{S_{2\infty}} - \frac{M_{DW}}{S_{2\infty}} - \frac{M_{LL+IM}}{S_{2\infty}} \right] \Rightarrow t = -258.59$$

$$P_o = \frac{-\sum t * S_2 * A_o}{S_2 + A_o * e_o} \Rightarrow P_o = 357288.28 \text{ Kg}$$

Determinación del número de torones

Cuadro 4.5.1.5.4.-1. Esfuerzos permisibles del acero presforzado.

Producto	Especificación	Grado o tipo	Resistencia mínima a la fluencia (fpy)		Resistencia mínima a tensión (fpu)	
	ASTM		Klb/pulg ²	kg/cm ²	Klb/pulg ²	kg/cm ²
Torones de presfuerzo	A416	250	212,5	14900	250	17500
		270	230	16170	270	18900

Esfuerzo admisible indicado por el código ACI.

Esfuerzos de tracción en el acero de presforzado, inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo: $0.82 * f_{py}$

Pero no mayor que: $0.74 * f_{pu}$

Cálculo del número de torones:

Área nominal del acero de 0,5 plg. = 0.987 cm².

Fuerza de presforzado por torón de 0,5 plg.

Asumiendo q el esfuerzo en los cables es 0.80*fpu

$$f_s = \frac{f_{pu}}{A_u} \Rightarrow f_s = 19148.94 \text{ Kg}$$

Área de Torones.

$$A_{S_{torones}} = \frac{P_o}{0.75 * f_s} \Rightarrow A_{S_{torones}} = 23.32$$

Número de torones.

$$N^o_{torones} = \frac{A_{S_{torones}}}{A_u} \Rightarrow N^o_{torones} = 23.62$$

Área real de Torones.

$$Areal = N^o_{torones} * A_u \Rightarrow Areal = 23.69 \text{ cm}^2$$

Se colocaran dos vainas de 12 Torones cada una obteniendo así una fuerza de pretensado inicial igual a:

$$P_o = 362880.00 \text{ kg} = 362.80 \text{ Tn}$$

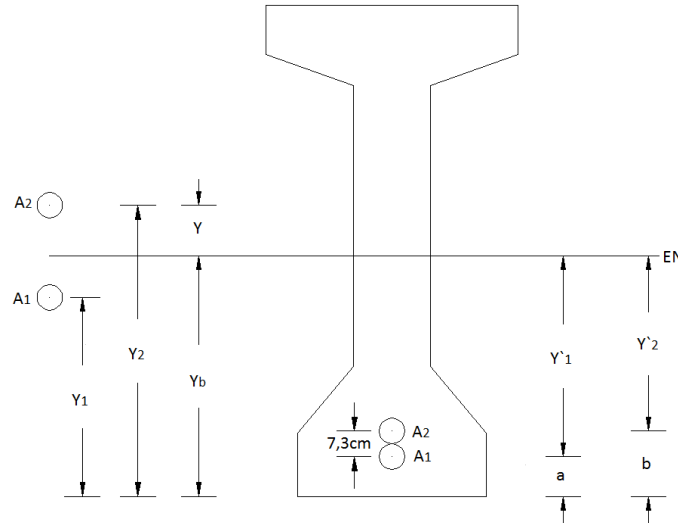
La sección del anclaje en el alma debe ser de por lo menos 260 mm, según el sistema de pretensado asumido.

4.5.1.5.5. Curvatura del cable

4.5.1.5.5.1. Calculo de la trayectoria del cable.

Coordenadas de las vainas

Figura 4.5.1.5.5.1.-1. Disposición de las vainas en la viga.



Apoyo

$$\sum M_{EN} = A_2 * y - A_1 * (30 - y) = 0$$

$$y_1 = y_2 - 30 \Rightarrow y_1 = 43.71 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_b + y \Rightarrow y_2 = 73.71 \text{ cm}$$

Centro

$$\sum M_{EN} = A_2 * y_2 - A_1 * (y_2 + 7.3) = e * A_{SR}$$

$$y_2 = \frac{-7.3 * A_1 + e * A_{SR}}{A_1 + A_2} \Rightarrow y_2 = 40.06 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_2 + 7.3 \Rightarrow y_1 = 47.36 \text{ cm}$$

$$a = y_b - y_1 \Rightarrow a = 11.35 \text{ cm}$$

$$b = y_b - y_2 \Rightarrow b = 18.65 \text{ cm}$$

Ecuación de la curva parabólica del Cable

$$\begin{cases} 0,59 \\ 0,15 \\ 0,59 \end{cases} = \begin{cases} 0 & A + & 0 & B + & C \\ 121,00 & A + & 11 & B + & C \\ 484,00 & A + & 22 & B + & C \end{cases}$$

Solución

$$A = 0,003612$$

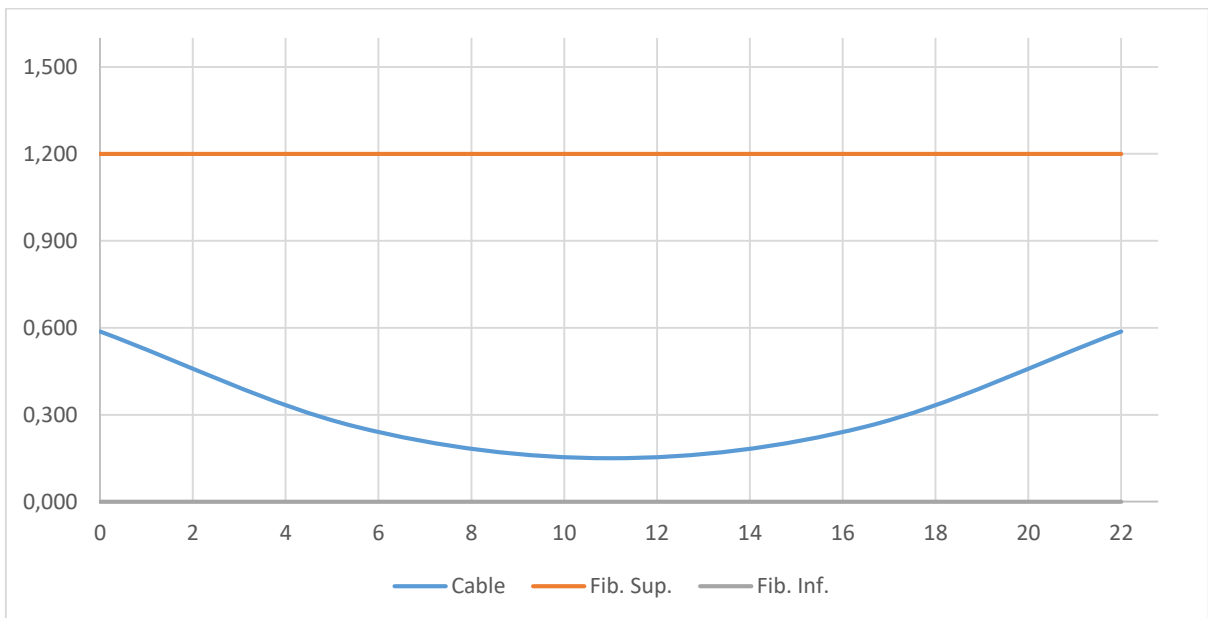
$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$B = -0,079473$$

$$C = 0,587105$$

$$y = 0,003612 x^2 + -0,079473 x + 0,587105$$

Figura 4.5.1.5.1.-2. Trayectoria del cable en la viga.



4.5.1.5.2. Trayectoria de los tendones en la viga de pretensado:

Ecuación de la curva parabólica del Tendón 1

$$\begin{cases} 0,44 \\ 0,11 \\ 0,44 \end{cases} = \begin{cases} 0 & A + & 0 & B + & C \\ 121,00 & A + & 11 & B + & C \\ 484,00 & A + & 22 & B + & C \end{cases}$$

Solución

$$A = 0,002674$$

$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$B = -0,058837$$

$$C = 0,437105$$

$$y = 0,002674 x^2 + -0,058837 x + 0,437105$$

Ecuación de la curva parabólica del Tendón 2

$$\begin{cases} 0,74 \\ 0,19 \\ 0,74 \end{cases} = \begin{cases} 0 & A + & 0 & B + & C \\ 121,00 & A + & 11 & B + & C \\ 484,00 & A + & 22 & B + & C \end{cases}$$

Solución

$$A = 0,004550$$

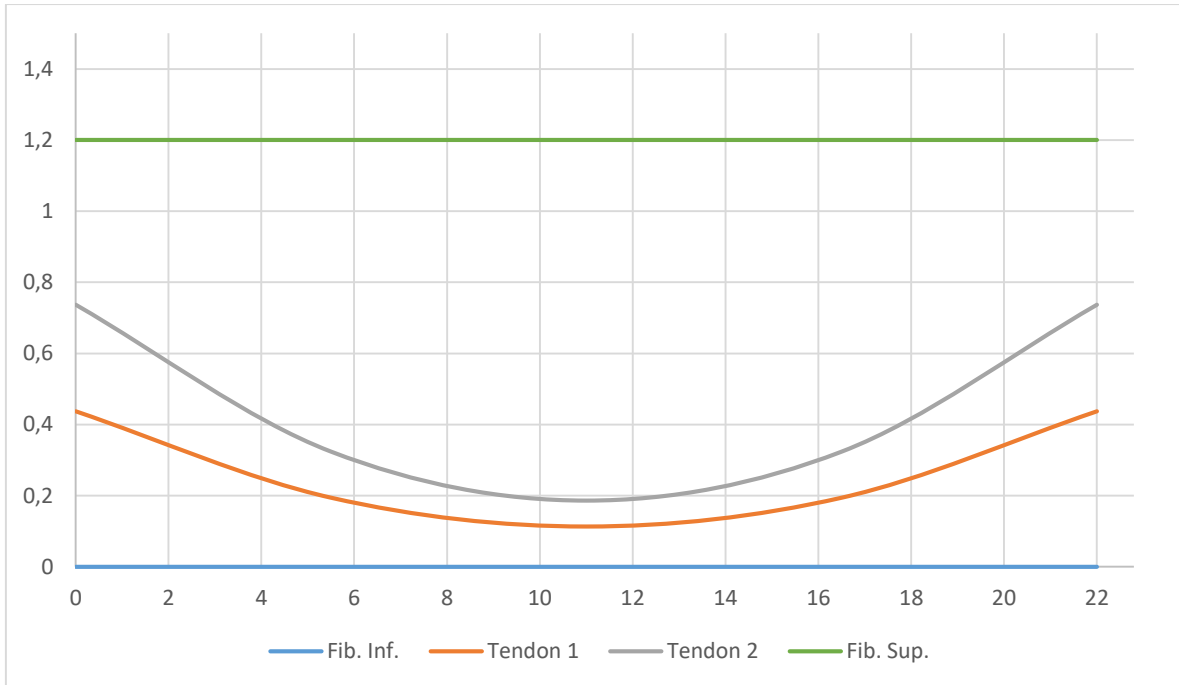
$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$B = -0,100110$$

$$C = 0,737105$$

$$y = 0,004550 x^2 + -0,100110 x + 0,737105$$

Figura 4.5.1.5.5.2.-1. Trayectoria de los Tendones en la viga.



4.5.1.5.6. Pérdidas de Presforzado.

4.5.1.5.6.1. Pérdidas Instantáneas.

Pérdida por fricción.

Para el cálculo de la pérdida por fricción, se utiliza el perfil parabólico del cable:

$$y = 0.00361244 * x^2 - 0.07947 * x + 0.59$$

$$\frac{dy}{dx} = 2 * 0.003612 * x - 0.079473$$

$$\alpha = |0.007224 * x - 0.079473|$$

Para α al inicio de la viga $lx = 0$:

$$\alpha_0 = |0.007224 * 0 - 0.079473| \Rightarrow \alpha_0 = -0.079473$$

Para α en centro luz de la viga $lx = 11m$:

$$\alpha_{CL} = |0.007224 * 11 - 0.079473| \Rightarrow \alpha_{CL} = 0$$

Entonces el ángulo de intersección es:

$$\alpha_{int.} = |0 - 0.079473| \Rightarrow \alpha_{int.} = 0.079473 \text{ rad}$$

La pérdida de Presforzado por fricción se calcula mediante la fórmula:

$$\Delta f_{fr} = f_{pi}(1 - e^{-(Klx+\mu\alpha)})$$

Los coeficientes de fricción para tendones postesados “k” y “μ” adoptados del cuadro 3.2.1.5.5.1.-1.

Por lo tanto tenemos:

$$\Delta f_{fr} = 302,06 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdida por deslizamiento de anclajes (acuñamiento).

Si utilizamos el gato de pretensado “AMC-115” del sistema de pretensado elegido, tendremos que la penetración de las cuñas oscila entre 4 y 7 mm, con lo cual se adoptara la media que son 6 mm de penetración.

La pérdida por acuñamiento se calcula mediante la siguiente formula:

$$\Delta f_{pA} = \frac{2 * Es * \Delta L}{x} - 2 * \Delta f_{fr}$$

$$x = \sqrt{\frac{Es * \Delta L * L/2}{\Delta f_{fr}}} \Rightarrow x = 20,90 \text{ m}$$

$$x > \frac{L}{2} ; 2090 \text{ mm} > 1100 \text{ mm} \quad \text{OK!!}$$

$$\Delta P f_s = 543,96 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdida por acortamiento elástico (ES).

$$\Delta f_{elastico} = \frac{Es}{Ec} f_{cgp} * \left(\frac{N-1}{2N} \right)$$

$$f_{cgp} = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e_o^2}{I_o} \right) + \frac{M_o e_o}{I_o} \Rightarrow f_c = 173,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{es} = 289,75 \text{ kg/cm}^2$$

4.5.1.5.6.2. Pérdidas diferidas (Retracción, Fluencia y Relajación de cables)

$$\Delta P_{CR} + \Delta P_{SH} + \Delta P_{RE} = 230 \left[1 - 0.15 * \frac{f_c - 41}{41} + 41 * P_{PR} - 41 \right] = 2350,49 \text{ kg/cm}^2$$

4.5.1.5.7. Determinación del preesfuerzo final.

$$P_f = P_o + \Delta f_{pT} * A_T \Rightarrow P_f = 445462,46 \text{ Kg} \approx 445 \text{ Tn}$$

Verificación de Tensiones finales en la viga.

Tiempo Inicial t = 0.

Fibra superior de la viga.

$$f_{c1} = + \frac{M_T * c_{1\infty}}{I_0} - \frac{P_0 * e_0 * c_{10}}{I_0} + \frac{P_0}{A_\infty} \leq -0.8 * \sqrt{f'_{ci}}$$

$$f_{c1} = -12,43 \text{ kg/cm}^2 > -13.39 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK!!!}$$

Fibra inferior de la viga.

$$f_{c2} = -\frac{M_T * c_{20}}{I_0} + \frac{P_0 * e_0 * c_{20}}{I_0} + \frac{P_0}{A_0} \geq 0.6 * f'_{ci}$$

$$f_{c2} = 165,62 \text{ kg/cm}^2 < 168.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK!!!}$$

Tiempo Infinito $t = \infty$

Fibra superior de la viga.

$$f_{c1\infty} = +\frac{M_\infty * c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{P_f * e_\infty * c_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{P_f}{A_\infty} \geq 0.45 * f'_{ci}$$

$$f_{c1\infty} = 48,58 \text{ kg/cm}^2 < 157.50 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK!!!}$$

Fibra inferior de la viga

$$f_{c2\infty} = -\frac{M_\infty * c_{2\infty}}{I_\infty} + \frac{P_f * e_\infty * c_{2\infty}}{I_\infty} + \frac{P_f}{A_\infty} \geq 1.6 * \sqrt{f'_{ci}}$$

$$f_{c2\infty} = 67,03 \text{ kg/cm}^2 > -29.93 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK!!!}$$

4.5.1.5.8. Diseño por corte.

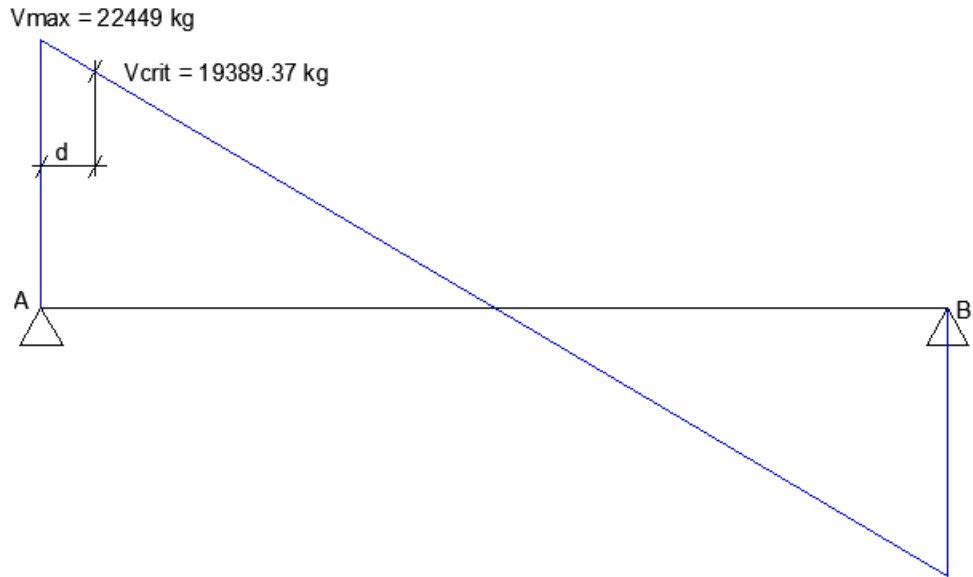
4.5.1.5.8.1. Análisis de cortante máximo y cortante critico a una distancia de “d = h/2”.

Cortante de la viga.

$$\frac{Q_\infty * L}{2} = 17506,94 \text{ Kg}$$

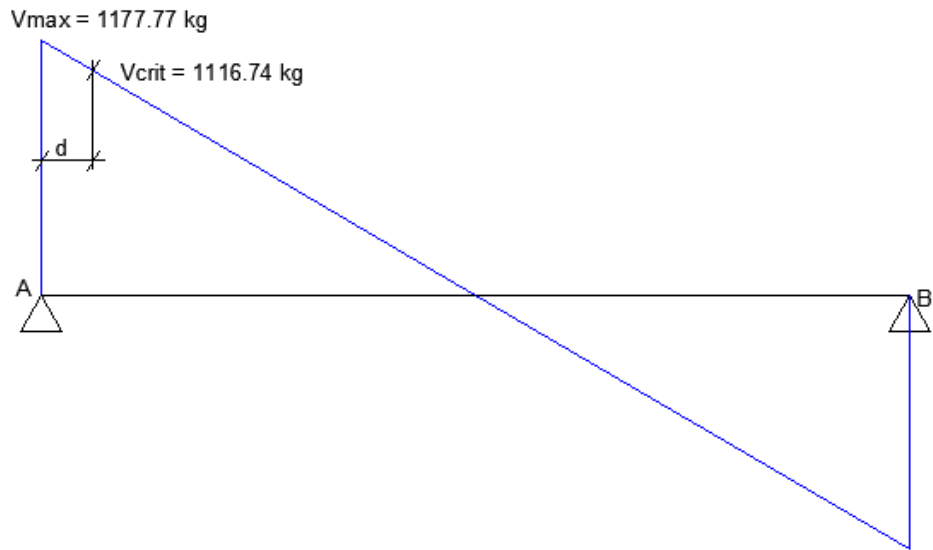
Cortante por carga muerta.

Figura 4.5.1.5.8.1.-1. Diagrama de Cortante por carga muerta.



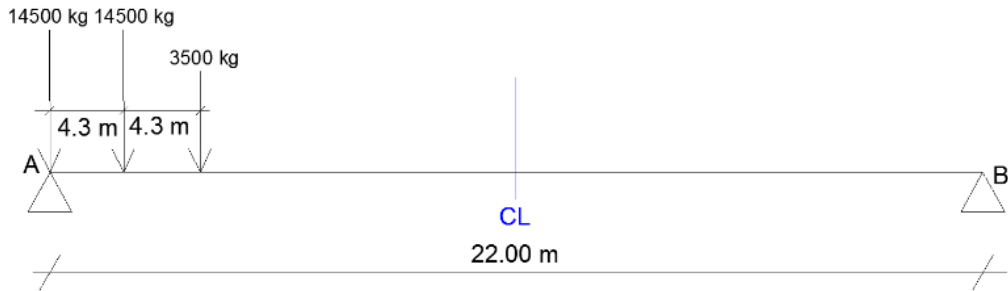
Cortante por capa de rodadura.

Figura 4.5.1.5.8.1.-2. Diagrama de Cortante por capa de rodadura.

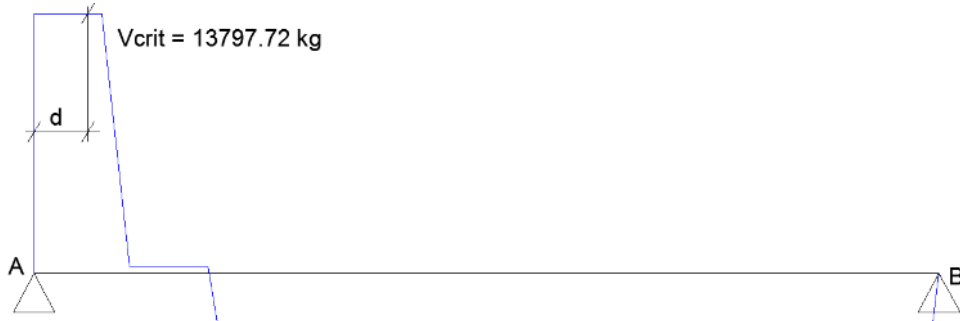


Cortante por carga viva (camión tipo HL-93).

Figura 4.5.1.5.8.1.-3. Diagrama de Cortante por carga Viva.



$V_{max} = 13797.72 \text{ kg}$



Multiplicando por la fracción de carga (0.81) tenemos:

$$V_{crit} = 13797.72 * 0.81 \Rightarrow V_{crit} = 11176.15 \text{ kg}$$

Cortante por carga de carril.

Figura 4.5.1.5.8.1.-4. Diagrama de Cortante por carga de carril.



Cortante por carga de impacto.

$$V_{IM} = 6280.91 \text{ kg}$$

Combinación de cargas para el diseño a corte.

Solo se usara la Resistencia I ya que es la más desfavorable.

$$Vu = 1.25 * DC + 1.5 * DW + 1.75 * (LL + IM)$$

$$Vu = 113978.65 \text{ kg}$$

Cálculo de la armadura de corte.

$$Vu \leq \phi * Vn \quad ; \quad Vu \leq \phi * (Vc + Vs)$$

Dónde:

$$\phi = 0.9 \text{ (AASHTO LRFD 2004)}$$

4.5.1.5.8.2. Determinación del cortante que resiste el concreto (Vc).

Cálculo del cortante de agrietamiento por cortante a flexión (Vci).

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \leq \frac{\sqrt{f'_c}}{7} b_w d$$

Dónde:

$$b_w = 240 \text{ mm}$$

$$d_p = 0.8 * h \Rightarrow d_p = 1120 \text{ mm}$$

$$x = \frac{h}{2} \Rightarrow x = 700 \text{ mm}$$

$$f_{pe} = \left| -\frac{P_e * e_{\infty} * c_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{P_e}{A_{\infty}} \right| \Rightarrow f_{pe} = 0.93 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{q_{\infty} L}{2} - q_{\infty} x \Rightarrow V_d = 163928.64 \text{ N}$$

$$M_{max} = 1.2 \left(\frac{q_D * L * x}{2} - \frac{q_D * x^2}{2} \right) + 1.6 \left(\frac{q_L * L * x}{2} - \frac{q_L * x^2}{2} \right)$$

$$M_{max} = 397709340 \text{ N * mm}$$

$$V_i = 1.2 \left(\frac{q_D * L}{2} - q_D * x \right) + 1.6 \left(\frac{q_L * L}{2} - q_L * x \right) \Rightarrow V_i = 549484.40 \text{ N}$$

$$M_{cre} = \frac{I}{Y_t} \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right) \Rightarrow M_{cre} = 512031178 \text{ N * mm}$$

$$f_d = \left| \frac{M_{\infty} * e_1}{I_{\infty}} \right| \Rightarrow f_d = 2.18 \text{ MPa}$$

$$V_{ci} = 930996.82 \text{ N} \geq 170383.10 \text{ N}$$

Por lo tanto se utiliza:

$$V_{ci} = 170383.10 \text{ N}$$

Cálculo del cortante de agrietamiento por cortante en el alma (V_{cw}).

$$V_{cw} = 0,3(\sqrt{f'_c} + f_{pc})b_w d_p + V_p$$

Dónde:

$$V_p = P_e * \text{sen}(\theta) \Rightarrow V_p = 20497280.30 \text{ N}$$

$$f_{pc} = \left| \frac{M_T e_1}{I_{\infty}} - \frac{P_e e_{\infty} e_1}{I_{\infty}} - \frac{P_e}{A_{\infty}} \right| \Rightarrow f_{pc} = 12.61 \text{ MPa}$$

$$V_{cw} = 21617553.50 \text{ N}$$

De los valores obtenidos de V_{ci} y V_{cw} se elige el menor, ya que en ese valor se producirá el quiebre.

$$V_c = 170383.10 \text{ N}$$

4.5.1.5.8.3. Armadura de corte.

Si:

$$V_u < 0.5 * \phi * V_c \rightarrow 1139786.49 \text{ kg} < 76672.39 \text{ kg}$$

$$0.5 * (\phi * V_c) \leq V_u \leq \phi * V_c \rightarrow 76672.39 \text{ kg} \leq 1139786.49 \text{ kg} \leq 153344.79 \text{ kg}$$

$$V_u > (\phi * V_c) \rightarrow 1139786.49 \text{ kg} > 153344.79 \text{ kg}$$

Por lo tanto se deberá calcular el área necesaria para el refuerzo y no deberá ser menor que el área de la armadura mínima.

Adoptando un espaciamiento s = 20 cm tenemos que:

Armadura necesaria.

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

$$A_v = 5.18 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima.

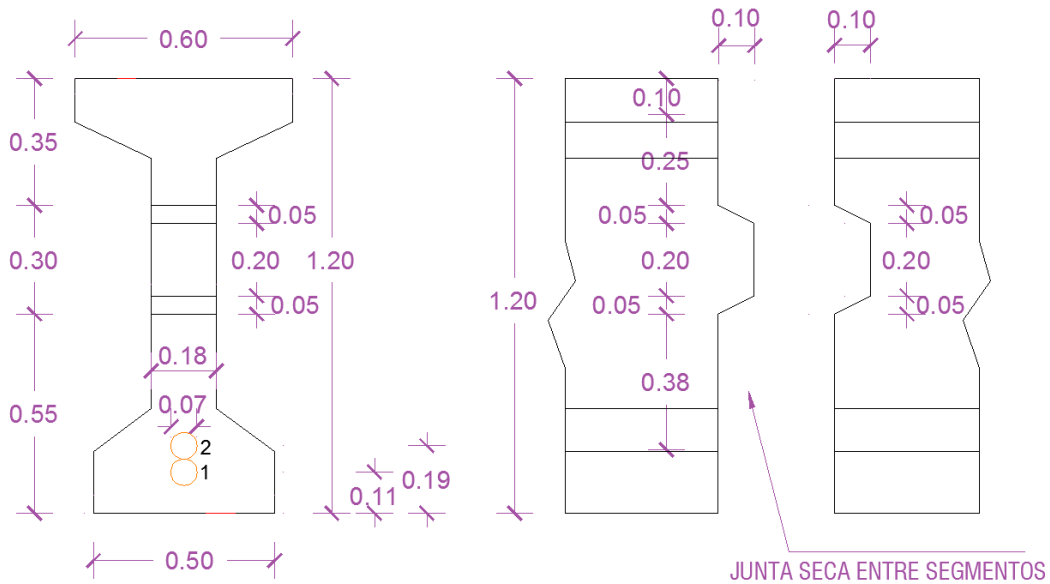
$$A_{vmin} = 3.5 * \frac{b_w * s}{f_{yt}}$$

$$A_{smin} = 0.30 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto tenemos 1 estribo de ϕ 12 mm c/20 cm, con un área de estribo de 1.13 cm².

4.5.1.5.8.4. Verificación de las llaves de corte.

Figura 4.5.1.5.8.4.-1. Dimensiones de la llave de corte.



$$V_n = A_k \sqrt{f'_c} (1 + 0.205 \sigma_{pc}) + 0.6 A_{sm} \sigma_{pc}$$

Donde:

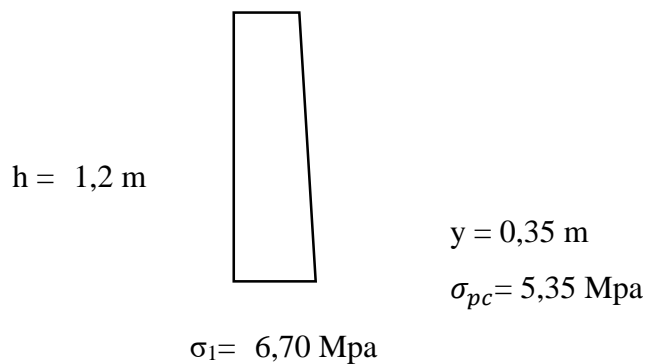
A_k = Area de la base de las llaves en el plano de la junta (54000 mm²).

A_{sm} = Area de contacto sin llaves en el plano de la junta (299303 mm²).

σ_{pc} = Tensión de compresión en la junta.

Figura 4.5.1.5.8.4.-2. Diagrama de Tensiones finales luego del pretensado.

$$\Sigma_2 = 4,80 \text{ Mpa}$$



Resistencia nominal a cortante de las juntas secas con llaves.

$$V_n = 1631,63 \text{ KN}$$

Cortante último en el pretensado:

$$V_u = 170.38 \text{ KN}$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$170,38 \text{ KN} < 1468,47 \text{ KN} \quad \text{OK!!}$$

Si $V_u < 0.5 * \phi V_n$ no necesita armadura de corte.

$$170,38 \text{ KN} < 734,23 \text{ KN} \quad \text{OK!!}$$

Se colocara la armadura mínima requerida:

$$A_{vf} \geq \frac{0.35 * b_v}{f_y}$$

$$A_{vf} \geq 0,083 \text{ mm}^2$$

Se colocaran 4 barras de $\emptyset 10$ en la llave de corte.

4.5.1.5.9. Armadura Longitudinal o pasiva.

4.5.1.5.9.1. Cálculo de la Armadura Longitudinal.

$$\frac{0,85 * f'_c * a * b}{A_{st}} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{B_1} \left(\frac{A_{ps}}{b * dp} * \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \left(\frac{f_y}{f'_c} * \frac{A_s}{b * d} \right) \right) \right)$$

Dónde:

$$\gamma_p = 0,25 \text{ (para torones baja relajación)}$$

$$dp = 96 \text{ cm}$$

$$d = 117 \text{ cm}$$

$$a = 0,85 * c_{1\infty} = 79.38 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{ps} = 23,69 \text{ cm}^2$$

$$B_1 = 0,81 \text{ (para } f'_c = 35 \text{ Mpa)}$$

$$b = 18 \text{ cm}$$

Iterando obtenemos:

$$A_{st} = 23,81 \text{ cm}^2$$

Área mínima

$$A_{min} = \text{area de estribos por metro} \Rightarrow A_{min} = 7,85 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor valor entre las armaduras de A_{st} y A_{min} por lo tanto:

$$A_{long.} = 23,81 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 20 barras para armar la viga, por lo tanto $A_{long.} = 23,81/22 \Rightarrow 1,08 \text{ cm}^2$

Tenemos que se colocaran: 22 barras Ø12.

Cuadro 4.5.1.5.-1. Resumen de Armaduras en la Viga.

Viga de pretensado	Armadura
Armadura Longitudinal	22 barras Ø 12 mm
Armadura Transversal	Barras de Ø 12 mm c/20 cm
Vainas y tendones	2 vainas con 12 Torones de ½” c/u
Armadura en llaves de corte	4 barras de Ø 10 mm

4.5.1.5.10. Método Constructivo

El método que se planteó para el proyecto es el de hormigonar la viga por segmentos, las partes de la viga se colocará en su lugar a través de andamios, una vez completa la viga se procederá a tesar los cables de pretensado.

4.5.1.6. Diafragmas

Los diafragmas o vigas transversales “VT”, son estructuras rígidas, no existiendo rotación en sus apoyos pero si deformaciones debido a los asentamientos.

4.5.1.6.1. Dimensionamiento de la viga transversal

La base del diafragma debe ser mayor a 15 cm para que se pueda colocar doble armadura y la altura se adopta a partir de la altura de las vigas principales.

Se colocarán 4 diafragmas, a 7 m. de distancia entre sí, las dimensiones son las siguientes:

$$h = \frac{2}{3} * h_{viga\ principal} \Rightarrow h = 0.80 \text{ m}$$

Adoptando: b = 20 cm; h = 90 cm

4.5.1.6.2. Análisis de Cargas

Carga Muerta:

Peso Propio del diafragma:

$$Q_{pp} = b * h * \gamma_{H^o} \Rightarrow Q_{pp} = 0.20 * 0.90 * 2400 \Rightarrow Q_{pp} = 432.00 \text{ kg/m}$$

Peso Propio de la losa:

$$Q_{ppl} = 0.20 * 7 * 2400 \Rightarrow Q_{ppl} = 3360.00 \text{ kg/m}$$

Peso Propio total es 3792.00 kg/m.

Figura 4.5.1.6.2.-1. Carga por peso propio en el diafragma.

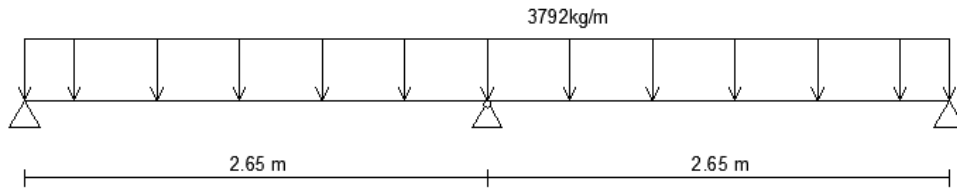
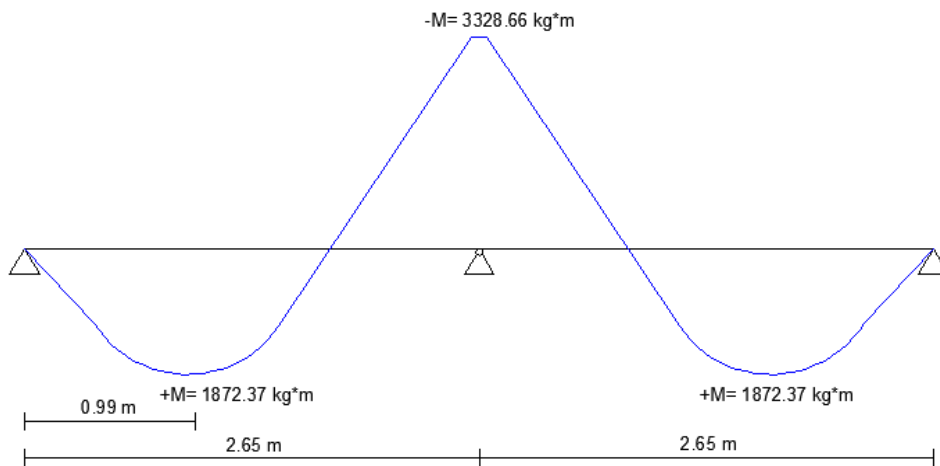


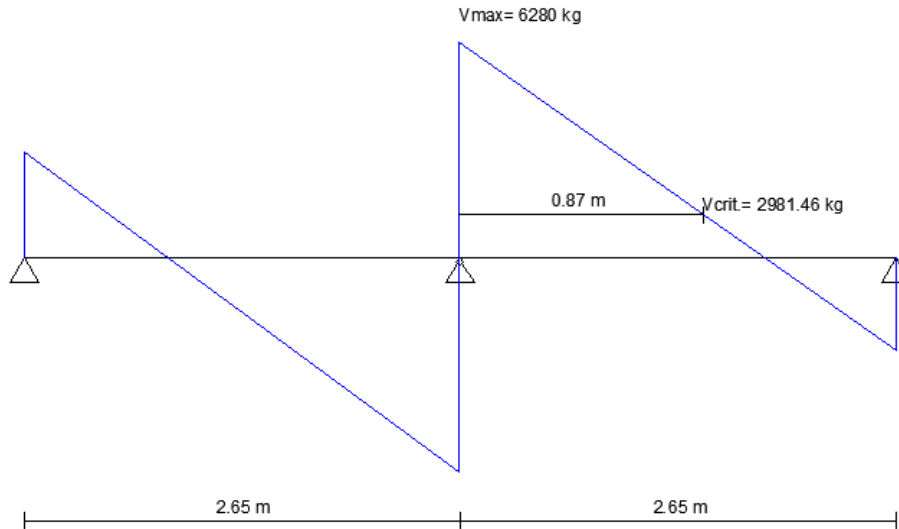
Figura 4.5.1.6.2.-2. Diagrama de Momentos por DC en el diafragma.



$$+M_{DC} = 1872.37 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$-M_{DC} = 3328.66 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Figura 4.5.1.6.2.-3. Diagrama de Cortante por DC en el diafragma.



$$V_{crit} = 2981.46 \text{ Kg}$$

Peso Propio de la capa de rodadura:

$$Q_{ppr} = 0.02 * 7 * 2200 \Rightarrow Q_{ppr} = 308.00 \text{ kg/m}$$

Figura 4.5.1.6.2.-4. Carga por capa de rodadura en el diafragma.

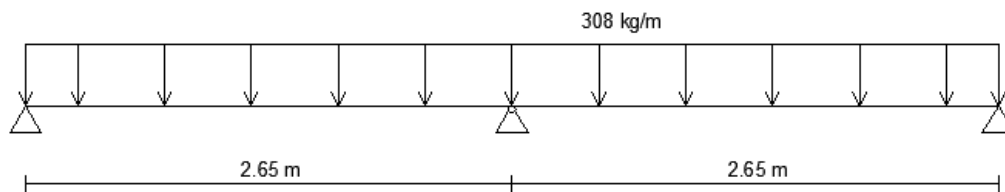
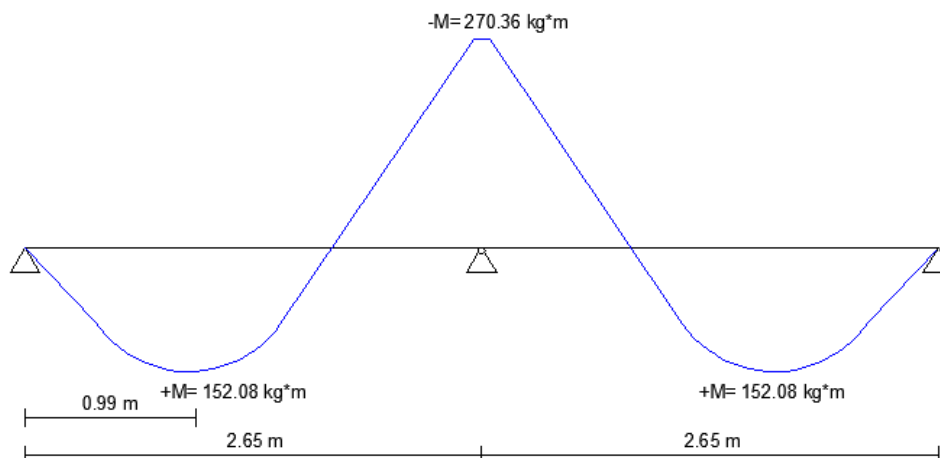


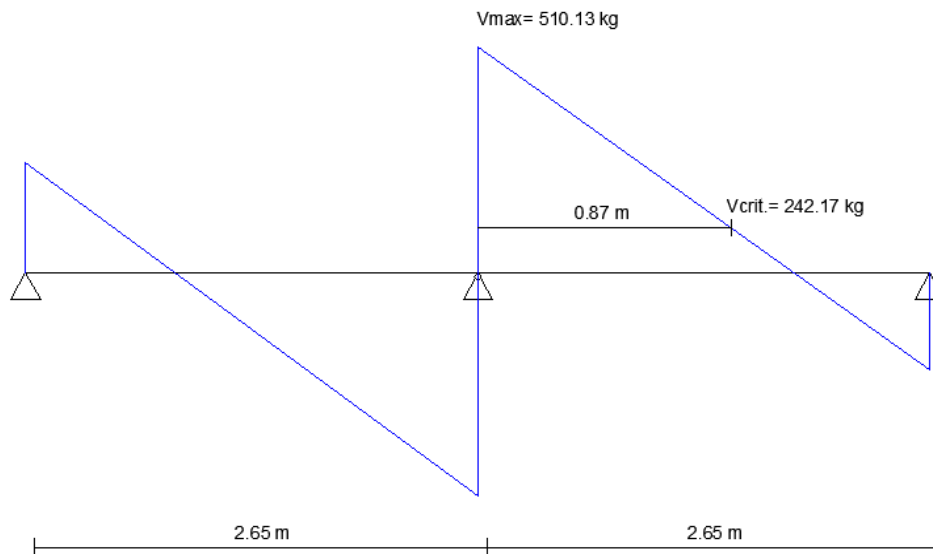
Figura 4.5.1.6.2.-5. Diagrama de Momentos por DW en el diafragma.



$$+M_{DW} = 152.08 \text{ kg} * m$$

$$-M_{DW} = 270.36 \text{ kg} * m$$

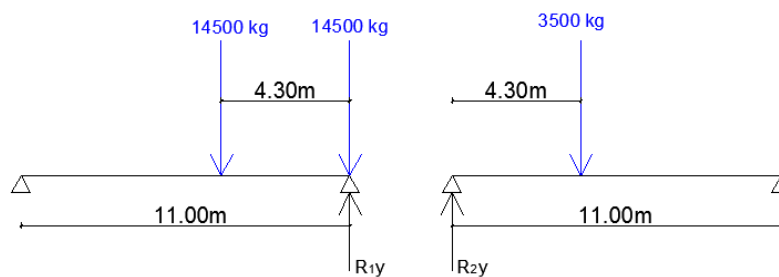
Figura 4.5.1.6.2.-6. Diagrama de Cortante por DW en el diafragma.



$$V_{crit} = 242.17 \text{ Kg}$$

Carga Viva:

Figura 4.5.1.6.2.-7. Carga de camión HL-93 en el diafragma.



$$R_{1y} = \frac{14500 * 6.7 + 14500 * 11}{11} \Rightarrow R_{1y} = 23331.82 \text{ kg}$$

$$R_{2y} = \frac{3500 * 6.7}{11} \Rightarrow R_{2y} = 2131.82 \text{ kg}$$

$$R_y = R_{1y} + R_{2y} \Rightarrow R_y = 23331.82 \text{ kg} + 2131.82 \text{ kg} \Rightarrow R_y = 25463.63 \text{ kg}$$

Multiplicando por la fracción de carga de carril tenemos:

$$R_y = 25463.63 * 0.81 \Rightarrow R_y = 15837.32 \text{ kg}$$

Mayoramos la carga tomando en cuenta el impacto (33%) y obtenemos:

$$R_y = 15837.32 * 1.33 \Rightarrow R_y = 21063.64 \text{ kg}$$

Posición del camión más desfavorable transversalmente para un carril cargado:

Figura 4.5.1.6.2.-8. Posición desfavorable del camión HL-93 en el diafragma.

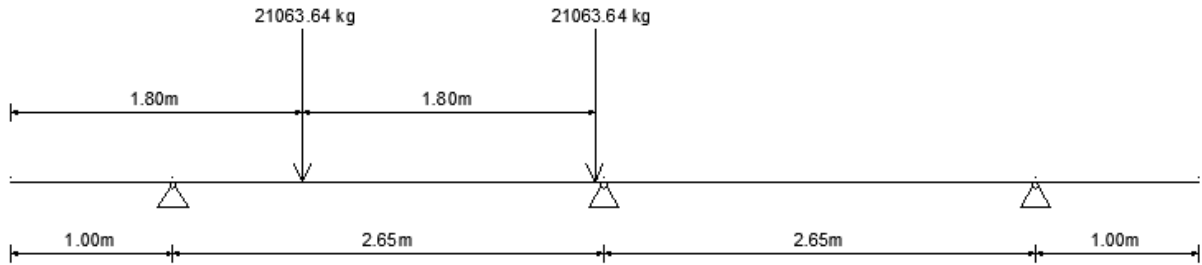
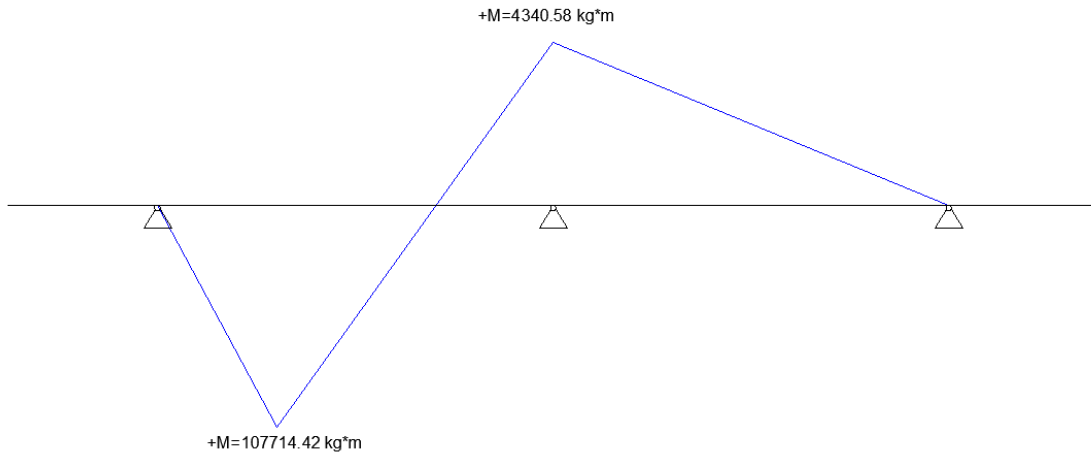


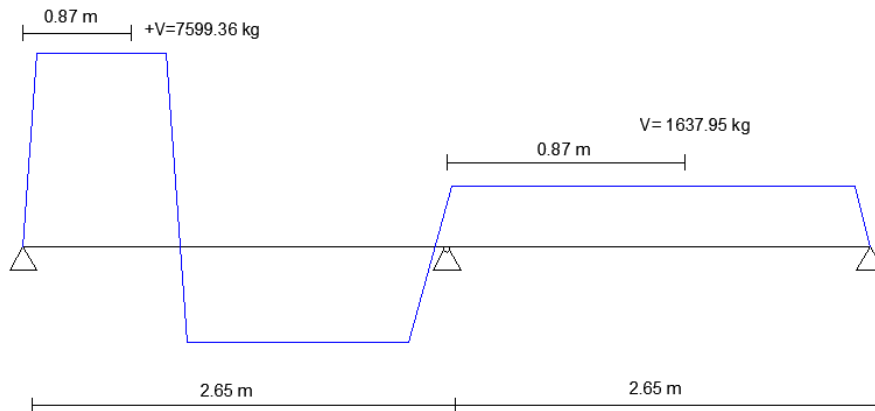
Figura 4.5.1.6.2.-9. Diagrama de Momentos por LL en el diafragma.



$$+M_{LL+IM} = 10771.42 \text{ kg} * m$$

$$-M_{LL+IM} = 4340.58 \text{ kg} * m$$

Figura 4.5.1.6.2.-10. Diagrama de Cortante por LL en el diafragma.



$$V_{crit} = 7599.36 \text{ Kg}$$

Combinación de cargas para el diseño a flexión del diafragma para el momento positivo.

Sólo se usará la Resistencia I ya que es la más desfavorable.

$$Mu = 1.25 * DC + 1.5 * DW + 1.75 * (LL + IM)$$

$$Mu = 21418.57 \text{ kg} * m$$

Combinación de cargas para el diseño a flexión del diafragma para el momento negativo.

Sólo se usará la Resistencia I ya que es la más desfavorable.

$$Mu = 1.25 * DC + 1.5 * DW + 1.75 * (LL + IM)$$

$$Mu = 14669.06 \text{ kg} * m$$

4.5.1.6.3. Cálculo de la armadura de flexión para el diafragma para el momento positivo:

Dimensionamiento de la armadura.

Datos:

$$Mu = 2141857 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h = 90 \text{ cm}$$

$$d = 87 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0,9$$

$$e_c = 0,003 \text{ cm}$$

$$E_s = 2050000 \text{ kg/cm}^2$$

Altura de compresiones:

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f_c * b * d^2}} \right]$$

$$a = 8.03 \text{ cm}$$

Armadura necesaria:

$$A_s = \frac{0.85 * f_c * b * a}{f_y}$$

$$A_s = 6.83 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = 5.80 \text{ cm}^2$$

Se elige la mayor armadura entre la armadura normal y la armadura mínima de la pieza:

$$A_s = 6.83 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 4 barras de ϕ 20 mm, teniendo un área de acero de $A_s = 9.42 \text{ cm}^2$.

Armadura de distribución

$$A_{sd} = 0.67 * A_s$$

$$A_{sd} = 5.39$$

Se colocan 12 barras de \emptyset 10 mm obteniendo una armadura de 9.42 cm^2 .

4.5.1.6.4. Armadura de Corte

Para la verificación a cortante se tomara el cortante crítico que ocurre a una distancia “d” de la cara del apoyo, entonces calculamos el cortante crítico a una distancia de 0.87 m del eje del apoyo en el que caiga el cortante máximo.

Combinación de cargas para el diseño a corte del diafragma.

Sólo se usará la Resistencia I ya que es la más desfavorable.

$$V_u = 1.25 * DC + 1.5 * DW + 1.75 * (LL + IM)$$

$$V_u = 17388.96 \text{ kg}$$

Según el código ACI el diseño de secciones transversales sujetas a esfuerzos cortantes debe cumplir:

$$V_u \leq \phi * V_n$$

V_n = Resistencia Nominal al Cortante.

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c = Resistencia Nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s = Resistencia Nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo

ϕ = Factor de reducción de resistencia = 0.9 (AASHTO 2004)

Dónde:

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

$$V_c = 13363.95 \text{ kg}$$

Si $V_u \leq \frac{V_c}{2} * \phi$ no necesita armadura de corte.

$$17388.96 \leq 6013.78$$

Necesita armadura de corte:

$$A_s = \frac{(V_u - \phi * V_c) * s}{\phi * f_y * d}$$

$$s \leq \frac{\phi * A_s * f_y * d}{(V_u - \phi * V_c)}$$

Asumiendo un espaciamiento de 20 cm tenemos:

$$Long. estribo = 2 * (h - 2 * rec.) + 2 * (b - 2 * rec.) + \Delta$$

$$Long. estribo = 2 * (90 - 2 * 3) + 2 * (20 - 2 * 3) + 10$$

$$Long. estribo = 246 \text{ cm} = 2.46 \text{ m}$$

$$\#estribos = \frac{Lc - s - 2 * rec.}{(\phi + s)}$$

$$\#estribos = \frac{265 - 18 - 2 * 2.5}{(20)}$$

$$\#estribos = 13$$

Por lo tanto tenemos 26 estribos de ϕ 10 mm c/ 20 cm, con un área de estribo a dos piernas de 1.57 cm².

Cuadro 4.5.1.6.-1. Resumen de Armaduras en el diafragma.

Diafragma	Armadura
Armadura Longitudinal positiva	4 barras ϕ 20 mm
Armadura Transversal	26 Barras de ϕ 10 mm c/20 cm
Armadura de distribución	12 barras de ϕ 10 mm

4.5.2. Aparatos de apoyo

Se utilizaron aparatos de apoyo de neopreno:

4.5.2.1. Aparatos de apoyo de neopreno

Se utilizarán 2 placas de neopreno de 2.0 cm de espesor, con placas de acero de 2,5 mm

4.5.2.1.1. Fuerzas Verticales.

Determinación de la carga muerta.

Dónde:

$$P(\text{diafragma}) = 2566.08 \text{ kg}$$

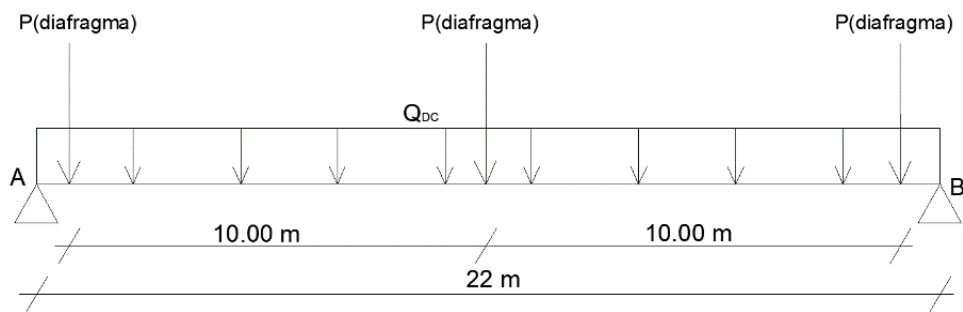
$$Q_{DC} = 8457.01 \text{ kg/m}$$

$$Q_{cr} = 321.20 \text{ kg/m}$$

$Q_{cc} = 753.30 \text{ kg/m}$; afectado por la fracción de carga.

Reacciones por carga muerta para la viga interior.

Figura 4.5.2.1.1.-1. Análisis de Cargas.

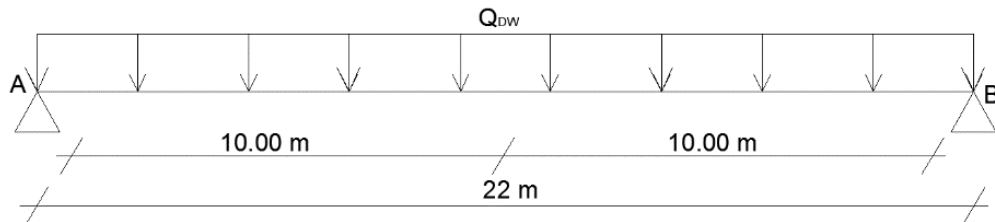


Resolviendo la viga cargada, se obtienen los siguientes resultados:

$$R_{DC} = 96876.23 \text{ kg}$$

Reacciones por capa de rodadura.

Figura 4.5.2.1.1.-2. Análisis de la carga por capa de rodadura.

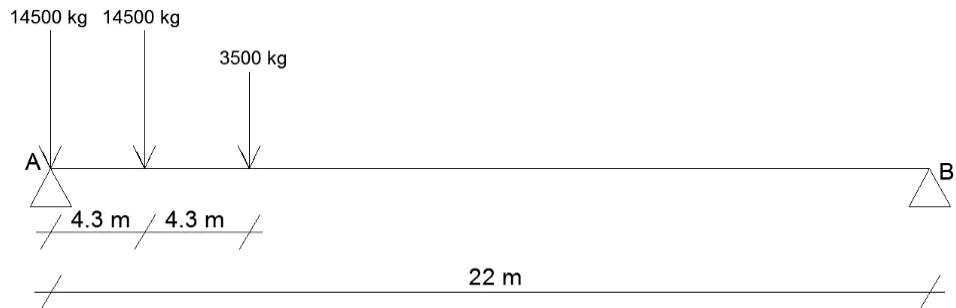


$$R_{DW} = 3533.20 \text{ kg}$$

Determinación de la Carga Viva

Reacciones por carga viva del camión y la carga de carril.

Figura 4.5.2.1.1.-3. Análisis de la carga por carga viva.



Reacción por carga de camión:

$$R_{CR"A"} = 28297.73 \text{ kg}$$

$$R_{CR"B"} = 4202.27 \text{ kg}$$

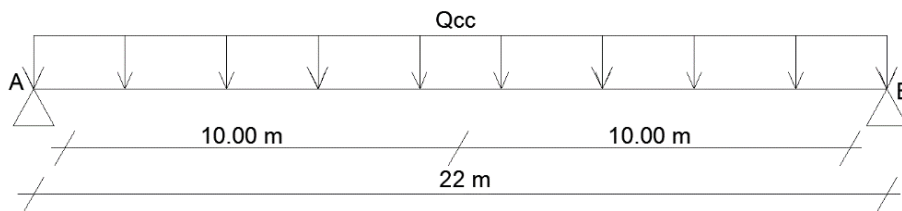
Multiplicando por la fracción de carga tenemos:

$$R_{CR"A"} = 28297.73 \text{ kg} * 0.81 = 22921.16 \text{ kg}$$

$$R_{CR"B"} = 4202.27 \text{ kg} * 0.81 = 3403.84 \text{ kg}$$

Reacción por carga de carril:

Figura 4.5.2.1.1.-4. Análisis de la carga por carga de carril.



$$R_{CC} = 8286.30 \text{ kg}$$

Reacción Vertical total sobre el apoyo:

Resistencia I

$$R_t = 181008.14 \text{ kg}$$

Fuerzas Horizontales.

Determinación de la fuerza de frenado.

La fuerza de frenado es:

- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril.

$$H_{FR} = 0.05 * (LL + CC) = 1560.37 \text{ kg}$$

Resistencia I

$$N_u = 1.75 * (1560.37) = 2730.65 \text{ kg}$$

4.5.2.1.2. Predimensionamiento.

$$\beta_{nm} = \frac{N}{A} \leq 10 \text{ MPa}$$

Dónde:

A = Superficie teórica de contacto entre placas (m²).

N = Carga vertical máxima en estado de servicio.

β_{nm} = Fatiga máxima admisible en compresión para el neopreno (10 Mpa).

$$A = \frac{N}{\beta_{nm}} \Rightarrow A = \frac{18100814.00 \text{ N}}{10 \text{ Mpa}} \Rightarrow 0.181 \text{ m}^2$$

Un primer valor de la menor dimensión estará dado por:

$$a = \sqrt{A} \Rightarrow a = 0.43 \text{ m} \approx 40 \text{ cm}$$

Se adopta un valor del espesor unitario “e” de las placas de neopreno de modo que satisfaga la condición:

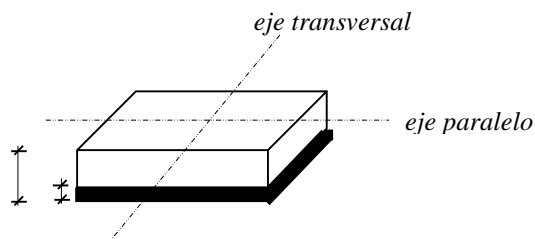
$$12 < \frac{a}{e} < 22$$

$$\frac{a}{e} = \frac{40}{2} = 20$$

Se toma un espesor de 2 cm de neopreno, la fatiga máxima admisible es:

$$\beta_n \leq 0.6 * \frac{a}{e} < 13.20 \text{ Mpa}$$

$$0.6 * \frac{0.40}{2} = 12.00 \text{ Mpa} < 13.20 \text{ Mpa}$$



Área requerida:

$$A_{req.} = \frac{N}{\beta_{nm}} = 0.151 \text{ m}^2$$

Dimensión “b” de la placa:

$$b = \frac{A_{req.}}{a} = 0.38 \approx 0.40 \text{ m}$$

Cuidando que se cumpla $a \leq b$

La fatiga media en el aparato de apoyo será:

$$\beta_m = \frac{N}{a * b} = 11.31 \text{ Mpa}$$

Se calcula la distorsión cuya expresión es:

$$\mu = \frac{H}{a * b * G} = 0.213 < 1.20 \text{ OK!!!}$$

Dónde:

H = Carga horizontal máxima debido a esfuerzos instantáneos (Frenado, viento, etc).

G = Módulo de elasticidad transversal del neopreno, que varía entre 0,8 - 1 Mpa.

μ = Distorsión debida a frenado, viento, etc (debe ser ≤ 1.2)

La deformación horizontal máxima “d” se la establece por las condiciones estáticas de la superestructura.

Altura total de las placas de neopreno:

$$h = \frac{d}{\mu} = 0.048 \text{ m}$$

Debiéndose redondear para que se cumpla:

$$h = n * e \Rightarrow n = 2$$

Espesor de placa

$$e = \frac{h}{n} \Rightarrow e = 4.20 \text{ cm}$$

La rotación de la placa es:

$$\Omega = 3.3 * \left(\frac{e}{a}\right)^3 * \beta_n \Rightarrow \Omega = 0.005 \text{ rad}$$

Siendo la rotación máxima para todo el apoyo de:

$$\Omega_{max} = n * \Omega = 0.010 \text{ rad}$$

El coeficiente de rozamiento entre la cara de la viga y la superficie del neopreno debe ser tal que:

$$\frac{H}{N} = 0.015 < 0.4$$

Verificación de deformación vertical del neopreno (compresibilidad).

$$E_n = \phi * G * \left(\frac{a}{e}\right)^2 = 160.00 \text{ Mpa}$$

$$\delta_n = \frac{\beta_m}{E_n} = 0.0030 \text{ m}$$

Dónde:

E_n = Módulo de elasticidad del neopreno

ϕ = Coeficiente que varía según la forma del apoyo, rectangular 0.75, cuadrado 0.5.

Tensión a tracción de las planchas de acero de 1mm, que van intercaladas entre las placas de neopreno.

$$\beta_s = 0.75 * \frac{e}{s} * \beta_m \Rightarrow \beta_s = 84.85 \text{ Mpa} < 140 \text{ Mpa OK!!!}$$

Dónde:

s = Espesor de una de las placas de acero.

β_s = Fatiga de tracción en la placa de acero.

4.5.2.1.3. Cálculo de armadura de los dados de apoyo

a) Verificación por fuerza de Agotamiento de Compresión

Datos:

$$A_{co} = 1600 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 2500 \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} = 14 \text{ MPa}$$

$$Nu = A_{co} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_{co}}} \leq 3,3 \cdot f_{cd} \cdot A_{co}$$

$$Nu = 2800 \text{ kN}$$

Verificación:

$$Nu = 2800 \text{ kN} \leq 7392 \text{ kN} \dots \text{Si cumple}$$

b) Armadura transversal en los dados

Datos:

$$N = 1810081.40 \text{ kg}$$

$$a = 50 \text{ cm}$$

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

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$A_{sa} = \frac{0.3 * N * \frac{a - a_o}{a}}{f_y} = 2.59 \text{ cm}^2$$

Colocamos 3 barras de Ø6 mm/c15cm por capa tenemos un área de 0.85 cm², obteniendo:

$$N^{\circ}_{decapas} = \frac{2.59}{0.85} = 3.0 \approx 3 \text{ capas}$$

Colocar 3 capas de 3 barras Ø6 mm/c15cm, en ambas direcciones con 4 barras de Ø12 mm constructivamente para el armado (ver planos).

Cuadro 4.5.2.1.-1. Resumen de Armaduras en los apoyos de neopreno.

Dados de apoyo	Armadura
Armadura Longitudinal	9 barras de Ø 6 mm
Armadura Transversal	9 barras de Ø 6 mm
Armadura constructiva	4 barras de Ø 12 mm

4.5.3. Infraestructura (Cimentaciones)

Datos del puente

$$\text{Longitud del tramo} = 22.50 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de cálculo} = 22.00 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de calzada} = 7.30 \text{ m}$$

$$\text{Sobrecarga vehicular} = \text{HL-93}$$

$$\text{Separación entre eje de vigas} = 2.65 \text{ m}$$

Datos del estribo

- Propiedades de los materiales

$$\text{Densidad del concreto } W_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días } f'_c = 21 \text{ MPa}$$

Resistencia del refuerzo de acero $f_y = 420 \text{ MPa}$

- Recubrimiento de los refuerzos de acero
- Recubrimiento de la pantalla superior = 50 mm

Recubrimiento del alma o cuerpo = 75 mm

Recubrimiento de la cara superior de la fundación = 75 mm

Recubrimiento de la cara inferior de la fundación = 75 mm

- Propiedades del suelo de fundación y suelo de relleno

Capacidad ultima del suelo $q_{ult} = 2.80 \text{ kg/cm}^2$

Densidad del suelo $\gamma_s = 1600 \text{ kg/m}^3$

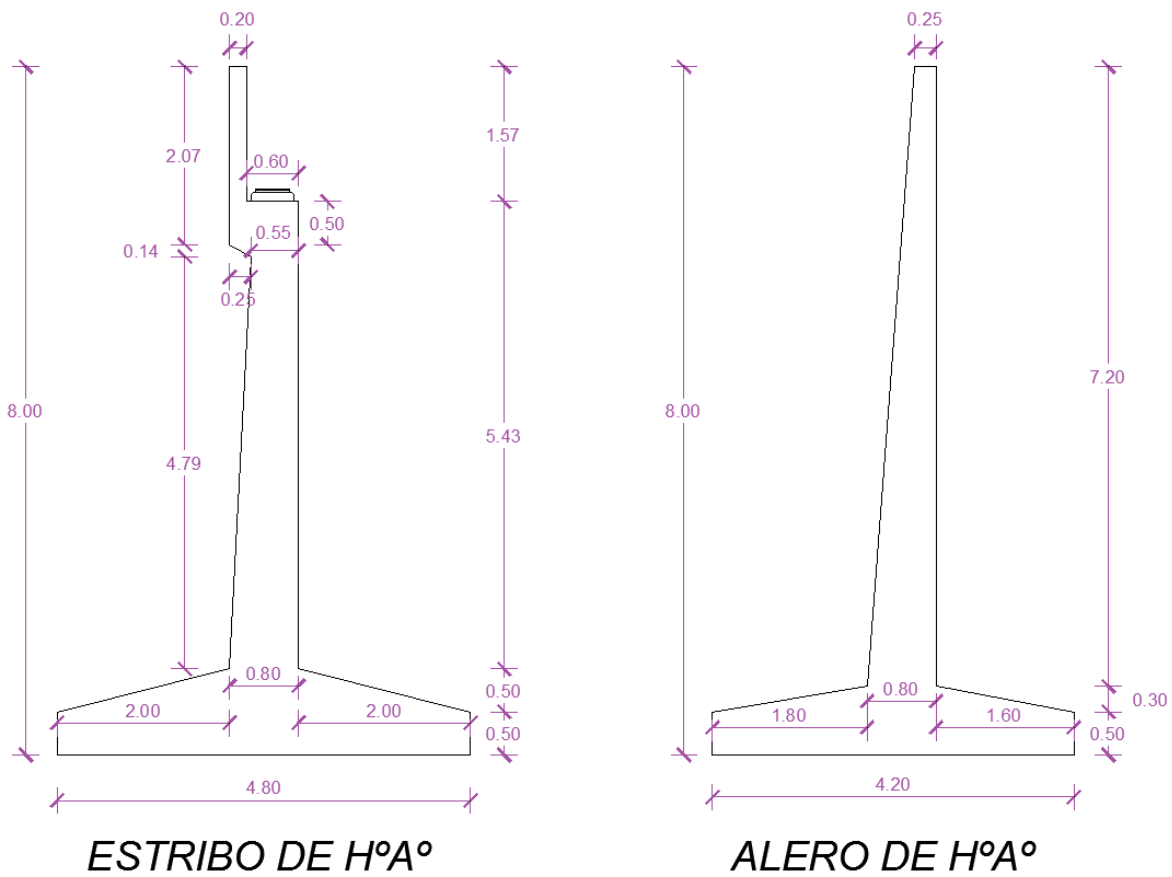
Angulo de fricción $\phi = 30^\circ$

Cohesión $c = 0$

4.5.3.1. Estribos

Sección transversal de los estribos con sus respectivas dimensiones:

Figura 4.5.3.1.-1. Dimensiones de Estribos y Aleros.



4.5.3.1.1. Cargas y presiones de tierra

4.5.3.1.1.1. Cálculo de los efectos de la carga muerta

Carga muerta en superestructura $DC = 102.45 \text{ N/mm}$

Carga muerta por capa de rodadura $DW = 2.79 \text{ N/mm}$

Carga muerta de la pantalla superior $DL_{bw} = 7.54 \text{ N/mm}$

Carga muerta del cuerpo o alma $DL_{stem} = 89.47 \text{ N/mm}$

Carga muerta de la fundación $DL_{ftg} = 81.60 \text{ N/mm}$

Carga muerta de la tierra sobre el talón $DL_{earth} = 224.00 \text{ N/mm}$

4.5.3.1.1.2. Calculo de los efectos de carga viva

Carga viva para el diseño de la pantalla superior $RL_{bw} = 53.35 \text{ N/mm}$

Carga viva para el diseño del cuerpo o alma

$DLL_{stem} = 484340.89 \text{ N}$ para un carril

$DLL_{stem} = 132.70 \text{ N/mm}$ para dos carriles

Carga viva para el diseño de la fundación

$DLL_{ftg} = 390471.80 \text{ N}$ para un carril

$DLL_{ftg} = 106.98 \text{ N/mm}$ para dos carriles

Cálculo de la fuerza de frenado $BR = 11.13 \text{ N/mm}$

Carga de viento sobre la superestructura $WS = 4.40 \text{ N/mm}$

Carga de viento sobre la carga viva $WL = 0.83 \text{ N/mm}$

Cargas de suelo

Cargas debido al peso propio del estribo

Carga lateral en la parte inferior de la pantalla superior $REH_{bw} = 6.58 \text{ N/mm}$

Carga lateral en la parte inferior de cuerpo o alma $REH_{stem} = 78.66 \text{ N/mm}$

Carga lateral en la parte inferior de la fundación $REH_{ftg} = 170.74 \text{ N/mm}$

Cargas debido a sobrecarga viva

Carga en la parte inferior de la pantalla superior $RLS_{bw} = 5.34 \text{ N/mm}$

Carga en la parte inferior de cuerpo o alma $RLS_{stem} = 1.92 \text{ N/mm}$

Carga en la parte inferior de la fundación $RLS_{ftg} = 1.92 \text{ N/mm}$

Carga viva debido a sobrecarga viva p/capacidad de apoyo $VLS_{ftg} = 8.54 \text{ N/mm}$

4.5.3.1.2. Análisis y combinaciones de carga

a) Parte inferior de la pantalla superior:

Cuadro 4.5.3.1.2.-a1. Fuerza Vertical Factorada.

Ítem	Dlbw	Rllbw	
Notación	DC	LL	Total (N)
Vn (N)	7,54	53,35	
Resis I	9,42	93,35	102,77
Servicio I	7,54	53,35	60,88

Cuadro 4.5.3.1.2.-a2. Fuerza cortante longitudinal factorada.

Ítem	Rehbw	Rlsbw	
Notación	EH	LS	Total (N)
Hn (N)	6,58	5,34	
Resis I	9,42	9,34	18,76
Servicio I	6,58	5,34	11,91

Cuadro 4.5.3.1.2.-a3. Momento Factorado.

Ítem	Dlbw	Rllbw	Rehbw	Rlsbw	
Notación	DC	LL	EH	LS	Total (N*mm)
Fuerza (N)	7,54	53,35	6,58	5,34	
Brazo (mm)	0,00	100,00	523,33	785,00	
Mn (N*mm)	0,00	5334,52	3441,48	4188,58	
Resis I	0,00	9335,41	5162,22	7330,02	21827,64

Servicio I	0,00	5334,52	3441,48	4188,58	12964,58
-------------------	------	---------	---------	---------	----------

b) Parte inferior del cuerpo o alma:

Cuadro 4.5.3.1.2.-b1. Fuerza cortante longitudinal factorada.

Ítem	Rehstem	Rlsstem	BR	WS	WL	
Notación	EH	LS	BR	WS	WL	Total
Hn(N)	78,66	1,92	11,13	4,40	0,83	
Resis I(max)	117,99	3,36	19,48	0,00	0,00	140,83
Servicio I	78,66	1,92	11,13	1,32	0,83	93,86

Cuadro 4.5.3.1.2.-b2. Momento factorado.

Ítem	DLbw	Dlste m	Rdcto t	Rdwto t	Rllma x	Rehste m	Rlsste m	BR	WS	WL	
Notación	DC	DC	DC	DW	LL	EH	LS	BR	WS	WL	Total
Fuerza (N)	7,54	89,47	97,00	2,79	132,70	78,66	1,92	11,13	4,40	0,83	
Brazo(mm)	343,21	0,00	56,79	56,79	56,79	1810,00	2715,00	7230,00	4830,00	7230,00	
M (N*mm)	2586,43	0,00	5508,76	158,17	7535,83	142378,85	5215,18	80470,89	21275,29	5991,99	

ResisI	3233,04	0,00	6885,94	237,26	13187,70	213568,27	9126,57	140824,06	0,00	0,00	383829,81
Servicio I	2586,43	0,00	5508,76	158,17	7535,83	142378,85	5215,18	80470,89	6382,59	5991,99	253642,25

c) Parte inferior de la zapata:

Cuadro 4.5.3.1.2.-c1. Fuerza Vertical Factorada.

Ítem	DLbw	Dlstem	DLftg	Rdctot	Rdwtot	Rllmax1	Dlearth	Total
Notación	DC	DC	DC	DC	DW	LL	EV	
Vn(N)	7,54	89,47	81,60	178,60	2,79	106,98	224,00	
Resis I(max)	9,42	111,83	102,00	223,25	4,18	187,21	302,40	717,04
Servicio I	7,54	89,47	81,60	178,60	2,79	106,98	224,00	512,37

Cuadro 4.5.3.1.2.-c2. Fuerza Cortante longitudinal factorada.

Ítem	Rehftg	Rlsftg	BR	WS	WL	Total
Notación	EH	LS	BR	WS	WL	
Hn(N)	170,74	1,92	11,13	4,44	0,83	
Resis I(max)	256,12	3,36	19,48	0,00	0,00	278,96
Servicio I	170,74	1,92	11,13	1,33	0,83	185,96

Cuadro 4.5.3.1.2.-c3. Momento Factorado.

Ítem	Dlbw	Dlstem	DLftg	RDCtot	RDWtot	RLLmax1	Dlearth	REHftg	RLSftg	BR	WS	WL

Notación	DC	DC	DC	DC	DW	LL	EV	EH	LS	BR	WS	WL	Total
Fuerza (N)	7,54	89,47	81,60	178,60	2,79	106,98	224,00	170,74	1,92	11,13	4,40	0,83	
Brazo (mm)	2700,00	2356,79	2400,00	2300,00	2300,00	2300,00	1000,00	2666,67	4000,00	9800,00	4830,00	9800,00	
Mn (N*mm)	20347,20	210852,59	195840,00	410784,60	6405,92	246050,72	224000,00	455319,18	7683,51	109075,34	21275,29	8121,92	
Resis I(max)	25434,00	263565,73	244800,00	513480,75	9608,88	430588,77	302400,00	682978,78	13446,14	190881,85	0,00	0,00	2143385,17
Servicio I	20347,20	210852,59	195840,00	410784,60	6405,92	246050,72	224000,00	455319,18	7683,51	109075,34	6382,59	8121,92	1473823,79

4.5.3.1.3. Revisar los criterios:

a) Ubicación de la excentricidad (vuelco)

Cuadro 4.5.3.1.3.-a1. Verificación del criterio de excentricidad.

Estados limite	Momento	Cargas Vert.	e	emax	Verificación	
	(N*mm)	(N)	(mm)	(mm)		
Resis I(max)	2143385,17	717,04	589,20	1200,00	e<emax	OK!

b) Seguridad frente al deslizamiento

Cuadro 4.5.3.1.3.-b1. Verificación frente al deslizamiento.

Estados limite	Cargas Vert.	tanδ	Øs	Øfru	Fhu	Verificacion	
Resis I(max)	717,04	0,58	0,80	330,98	278,96	Øfru>Fhu	OK!

c) Seguridad frente a la capacidad de apoyo

Cuadro 4.5.3.1.3.-c1. Fuerza Vertical Factorada.

Ítem	DLbw	Dlstem	DLftg	Rdctot	Rdwtot	Rllmax1	Dlearth	VLSftg	Total
Notación	DC	DC	DC	DC	DW	LL	EV	LS	
Vn(N)	7,54	89,47	81,60	178,60	2,79	106,98	224,00	8,54	
Resis I(max)	9,42	111,83	102,00	223,25	4,18	187,21	302,40	14,94	731,98
Servicio I	7,54	89,47	81,60	178,60	2,79	106,98	224,00	8,54	520,90

Cuadro 4.5.3.1.3.-c2. Momento Factorado.

Ítem	Dlbw	Dlstem	DLftg	RDCtot	RDWtot	RLLmax1	Dlearth	REHftg	VLSftg	RLSftg	BR	WS	WL	
Notación	DC	DC	DC	DC	DW	LL	EV	EH	LS	LS	BR	WS	WL	Total

Servicio I	Resis I(max)	Mn (N*mm)	Brazo (mm)	Fuerza (N)
20347,20	25434,00	20347,20	2700,00	7,54
210852,59	263565,73	210852,59	2356,79	89,47
195840,00	244800,00	195840,00	2400,00	81,60
410784,60	513480,75	410784,60	2300,00	178,60
6405,92	9608,88	6405,92	2300,00	2,79
246050,72	430588,77	246050,72	2300,00	106,98
224000,00	302400,00	224000,00	1000,00	224,00
455319,18	682978,78	455319,18	2666,67	170,74
8537,23	14940,16	8537,23	1000,00	8,54
7683,51	13446,14	7683,51	4000,00	1,92
109075,34	190881,85	109075,34	9800,00	11,13
6382,59	0,00	21275,29	4830,00	4,40
8121,92	0,00	8121,92	9800,00	0,83
1482361,02	2158325,33			

Cuadro 4.5.3.1.3.-c3. Verificación de la capacidad de apoyo.

Estados limite	qult	Ø	Øqult	Cargas Vert.	e	B-2e	qmax	Verificación	
Resis I(max)	0,28	0,45	0,126	731,98	-548,60	5897,20	0,124	Øqult ≥ qmax	OK!
Servicio I	0,28	0,45	0,126	520,90	-445,75	5691,51	0,092	Øqult ≥ qmax	OK!

4.5.3.1.4. Diseño de armaduras para el estribo:

4.5.3.1.4.1. Diseño de la pantalla superior del estribo

a) Estado límite de servicio

a1) Durabilidad

Datos:

$$h = 300 \text{ mm}$$

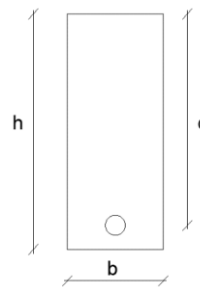
$$d = 244 \text{ mm}$$

$$r = 50 \text{ mm}$$

$$b = 1 \text{ mm}$$

$$Mu_{bwseV1} = 12964,58 \text{ Nmm/mm}$$

$$Mu_{bwres1} = 21827,64 \text{ Nmm/mm}$$



$$Vu_{bwres1} = 18,76 \text{ Nmm/mm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s * j * d} \Rightarrow A_s = 0,41 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Se utilizan barras de Ø10mm c/300mm: $A_s = 0,55 \text{ mm}^2/\text{mm}$

a2) Control de fisuración

$$f_c \leq 0,8f_r$$

$$f_c = \frac{M}{\frac{1}{6}bh^2} \Rightarrow f_c = 1,94 \text{ MPa}$$

Por lo tanto:

$$1,94 \text{ MPa} \leq 2,31 \text{ MPa}$$

b) Estado límite de resistencia

b1) Flexión

Distribución rectangular de tensiones

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = 15,17 \text{ mm}$$

$$c = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f_c * \beta_1 * b} : a = \beta_1 * c$$

$$a = 12,89 \text{ mm}$$

La resistencia nominal es:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 31652,27 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_n = 0,9 M_n = 28487,05 \text{ Nmm/mm}$$

La armadura mínima debería estar adecuada para desarrollar una resistencia a flexión mayorada $M_r = \phi M_n$, como mínimo valor entre $1,2M_{cr}$ o $1,33M_u$.

Momento de fisuración (M_{cr})

$$S_{nc} = \frac{bh^2}{6} = 6667,00 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

$$M_{cr} = S_{nc} f_r = 19247,00 \text{ Nmm/mm}$$

$$1,2M_{cr} = 23096,18 \text{ Nmm/mm}$$

$$1,33M_u = 29030,77 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_n \geq \min(1,2M_{cr} \text{ o } 1,33M_u)$$

$$28487,05 \geq 23096,18$$

Para el estado de resistencia: Usar barras de Ø10mm c/300mm

b2) Cortante

La resistencia nominal al corte V_n , se deberá determinar cómo menor valor entre:

$$V_{n1} = V_c + V_s \text{ o } V_{n2} = 0.25f_c b_v d_v$$

Donde:

$$\beta = 2$$

$$b_v = 1 \text{ mm}$$

$$d_v = \max \left[d_e - \frac{c}{2}; 0.9d_e; 0.72h \right] = 144,00 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \text{ no se toma en cuenta para estribos.}$$

$$V_c = 0.083\beta \sqrt{f_c} b d_v = 109,54 \text{ N/mm}$$

$$V_{n2} = 756,00 \text{ N/mm}$$

$$V_r = \phi V_n = 98,59 \text{ N/mm}$$

$$V_r \geq V_u$$

$$98,59 \geq 18,76$$

c) Armadura de contracción y temperatura

$$A_s = \frac{0.75bh}{f_y} = 0,357 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Usar barras $\phi 10\text{mm } c/250\text{mm}$

4.5.3.1.4.2. Diseño del cuerpo o alma del estribo

a) Estado límite de servicio

a1) Durabilidad

Datos:

$$h = 800 \text{ mm}$$

$$d = 744 \text{ mm}$$

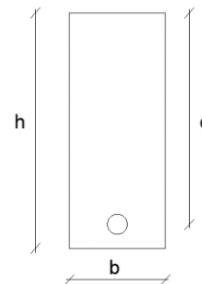
$$r = 50 \text{ mm}$$

$$b = 1 \text{ mm}$$

$$Mu_{bwsev1} = 253642,25 \text{ Nmm/mm}$$

$$Mu_{bwres1} = 383829,81 \text{ Nmm/mm}$$

$$Vu_{bwres1} = 140,83 \text{ Nmm/mm}$$



$$A_s = \frac{M}{f_s * j * d} \Rightarrow A_s = 1,55 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Se utilizan barras de $\varnothing 16\text{mm}$ c/250mm: $A_s = 1,94 \text{ mm}^2/\text{mm}$

a2) Control de fisuración

$$f_c \leq 0.8f_r$$
$$f_c = \frac{M}{\frac{1}{6}bh^2} \Rightarrow f_c = 2,38 \text{ MPa}$$

Por lo tanto:

$$2,38 \text{ MPa} \leq 2,31 \text{ MPa}$$

Por lo tanto la sección se fisura

b) Estado límite de resistencia

b1) Flexión

Distribución rectangular de tensiones

$$\beta_1 = 0.85$$

$$c = 53,78 \text{ mm}$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c \beta_1 b} : a = \beta_1 * c$$

$$a = 45,72 \text{ mm}$$

La resistencia nominal es:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 588464,06 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 M_n = 529617,66 \text{ Nmm/mm}$$

La armadura mínima debería estar adecuada para desarrollar una resistencia a flexión mayorada $M_r = \phi M_n$, como mínimo valor entre $1.2M_{cr}$ o $1.33M_u$.

Momento de fisuración (M_{cr})

$$S_{nc} = \frac{bh^2}{6} = 106667,00 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

$$M_{cr} = S_{nc} f_r = 307949,00 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.2M_{cr} = 369538,90 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.33M_u = 510493,64 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_n \geq \min(1.2M_{cr} \text{ o } 1.33M_u)$$

$$529617,66 \geq 369538,90$$

Para el estado de resistencia: Usar barras de $\varnothing 16\text{mm}$ c/250mm

b2) Cortante

La resistencia nominal al corte V_n , se deberá determinar cómo menor valor entre:

$$V_{n1} = V_c + V_s \text{ o } V_{n2} = 0.25f_c b_v d_v$$

Donde:

$$\beta = 2$$

$$b_v = 1 \text{ mm}$$

$$d_v = \max \left[d_e - \frac{c}{2}; 0.9d_e; 0.72h \right] = 717,00 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \text{ no se toma en cuenta para estribos.}$$

$$V_c = 0.083\beta \sqrt{f_c} b d_v = 545,51 \text{ N/mm}$$

$$V_{n2} = 3764,82 \text{ N/mm}$$

$$V_r = \phi V_n = 490,96 \text{ N/mm}$$

$$V_r \geq V_u$$

$$490,96 \geq 140,83$$

c) Armadura de contracción y temperatura

$$A_s = \frac{0.75bh}{f_y} = 1,43 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Usar barras $\phi 12\text{mm } c/300\text{mm}$

4.5.3.1.4.3. Diseño del talón del estribo

Cuadro 4.5.3.1.4.3.- 1. Fuerza Vertical Factorada.

Ítem	Dltalón	VLSftg	Dleart h	Verticales	B-2e	B-2e -Lp-ta	B-2e -Lp-ta	qmax	Cortante	Cortante
Notación	DC	LS	EV		mm	mm	mm	N/mm	Arriba (N)	Abajo (N)
Vn (N)	48,00	8,54	224,00							
Resis I(max)	60,00	14,94	302,40	377,34	5897,20	3097,20	3097,20	0,12	384,44	-7,10
Servicio I	48,00	8,54	224,00	280,54	5691,51	2891,51	2891,51	0,09	264,64	15,90

Cuadro 4.5.3.1.4.3.- 2. Momento factorado.

Momento Factorado						
Ítem	Dltalon	VLSftg	Dlearth	Momento	Momento	Total
Notación	DC	LS	EV	Abajo	Arriba	
Fuerza (N)	48,00	8,54	224,00			
Brazo (e)(mm)	1000,00	1000,00	1450,00			
M (Nmm)	48000,00	8537,23	324800,00			
Resis I(max)	60000,00	14940,16	438480,00	513420,16	595338,3372	-81918,18
Servicio I	48000,00	8537,23	324800,00	381337,23	382602,3688	-1265,13

a) Estado límite de servicio

a1) Durabilidad

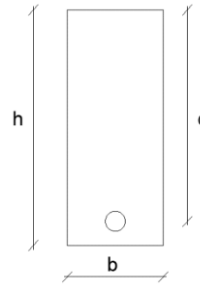
Datos:

$$h = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 913 \text{ mm}$$

$$r = 75 \text{ mm}$$

$$b = 1 \text{ mm}$$



$$Mu_{bwsev1} = 1265,13 \text{ Nmm/mm}$$

$$Mu_{bwres1} = 81918,18 \text{ Nmm/mm}$$

$$Vu_{bwres1} = 282,14 \text{ Nmm/mm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s * j * d} \Rightarrow A_s = 0,01 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Se utilizan barras de Ø16mm c/250mm: $A_s = 0,21 \text{ mm}^2/\text{mm}$

a2) Control de fisuración

$$f_c \leq 0,8f_r$$

$$f_c = \frac{M}{\frac{1}{6}bh^2} \Rightarrow f_c = 0,01 \text{ MPa}$$

Por lo tanto:

$$0,01 \text{ MPa} \leq 2.31 \text{ MPa}$$

Por lo tanto la sección no se fisura.

b) Estado límite de resistencia

b1) Flexión

Distribución rectangular de tensiones

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = 5,72 \text{ mm}$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c \beta_1 b} : a = \beta_1 * c$$

$$a = 4,86 \text{ mm}$$

La resistencia nominal es:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 79011,07 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 M_n = 71109,96 \text{ Nmm/mm}$$

La armadura mínima debería estar adecuada para desarrollar una resistencia a flexión mayorada $M_r = \phi M_n$, como mínimo valor entre $1.2 M_{cr}$ o $1.33 M_u$.

Momento de fisuración (M_{cr})

$$S_{nc} = \frac{bh^2}{6} = 166667.00 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

$$M_{cr} = S_{nc} f_r = 481170.00 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.2 M_{cr} = 577404.54 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.33 M_u = 108951,17 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_n \geq \min(1.2 M_{cr} \text{ o } 1.33 M_u)$$

$$71109,96 \geq 108951,17$$

Para el estado de resistencia: Usar barras de $\phi 16 \text{ mm}$ c/250mm

b2) Cortante

La resistencia nominal al corte V_n , se deberá determinar cómo menor valor entre:

$$V_{n1} = V_c + V_s \text{ o } V_{n2} = 0.25f_c b_v d_v$$

Donde:

$$\beta = 2$$

$$b_v = 1 \text{ mm}$$

$$d_v = \max \left[d_e - \frac{c}{2}; 0.9d_e; 0.72h \right] = 910 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \text{ no se toma en cuenta para estribos.}$$

$$V_c = 0.083\beta \sqrt{f_c} b d_v = 691,97 \text{ N/mm}$$

$$V_{n2} = 4775,60 \text{ N/mm}$$

$$V_r = \phi V_n = 622,77 \text{ N/mm}$$

$$V_r \geq V_u$$

$$622,77 \geq 282,14$$

c) Armadura de contracción y temperatura

$$A_s = \frac{0.75bh}{f_y} = 1,786 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Usar barras Ø12mm c/200mm

4.5.3.1.4.4. Diseño de la puntera del estribo

Cuadro 4.5.3.1.4.4.- 1. Cortantes y Momentos Máximos.

	qmax	Cortante	Momento
	N/mm	N	N*mm
Resis I(max)	0,12	248,25	248247,57
Servicio I	0,09	183,05	183045,78

a) Estado límite de servicio

a1) Durabilidad

Datos:

$$h = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 913 \text{ mm}$$

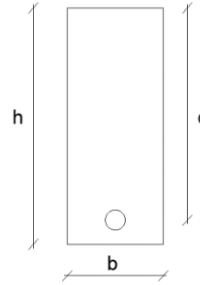
$$r = 75 \text{ mm}$$

$$b = 1 \text{ mm}$$

$$Mu_{bwsew1} = 183045,78 \text{ Nmm/mm}$$

$$Mu_{bwres1} = 248247,57 \text{ Nmm/mm}$$

$$Vu_{bwres1} = 248,25 \text{ Nmm/mm}$$



$$A_s = \frac{M}{f_s * j * d} \Rightarrow A_s = 0,91 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Se utilizan barras de $\varnothing 12\text{mm}$ c/250mm: $A_s = 1,07 \text{ mm}^2/\text{mm}$

a2) Control de fisuración

$$f_c \leq 0.8f_r$$

$$f_c = \frac{M}{\frac{1}{6}bh^2} \Rightarrow f_c = 1,10 \text{ MPa}$$

Por lo tanto:

$$1,10 \text{ MPa} \leq 2.31 \text{ MPa}$$

Por lo tanto la sección se fisura

b) Estado límite de resistencia

b1) Flexión

Distribución rectangular de tensiones

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = 29,67 \text{ mm}$$

$$c = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c * \beta_1 * b} : a = \beta_1 * c$$

$$a = 25,22 \text{ mm}$$

La resistencia nominal es:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 405079,70 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 M_n = 364571,73 \text{ Nmm/mm}$$

La armadura mínima debería estar adecuada para desarrollar una resistencia a flexión mayorada $M_r = \phi M_n$, como mínimo valor entre $1.2M_{cr}$ o $1.33M_u$.

Momento de fisuración (M_{cr})

$$S_{nc} = \frac{bh^2}{6} = 166667.00 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

$$M_{cr} = S_{nc}f_r = 481170.00 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.2M_{cr} = 577404.54 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.33M_u = 330169,27 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_n \geq \min(1.2M_{cr} \text{ o } 1.33M_u)$$

$$364571,73 \geq 330169,27$$

Para el estado de resistencia: Usar barras de $\phi 12$ mm c/250 mm

b2) Cortante

La resistencia nominal al corte V_n , se deberá determinar cómo menor valor entre:

$$V_{n1} = V_c + V_s \text{ o } V_{n2} = 0.25f'_c b_v d_v$$

Donde:

$$\beta = 2$$

$$b_v = 1 \text{ mm}$$

$$d_v = \max \left[d_e - \frac{c}{2}; 0.9d_e; 0.72h \right] = 898.00 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \text{ no se toma en cuenta para estribos.}$$

$$V_c = 0.083\beta \sqrt{f'_c} b d_v = 682,86 \text{ N/mm}$$

$$V_{n2} = 4712,75 \text{ N/mm}$$

$$V_r = \phi V_n = 614,58 \text{ N/mm}$$

$$V_r \geq V_u$$

$$606.74 \geq 248,25$$

c) Armadura de contracción y temperatura

$$A_s = \frac{0.75bh}{f_y} = 1.786 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Usar barras $\phi 12$ mm c/200mm

4.5.3.2. Alas de Estribos

4.5.3.2.1. Cargas y presiones de tierra

4.5.3.2.1.1. Calculo de los efectos de la carga muerta

Carga muerta del cuerpo o alma $DL_{stem} = 153,60 \text{ N/mm}$

Carga muerta de la fundación $DL_{ftg} = 68,40 \text{ N/mm}$

Carga muerta de la tierra sobre el talón $DL_{earth} = 204,80 \text{ N/mm}$

4.5.3.2.1.2. Cálculo de los efectos de carga del suelo

Cargas de suelo

Cargas debido al peso propio del estribo

Carga lateral en la parte inferior de cuerpo o alma $REH_{stem} = 167.50 \text{ N/mm}$

Carga lateral en la parte inferior de la fundación $REH_{ftg} = 167.50 \text{ N/mm}$

4.5.3.2.2. Análisis y combinaciones de carga

a) Parte inferior del cuerpo o alma:

Cuadro 4.5.3.2.2.- a1. Fuerza cortante longitudinal factorada.

Ítem	Rehstem	
Notación	EH	Total
Hn(N)	167,50	
Resis I(max)	251,25	251,25
Servicio I	167,50	167,50

Cuadro 4.5.3.2.2.- a2. Momento factorado.

Ítem	Dlstem	Rdctot	Rehstem	
Notación	DC	DC	EH	Total
Fuerza (N)	153,60	153,60	167,50	
Brazo (mm)	400,00	400,00	2666,67	
Mn (N*mm)	61440,00	61440,00	446668,12	
Resis I(max)	0,00	76800,00	670002,18	746802,18
Servicio I	0,00	61440,00	446668,12	508108,12

b) Parte inferior de la zapata:

Cuadro 4.5.3.2.2.- b1. Fuerza Vertical Factorada.

Ítem	Dlstem	DLftg	Rdctot	Dlearth	Total
Notación	DC	DC	DC	EV	
Vn(N)	153,60	68,40	222,00	204,80	
Resis I(max)	192,00	85,50	277,50	276,48	553,98
Servicio I	153,60	68,40	222,00	204,80	426,80

Cuadro 4.5.3.2.2.- b2. Fuerza Cortante longitudinal factorada.

Ítem	Rehftg	Total
Notación	EH	
Hn(N)	167,50	
Resis I(max)	251,25	251,25
Servicio I	167,50	167,50

Cuadro 4.5.3.2.2.- b3. Momento Factorado.

Ítem	Dlstem	DLftg	RDCtot	Dlearth	REHftg	Total
Notación	DC	DC	DC	EV	EH	
Fuerza (N)	153,60	68,40	222,00	204,80	167,50	
Brazo (mm)	2200,00	2100,00	1925,00	800,00	2666,67	
Mn (N*mm)	337920,0 0	143640,0 0	427350,0 0	163840,0 0	446668,1 2	
Resis I(max)	422400,0 0	179550,0 0	534187,5 0	221184,0 0	670002,1 8	1425373,6 8

Servicio I	337920,0	143640,0	427350,0	163840,0	446668,1	1037858,1
	0	0	0	0	2	2

4.5.3.2.3. Revisar los criterios:

a) Ubicación de la excentricidad (vuelco)

Cuadro 4.5.3.2.3.- a1. Verificación del criterio de excentricidad.

Estados limite	Momento	Cargas Vert.	e	emax	Verificación	
	(N*mm)	(N)	(mm)	(mm)		
Resis I(max)	1425373,68	553,98	472,97	1050,00	$e < e_{max}$	OK!

b) Seguridad frente al deslizamiento

Cuadro 4.5.3.2.3.- b1. Verificación frente al deslizamiento.

Estados limite	Cargas Vert.	$\tan \delta$	ϕ_s	ϕ_{fru}	Fhu	Verificación	
Resis I(max)	553,98	0,58	0,80	255,72	251,25	$\phi_{fru} > Fhu$	OK!

c) Seguridad frente a la capacidad de apoyo

Cuadro 4.5.3.2.3.- c1. Fuerza Vertical Factorada.

Ítem	Dlstem	DLftg	Rdctot	Dlearth	Total
Notación	DC	DC	DC	EV	
Vn(N)	153,60	68,40	222,00	204,80	
Resis I(max)	192,00	85,50	277,50	276,48	553,98
Servicio I	153,60	68,40	222,00	204,80	426,80

Cuadro 4.5.3.2.3.- c2. Momento Factorado.

Ítem	Dlstem	DLftg	RDCtot	Dlearth	REHftg	
Notación	DC	DC	DC	EV	EH	Total
Fuerza (N)	153,60	68,40	222,00	204,80	167,50	

Brazo (mm)	2200,00	2100,00	1925,00	800,00	2666,67	
Mn (N*mm)	337920,0 0	143640,0 0	427350,0 0	163840,0 0	446668,1 2	
Resis I(max)	422400,0 0	179550,0 0	534187,5 0	221184,0 0	670002,1 8	1425373,6 8
Servicio I	337920,0 0	143640,0 0	427350,0 0	163840,0 0	446668,1 2	1037858,1 2

Cuadro 4.5.3.2.3.- c3. Verificación de la capacidad de apoyo.

Estados limite	qult	Ø	Øqult	Cargas Vert.	e	B-2e	qmax	Verificación	
Resis I(max)	0,2 8	0,4 5	0,126	553,98	- 472,970	5145,9 4	0,11	Øqult ≥ qmax	OK !
Servicio I	0,2 8	0,4 5	0,126	426,80	- 331,720	4863,4 4	0,09	Øqult ≥ qmax	OK !

4.5.3.2.4. Diseño de armaduras para el estribo:

4.5.3.2.4.1. Diseño del cuerpo o alma del estribo

a) Estado límite de servicio

a1) Durabilidad

Datos:

$$h = 800 \text{ mm}$$

$$d = 744 \text{ mm}$$

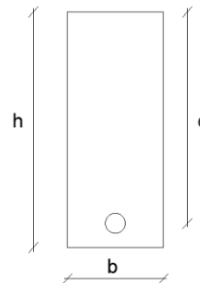
$$r = 50 \text{ mm}$$

$$b = 1 \text{ mm}$$

$$Mu_{bwse1} = 508108,12 \text{ Nmm/mm}$$

$$Mu_{bwres1} = 746802,18 \text{ Nmm/mm}$$

$$Vu_{bwres1} = 251,25 \text{ Nmm/mm}$$



$$A_s = \frac{M}{f_s * j * d} \Rightarrow A_s = 3,10 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Se utilizan barras de Ø25mm c/250mm: $A_s = 3,82 \text{ mm}^2/\text{mm}$

a2) Control de fisuración

$$f_c \leq 0.8f_r$$

$$f_c = \frac{M}{\frac{1}{6}bh^2} \Rightarrow f_c = 4,76 \text{ MPa}$$

Por lo tanto:

$$4,76 \text{ MPa} \leq 2.31 \text{ MPa}$$

Por lo tanto la sección se fisura

b) Estado límite de resistencia

b1) Flexión

Distribución rectangular de tensiones

$$\beta_1 = 0.85$$

$$c = 105,87 \text{ mm}$$

$$c = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c * \beta_1 * b} : a = \beta_1 * c$$

$$a = 89,99 \text{ mm}$$

La resistencia nominal es:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1122870,25 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 M_n = 1010583,22 \text{ Nmm/mm}$$

La armadura mínima debería estar adecuada para desarrollar una resistencia a flexión mayorada $M_r = \phi M_n$, como mínimo valor entre $1.2M_{cr}$ o $1.33M_u$.

Momento de fisuración (M_{cr})

$$S_{nc} = \frac{bh^2}{6} = 106667,00 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

$$M_{cr} = S_{nc} f_r = 307949,00 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.2M_{cr} = 369538,90 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.33M_u = 993246,90 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_n \geq \min(1.2M_{cr} \text{ o } 1.33M_u)$$

$$1010583,22 \geq 369538,90$$

Para el estado de resistencia: Usar barras de Ø25mm c/250mm

b2) Cortante

La resistencia nominal al corte V_n , se deberá determinar cómo menor valor entre:

$$V_{n1} = V_c + V_s \text{ o } V_{n2} = 0.25f_c b_v d_v$$

Donde:

$$\beta = 2$$

$$b_v = 1 \text{ mm}$$

$$d_v = \max \left[d_e - \frac{c}{2}; 0.9d_e; 0.72h \right] = 691.00 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \text{ no se toma en cuenta para estribos.}$$

$$V_c = 0.083\beta \sqrt{f_c} b d_v = 525,70 \text{ N/mm}$$

$$V_{n2} = 3628,08 \text{ N/mm}$$

$$V_r = \phi V_n = 473,13 \text{ N/mm}$$

$$V_r \geq V_u$$

$$473,13 \geq 251,25$$

c) Armadura de contracción y temperatura

$$A_s = \frac{0.75bh}{f_y} = 1,43 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Usar barras $\phi 12\text{mm } c/300\text{mm}$.

4.5.3.2.4.2. Diseño del talón de las alas del estribo

Cuadro 4.5.3.2.4.2.- 1. Fuerza Vertical Factorada.

Ítem	Dltalon	Dlearth	Vertical	B-2e	B-2e-Lp-ta	B-2e-Lp-ta	qmax	Cortante	Cortante
Notación	DC	EV		mm	mm	mm	N/mm	Arriba (N)	Abajo (N)
Vn (N)	30,72	204,80							
Resis I(max)	38,40	276,48	314,88	5145,94	2545,94	2545,94	0,11	274,08	40,80
Servicio I	30,72	204,80	235,52	4863,44	2263,44	2263,44	0,09	198,63	36,89

Cuadro 4.5.3.2.4.2.- 2. Momento Factorado.

Ítem	Dltalon	Dlearth	Momento	Momento	Total
Notación	DC	EV	Abajo	Arriba	

Fuerza (N)	30,72	204,80			
Brazo (e)(mm)	800,00	1450,00			
M (Nmm)	24576,00	296960,00			
Resis I(max)	30720,00	400896,00	431616,00	348895,589	82720,41
Servicio I	24576,00	296960,00	321536,00	224796,145	96739,85

a) Estado límite de servicio

a1) Durabilidad

Datos:

$$h = 800 \text{ mm}$$

$$d = 713 \text{ mm}$$

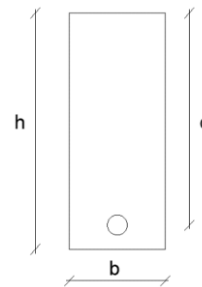
$$r = 75 \text{ mm}$$

$$b = 1 \text{ mm}$$

$$Mu_{bwse1} = 96739,85 \text{ Nmm/mm}$$

$$Mu_{bwres1} = 82720,41 \text{ Nmm/mm}$$

$$Vu_{bwres1} = 232,45 \text{ Nmm/mm}$$



$$A_s = \frac{M}{f_s * j * d} \Rightarrow A_s = 0,62 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Se utilizan barras de $\varnothing 16\text{mm}$ c/250mm: $A_s = 0,57 \text{ mm}^2/\text{mm}$

a2) Control de fisuración

$$f_c \leq 0,8f_r$$

$$f_c = \frac{M}{\frac{1}{6}bh^2} \Rightarrow f_c = 0,91 \text{ MPa}$$

Por lo tanto:

$$0,91 \text{ MPa} \leq 2,31\text{MPa}$$

b) Estado límite de resistencia

b1) Flexión

Distribución rectangular de tensiones

$$\beta_1 = 0.85$$

$$c = 15,81 \text{ mm} \quad c = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c \beta_1 b} : a = \beta_1 * c$$

$$a = 13,44 \text{ mm}$$

La resistencia nominal es:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 169302,71 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 M_n = 152372,44 \text{ Nmm/mm}$$

La armadura mínima debería estar adecuada para desarrollar una resistencia a flexión mayorada $M_r = \phi M_n$, como mínimo valor entre $1.2 M_{cr}$ o $1.33 M_u$.

Momento de fisuración (M_{cr})

$$S_{nc} = \frac{bh^2}{6} = 106667,00 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

$$M_{cr} = S_{nc} f_r = 307949,00 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.2 M_{cr} = 369538,90 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.33 M_u = 110018,15 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_n \geq \min(1.2 M_{cr} \text{ o } 1.33 M_u)$$

$$152372,44 \geq 110018,15$$

Para el estado de resistencia: Usar barras de $\phi 12\text{mm}$ c/300mm

b2) Cortante

La resistencia nominal al corte V_n , se deberá determinar cómo menor valor entre:

$$V_{n1} = V_c + V_s \text{ o } V_{n2} = 0.25 f_c b_v d_v$$

Donde:

$$\beta = 2$$

$$b_v = 1 \text{ mm}$$

$$d_v = \max \left[d_e - \frac{c}{2}; 0.9 d_e; 0.72 h \right] = 705,00 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \text{ no se toma en cuenta para estribos.}$$

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f_c} b d_v = 535,99 \text{ N/mm}$$

$$V_{n2} = 3699,12 \text{ N/mm}$$

$$V_r = \phi V_n = 482,39 \text{ N/mm}$$

$$V_r \geq V_u$$

$$482,39 \geq 232,45$$

c) Armadura de contracción y temperatura

$$A_s = \frac{0.75bh}{f_y} = 1,43 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Usar barras $\phi 12\text{mm}$ c/200mm

4.5.3.2.4.3. Diseño de la puntera de las alas del estribo

Cuadro 4.5.3.2.4.3.- 1. Cortantes y Momentos Máximos.

Cortantes y Momentos Máximos.			
	qmax	Cortante	Momento
	N/mm	N	Nmm
Resis I(max)	0,11	193,78	174399,19
Servicio I	0,10	199,54	199537,81

a) Estado límite de servicio

a1) Durabilidad

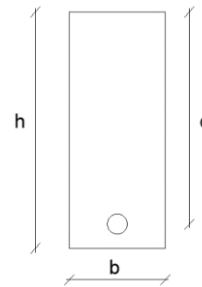
Datos:

$$h = 800 \text{ mm}$$

$$d = 713 \text{ mm}$$

$$r = 75 \text{ mm}$$

$$b = 1 \text{ mm}$$



$$Mu_{bwse1} = 142166,04 \text{ Nmm/mm}$$

$$Mu_{bwres1} = 174399,19 \text{ Nmm/mm}$$

$$Vu_{bwres1} = 193,78 \text{ Nmm/mm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s * j * d} \Rightarrow A_s = 0,90 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Se utilizan barras de $\phi 12\text{mm}$ c/250mm: $A_s = 1,01 \text{ mm}^2/\text{mm}$

a2) Control de fisuración

$$f_c \leq 0.8f_r$$
$$f_c = \frac{M}{\frac{1}{6}bh^2} \Rightarrow f_c = 1,33 \text{ MPa}$$

Por lo tanto:

$$1,33 \text{ MPa} \leq 2,31 \text{ MPa}$$

b) Estado límite de resistencia

b1) Flexión

Distribución rectangular de tensiones

$$\beta_1 = 0.85$$

$$c = 27,89 \text{ mm}$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c \beta_1 b} : a = \beta_1 * c$$

$$a = 23,71 \text{ mm}$$

La resistencia nominal es:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 296475,24 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 M_n = 266827,71 \text{ Nmm/mm}$$

La armadura mínima debería estar adecuada para desarrollar una resistencia a flexión mayorada $M_r = \phi M_n$, como mínimo valor entre $1.2M_{cr}$ o $1.33M_u$.

Momento de fisuración (M_{cr})

$$S_{nc} = \frac{bh^2}{6} = 106667,00 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

$$M_{cr} = S_{nc} f_r = 307949,00 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.2M_{cr} = 369538,90 \text{ Nmm/mm}$$

$$1.33M_u = 231950,92 \text{ Nmm/mm}$$

$$\phi M_n \geq \min(1.2M_{cr} \text{ o } 1.33M_u)$$

$$266827,71 \geq 231950,92$$

Para el estado de resistencia: Usar barras de $\phi 12\text{mm}$ c/250mm.

b2) Cortante

La resistencia nominal al corte V_n , se deberá determinar cómo menor valor entre:

$$V_{n1} = V_c + V_s \text{ o } V_{n2} = 0.25 f_c b_v d_v$$

Donde:

$$\beta = 2$$

$$b_v = 1 \text{ mm}$$

$$d_v = \max \left[d_e - \frac{c}{2}; 0.9d_e; 0.72h \right] = 699,00 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \text{ no se toma en cuenta para estribos.}$$

$$V_c = 0.083\beta \sqrt{f'_c} b d_v = 531.40 \text{ N/mm}$$

$$V_{n2} = 3667,42 \text{ N/mm}$$

$$V_r = \phi V_n = 478,26 \text{ N/mm}$$

$$V_r \geq V_u$$

$$478,26 \geq 193,78$$

c) Armadura de contracción y temperatura.

$$A_s = \frac{0.75bh}{f_y} = 1,43 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Usar barras $\emptyset 12\text{mm}$ c/200mm.

Cuadro 4.5.3.-1. Resumen de Armaduras en los estribos.

Estribos
Base de Pantalla

Armadura Longitudinal	barras de Ø 12 mm c/30 cm
Armadura Transversal	barras de Ø 16 mm c/25 cm barras de Ø 12 mm c/25 cm
Parapeto	
Armadura Longitudinal	barras de Ø 10 mm c/30 cm
Armadura Transversal	barras de Ø 10 mm c/25 cm
Base de la zapata	
Armadura Longitudinal	barras de Ø 12 mm c/20 cm
Armadura Transversal	barras de Ø 12 mm c/25 cm barras de Ø 16 mm c/25 cm

Alas de Estribos	
Base de Pantalla	
Armadura Longitudinal	barras de Ø 12 mm c/30 cm
Armadura Transversal	barras de Ø 25 mm c/25 cm barras de Ø 12 mm c/25 cm
Base de la zapata	
Armadura Longitudinal	barras de Ø 12 mm c/20 cm
Armadura Transversal	barras de Ø 16 mm c/25 cm barras de Ø 12 mm c/25 cm

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Una vez concluido el proyecto “Diseño Estructural de un Puente Vehicular – Peatonal entre los barrios San Antonio – Aranjuez” se llega a las siguientes conclusiones.

CONCLUSIONES.

- Con la implementación del proyecto existirá una integración entre los barrios de Aranjuez y San Antonio, mejorando las condiciones de transporte en los mismos.
- La construcción de dicha estructura permitirá consolidar la vinculación caminera permanente entre los barrios de la ciudad de Tarija.
- La alternativa C es la que tiene el costo más bajo por metro lineal de construcción pero se descartó debido a:
 - Las altas pendientes que significaba para el camino que une los barrios quedando los lotes en un desnivel significativo.
 - El arrastre de sedimentos de la quebrada Verdum es de consideración, y el puente alcantarilla requeriría de limpieza constante con maquinaria, por lo que se tendría que prever un acceso para limpieza, incrementando el costo de mantenimiento de la obra.
- El diseño de los estribos se realizó con la capacidad portante más baja de los dos pozos tomando la misma por ser el caso más desfavorable para las fundaciones.
- El presupuesto de construcción del proyecto es de Bs 2.547.681,13.

- El proyecto plantea un precio de 5.872,64 \$us/ml de superestructura, encontrándose el mismo dentro del rango, ya que la media de precios de puentes con las mismas características es de 7.000,00 \$us/ml de superestructura.
- El tiempo de ejecución del proyecto, según el cronograma es de 227 días calendario.

- Obtenidos los resultados de la ingeniería básica, (estudio topográfico, geotécnico, hidrológico e hidráulico, etc.) y realizando una selección de alternativas, (técnicas y económicas) podemos concluir que un puente de vigas de hormigón pretensado de 22.50 m., es una alternativa de diseño factible desde el punto de vista técnico y social, ya que el lugar de emplazamiento tiene un desnivel topográfico considerable y se debe de cuidar la estética de los barrios y la comodidad de las personas que los habitan.
- En el presente proyecto, el barandado del puente se diseñó con pasamanos de acero galvanizado para brindar una mayor confortabilidad a los transeúntes, las aceras del puente tienen un ancho de 1,45 m. que permiten transitar a las personas cómodamente a través de ella.

RECOMENDACIONES.

- Se recomienda realizar el estudio geotécnico en las inmediaciones de la estructura, para que de esta manera se pueda confirmar los resultados obtenidos en el estudio realizado en este proyecto.
- Al momento de elegir los materiales para realizar la construcción de la obra se debe de tomar en cuenta la calidad de los mismos, para así obtener los mejores resultados de resistencia en la estructura.
- Cuando la estructura esté en operación se debe realizar mantenimiento continuo en la obra manteniendo fluido el tráfico.
- Tomando en cuenta que la norma AASHTO LRFD 2004 tiene origen norteamericano algunas de sus exigencias y recomendaciones no se acomodan muy bien en nuestro medio; es por esta razón que algunas veces en ciertos detalles se ve la necesidad de tomar en cuenta otros criterios.
- Se recomienda por práctica y seguridad, desarrollar un diseño de fundación de ambos estribos en base a la menor capacidad portante del suelo, siempre y cuando sus valores sean aproximados entre sí y los estribos se encuentren próximos entre ellos.
- Muchos proyectos de puentes sobre ríos que se realizaron, no toman mucha importancia al estudio hidrológico e hidráulico, es recomendable por seguridad realizar un estudio detallado de éste, para evitar riesgos de colapso de la estructura.

- Es recomendable que se diseñen apoyos de neopreno compuestos ya que los mismos funcionan como fijos con relación a las deformaciones horizontales y como móviles con respecto a las deformaciones restantes a las que está sometida la estructura.
- Si es que amerita, se debe colocar protección de gaviones en las inmediaciones del puente.
- Es recomendable utilizar agregados que tengan como máximo un tamaño de 2" para las estructuras hormigonadas con resistencia de 21 MPa.