

CAPÍTULO I.

INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

El Departamento de Tarija con una superficie de 37.623 Km². (3,42% del territorio nacional), cuenta con una población aproximada de 391.226 habitantes según datos del Censo Poblacional de 2002, lo que constituye aproximadamente el 4.73 % de la población nacional, con una población económicamente activa del 53 % y una tasa de crecimiento del 4.43 %, ligeramente superior al promedio nacional que es del 2.74 %.

Tarija ha demostrado en los últimos años un gran dinamismo, reflejado por ejemplo en el incremento de su tasa de crecimiento poblacional y en el aumento de su tasa de crecimiento del Producto Interno Bruto, sin embargo se debe mencionar que el porcentaje de migración y el abandono a tierras potencialmente fuertes en las zonas altas es grave, toda vez que estas migraciones anuales alcanzan cifras considerables y que estas zonas están siendo abandonadas, no por falta de producción, sino por falta de infraestructura de apoyo a la misma, por falta de medios económicos y por la falta de vinculación caminera y aislamiento en que se encuentran.

La Subprefectura de la provincia Cercado, está ejecutando la apertura y construcción del tramo caminero Pinos – Calderillas – Abra La Patanca, esta nueva vía permitirá unir la ciudad de Tarija pasando por San Andrés, Pinos, Calderillas, Abra La Patanca hasta Villazón frontera con la república Argentina. Esta nueva ruta caminera se constituirá en una alternativa real para unir la ciudad de Tarija con la población fronteriza de Villazón, además permitirá acortar de manera considerable la actual distancia existente por la ruta Iscayachi; el tramo que se encuentra en actual ejecución tiene una longitud de 30 kilómetros y parte desde la comunidad de Pinos – Calderillas – hasta Abra La Patanca.

1.2. PROBLEMÁTICA ACTUAL

Los caminos vecinales, para muchas comunidades son de vital importancia, ya que viene a constituirse en el medio más importante para el desarrollo e integración de las mismas. Con la existencia de caminos vecinales los productores podrán comercializar su producción excedentaria a los diferentes mercados de abasto, y de esta manera, incrementar sus ingresos económicos por la venta de sus productos. Sin embargo, esta posibilidad se ve frustrada ya que actualmente las Comunidades de Calderillas Grande y Calderillas Chica no cuentan con una infraestructura caminera transitable en toda época del año con conexión a los principales mercados de comercialización; ya que la infraestructura existente es una senda en pésimas condiciones y en estado intransitable, además de tener que atravesar dos ríos (Pinos y Calderillas) que en épocas de crecidas conllevan caudales importantes. Por lo que las familias se ven obligadas a trasladarse caminando o en caballo hasta la Comunidad de Pinos Sud, para luego tomar un medio automotor para transportarse. Por otro lado, las familias de la Comunidad de Pasajes actualmente tienen una buena infraestructura caminera mediante la carretera principal Tarija – Villazon, pero este tramo es muy largo ya que se debe recorrer aproximadamente 100 Km. Lo que ocasiona grandes costos de tiempo y de transporte para los productores de esta Comunidad.

En este sentido las Comunidades Beneficiarias con la Construcción del Puente sobre el Río Pinos, solucionarían los problemas de marginamiento, largos tiempo de viaje, necesidad de integración con ciudades capitales y demanda de los agricultores de la zona de una vía interprovincial, debido a que cuando un pueblo cuenta con una vía ininterrumpida, propicia a que sus habitantes puedan visitar pueblos vecinos y viceversa, esto permite que exista comunicación entre pueblos dándose lugar al intercambio cultural y social entre los mismos; además se debe pensar que siendo los productos del campo el principal sustento de las familias campesinas, es de suma importancia para los productores el acortar y mejorar los largos y penosos viajes a lomo de animales que realizan con sus productos, para llegar muchas veces, no a los mercados principales, sino a mercados intermedios donde los productos se venden a menores precios; por lo tanto, es importante que

toda región pueda elegir libremente los mercados de consumo que más le convenga y movilizarse en cualquier época del año.

1.3. JUSTIFICACIÓN

La planificación de vías de comunicación como alternativa de mejoramiento económico, es indispensable en toda región por el impacto que éstas producen en el desarrollo de los pueblos, por la incidencia que representa el transporte en el costo de los productos y en la conservación de los mismos, lo que se hace notable bajo la influencia del mejoramiento o construcción de una vía de acceso que permita el fluido tránsito hacia los mercados de consumo en toda época del año.

Una de las razones que justifican la construcción del puente sobre el Río Pinos radica básicamente en que los habitantes o familias requieren un camino vehicular estable durante todo el año, y en especial en épocas de crecidas, con el objeto de acceder a los mercados de abasto para poder comercializar sus productos tanto agrícolas como pecuarios, y con estos mismos ingresos poder acceder a otros productos que no se producen en la zona y de esta manera poder tener una alimentación mas balanceada y equilibrada.

Así mismo, la construcción del puente sobre el Rio Pinos, facilitará a los comunitarios a trasladarse a los centros de atención médica, cuando se presenten emergencias, ya que las comunidades beneficiarias no cuentan con servicios de salud.

También podemos mencionar que las poblaciones tienen una producción excedentaria que no es consumida por los productores, lo que implica que este excedente de producción necesita ser comercializada. Para poder comercializarse se requiere contar accesos en toda época del año y comercializar los productos tanto agrícolas como pecuarios hacia los mercados de abasto tanto interprovinciales como departamentales. Al contar con un puente que conecte las provincias con los centros de abasto los productos llegan rápido a los diferentes mercados y son comercializados en buen estado, directamente al consumidor final o al intermediario final, y de esta manera también se reducen las pérdidas de postcosecha por la comercialización de los productos en el tiempo adecuado.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. OBJETIVO GENERAL

- Diseñar el puente vehicular sobre el río Pinos logrando de esta manera la accesibilidad en toda época del año a las comunidades beneficiarias, permitiendo con ello, tener acceso a servicios y llegar con los productos a los mercados de consumo, disminuyendo el riesgo de sufrir pérdidas.

1.4.2. OBJETIVO ESPECIFICO

- Determinar la mejor alternativa de estructura que se adecue a las necesidades planteadas.
- Realizar trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos los cuales proporcionen información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, así mismo, posibilite la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales, y establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.
- Elaborar estudios que permita 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 Pinos, 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.
- Interpretar las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.
- Realizar el diseño estructural del puente, tanto, de la subestructura como de la superestructura, de manera que cumpla con la normativa establecida para el cálculo.
- Elaborar el análisis de costos y definir un plan de trabajo, que contemple un cronograma de actividades teniendo de esta manera una aproximación de tiempo de ejecución de la obra.

- Llenar la ficha ambiental correspondiente.

1.5. ALCANCE

La propuesta contempla establecer la mejor alternativa y su desarrollo en función del marco de referencia propuesto anteriormente.

Se definirá en función ingeniería básica, (hidrológicos, de suelos, topográficos e hidráulicos) el mejor lugar de emplazamiento del proyecto. Teniendo en cuenta un emplazamiento de menor longitud posible del puente y con la ubicación estratégica para hacer que cumpla con las normas correspondientes, determinando de esta manera la mejor alternativa, técnico, económico, ambiental y cultural.

El estudio topográfico contemplará Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala con curvas de nivel a intervalos de 1 m y comprendiendo 100 m. a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (dirección del río). Se realizarán secciones verticales tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal. Los cuales indicaran los accesos del puente. También se realizará el levantamiento del fondo del río y se indicará en planos la dirección del curso de agua y los límites aproximados de la zona inundable en las condiciones de aguas máximas. Se establecerán las cotas de puntos referenciales, puntos de inflexión y puntos de inicio y término de tramos; ubicación o colocación de Bench Marks. Para el posterior replanteo de la estructura en la etapa de construcción.

El estudio hidrológico e hidráulico estará compuesto por el reconocimiento del lugar en la zona de cruce. Se realizará la recolección y análisis de información hidrométrica y meteorológica existente; esta información será proporcionada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología SENAMHI. Se tomará en cuenta la caracterización hidrológica de la cuenca, considerada hasta el cruce del curso de agua; en base a la determinación de las características de respuesta lluvia - escorrentía, y considerando aportes adicionales en la cuenca, se analizará la aplicabilidad de los distintos métodos de estimación del caudal máximo. Posteriormente se hará una evaluación de las estimaciones de caudal máximo; elección del resultado que, a criterio ingenieril, se estima confiable y lógico.

Una vez calculado el caudal máximo se procederá a la determinación del perfil de flujo ante el paso del caudal de diseño a lo largo del cauce. Determinación de las características hidráulicas del flujo; estas comprenden la velocidad media, ancho superficial, área de flujo, pendiente de la línea de energía, nivel de la superficie de agua, cuyos valores son necesarios para la determinación de la profundidad de socavación. También se determinará las profundidades de socavación general, por contracción, local y total. Se evaluarán estas estimaciones.

Los estudios Geológicos y Geotécnicos comprenderán Revisión de información existente y descripción de la geología a nivel regional. Definición de las propiedades físicas y mecánicas de suelos y/o rocas existentes en la zona de emplazamiento.

Los ensayos de campo en suelos y/o rocas. Estará comprendido por un ensayo de SEV's en la sección de emplazamiento del puente. Posteriormente a la realización de los ensayos pertinentes se definirá el tipo y la profundidad de cimentación adecuados.

Se analizará todas las cargas actuantes en la estructura de la manera más precisa posible tomando en cuenta las acciones estáticas y dinámicas que corresponda. Las cargas estarán coherentemente seleccionadas para el tipo de estructura a diseñar.

Una vez estimadas las acciones probables se procederá al análisis de esfuerzos calculándose en esta instancia las solicitaciones máximas y/o mínimas en los elementos estructurales, según corresponda de manera que nos produzcan las situaciones más desfavorables.

Concluido el análisis de esfuerzos se procederá al dimensionamiento de los distintos elementos de la estructura, basándose en la normativa AASTHO LRFD 2004 (American Association of State Highway and Transportation Officials), cuya aplicación está dirigida a puentes carreteros, cuyo objetivo primordial es de proporcionar requisitos mínimos necesarios para velar por la seguridad pública.

También, se redactarán las especificaciones técnicas correspondientes a cada una de las actividades que habrán de realizarse en la ejecución, dichas especificaciones

deberán cumplir con los requisitos mínimos especificados por la normativa correspondiente a cada una de ellas.

Se elaborará un análisis de costo de manera que nos permita estimar un presupuesto por ítem y general de la obra.

Se llenara una ficha ambiental de manera que se pueda categorizar el impacto ambiental causado en la zona, dicha ficha ambiental estará acompañada por una matriz de impactos coherente con los estudiado.

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 y estarán a una escala adecuada.

CAPÍTULO II
ASPECTOS GENERALES
DEL ÁREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO

2.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO



El departamento de Tarija está ubicado al sur de la República de Bolivia; limita al norte con el departamento de Chuquisaca, al sur con la República de Argentina al este con la República de Paraguay y el oeste con Chuquisaca y Potosí. El Departamento de Tarija tiene 6 provincias, 11 Secciones Municipales, 82 cantones y un gran número de poblaciones.

CERCADO



La provincia Cercado se encuentra situada en el valle central del Departamento de Tarija, su capital es la ciudad de Tarija. Limita al norte y al oeste con la provincia Eustaquio Méndez Arenas, al sur con la provincia Avilés y Arce, al este con la provincia Burnett O'Connor.

PINOS



El lugar de emplazamiento más aconsejable para el proyecto “Construcción Puentes Vehiculares Sobre el río Pinos” se encuentra ubicado a 0.6 km. de la Comunidad de Pinos Sud perteneciente al Cantón Lazareto de la Primera Sección Municipal de la Provincia Cercado del Departamento de Tarija, entre las coordenadas geográficas y UTM que se indican a continuación:

Coordenadas Geograficas		Coordenadas UTM	
Latitud Sur (S)	21° 44` 10.42``	Norte (N)	7595060
Longitud Oeste (O)	64° 52` 21.45``	Este (E)	306225

2.2. GEOLOGIA

Estratigráficamente el departamento de Tarija presenta una de las secuencias geológicas más completas del país, desde el Precámbrico al Cuaternario.

El emplazamiento del proyecto perteneciendo a la provincia fisiográfica de la cordillera oriental es compuesta por montañas, serranías, colinas, valles, piedemotes y llanuras.

Las montañas que constituyen el paisaje más característico de esta zona, montañas se caracterizan por presentar fisonomía de aspecto masivo, cimas variables, divisorias de aguas poco discernibles y con grado de disección de ligero a muy fuerte. Las pendientes oscilan de 30 a 90%, generalmente con mucha rocosidad y pedregosidad superficial. La litología es variable: se encuentran areniscas, limolitas, lutitas, arcillitas, cuarcitas, conglomerados y pizarras de origen sedimentario y metamórfico.

También se presentan serranías que son altas, medias y bajas, de formas elongadas con cimas subredondeadas, irregulares y divisorias de aguas perfectamente discernibles; la disección varía de moderada a muy fuerte, donde las pendientes varían entre 30 y 60%. La cantidad de piedras y rocas superficiales varía desde poca a mucha. El material a partir del cual han sido modeladas las serranías es preponderantemente de origen sedimentario, como areniscas, lutitas, limolitas y conglomerados, con intercalaciones de rocas metamórficas como cuarcitas y pizarras.

Las colinas son altas, medias y bajas, presentando normalmente cimas subredondeadas a redondeadas, con divisoria de aguas poco discernibles. Son ligeramente a fuertemente disectadas con pendientes de 15 a 90%, con mucha rocosidad en la superficie y abundante pedregosidad superficial.

Los valles constituidos por materiales coluvio-aluviales. Las pendientes son menores a 5%, con poca pedregosidad superficial. Los suelos son moderadamente profundos a muy profundos, con signos de erosión hídrica

ligera, moderadamente bien a bien drenados, pardos y pardo rojizo oscuros, con texturas franco arcillo arenosas a franco arenosas. Generalmente la disponibilidad de nutrientes es baja.

2.3. CLIMA

El departamento de Tarija presenta varios tipos climáticos, determinados por la orografía, altitud sobre el nivel del mar y orientación de las pendientes. En general, el verano se caracteriza principalmente por vientos dominantes del sud-sudeste, una temperatura y humedad relativa alta y masas de aire inestables, produciéndose precipitaciones aisladas de alta intensidad y corta duración. Por otro lado, el invierno se caracteriza por temperaturas y humedad relativa generalmente bajas y la ausencia de precipitaciones. El invierno también está asociado a la llegada de frentes fríos provenientes del sur (Patagonia, Argentina), llamados "surazos", que traen consigo masas de aire frío, dando lugar a veces a precipitaciones de muy baja intensidad pero de larga duración, principalmente en el Subandino y la Llanura Chaqueña, y a caídas abruptas de temperatura de un día al otro.

La identificación climática se ha realizado según Thornthwaite sólo a través de su índice principal, el Índice Hídrico o Índice de Humedad. De esta manera se logra una aproximación general a los principales tipos climáticos existentes, se pudo constatar que el clima dominante en esta región es el clima árido el mismo que se subdivide en árido con temperaturas altas y árido con temperaturas bajas. El árido con temperaturas altas (la temperatura media anual alcanza a 23 °C) se ubica en el extremo este del departamento, en la Llanura Chaqueña (Ibibobo, Crevaux y Esmeralda), y el árido con temperaturas bajas (media anual menor a 14 °C) en el oeste de la Cordillera Oriental (El Puente, Tojo y Yunchará).

2.4. VEGETACIÓN

La cobertura vegetal en el departamento de Tarija presenta diferencias importantes en las tres provincias fisiográficas.

Integrando variables fisiográficas, meteorológicas, altitudinales, de fisonomía y la composición florística dominante, se diferencian 10 tipos principales de vegetación que se indican en el Cuadro 1 y se describen con más detalle.

La Cordillera Oriental está cubierta por 5 tipos de vegetación: pastizales y arbustales altoandinos, pajonales-arbustales y matorrales-pastizales, bosques

montanos nublados, matorrales xerofíticos de los valles interandinos y matorrales y bosques del Chaco Serrano.

La vegetación no sólo juega un importante rol ecológico en el ecosistema, sino que además provee de múltiples productos. El territorio departamental presenta varias comunidades vegetales, con una diversidad florística variada, que permite una amplia gama de usos: el 48% de las especies identificadas se usa como forraje, el 9% tiene uso medicinal, mientras porcentajes menores se usan como combustible, para madera, uso artesanal o ornamental.

Cuadro 2.1. Principales tipos de vegetación de la provincia fisiográfica perteneciente a la Cordillera Oriental y sus características

Provincia fisiográfica	Tipos de vegetación	Especies dominantes o indicadores	Altitud (msnm)	Clima	
				Precipitación anual (mm)	Temperatura media anual (°C)
Cordillera Oriental	pastizales y arbustales altoandinos	Tholilla (<i>Baccharis boliviensis</i>) Kanlli (<i>Tetraglochin cristatum</i>) Paja (<i>Stipa ichu</i>)	3.000-4.700	300 - 1.000	06-Dic
	pajonales-arbustales, matorrales-pastizales	Paja (<i>Elyonurus cf tripsacoides</i>) Thola (<i>Eupatorium bunniifolium</i>) Pasto orqueta (<i>Paspalum notatum</i>)	1.500-3.300	400 - 1.200	Nov-19
	bosques montanos nublados	Guayabo (<i>Eugenia</i> sp.) Pino del cerro (<i>Podocarpus parlatorei</i>) Pasto monteño (<i>Tribu paniceae</i>)	1.200-2.700	600 - 1.700	13-20
	matorrales xerofíticos de los valles interandinos	Churqui (<i>Acacia caven</i>) Taquillo (<i>Prosopis alpataco</i>) Pasto orqueta (<i>Paspalum notatum</i>)	1.700-2.600	330 – 1.000	14-17
	matorrales y bosques xerofíticos del Chaco Serrano	Churqui amarillo (<i>Prosopis ferox</i>) Palqui (<i>Acacia feddeana</i>) Cebil colorado (<i>Anadenathera colubrina</i>)	1.000-3.400	200 – 900	14-21

2.5. ASPECTOS DEMOGRÁFICOS

2.5.1. POBLACIÓN DEL ÁREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO

La población diferenciada por sexo en estas comunidades asciende aproximadamente a 1.174 habitantes, de los cuales el 45% son hombres y el 55% son mujeres, con un índice de masculinidad de 0,81 hombres por cada mujer. Tal como se observa en el cuadro N° 2.

También es importante analizar la población para cada una de las Comunidades, en este sentido, con base a la información presentada en el cuadro N° 2, se puede indicar que la Comunidad de Pinos Sud es la que tiene un mayor número de habitantes, con 550, mientras que la comunidad más pequeña en cuanto a población es Calderilla Chica, que tiene una población de 60 habitantes.

CUADRO N° 2.2.
POBLACIÓN SEGÚN SEXO
(COMUNIDADES BENEFICIADAS CON EL PROYECTO)

COMUNIDAD	SEXO		TOTAL
	HOMBRES	MUJERES	
PINOS SUD	220	330	550
CALDERILLA GRANDE	198	192	390
CALDERILLA CHICA	30	30	60
PASAJES	78	96	174
TOTAL	526	648	1.174
PORCENTAJE	45%	55%	100%
Índice de Masculinidad 0,81 hombres por mujer			

Fuente: Encuesta Comunal

Elaboración: Subprefectura de la Provincia Cercado

2.5.2. ESTABILIDAD POBLACIONAL

La migración junto con las tasas de natalidad y mortalidad son las variables que determinan el crecimiento y la estructura de la población.

Los movimientos migratorios en el territorio comunal se presentan de dos maneras distintas: la migración temporal y definitiva.

A continuación se realizará un análisis del tipo de migración que se da en el área de influencia del proyecto:

2.5.2.1. Emigración

a) Emigración Temporal

La emigración temporal, se da tanto en personas menores de los 20 años de edad, como en personas mayores a esa edad.

También se puede indicar que la migración es proporcional de acuerdo al número de habitantes existentes en cada comunidad, ya que se observa que la Comunidad de Pinos Sud por contar con un mayor número de habitantes tiene un mayor número de emigrantes.

Entre las razones más importantes para que se dé la migración temporal, se tiene, la falta de fuentes de trabajo y por falta de servicios educativos.

b) Emigración Definitiva

Los riesgos climáticos en la producción agropecuaria, la falta de acceso a los centros de consumo para comercializar sus productos, los ingresos monetarios bajos, la inexistencia de los servicios básicos (salud, educación, vivienda) entre otros, motivan, que los habitantes sientan la atracción por los bienes y servicios que ofrecen los centros urbanos, otros lugares geográficos con mejores recursos naturales, que en definitiva ocasionan que las familias abandonen sus comunidades y los pequeños centros poblados; aumentando de esta forma la migración campo – ciudad. Se puede decir que la emigración definitiva para las Comunidades beneficiarias con el proyecto, representa un 1,19% del total de habitantes existentes en estas Comunidades.

2.5.2.2. Inmigración

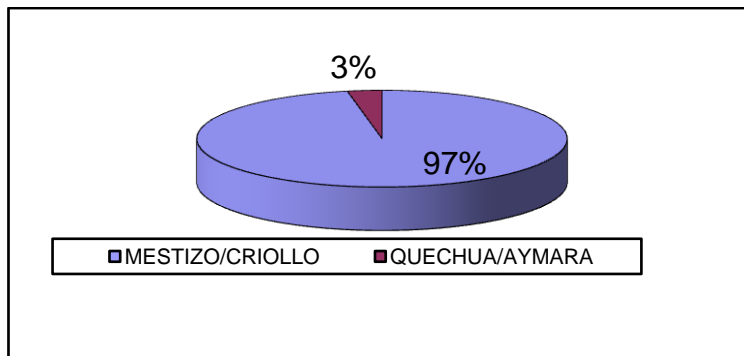
En relación al área de influencia del Proyecto, según la encuesta comunal, se conoce que la única Comunidad donde se dio la inmigración fue la Comunidad de Pinos Sud, donde llegó una familia procedente del Norte del País, aunque de forma temporal.

2.5.3. COMPOSICIÓN DE LA POBLACIÓN SEGÚN DIFERENTES ETNIAS

En cuanto al área de influencia del proyecto, se puede decir que actualmente casi la totalidad de la población es de origen Mestizo/Criollo, alcanzando un promedio de 97%, en tanto que el restante 3% son de origen Quechua/Aymara. En el área de influencia del proyecto no existe ninguna familia de origen Guarani. También se puede indicar que en la comunidad

de Calderilla Chica, el 100% de la población es de origen Mestizo/Criollo.
(Véase Gráfico N° 1).

GRÁFICO N° 2.2.
POBLACIÓN SEGÚN ETNIAS



Fuente: Encuesta Comunal.

Elaboración: Subprefectura de la Provincia Cercado

2.5.4. LENGUAJES QUE HABLA LA POBLACIÓN

Mediante la encuesta Comunal, se constata que toda la población actual de las comunidades beneficiarias, es de habla española, aunque se observa una pequeña proporción de familias de habla Quechua. La Comunidad que cuenta con un mayor número de habitantes de habla quechua es Pasajes.
(Véase cuadro N° 3).

CUADRO N° 2.3.
IDIOMA QUE HABLAN LAS FAMILIAS DE LAS
COMUNIDADES BENEFICIARIAS CON EL PROYECTO

COMUNIDAD	IDIOMAS QUE HABLAN			
	ESPAÑOL	QUECHUA	AYMARÁ	GUARANÍ
PINOS SUD	1	4		
CALDERILLA GRANDE	1	4		
CALDERILLA CHICA	1			
PASAJES	1	3		

Ref.: 1= Toda la Población, 2=La mayoría de la población, 3= La mitad de la población y 4= La Minoría de la población.

Fuente: Encuesta Comunal

Elaboración: Subprefectura de la Provincia Cercado

2.5.5. NÚMERO Y TAMAÑO PROMEDIO DE FAMILIAS

El número aproximado de familias directamente beneficiarias con la Construcción del Puente son 192, siendo la Comunidad de Pinos Sud la más grande en cuanto al número de familias, contando con 89 familias, mientras que la Comunidad de Calderilla Chica sólo cuenta con 10 familias.

CUADRO N° 2.4.
NUMERO APROXIMADO Y TAMAÑO PROMEDIO
DE LAS FAMILIAS

COMUNIDAD	POBLACIÓN TOTAL	NUMERO DE FAMILIAS	TAMAÑO PROMEDIO
PINOS SUD	550	89	6,18
CALDERILLA GRANDE	390	53	7,36
CALDERILLA CHICA	60	10	6
PASAJES	174	40	4,35
TOTAL	1.174	192	5,97*

* Promedio General = 5,97 miembros por familia.

Fuente: Encuesta Comunal.

Elaboración: Subprefectura de la Provincia Cercado

Con relación al tamaño promedio de las familias, se puede indicar según información presentada en el Cuadro N° 4, que el tamaño promedio es de 6 miembros por familia.

2.6. ASPECTOS ECONÓMICOS

2.6.1. TENENCIA DE TIERRAS

Con relación al origen y tenencia de la tierra en el área de influencia del proyecto, se puede indicar que la gran mayoría de las familias obtuvo sus terrenos por la reforma agraria, en tanto que una pequeña proporción de familias obtuvo sus tierras por herencia. En el cuadro siguiente se observa que el porcentaje de familias que obtuvo sus tierras por la reforma agraria varía entre el 80% en la Comunidad de Pinos Sud, hasta un 93% en la Comunidad de Pasajes.

De manera general, se observa que en el área de influencia del proyecto (Comunidades de Pinos Sud, Calderilla Grande, Calderilla Chica y Pasajes), el 88% de las familias obtuvieron las tierras por dotación de la

Reforma Agraria, el 7,75% obtuvo sus tierras por herencia, mientras que solo el 2,75% de las familias compro su tierra.

Por otra parte, la cantidad de tierras existentes en cada comunidad se detallan en el cuadro que se presenta a continuación según el destino y/o usos:

CUADRO N° 2.5.

CANTIDAD DE TIERRAS EXISTENTES

COMUNIDAD	CANTIDAD DE TIERRAS (Ha.)			TOTAL
	TIERRAS CULTIVABLES		TIERRAS PARA PASTOREO	
	TIERRAS A RIEGO	TIERRAS A SECANO		
PINOS SUD	120	180	600	900
CALDERILLA GRANDE	38	50	2.800	2.888
CALDERILLA CHICA	0	6	2.500	2.506
PASAJES	0	40	1.900	1.940
TOTAL	158	276	7.800	8.234

Fuente: Encuesta Comunal.

Elaboración Subprefectura de la Provincia Cercado

2.6.2. PRINCIPALES ACTIVIDADES ECONÓMICAS DE LA FAMILIA

Las principales actividades que se desarrollan y de las cuales dependen las familias de las comunidades beneficiarias con el Proyecto, son la agricultura y la ganadería.

CUADRO N° 2.6.

PRINCIPALES ACTIVIDADES ECONÓMICAS DE LAS FAMILIAS

COMUNIDAD	ACTIVIDADES ECONÓMICAS (%)				TOTAL
	GANADERÍA	AGRICULTURA	INDUSTRIAL/ ARTESANAL	CAZA/ PESCA	
PINOS SUD	47	52	0	1	100
CALDERILLA GRANDE	40	60	0	0	100
CALDERILLA CHICA	30	70	0	0	100
PASAJES	35	65	0	0	100
PROMEDIO	38%	61,75%	0	0,25%	100

Fuente: Encuesta Comunal.

Elaboración Subprefectura de la Provincia Cercado

Entre los principales productos que se cultivan en estas Comunidades se tiene el maíz, papa, papalisa, trigo, arveja, poroto y quinua entre otros. Por otra parte, entre los principales tipos de ganado que se produce en el área

de influencia del proyecto, se tiene, bovino, porcino, caprino, ovino, aves, etc.

2.7. ASPECTOS SOCIALES

2.7.1. DESCRIPCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS SOCIALES DE LOS BENEFICIARIOS

a) Costumbres.

En cada región y en cada lugar se tienen sus propias costumbres y tradiciones que lo identifican culturalmente a la población y por ende a la persona. Entre las costumbres más sobresalientes de las comunidades beneficiadas con el proyecto se tiene Año Nuevo, Carnaval, Todos Santos, Fiestas Patrias y Navidad, en el cuadro siguiente se detallan estas costumbres.

**CUADRO N° 2.7.
COSTUMBRES Y CALENDARIO FESTIVO**

COMUNIDAD	CALENDARIO FESTIVO	TIPO DE FIESTA
PINOS SUD	1 de Enero, 25 de Julio, 25 de Diciembre	Año Nuevo, San Santiago, Navidad
CALDERILLA GRANDE	1 de Enero, Febrero, Marzo – Abril, 2 de noviembre, 25 de diciembre	Año Nuevo, Carnaval, Pascua, Todos Santos, Navidad
CALDERILLA CHICA	1 de Enero, Febrero, 6 de Agosto, 2 de noviembre, 25 de diciembre	Año Nuevo, Carnaval, Fiesta Patria, Todos Santos, Navidad
PASAJES	1 de Enero, Febrero, 6 de Agosto, 25 de diciembre	Año Nuevo, Carnaval, Fiesta Patria, Navidad

Fuente: Encuesta Comunal.

Elaboración Subprefectura de la Provincia Cercado

b) Rol de los varones y mujeres dentro de la comunidad.

El rol de los hombres y mujeres dentro las comunidades rurales es compartido, puesto que la mujer asume un papel importante en la cooperación de llevar adelante las actividades tanto agrícolas como ganaderas ayudando mutuamente al hombre.

El rol de los varones, como en todas las comunidades rurales, es de atender y cultivar las tierras, realizar las labores culturales de las tierras desde el inicio en que se siembra hasta la cosecha del último producto, cuidado de animales, etc. Los roles de las mujeres, son más que todo domesticas, pero no se debe dejar de lado que en todo momento está ayudando al hombre en todo el proceso de producción, sin descuidar sus actividades en la casa. Así mismo, en este apartado se analiza la organización en las cuales el hombre y la mujer participan. Tanto el hombre como la mujer son protagonistas del desarrollo e impulso de sus comunidades.

**CUADRO N° 2.8.
PORCENTAJE DE PARTICIPACIÓN DEL HOMBRE
Y LA MUJER EN LAS ACTIVIDADES**

ACTIVIDADES	% DE PARTICIPACIÓN	
	HOMBRE	MUJER
Siembras	91	73
Contratación	90	51
Cosecha	90	63
Toma de decisión del destino de la producción agrícola	86	61
Toma de decisión del destino del ganado	89	58
Pastoreo	75	48
Sanidad Animal	88	47
Relación con instituciones u organizaciones de base	85	61
Ser Autoridad/Dirigente	85	71
Cuidado y mandado de los hijos a la escuela	63	83
Asistencia y llevado de los hijos al centro de salud o médico	76	93

Fuente: Encuesta Comunal.
Elaboración Subprefectura de la Provincia Cercado

c) Horarios y actividades.

Los horarios para realizar las actividades, no están definidos, puesto que para desarrollar la agricultura y la ganadería se requiere una gran cantidad de tiempo de dedicación y esto lleva a que el hombre tiene que estar en cualquier horario y cualquier día sea feriado o no en las labores diarias de atención en todo el proceso de producción.

En este sentido, en las Comunidades beneficiarias con el proyecto, las labores de la casa comienzan a las 5:00 de la mañana, para iniciar el trabajo

agrícola a las 6:00 de la mañana y terminar entre las 18:00 y 19:00 horas. La actividad ganadera requiere un poco menos de dedicación, ya que solo se da de comer entre 2 a 4 veces al día, en el caso del ganado menor y cuidado del ganado mayor entre 2 a 3 veces por semana.

2.8. SERVICIOS BÁSICOS EXISTENTES

Contar con los servicios básicos en cualquier comunidad, es de vital importancia. Los servicios con que debe contar la población son el agua potable, energía eléctrica, salud, educación y otros. Sin embargo, no todas las comunidades son atendidas por el gobierno central y/o municipal, debido a muchos factores tales como falta de recursos financieros, descuido de las autoridades centrales, entre otros factores. En este apartado se analiza si las comunidades del área de influencia del proyecto cuentan con los servicios anteriormente citados.

2.8.1. AGUA POTABLE

En cuanto a los servicios de agua potable en el área de influencia del Proyecto, primeramente se realizará un análisis por comunidad y posteriormente se realizará un análisis de manera general.

En el cuadro N° 9, se observa que la Comunidad que cuentan con agua potable por cañería con una cobertura del 60% es Pinos Sud. Mientras que las Comunidades de Calderilla Grande, Calderilla Chica y Pasajes, no cuenta con el servicio de agua potable por cañería.

**CUADRO N° 2.9.
CANTIDAD DE FAMILIAS CON Y SIN AGUA
POTABLE POR CAÑERÍA**

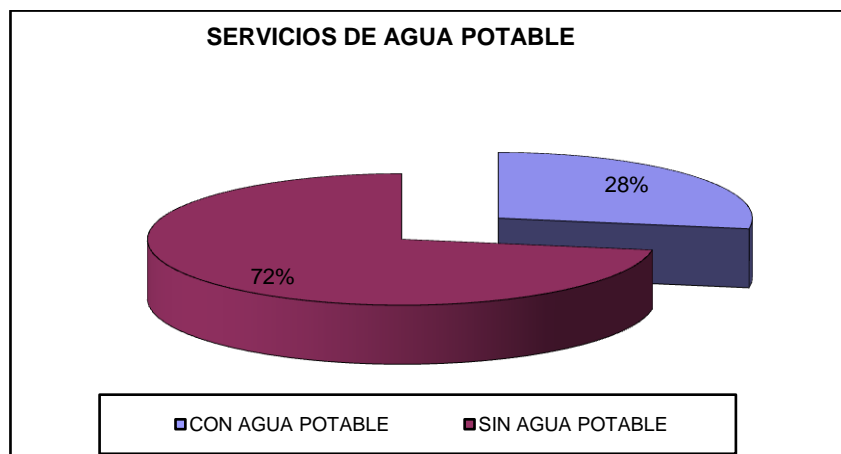
COMUNIDAD	NÚMERO DE FAMILIAS	N° DE FAMILIAS	
		CON AGUA POTABLE	SIN AGUA POTABLE
PINOS SUD	89	53	36
CALDERILLA GRANDE	53	0	53
CALDERILLA CHICA	10	0	10
PASAJES	40	0	40
TOTAL	192	53	139

Fuente: Encuesta Comunal.

Elaboración Subprefectura de la Provincia Cercado

De manera general, con información presentada en el gráfico N° 2, se puede evidenciar que del 100% de las familias que habitan las Comunidades beneficiarias con el proyecto, solo el 28% cuenta con agua potable por cañería, familias que pertenecen a la Comunidad de Pinos Sud, mientras que los 72% restantes no cuentan con este servicio tan esencial.

GRÁFICO N° 2.3.

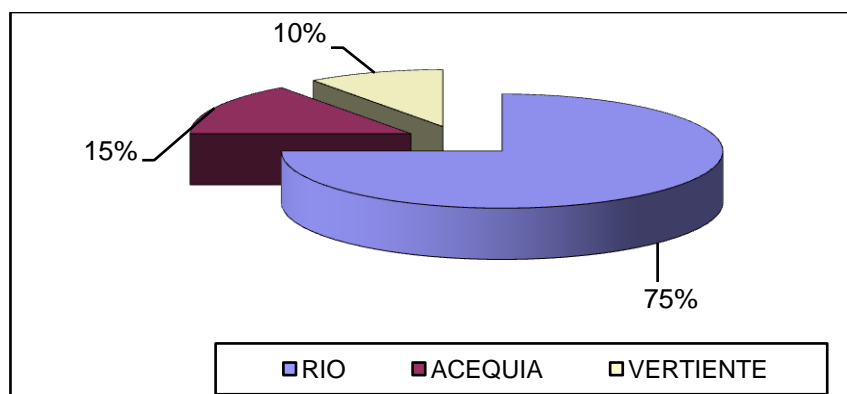


Fuente: Encuesta Comunal.

Elaboración Subprefectura de la Provincia Cercado

Todas las familias que no cuentan con este servicio tan indispensable, se ven obligadas a consumir agua del río en la mayoría de los casos (75%), de acequia en un 15%, y de vertiente en un 10%.

GRÁFICO N° 2.4.



Fuente: Encuesta Comunal.

Elaboración Subprefectura de la Provincia Cercado

2.8.2. ALCANTARILLADO

En ninguna de las comunidades beneficiarias con el proyecto existe el servicio de alcantarillado por red de drenaje, una pequeña proporción de las familias cuenta con pozo ciego (14 familias), mientras que 6 familias cuentan con el servicio de letrina (ver cuadro N° 10).

En este cuadro también se observa que la gran mayoría de las Familias no cuenta con ningún tipo de servicios para eliminar excretas, esto es, 172 de las 192 familias que habitan las comunidades beneficiarias con el proyecto. Todas estas familias que no tienen la oportunidad de contar con un sistema de eliminación de excretas, se ven obligadas a hacer sus necesidades en campo abierto, lo que se convierte en un foco de contaminación y por tanto a una mayor exposición de enfermedades y parásitos, poniendo en riesgo la sanidad de las mismas familias, de los animales domésticos y el medio ambiente (agua de los ríos y aire).

**CUADRO N° 2.10.
COBERTURA Y MEDIOS PARA LA ELIMINACIÓN DE EXCRETAS**

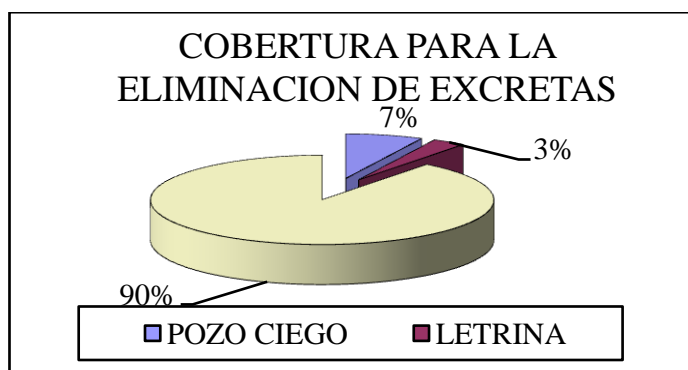
COMUNIDAD	NÚMERO DE FAMILIAS	N° DE FAMILIAS			
		ALCANTARILLADO	POZO CIEGO	LETRINA	NINGUNA
PINOS SUD	89	0	9	5	75
CALDERILLA GRANDE	53	0	2	0	51
CALDERILLA CHICA	10	0	0	0	10
PASAJES	40	0	3	1	36
TOTAL	192	0	14	6	172

Fuente: Encuesta Comunal.

Elaboración Subprefectura de la Provincia Cercado

En el gráfico siguiente, se observa de manera general el porcentaje de familias que cuentan con un determinado sistema para eliminar excretas.

GRÁFICO N° 2.5.



Fuente: Encuesta Comunal.

Elaboración Subprefectura de la Provincia Cercado

2.8.3. ELECTRICIDAD

Con relación a los Servicios de Electricidad en el área de influencia del proyecto, se puede indicar que sólo la Comunidad de Pinos Sud cuenta con el servicio de energía eléctrica, aunque la cobertura apenas alcanza un 50% aproximadamente, mientras que resto de las familias de esta Comunidad y de las otras Comunidades beneficiarias, no cuentan con servicios de energía eléctrica (ver cuadro N° 11).

**CUADRO N° 2.11.
SERVICIOS DE ELECTRICIDAD**

COMUNIDAD	NÚMERO DE FAMILIAS	N° DE FAMILIAS			
		CON ACOMETIDA	ALUMBRADO PÚBLICO	PANEL SOLAR	NINGUNO
PINOS SUD	89	44	2	0	43
CALDERILLA GRANDE	53	0	0	0	53
CALDERILLA CHICA	10	0	0	0	10
PASAJES	40	0	0	0	40
TOTAL	192	44	2	0	146

Fuente: Encuesta Comunal.

Elaboración Subprefectura de la Provincia Cercado

Generalmente, todas estas familias que no cuentan con energía eléctrica, para tener alumbrado en su casa y hacer funcionar algunos artefactos, utilizan los siguientes insumos: Kerosén, velas, pilas, gas, baterías y otros insumos que al final de cuentas les resulta antieconómicos y riesgosos para su salud.

2.8.4. EDUCACIÓN

El sector educación dentro de la Provincia está bajo la jurisdicción de la Dirección Distrital de Educación, que es un ente dependiente de la Dirección Departamental de Educación y la Secretaría Departamental de Desarrollo Humano.

Esta dirección, tiene a su cargo la responsabilidad administrativa y técnica de las distintas unidades centrales y subcentrales, los que a su vez se encargan de las escuelas seccionales de cada comunidad.

Con relación a las Comunidades Beneficiarias con el proyecto, se puede indicar con base a información presentada en el cuadro N° 12, que las cuatro Comunidades cuentan con un establecimiento de nivel primario. Siendo la Comunidad de Pinos Sud la que cuenta con un mayor número de alumnos (63), profesores (3) y aulas (8).

De acuerdo a la encuesta Comunal, también se puede indicar que el estado de los establecimientos se encuentra entre bueno y regular, bueno en el caso del establecimiento de la Comunidad de Calderilla Chica.

**CUADRO N° 2.12.
SERVICIOS DE EDUCACIÓN**

COMUNIDAD	SERVICIOS DE EDUCACIÓN				
	TIPO/NIVEL	N° DE ALUMNOS	N° DE PROFESORES	N° DE AULAS	ESTADO DEL ESTABLECIMIENTO
PINOS SUD	Primario	63	3	8	Regular
CALDERILLA GRANDE	Primario	64	3	5	Regular
CALDERILLA CHICA	Primario	15	1	4	Bueno
PASAJE	Primario	50	2	5	Regular
TOTAL	---	192	9	22	---

Fuente: Encuesta Comunal.

Elaboración Subprefectura de la Provincia Cercado

Para finalizar, como se observó e indicó anteriormente, ninguna de las Comunidades beneficiarias con el proyecto cuentan con servicios de educación secundaria, aspecto que dificulta en gran medida la continuidad de la formación educativa de los jóvenes de estas Comunidades, provocando mayores índices de migración tanto temporal como definitiva y aumentando los niveles de pobreza.

2.8.5. SALUD

En el cuadro N° 13, se observa que de las cuatro Comunidades beneficiarias con el proyecto, sólo las Comunidades de Pinos Sud y Pasajes cuentan con un puesto de Salud, el cual es atendido por una enfermera auxiliar.

El estado de conservación de este establecimiento de salud se encuentra regular.

**CUADRO N° 2.13.
SERVICIOS DE SALUD**

COMUNIDAD	SERVICIOS DE SALUD				
	TIPO DE ESTABLECIMIENTO	PERSONAL QUE ATIENDE			ESTADO DEL ESTABLECIMIENTO
		DOCTORES	ENFERMERAS	ENFERMERAS AUXILIARES	
PINOS SUD	Puesto de Salud	0	0	1	Regular
CALDERILLA GRANDE	Ninguno	--	--	--	--
CALDERILLA CHICA	Ninguno	--	--	--	--
PASAJES	Puesto de Salud	0	0	1	Regular
TOTAL		0	0	2	--

Fuente: Encuesta Comunal.

Elaboración Subprefectura de la Provincia Cercado

Las familias correspondientes a las Comunidades de Calderilla Grande y Calderilla Chica, deben recorrer grandes distancias para recibir asistencia médica, especialmente a la Comunidad de Pinos Sud que cuentan con un puesto de salud, y hasta la Ciudad de Tarija cuando se presentan casos de gravedad.

Por otra parte, entre las enfermedades más prevalentes presentadas en las Comunidades se tiene las siguientes: Resfrió, Fiebre, Dolor de Cabeza, Dolor de Estómago, Diarrea, Vómito, Desnutrición, entre otros.

2.8.6. MODALIDADES DE RECOLECCIÓN Y DISPOSICIÓN DE RESIDUOS SÓLIDOS

Los sistemas de recolección y tratamiento de basuras y residuos sólidos, no existen en ninguna de las Comunidades de área Rural, por lo que en la mayoría de los casos la basura es quemada, enterrada en los terrenos, sirve alimentación a los animales o lo tiran al aire libre.

**CUADRO N° 2.14.
MODALIDADES DE RECOLECCIÓN Y DISPOSICIÓN DE
RESIDUOS SÓLIDOS**

COMUNIDAD	MODALIDADES DE RECOLECCIÓN DE BASURAS Y RESIDUOS			
	HECHAN A LOS TERRENOS	QUEMAN	ALIMENTAN A SUS ANIMALES	BOTAN AL AIRE LIBRE
PINOS SUD	40%	40%	10%	10%
CALDERILLA GRANDE	30%	40%	20%	10%
CALDERILLA CHICA	40%	30%	20%	10%
PASAJES	20%	40%	20%	20%
PROMEDIO	32,50%	37,50%	17,50%	12,50%

Fuente: Encuesta Comunal.
Elaboración Subprefectura de la Provincia Cercado

En el cuadro anterior se observa que el 37,50% de las familias beneficiarias con el proyecto queman la basura, el 32,50% lo hecha a los terrenos como abono, el 17,50% de las familias lo usan como alimento para sus animales, como es el caso de residuos de hortalizas y maíz, y finalmente el 12,50% botan la basura al aire libre.

2.9. DEMANDA DE TRÁFICO

La demanda por una vía está determinada por el flujo de vehículos que circulan por ella. Este flujo vehicular es comúnmente cuantificado como el Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) que simplemente representa la cantidad de vehículos al día que circulan en promedio en ambas direcciones durante el año de referencia. Para caminos vecinales, se recomienda que la medición del TPDA esté desagregada en las siguientes categorías:

- Livianos
- Pesados

Adicionalmente, si se tratara del mejoramiento de un camino vecinal existente, se deberá indicar si los vehículos transitan de manera regular durante el año o existen temporadas de mayor demanda. Se deben hacer correlaciones con el estado del camino.

Aunque en la mayoría de los casos no se espera que un camino vecinal esté congestionado por altos volúmenes de tráfico vehicular, la información aquí registrada permitirá evaluar el potencial productivo y comercial del área de influencia del proyecto.

Se deberá realizar una estimación de la evolución futura de la demanda vehicular y su composición durante la vida útil del proyecto. Para esto será necesario estimar el desarrollo que tendrán las actividades productivas y a partir de eso derivar el tráfico asociado.

Según datos recogidos en el campo de investigación de emplazamiento del proyecto el TPDA, se muestra en el siguiente cuadro:

**CUADRO N° 2.15.
DEMANDA ACTUAL
TRÁFICO PROMEDIO DIARIO ANUAL**

TIPO DE VEHÍCULO	EPOCA DE COSECHA			RESTO DEL AÑO		
	DIARIO	SEMANAL	MENSUAL	DIARIO	SEMANAL	MENSUAL
Livianos	1	6	30	0	3	16
Pesados	1	5	20	0	2	10
TOTAL	2	11	50	0	5	26

Fuente: Encuesta Comunal.

Elaboración Subprefectura de la Provincia Cercado

Según el cuadro anterior en épocas de cosecha existe una mayor circulación de movilidades tanto livianas como pesadas. Cabe aclarar que la información anterior está basada en el tráfico que circula desde la Ciudad de Tarija y otras comunidades hasta la Comunidad de Pinos Sud y viceversa, ya que actualmente el acceso hasta la Comunidad de Calderilla Grande no existe, por que solo hay construcción de senda en algunos tramos, siendo que estas familias trasladan sus productos hasta la Comunidad de Pinos Sud a lomo de animales.

Por otra parte, las familias de la Comunidad de Calderilla Chica deben trasladarse a la Comunidad de Calderilla Grande o directamente a la Comunidad de Pinos Sud para luego trasladar sus productos en movilidad a los principales mercados de consumo. Todo este trayecto lo hacen con el uso de animales de carga para transportar sus productos.

Por otra parte, las familias de la Comunidad de Pasajes tienen acceso a la red troncal Tarija – Villazón, por lo que sus productos son transportados desde esta Comunidad hasta la Ciudad de Tarija, recorriendo una enorme distancia.

CAPÍTULO III METODOLOGÍA

3.1. MARCO TEÓRICO

Los puentes tienen su origen en la misma prehistoria. Posiblemente el primer puente de la historia fue un árbol que usó un hombre prehistórico para conectar las dos orillas de un río. También utilizaron losas de piedra para arroyos pequeños cuando no había árboles cerca. Los siguientes puentes fueron arcos hechos con troncos o tablones y eventualmente con piedras, usando un soporte simple y colocando vigas transversales. La mayoría de estos primeros puentes eran muy pobremente contruidos y raramente soportaban cargas pesadas. Fue esta insuficiencia la que llevó al desarrollo de mejores puentes. El arco fue usado por primera vez por el Imperio romano para puentes y acueductos, algunos de los cuales todavía se mantienen en pie. Los puentes basados en arcos podían soportar condiciones que antes se habrían llevado por delante a cualquier puente.

3.2. DEFINICIÓN

Un puente es una construcción, por lo general artificial, que permite salvar un accidente geográfico o cualquier otro obstáculo físico como un río, un cañón, un valle, un camino, una vía férrea, un cuerpo de agua, o cualquier obstrucción. El diseño de cada puente varía dependiendo de su función y la naturaleza del terreno sobre el que el puente es construido.

3.3. TIPOLOGÍA DE PUENTES

Los puentes se pueden clasificar en diferentes tipos, de acuerdo a diversos conceptos como el tipo de material utilizado en su construcción, el sistema estructural predominante, el sistema constructivo utilizado, el uso del puente, la ubicación de la calzada en la estructura del puente, etc.

A continuación realizaremos la clasificación de los puentes según la forma en que estos son capaces de transmitir las cargas de la superestructura a la infraestructura. Por lo que tenemos:

- colgantes
- atirantados
- arco
- vigas
- pórticos
- armadura metálica

3.3.1. PUENTES COLGANTES

Un puente colgante desde el punto de vista estructural viene a ser un arco invertido, donde los cables curvos soportan y transfieren las cargas a las torres y bloque de anclaje. Los cables soportan el peso del tablero mediante tirantes denominados péndolas, estos elementos están sometidos totalmente a esfuerzos de tracción, por lo cual el tablero tiene muy poca rigidez. Este efecto se logra corregir introduciendo vigas de rigidez longitudinales; caso contrario el puente sería inestable por el excesivo movimiento que se produciría con su uso, llegando inclusive a romperse por efecto de la acción del viento.

Ventajas:

Los puentes colgantes presentan las siguientes ventajas:

- La ausencia de obra falsa en la etapa de construcción.
- No se necesita de equipo muy especializado en la etapa de construcción.

Desventajas:

Entre las desventajas que presentan este tipo de puentes, podemos citar las siguientes:

- La dificultad de conseguir que los cables logren la forma del diseño, la influencia de los cambios de temperatura y realizar un control y mantenimiento permanente del cable, uniones y anclajes.
- El costo de los pilotes o torres y los macizos bloques de anclaje, encarecen significativamente la obra.
- Cuando el terreno de fundación no es bueno, se tiene que recurrir a bloques macizos de hormigón para contrarrestar el efecto de tensión a la que están sujetos los cables que soportan el tablero y la luz principal.
- Se necesitan de vigas de rigidización o cables de contraventeo para asegurar la estabilidad aerodinámica y lograr gran rigidez flexionante y cortante de la estructura; caso contrario, se convertiría en inestable en su funcionamiento por el excesivo movimiento que se produciría.

3.3.2. PUENTES ATIRANTADOS

En términos de ingeniería civil, se denomina puente atirantado a aquel cuyo tablero está suspendido de uno o varios pilones centrales mediante obenques. Se distingue de los puentes colgantes porque en éstos los cables principales se disponen de pila a pila, sosteniendo el tablero mediante cables secundarios verticales, y porque los puentes colgantes trabajan principalmente a tracción, y los atirantados tienen partes a tracción y otras a compresión. También hay variantes de estos puentes en que los tirantes van desde el tablero al pilar situado a un lado, y desde este, al suelo, o bien, de solo un pilar

En los puentes atirantados, las cargas, se transmiten al pilar central a través de los cables, pero al estar inclinados, también se transmiten por la propia sección, hasta el pilar, donde se compensa con la fuerza recibida por el otro lado, no con un contrapeso en el extremo, por ello, no requieren anclajes en los extremos.

Para concluir, desde 200 m. hasta 900 m. un puente atirantado representa la mejor solución técnica y económica.

Ventajas:

- No hay necesidad de anclaje para sostener fuertes fuerzas horizontales, ya que los tramos son independientes de anclaje.
- Muchos diseños asimétricos son posibles.
- El método de construcción de un puente atirantado es más rápido y más sencillo que el de un puente colgante.
- La ventaja de los cables de conexión directa a la cubierta del puente y no cubierto como un puente colgante permite la construcción de una cubierta más ligera que resulta más económica.

Desventajas:

- Desventajas de una estancia puentes de cable en los tamaños más largo, las dos mitades en voladizo son muy susceptibles a oscilaciones inducidas por el viento durante la construcción.

- Los cables requieren un tratamiento cuidadoso para protegerlos de la corrosión.

3.3.3. PUENTES EN ARCO

Un puente de arco es un puente con apoyos a los extremos de la luz, entre los cuales se hace una estructura con forma de arco con la que se transmiten las cargas. El tablero puede estar apoyado o colgado de esta estructura principal, dando origen a distintos tipos de puentes.

Los puentes en arco trabajan transfiriendo el peso propio del puente y las sobrecargas de uso hacia los apoyos mediante la compresión del arco, donde se transforma en un empuje horizontal y una carga vertical. Normalmente la esbeltez del arco (relación entre la flecha máxima y la luz) es alta, haciendo que los esfuerzos horizontales sean mucho mayores que los verticales. Por este motivo son adecuados en sitios capaces de proporcionar una buena resistencia al empuje horizontal.

Por lo general los puentes en arco son más económicos cuando cubren luces que van desde los 45 m. a los 65 m. aunque se han construido puentes en arco que cubren luces mayores.

Ventajas:

- Cuando el terreno de fundación es resistente, puede absorberse el empuje de arco con fundaciones de costo reducido, que es el típico caso del puente en arco de tablero superior en las laderas empinadas y rocosas.
- Cuando la luz a cubrir es grande, el arco es la solución más adecuada, porque permite un mejor aprovechamiento de los materiales como es el caso del hormigón armado, por su alta resistencia a la compresión evitando generalmente el problema que representa la construcción de apoyos intermedios.
- Estéticamente los puentes en arco tienen mejor aspecto y un mayor impacto en el entorno.

Desventajas:

- Cuando los arcos son demasiado altos, su empleo no es muy corriente debido a que el proceso de construcción en sí, encarece la obra, especialmente en lo que a encofrados y apuntalamiento se refiere.
- En el caso del hormigón, debe prestarse atención a las deformaciones por contracción, temperatura y fluencia lenta, las que tienen influencia sobre la forma del arco y hacen necesaria la adopción de juntas. Por ello, el hormigón sin armar requiere la adopción, por ejemplo, del arco triarticulado, isostático, que permite las deformaciones, libres de coacción, debidas al descenso de la clave.
- Requieren por lo general de buenos terrenos de fundación que puedan soportar el gran empuje horizontal que generan producto de las cargas que soportan.
- Las cimentaciones pueden resultar costosas cuando se cuenta con terrenos de fundación más débiles.
- Requieren por lo general de una mayor cantidad de materiales para su construcción.

3.3.4. PUENTE DE VIGAS

Un puente viga es un puente cuyos vanos son soportados por vigas. Se construyen con madera, acero u hormigón (armado, pretensado o postensado).

3.3.4.1. PUENTE DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO**Ventajas:**

- La plasticidad del hormigón permite adoptar la forma más adecuada que se acomode a los requisitos dimensionales, economía y estética.
- Gastos de mantenimiento casi nulos particularmente por su resistencia a los agentes atmosféricos.
- Facilidad constructiva.
- Relativamente barato en puentes de luces entre 10 m. y 20m.

Desventajas:

- Muy caro para la construcción de grandes luces, debido a la necesidad de construir pilas intermedias para el apoyo de las grandes vigas.
- No siempre es posible construir pilas intermedias.
- Sin embargo el inconveniente más serio del hormigón armado, lo constituye la dificultad de reforzarlo o repararlo.

3.3.4.2. PUENTE DE VIGAS DE HORMIGÓN PREENFORZADO

Se puede definir al hormigón presforzado como al hormigón en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes de las cargas externas dadas se equilibran hasta un grado deseado. En el concreto presforzado existen dos categorías: pretensado y postensado.

Los miembros del concreto pretensado se producen tensando los tendones entre anclajes externos antes de vaciar el concreto y al endurecerse el concreto fresco, se adhiere al acero. Se asocia a elementos prefabricados.

En el caso de los miembros de concreto postensado, se esfuerzan los tendones después de que ha endurecido el hormigón y de que se haya alcanzado suficiente resistencia, aplicando la acción de los gatos contra el miembro de concreto mismo. La ventaja del postensado consiste en comprimir el hormigón antes de su puesta en servicio, disminuyendo su trabajo a tracción, esfuerzo para el que no es un material adecuado.

Ventajas:

- Una gran ventaja que muestra frente al hormigón armado es que es un material homogéneo e infisible, porque ciertas obras en las que se han sobrepasado la carga máxima para la que han sido diseñadas aparecen fisuras corrientemente microscópicas las que en el hormigón pretensado se cierran inmediatamente que ha dejado de actuar la sobre carga excesiva, lo que no acontece en el hormigón armado.
- El hormigón pretensado ofrece una gran seguridad , ya que en el momento del tesado se tiene una prueba de carga del material, porque en ese momento se lo somete a una de sus máximas sobrecargas.

- La principal ventaja es que para tramos simplemente apoyados con luces mayores a los 20m. se obtienen estructuras mucho más económicas.
- Se obtienen elementos más eficientes y esbeltos, con reducción de los materiales de construcción(hasta un 40% de hormigón y un 75% de acero).
- El hormigón pretensado permite mejorar la estructura y la apariencia de las obras por que se alcanzan elementos más ligeros, permitiendo un aumento de luz para una misma altura de viga construida con hormigón armado.
- El hormigón pretensado es un material que facilita la prefabricación de elementos, permitiendo la múltiple ocupación de los encofrados y disminuyendo al mínimo su apuntalamiento.
- El hormigón pretensado compite con otros materiales en claros mayores a 45 m. Las técnicas de construcción y mejoras en el equipo de pretensado, como ductos lisos y ligeros que reducen las perdidas por fricción, han logrado que los puentes de hormigón pretensado compitan de forma directa con el acero estructural el cual era preponderante en claros medios y largos.

Desventajas:

- La falta de coordinación en el transporte de los elementos, puede encarecer el montaje
- Se debe planear y monitorear cuidadosamente el proceso constructivo, sobre todo en las etapas de montaje y colados en sitio.
- El hormigón pretensado requiere un mayor control y seguimiento en su elaboración que elevan los costos inicialmente en comparación con el hormigón armado.
- Si bien el Hormigón Pretensado tiene la posibilidad de grandes reparaciones cuando aún no se ha aplicado la fuerza, esto se convierte en desventaja con respecto al Hormigón Armado, cuando ya el elemento ha sido tensado, es decir, prácticamente no puede ser reparado y las operaciones que se tendrán que realizar son mucho más caras y complejas.

3.4. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

La identificación de las alternativas que son técnicamente viables, se la realiza tomando en cuenta los aspectos económicos, técnicos, sociales y ambientales, como así también los costos de mantenimiento e inspección, asociados con cada una de las tipologías estructurales y con la importancia relativa de los aspectos antes mencionados.

En cada una de las alternativas que se plantea en el proyecto, se tienen muy en cuenta las condiciones que rigen la mejor ubicación del puente, dichas condiciones están basadas en los siguientes criterios técnicos.

- El puente debe ajustarse a las condiciones creadas por el obstáculo a cruzar.
- La alternativa debe presentar un diseño claro y preciso de tal forma que se facilite la construcción, inspección y mantenimiento bajo condiciones prácticas y efectivas, desde el punto de vista de los costos.
- Otra de las cualidades técnicas que tienen cada una de las alternativas es que se toman en cuenta los niveles de servicio y la seguridad del tráfico a servir a lo largo de la vida útil del puente.
- El diseño Minimiza los impactos adversos de la carretera.

En atención a los criterios vertidos anteriormente, se han identificado las siguientes alternativas técnicamente viables.

3.4.1. ALTERNATIVA DE UBICACIÓN

Para la ubicación precisa del puente vehicular sobre el Río Pinos, se realizó una inspección de los sitios probables para el emplazamiento de la mencionada obra, tanto, aguas arriba y abajo del sitio actual de cruce por el lecho del río, considerando los siguientes aspectos.

- Que la variación del trazo actual del camino sea mínima, con la finalidad de reducir los costos y que la variación mencionada reduzca en lo posible la longitud del camino e incremente la comodidad de tránsito.
- Que se obtenga la menor longitud de puente y que el sitio de emplazamiento ofrezca condiciones favorables para el emplazamiento,

ofreciendo seguridad a la estructura, evitando la construcción de grandes accesos y sistemas de defensivos.

- Que en el sitio escogido se pueda establecer la estructura de puente de forma perpendicular al cauce del río, para reducir la longitud de puente.
- Reducir daños, es decir, que ni los accesos ni el puente afecten terrenos de cultivo y viviendas de los comunarios.

Sobre la base de los criterios establecidos y considerando la inspección de campo, se ha decidido plantear la estructura de puente el sitio descrito en la ubicación geográfica, 21° 44' 10.42" de Latitud Sur, 64° 52' 21.45" de Longitud Oeste y a una cota de 2094.00 m.s.n.m., en una sección del río ubicada en la zona más angosta donde se presenta una garganta rocosa en un extremo del cauce, obteniendo una longitud total del puente de 30.00 m.

3.4.2. ALTERNATIVAS DE MODELO ESTRUCTURAL

Se realiza un análisis de alternativas de tipo de estructura, con la finalidad de encontrar la alternativa técnica y económicamente viable, en ese sentido se han formulado tres tipos de estructura de puente que son los más empleados para puentes vehiculares de similares características y que por sus formas de transmitir las cargas a la infraestructura son recomendables para salvar luces en rangos similares a la que es necesaria.

3.4.2.1. ALTERNATIVA N° 1: PUENTE DE VIGAS DE HORMIGÓN PRESTENSADO SIMPLEMENTE APOYADO

Esta alternativa se basa en generar un balance entre el costo de la infraestructura y la superestructura, tomando en cuenta que el uso del hormigón pretensado permite cubrir luces mayores que el hormigón armado reduciendo costos.

Esta alternativa se basa en el hecho de que en nuestro proyecto, la luz óptima a cubrirse con vigas pretensadas de inercia constante es de 30.00 metros, por lo que se necesitará un tramo soportado por tres vigas longitudinales. La estructura requiere estar apoyada sobre dos estribos en los extremos que por la carga que reciben deben necesariamente ser diseñadas de hormigón armado.

**CUADRO N° 3.1.
ALTERNATIVA N° 1**

Luz de calculo	Observaciones	Conclusiones
L = 30.00 m.	<ul style="list-style-type: none"> • Menor estrechamiento del cauce debido a la ausencia de pilas. • Encauzamiento de río con gaviones. 	<ul style="list-style-type: none"> • Longitud de luces recomendables hasta de 45 m. • Estado hidráulico favorable debido a la inexistencia de pilas, la socavación por contracción no es tan grande como la local. • Se tendrá mayor revancha o borde libre sin obstrucción de palizadas. • Socavación local nula. • <i>Possible alternativa.</i>

Fuente: Elaboración propia

3.4.2.2. ALTERNATIVA N° 2: PUENTE DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO CON UNA PILA INTERMEDIA

Esta alternativa consiste en ejecutar un puente con tablero de vigas de hormigón armado y losa de hormigón armado con dos tramos isostáticos para lo cual se requiere de un apoyo intermedio consistente en una pila de hormigón armado de columnas circulares, y dos estribos extremos de hormigón armado.

**CUADRO N° 3.2.
ALTERNATIVA N° 2**

Luz de calculo	Observaciones	Conclusiones
L = 30.00 m.	2 tramos de 15.00m cada uno. Pila central Encauzamiento de río con gaviones.	Luces factibles para vigas de hormigón armado. Estado hidráulico desfavorable con pila propensa a una mayor socavación, por tanto mayor riesgo de colapso. <i>Alternativa no recomendable.</i>

Fuente: Elaboración propia

3.4.2.3. ALTERNATIVA N° 3: PUENTE DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO DE TRES TRAMOS CON DOS PILAS INTERMEDIAS

Esta alternativa plantea la construcción de un puente con tablero de hormigón armado con vigas de hormigón armado, pero a diferencia de la anterior alternativa se propone realizarlo con dos pilas intermedias, tomando en cuenta que la bibliografía recomienda diseñar con una separación de 0.75L de luz en los extremos para de esta manera permitir el flujo de agua libre por debajo del puente se causar mucho efecto al curso de agua que se forma en este, reduciendo la socavación.

CUADRO N° 3.3.

ALTERNATIVA N° 3

Luz de calculo	Observaciones	Conclusiones
L = 30.00 m.	<ul style="list-style-type: none"> • Tramo central de 12.00m y 9.00m tramos extremos. • Encauzamiento de río con gaviones. 	<ul style="list-style-type: none"> • Tramos muy cortos para el uso de un puente de vigas de hormigón armado. • Riesgo de una mayor socavación debido a palizadas que se acumulan en las pilas por tanto mayor solitación de resistencia de las pilas. • Disminución de la sección del río debido a la presencia de pilas, por tanto menor revancha. • Alternativa no recomendable.

Fuente: Elaboración propia

3.4.3. ELECCIÓN DE LA MEJOR ALTERNATIVA

3.4.3.1. ASPECTOS TECNICOS

Observando los anteriores cuadros y la ingeniería básica, se extrae que las mejores alternativas desde un punto de vista técnico son:

- Puente de HoPo de 1 tramo de 30.00 m. de longitud.

Se optará por el puente de 30.00m. de longitud, ya que se obtendrá un menor peralte de viga, por tanto menor peso y menores deformaciones, además observando la topografía vemos que al estrechar el puente hasta los 30.00

metros no se reduce mucha area hidráulica lo que favorece al no producir alteraciones en hidráulicas en el lecho del río.

3.4.3.2. ASPECTOS ECONÓMICOS

Hasta ahora ya se determinó el tipo de puente que es más conveniente diseñar según los aspectos técnicos, aquí se realizará una comparación económica para tener una mayor justificación. Ésto se realizará tomando referencias de costos de otros proyectos ya realizados.

Se realizaron comparaciones entre los puentes de hormigón pretensado de 1 solo tramo con la mejor opción de las alternativas de los puentes de hormigón armado que son los puentes de hormigón armado de tres tramos con vigas continuas.

Para la alternativa de un puente de hormigón armado tenemos:

CUADRO N° 3.4.
ASPECTO ECONÓMICO PUENTE DE H°A°

Luces factibles	Observaciones	Conclusiones
L = 30.00 m	<ul style="list-style-type: none"> • Vigas T de h=0.80 m., viga rectangular sección transversal constante de 0.3m. • Volumen de 3 vigas igual a 22 m³. • 4 elementos para la infraestructura, 2 estribos y 2 pilas. 	<ul style="list-style-type: none"> • Mayor costo en comparación del hormigón pretensado debido a la infraestructura.

Fuente: Elaboración propia

Para la alternativa de un puente de hormigón pretensado se muestra a continuación:

**CUADRO N° 3.5.
ASPECTO ECONÓMICO PUENTE DE H°P°**

Luces factibles	Observaciones	Conclusiones
L = 30.00 m	<ul style="list-style-type: none"> • Vigas I de 1.6 m. viga de sección transversal variable. • No se utilizarán pilas, solo 2 elementos para la infraestructura. • Volumen de hormigón para 3 vigas tipo V es 84 m³. 	<ul style="list-style-type: none"> • Mayor costo en la superestructura pero un costo menor en la infraestructura debida a que no presenta pilas.

Fuente: Elaboración propia

3.5. ESTUDIOS DE INGENIERÍA BÁSICA.

3.5.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

Objetivos.

Los estudios topográficos tendrán como objetivos:

- Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos.
- Proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, así como de ecología y sus efectos en el medio ambiente.
- Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.
- Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

Alcance.

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.

- Levantamiento catastral de las zonas aledañas al puente, cuando existan edificaciones u otras obras que interfieran con el puente o sus accesos o que requieran ser expropiadas.

3.5.2. ESTUDIO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO

ESTUDIO GEOLÓGICO

Objetivos.

Establecer las características geológicas, tanto local como general de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.

Alcance.

El programa de estudios deberá considerar exploraciones de campo, cuya cantidad será determinada en base a la envergadura del proyecto.

Los estudios geológicos y geotécnicos comprenderán:

- Revisión de información existente y descripción de la geología a nivel regional y local.
- Descripción geomorfológica.
- Zonificación geológica de la zona.
- Definición de las propiedades mecánicas de suelos y/o rocas.

ESTUDIO GEOTÉCNICO

Objetivos.

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

Alcance.

El estudio debe considerar exploraciones de campo y ensayos de laboratorio, cuya cantidad será determinada en base a la envergadura del proyecto, en términos de su longitud y las condiciones del suelo. Los estudios deberán comprender la zona de ubicación del puente, estribos, pilares y accesos.

Los Estudios Geotécnicos comprenderán:

- Ensayos de campo en suelos

- Ensayos de laboratorio en muestras de suelo extraídas de la zona.
- Descripción de las condiciones del suelo,
- Presentación de los resultados y recomendaciones sobre especificaciones constructivas y obras de protección.

Ensayos de Campo.

Los ensayos de campo serán realizados para obtener los parámetros de resistencia y deformación de los suelos o rocas de fundación así como el perfil estratigráfico con sondajes que estarán realizadas en función de la longitud del puente, número de estribos, pilares y longitud de accesos. Los métodos de ensayo realizados en campo deben estar claramente referidos a prácticas establecidas y normas técnicas especializadas relacionadas con los ensayos respectivos.

Estudios geofísicos:

Fundamentos

Se aplicara la técnica de resistividades para determinar las profundidades y características de los materiales del sub suelo, por cuanto existe la necesidad de una mayor profundidad de investigación y tener un perfil continuo del subsuelo, esta técnica está basada en los siguientes fundamentos:

La geofísica estudia la tierra en su composición y dinámica, sobre la base de medidas de tipo físico que normalmente se realizan desde la superficie. Cuando este estudio tiene que ver con áreas relativamente pequeñas y profundidades que no sobrepasen unos pocos kilómetros, para obtener un fin económico inmediato, se habla de geofísica aplicada y el conjunto de métodos para obtener este fin constituyen la prospección geofísica.

Se pueden inferir informaciones sobre la composición del sub suelo mediante algún parámetro físico medido en superficie, que puede ser la velocidad de una onda mecánica, variaciones en el campo gravitacional, o la intensidad de una corriente asociada a la menor o mayor facilidad de propagación de las cargas eléctricas.

Los métodos geofísicos ofrecen una forma de obtener información detallada acerca de las condiciones del suelo y rocas del subsuelo. Esta capacidad de

caracterizar rápidamente las condiciones del subsuelo sin perturbar el sitio, ofrece el beneficio de costos más bajos, menos riesgos, dando mejor entendimiento general de las condiciones complejas del sitio. Es necesario a menudo utilizar más de un método para obtener la información deseada.

Métodos Eléctricos

Estos métodos utilizan las variaciones de las propiedades eléctricas, de las rocas y minerales y más especialmente su resistividad. Generalmente emplean un campo artificial eléctrico creado en la superficie por el paso de una corriente en el subsuelo.

Resistividades

El método llamado de resistividades es sin duda, en todas sus modalidades el más importante de todos los métodos eléctricos. El 70% de los estudios de geofísica realizados para estudios hidrogeológicos utilizaron los métodos eléctricos.

Este método permite suministrar una información cuantitativa de las propiedades conductoras del subsuelo y se puede determinar aproximadamente la distribución vertical de su resistividad.

El método de resistividades permite no sólo el estudio de formaciones subhorizontales, sino también la determinación de formaciones subverticales (fallas, filones, zonas de contacto, etc.).

Sondeo Eléctrico Vertical (SEV)

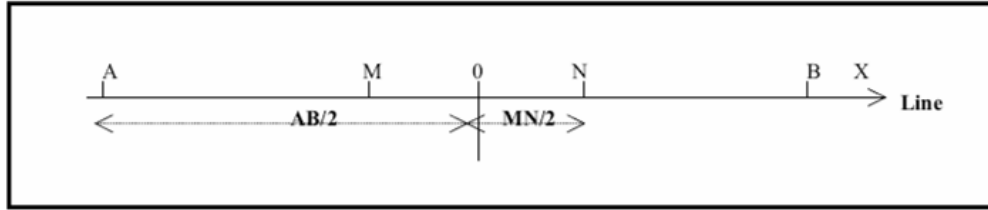
El más importante de los métodos que utilizan corriente continua producida por generadores artificiales es el Sondaje Eléctrico Vertical (SEV). Encuentra su aplicación principal en regiones cuya estructura geológica puede considerarse formada por estratos horizontales.

La finalidad del SEV es la determinación de las profundidades de las capas del subsuelo y las resistividades o conductividades eléctricas de las mismas, mediante mediciones efectuadas desde la superficie.

En el siguiente gráfico se presenta un esquema de la disposición de electrodos con la configuración Slumberger:

GRÁFICO N° 3.1. ESQUEMA DE DISPOSICIÓN DE ELECTRODOS

→ Schlum. VES (Schlumberger sounding)



Donde:

A y B: Electrodo de corriente (por donde inyecta la corriente eléctrica).

M y N: Electrodo de potencia (por donde se mide la diferencia de potencial entre estos puntos, creada por la inyección de corriente eléctrica de los electrodos A y B).

O: Punto en el que se realiza el SEV.

Interpretación de los SEVs.

Los datos medidos en campo se grafican en una planilla doble logarítmica, en el eje de las abscisas se grafica la distancia $AB/2$ y en el de ordenadas las resistividades de campo, formándose de esta manera una curva con la unión de los puntos graficados, estas curvas se descomponen en sus discontinuidades o puntos de inflexión y se comparan con curvas patrones, para obtener los espesores y resistividades reales o verdaderos de cada horizonte.

Ahora ya se han reemplazado la interpretación manual por ábacos, por software que realiza automáticamente este trabajo, en el presente estudio se ha utilizado el programa IP2WIN, que permite una interpretación interactiva.

3.5.3. ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

Objetivos.

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.

Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer 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.

Alcance.

El programa de estudios debe considerar la recolección de información, los trabajos de campo y los trabajos de gabinete, cuya cantidad y alcance será determinado en base a la envergadura del proyecto, en términos de su longitud y el nivel de riesgo considerado.

Los estudios hidrológicos e hidráulicos comprenderán lo siguiente:

- Visita de campo; reconocimiento del lugar tanto en la zona de cruce como de la cuenca global.
- Recolección y análisis de información hidrométrica y meteorológica existente; esta información será proporcionada por el SENAMHI(Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología).
- Selección de los métodos de estimación del caudal máximo de diseño; para el cálculo del caudal máximo a partir de datos de lluvia se utilizará: el método racional, métodos empíricos, métodos probabilísticos. etc., cuya aplicabilidad depende de las características de la cuenca.
- Evaluación de las estimaciones de caudal máximo; elección del resultado que, a criterio ingenieril, se estima confiable y lógico.
- Determinación del periodo de retorno y la descarga máxima de diseño; el periodo de retorno dependerá de la importancia de la estructura y consecuencias de su falla.

- Determinación de las características hidráulicas del flujo; éstas comprenden la velocidad media, ancho superficial, área de flujo, pendiente de la línea de energía, nivel de la superficie de agua, etc., cuyos valores son necesarios para la determinación de la profundidad de socavación.
- Determinación de las profundidades de socavación general, por contracción, local y total.
- Evaluación de las estimaciones de socavación total.

3.6. METODOLOGÍA DE DISEÑO

El pretensado o presforzado puede definirse en términos generales como el precargado de un estructura, antes de la aplicación de las cargas requeridas, hecho en forma tal que mejore su comportamiento general cuya aplicación más común a 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”.

3.6.1. Métodos de Pretensado.

Aunque con el tiempo se han ido desarrollando diferentes métodos para producir el estado deseado de precompresión en los elementos estructurales, todos los elementos de hormigón presforzado o pretensado pueden considerarse dentro uno de dos grandes grupos: *Pretensado* y *Postensado*.

3.6.1.1. Pretensado.

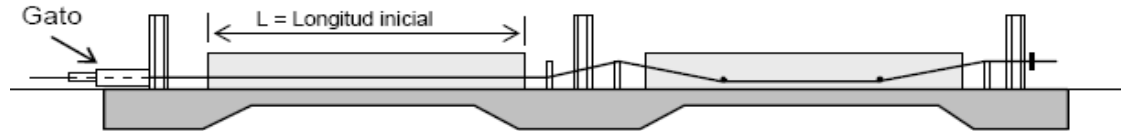
El prefijo “Pre” se refiere a que los tendones de acero son previamente tensados, luego se hormigona la pieza y una vez que el hormigón haya alcanzado una resistencia determinada, se cortan los cables o tendones transfiriendo esta tensión del acero al hormigón endurecido introducido en forma de compresión.

En los elementos pretensados los cables pueden disponerse en :

- Línea recta horizontalmente principalmente en losas y vigas de bajo peralte

- En línea recta quebrada en uno o dos puntos (Trazo poligonal) para caso de vigas para puentes.

GRÁFICO N° 3.2.
VIGAS PRETENSADAS



3.6.1.2. Postensado.

Mediante este método, los tendones son presforzados o tensionados y anclados en los extremos del hormigón después que este ha sido vaciado a ha alcanzado la suficiente resistencia a la compresión. Los tendones son ubicados a través de ductos metálicos denominados vainas.

Esta variedad de presforzado 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 ducto 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.

GRÁFICO N° 3.3.
VIGAS POSTENSADAS



3.6.2. Materiales Utilizados en el Hormigón Pretensado

3.6.2.1. Hormigón

El hormigón que se usa en la construcción presforzada 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 esta 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.

$$E_c = 0.043 * \gamma_c^{1,5} \sqrt{f'_c}$$

Para el Sistema Internacional de unidades, en la cual γ_c es el peso unitario del concreto endurecido en Kg/m^3 , f'_c es la resistencia característica a la compresión en MPa. Para concretos de peso normal con γ_c de **2320 Kg/m^3** , el modulo de elasticidad puede obtenerse aproximadamente con:

$$E_c = 4.800\sqrt{f'_c}$$

3.6.2.2. Acero para Pretensado

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.

Existen tres formas comunes en las cuales se emplea el acero como tendones en Hormigón presforzado o pretensado: alambres redondos estirados en frío, torón y varillas de acero de aleación. Los alambres y los cables trenzados tienen una resistencia a la tensión de más o menos 18960 Kg/cm^2 , en tanto que la resistencia de las varillas de aleación está entre los 10200 y 11250 Kg/cm^2 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: $E_p = 207.000 \text{ MPa}$.

3.6.2.3. 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.

3.6.2.4. 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 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 18960 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 presfuerzo. 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 N° 3.6.

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	KN
GRADO 250 (1725 MPa.)							
0.250	6.35	9000	40.0	0.036	23.22	7,650	34.0
0.313	7.94	14,500	64.5	0.058	37.42	12,300	54.7
0.375	9.53	20,000	89.0	0.080	51.61	17,000	75.6
0.438	11.11	27,000	120.1	0.108	69.68	23,000	102.3
0.500	12.70	36,000	160.1	0.144	92.90	30,600	136.2
0.600	15.24	54,000	240.2	0.216	139.35	45,900	204.2
GRADO 270 (1860 MPa.)							
0.375	9.53	23,000	102.3	0.085	54.84	19,550	87.0
0.438	11.11	31,000	137.9	0.115	74.19	26,550	117.2
0.500	12.7	41,300	183.7	0.153	98.71	35,100	156.1
0.600	15.24	58,600	260.7	0.217	140.00	49,800	221.5

Fuente: Nilson Arthur – Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado.

3.6.2.5. 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 $\frac{1}{2}$ pulgada hasta $1\frac{3}{8}$ de pulgada.

3.6.2.6. Esfuerzos Admisibles en el Acero de Presfuerzo

Los Esfuerzos Admisibles permitidos por el Código ACI en alambres, torones o barras de presfuerzo dependen del estado de aplicación de las cargas. Cuando la fuerza de los gatos se aplica por primera vez, se permite un esfuerzo de $0.80 f_{pu}$, o $0.94 f_{py}$, el que sea menor, donde f_{pu} , es la resistencia última del acero y f_{py} es la resistencia de fluencia. Inmediatamente después de la transferencia de la fuerza de presfuerzo al hormigón, el esfuerzo permitido es $0.74 f_{pu}$, o $0.82 f_{py}$, el que sea menor (excepto en los anclajes de postensado donde el esfuerzo se limita a $0.70 f_{pu}$). 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 remplazarse 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.

3.6.2.7. Acero de Refuerzo

Es comúnmente usado en estructuras de hormigón pretensado como acero de 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 presforzadas empleando varillas de refuerzo longitudinales suplementarias

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

3.6.2.8. Elementos del Pretensado

Los elementos del pretensado son:

- Las armaduras Activas y Pasivas.
- Los conductos Longitudinales que contendrán las armaduras (vainas).
- Los Anclajes
- La Inyección.

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

3.6.2.9. Sistema de Pretensado

El sistema de pretensado utilizado para el diseño y construcción del presente proyecto es el sistema PROTENDE de origen brasilero, utilizado comúnmente en nuestro medio en la construcción de puentes. En anexos se muestran las características de los elementos de este sistema de pretensado como los anclajes, vainas, torones, gato hidráulico y otros.

3.6.2.10. Armaduras Activas

Sirven para introducir en el hormigón los esfuerzos de pretensado. Son de acero de alta resistencia, con una alta ductilidad, elasticidad y resistencia a la fatiga y a la corrosión. Las diferentes normativas identifican una serie de tipos de armaduras activas. El código ACI 318 identifica tres tipos: Alambres, Barras y Torones.

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.

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.

3.6.2.11. Armaduras Pasivas

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 establecido en el mismo código AASHTO en el apartado 5.10.2.1

3.6.2.12. 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.

3.6.2.13. 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 recalcadas, rosca, etc.

3.6.2.14. 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.

3.6.3. Cargas actuantes sobre el puente

3.6.3.1. Cargas Permanentes

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 sobrecapas y ensanchamientos previstos.

3.6.3.2. Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

Consiste en el peso de la estructura (DC) en donde la norma nos recomienda un peso del hormigón armado de 2392 Kg/m^3 , sin embargo para el proyecto se tomara un peso igual a 2400 Kg/m^3 .

3.6.3.3. Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios

El peso de la superficie de rodamiento (DW) varía según el material que lo compone, en nuestro caso se diseñará con una capa de pavimento flexible el cual tiene como peso por unidad de volumen igual a 2200 Kg/m³, en caso de utilizar otro material la norma nos da una tabla de densidades recomendadas según el material. Ver norma AASHTO Tabla 3.5.1-1

3.6.3.4. Empuje horizontal del suelo

Para determinación del empuje horizontal del suelo (EH), pues es más recomendable tomar los criterios que se plasman en el libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya que se desarrolló con un mayor detalle e importancia.

El empuje horizontal se determinará a partir de:

$$\lambda_v = \lambda_H * \cot(\alpha - \delta)$$

$$\lambda_H = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\alpha + \delta) * \sin(\alpha - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) * \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$\delta = \frac{2}{3} * \varphi \quad P_H = \left(\gamma_s * \frac{h^2}{2} + Ws / c * h \right) * \lambda_H \quad y = h * \frac{2 * \gamma_s * h + 3 * Ws / c}{3 * \gamma_s * h + 6 * Ws / c}$$

Donde:

PH =Empuje horizontal del terreno.

α = Ángulo que forma un muro con el plano horizontal.

φ = Ángulo de rozamiento interno. (CUADRO N° 3.7)

β = Ángulo de talud de la superficie libre del terreno (que forma con el plano horizontal)

δ = Ángulo de rozamiento entre el terreno y un muro.

h = Altura de terraplén (desde la base de la fundación hasta la corona del espaldar).

γ_s = Peso específico aparente del suelo. (CUADRO N° 3.7.)

W_s/c = (ES) Carga uniformemente distribuida sobre el terraplén.

λH = Coeficiente de empuje activo horizontal.

λV = Coeficiente de empuje activo vertical.

y = Distancia hasta el punto de aplicación, desde la parte superior del terraplén.
(GRÁFICO N° 3.4.)

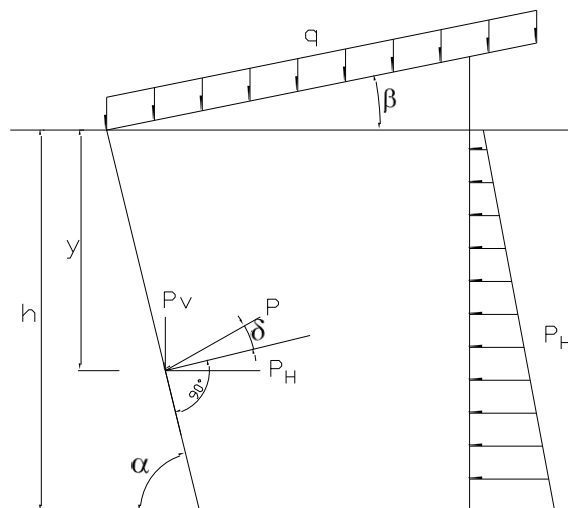
CUADRO N° 3.7.

CARACTERÍSTICAS EMPÍRICAS DE LOS TERRENOS

Clase de terreno	Peso específico (t/m ³)	Ángulo de rozamiento Interno
Terrenos naturales		
Grava y arena compacta	2.0	30°
Grava y arena suelta	1.7	30°
Arcilla	2.1	20°
Rellenos		
Tierra vegetal	1.7	25°
Terraplén	1.7	30°
Pedraplén	1.8	40°

GRÁFICO N° 3.4.

ESQUEMA DE EMPUJE HORIZONTAL



3.6.3.5. Sobrecarga de suelo

El valor de la sobrecarga de suelo (ES) que se recomienda es de 10KN/m². La notación que se utiliza en este proyecto será (Ws/c).

3.6.3.6. Presión vertical del peso propio del suelo de relleno

El empuje vertical de suelo (EV) se determina con la siguiente fórmula:

$$P_v = \left(\gamma_s * \frac{h^2}{2} + W_s / c * h \right) * \lambda_v$$

Donde los términos ya fueron definidos en el subtítulo anterior ver punto de aplicación en la GRAFICO N° 3.4.

3.6.3.7. Cargas Transitorias

Las cargas transitorias son las correspondientes a las cargas de servicio. Corresponde entonces a la carga móvil, peatones, cargas hidráulicas, de viento, etc.

3.6.3.8. Fuerza de frenado en los vehículos

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

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

En nuestro medio es recomendable tomar un valor del 5 por ciento del peso total del camión de diseño, se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm. sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevee que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección.

3.6.3.9. Incremento por carga vehicular

La circulación de las cargas móviles a velocidad sobre la estructura de un puente da origen a esfuerzos instantáneos y de vibración, los cuales hacen que el material se fatigue y pueda entrar en resonancia, debido a la oscilación. Estos

efectos se combinan con una carga de impacto que se produce cuando el vehículo penetra a una estructura menos rígida.

Para poder tomar en cuenta los efectos mencionados se deberá aplicar un factor de mayoración aplicando los porcentajes indicados en la CUADRO N° 3.7., incremento por carga dinámica, (IM).

CUADRO N° 3.7.

INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA.

Componente	<i>IM</i>
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%

3.6.3.10. Sobrecarga viva

Deberá aplicarse la sobrecarga vehicular llamada HL-93 que consiste en una combinación de:

Camión de diseño o tandem de diseño, y

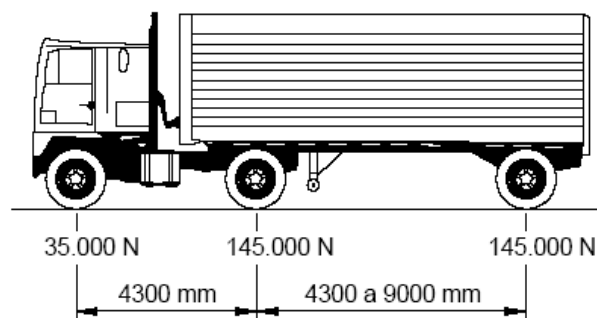
Carga de carril de diseño.

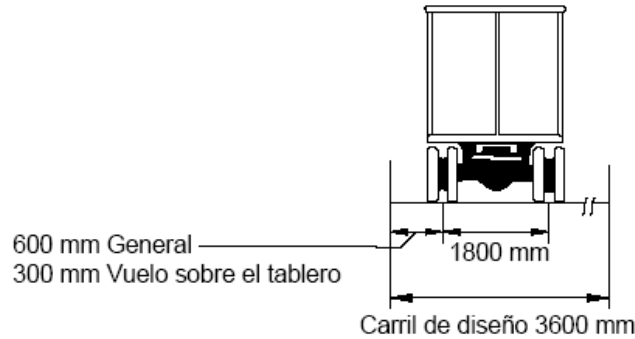
3.6.3.11. Camión de diseño

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión serán:

GRÁFICO N° 3.4.

CAMIÓN DE DISEÑO





La separación entre los dos ejes de 145.000 N se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las sollicitaciones extremas. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.

3.6.3.12. Tandem de diseño

El tandem de diseño consiste 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. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.

3.6.3.13. Carga de carril de diseño

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

Si se anticipa que la calzada soportará porcentajes de tráfico de camiones inusualmente elevados, para cada sitio específico es posible pensar en modificar el camión de diseño, el tandem de diseño y/o la carga del carril de diseño.

3.6.3.14. Sobrecarga peatonal

Se deberá aplicar una carga peatonal (PL) 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.

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

Los postes deben estar diseñados para un carga concentrada de $P_{LL} = 890 + 0.73 * L$, dada en N en donde L es la separación entre postes en mm aplicada en el centro del pasamanos superior

3.6.3.15. Presión hidrostática

Se asumirá que la presión hidrostática actúa de forma perpendicular a la superficie que retiene el agua. La presión se deberá calcular como el producto de la altura de la columna de agua sobre el punto considerado, la densidad del agua y g (aceleración de la gravedad).

3.6.3.16. Flotabilidad

La flotabilidad se deberá considerar como una fuerza de levantamiento, tomada como la sumatoria de las componentes verticales de las presiones hidrostáticas.

3.6.3.17. Presión de flujo

Es la presión debida a un flujo de agua que actúa en la dirección longitudinal de las subestructuras, ésta se determina a partir de una fórmula que está plasmada en los escritos de la norma.

3.6.3.18. Fuerzas Centrífugas

Las fuerzas centrífugas se deberán tomar como el producto entre los pesos por eje del camión o tandem de diseño y un factor C determinado a partir de fórmula. Esta fuerza centrífuga se considera únicamente cuando se esta diseñando un puente de geometría curva, lo cual no es nuestro caso.

3.6.3.19. Carga de viento sobre la estructura

Se asumirá que las presiones aquí especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento, de 160 km/h. Se asumirá que la carga de viento está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento.

Sin embargo la velocidad básica del viento varía considerablemente dependiendo de las condiciones locales. Para las estructuras pequeñas y/o de baja altura el viento generalmente no resulta determinante. En el caso de puentes de grandes dimensiones y/o gran altura se deberían investigar las condiciones locales.

3.6.4. Factores de Reducción de Resistencia y Factores de Carga para el diseño de Puentes

Un elemento estructural de hormigón durante el proceso de análisis y diseño debe mínimamente cumplir con la condición de que la resistencia nominal de una determinada sección sea al menos igual a la resistencia requerida.

Un diseño dentro del lado de la seguridad resulta cuando la resistencia requerida obtenida a partir de las cargas de servicio mayoradas, es menor o igual a la resistencia nominal especificada por el comportamiento del material y afectada por un factor de seguridad. En consecuencia:

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

En donde los subíndices n están asociados a la resistencia nominal a la flexión, el empuje axial y el esfuerzo cortante, y los subíndices u están asociados a las resistencias requeridas.

CUADRO N° 3.8.

FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA Ø UTILIZADOS EN EL PROYECTO

Clase de Esfuerzo	Ø
Para flexión y tracción del hormigón armado	0.90
Para flexión y tracción del hormigón pretensado	1.00
Para corte y torsión:	
hormigón de densidad normal	0.90
hormigón de baja densidad	0.70
Para compresión axial con espirales o zunchos: a excepción de lo especificado en el Artículo 5.10.11.4.1b para Zonas Sísmicas 3 y 4 en el estado límite correspondiente a evento extremo	0.75
Para apoyo sobre hormigón	0.70
Para compresión en zonas de anclaje:	
hormigón de densidad normal	0.80
hormigón de baja densidad	0.65

Fuente : aastho lrfd-2004

Estos factores de resistencia a los especificados en el código AASHTO LRFD 2004 para el diseño de puentes.

El método LRFD (Diseño por factores de Carga y Resistencia), filosofía de diseño de reciente desarrollo y que ha ganado mucho terreno en otras áreas de la ingeniería estructural y en otras partes del mundo. El método LRFD especifica que los puentes deben ser diseñados para Estados Límites específicos para alcanzar los objetivos de constructibilidad, seguridad y funcionalidad, tomando en cuenta también aspectos relacionados con la facilidad de inspección, economía y estética.

La sollicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i$$

Donde:

η_i = Factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa

Q_i = Sollicitaciones de las cargas especificadas

γ_i = Factores de carga especificados para un tipo de fuerza

3.6.4.1. Las combinaciones de cargas usadas en el proyecto.

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

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 N° 3.9.
COMBINACIONES 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
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- Solo 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- Solo LL. IM Y CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD 2004

CUADRO N° 3.10.

FACTORES DE CARGA PARA CARGAS PERMANENTES.

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> : Tensión 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: Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD 2004

3.6.5. Estadios de Carga en el Hormigón Pretensado

Tanto el análisis como el diseño del Hormigón Pretensado pueden necesitar de la consideración de varios estados de carga, tal como sigue:

1. Pretensado Inicial, inmediatamente después de la transferencia, cuando sólo la fuerza de pretensado inicial actúa en el hormigón.
2. Estado Inicial de Pretensado, sólo actúan la fuerza de pretensado inicial más peso propio de la Pieza.
3. Estado de Carga Balanceada, actúa la fuerza de pretensado inicial más la totalidad de la carga muerta y un porcentaje de la carga viva.
4. Estado Límite de Servicio, después de ocurridas las pérdidas, actúa la fuerza de pretensado efectiva más la totalidad de las cargas muertas y la totalidad cargas vivas esperadas.
5. Estado de Carga Última, cuando se incrementan las cargas esperadas de servicio y el miembro se encuentra al inicio de la falla.

3.6.6. Diseño de Hormigón Pretensado por Flexión Basado en Esfuerzos Permisibles

La mayoría de las especificaciones para la construcción y diseño de hormigón pretensado impone ciertas limitaciones a los esfuerzos en el hormigón y en el acero, para inmediatamente después de la transferencia de la fuerza pretensora al hormigón y para cuando actúa la totalidad de la carga de servicio.

Estas limitaciones en los esfuerzos, tratan de evitar daños al miembro durante la construcción y asegurar condiciones óptimas de servicio. En la práctica actual, especificaciones que limitan el esfuerzo proporcionan a menudo el punto de partida para la selección de las dimensiones de los miembros de hormigón pretensado. En otras palabras, el método de diseño que se propone se basa en la aproximación de los esfuerzos, tan cerca como sea posible, de los esfuerzos límite especificado, bajo los estados de carga que controlan el diseño.

La notación que se establece en lo que se refiere a los esfuerzos límite en el concreto para los estados de carga 2 y 4 mencionados anteriormente, es la siguiente:

f_{ti} = Esfuerzo de **tracción** permisible inmediatamente después de la transferencia.

$$f_{ti} = 0.8\sqrt{f'_{ci}}$$

f_{ci} = Esfuerzo de **compresión** permisible inmediatamente después de la transferencia.

$$f_{ci} = 0.6f'_{ci}$$

f_{ts} = Esfuerzo de **tracción** permisible bajo carga de servicio, después de todas las pérdidas.

$$f_{ts} = 1.6\sqrt{f'_c}$$

f_{cs} = Esfuerzo de **compresión** permisible bajo carga de servicio, después de todas las pérdidas.

$$f_{cs} = 0.45f'_c$$

Donde: f'_{ci} y f'_c están en Kg/cm².

3.6.7. Eficiencia de la Sección a Flexión

Una de las exclusivas del diseño del hormigón presforzado es la libertad de poder escoger las proporciones de la sección transversal y las dimensiones en forma tal de acomodarse a los requisitos especiales de la obra de cuestión.

En la práctica la profundidad de la viga se puede seleccionar primero, basándose en la deseada relación de claro- peralte, o en los requerimientos de alturas de entresijos y gálibos. La relación de claro-peralte total para vigas de un solo claro típicas varía desde 16 hasta 22, dependiendo de las condiciones de carga y del criterio de diseño. Para tableros Te ligeramente cargados, en doble T o para tableros de cubierta, L/h puede ser tan alto como 30 hasta 40. Una vez que el peralte de una viga ha sido escogido, es deseable tener una medida de la relativa eficiencia a la flexión de las secciones transversales comparadas. En términos generales, la relación del módulo de sección al área de concreto, S/A_c , servirá como tal medida. Una viga que se caracterice por una elevada relación de S/A_c representará un uso más eficiente que una con una relación baja.

Para el caso general de secciones transversales asimétricas, uno podría desear maximizar simultáneamente las relaciones S_1/A_c y S_2/A_c . Como $S_1=I/c_1$ y $S_2=I/c_2$ estas relaciones pueden escribirse tal como sigue:

$$\frac{S_1}{A_c} = \frac{I_c}{A_c C_1} = \frac{r^2}{C_1}$$

$$\frac{S_2}{A_c} = \frac{I_c}{A_c C_2} = \frac{r^2}{C_2}$$

Así, para valores dados de c_1 y c_2 , la sección transversal más eficiente es aquella que tiene el más grande radio de giro, esto es, aquella en la cual el área de concreto se encuentra concentrada lo más posible hacia los extremos superior e inferior del miembro.

Los miembros del lado derecho de las ecuaciones anteriormente expuestas se reconocerán como las dimensiones inferior y superior del núcleo de la sección, respectivamente.

Resulta conveniente expresar las distancias representadas por las ecuaciones a y b de una manera a dimensional, en función de las distancias c_1 y c_2 a las caras superior e inferior del miembro. Con $k_1=r^2/c_2$ y $k_2=r^2/c_1$ estas relaciones son:

$$\frac{k_1}{c_1} = \frac{r^2}{c_1 c_2}$$

$$\frac{k_2}{c_2} = \frac{r^2}{c_1 c_2}$$

En consecuencia la expresión simple:

$$Q_f = \frac{r^2}{c_1 c_2}$$

Puede usarse como una base conveniente para la estimación de la eficiencia a la flexión de varias secciones transversales con un peralte.

El factor de eficiencia Q puede también puede expresarse en términos geométricos. Tomando nota que $h = c_1 + c_2$

$$Q_f = \frac{r^2}{c_1 c_2} \frac{c_1 + c_2}{h}$$

$$Q_f = \frac{k_1 + k_2}{h}$$

Lo cual indica que el factor Q_f no es otra cosa que la relación de la profundidad del núcleo al peralte total de la sección.

Lógicamente aquellas secciones con forma de I y T con almas y patines relativamente delgados presentarán factores Q más altos que los de las secciones con partes más gruesas. Sin embargo, consideraciones prácticas determinan un límite superior al grado de esbeltez que puede obtenerse. El conjunto de dimensiones de una viga deben de escogerse considerando la posibilidad del

pandeo lateral del miembro cargado, si es que este no se encuentra sujeto contra el movimiento lateral de las construcciones vecinas.

El espesor mínimo del alma se determina frecuentemente por los espacios mínimos requeridos por los tendones del presfuerzo y el refuerzo auxiliar y por los requisitos de recubrimiento para el acero exterior. Aunque espesores del alma de 5" o menos pueden ser satisfactorios para soportar esfuerzos de corte con cantidades razonables de refuerzo en el alma, almas tan delgadas a menudo son difíciles de colar sin riesgo de producir vacíos o aire atrapado.

En general, las vigas I bien diseñadas tienen un factor de eficiencia cercano a 0.50. Los factores Q menores que 0.45 indican una sección muy pesada en tanto que los valores mayores 0.55 indican secciones excesivamente esbeltas siendo cuestionable su ejecución en la práctica.

3.6.8. Inecuaciones de Condición

Hipótesis del problema:

1. Tanto el acero como el hormigón se comportan dentro del rango elástico
2. La sección es plana antes de la flexión y permanece plana después de la flexión.
3. Existe perfecta adherencia entre el Acero y el Hormigón.

Producto del análisis de esfuerzos tanto en la fibra superior como inferior de una pieza de hormigón pretensado, para los estadios 2 y 4 antes mencionados, es que se plantean las siguientes inecuaciones necesarias para el diseño.

3.6.8.1. Estado Inicial de Pretensado

En esta etapa, actúan la fuerza de Pretensado inicial y el peso propio de la pieza

Para la fibra superior 1 en $t = 0$.

$$-\frac{M_o * C_1}{I} + \frac{P_i * e * C_1}{I} - \frac{P_i}{A} \leq 0.8 \sqrt{f'_{ci}} \quad \text{ó}$$

$$-\frac{M_o}{S_1} + \frac{P_i * e}{S_1} - \frac{P_i}{A} \leq 0.8 \sqrt{f'_{ci}}$$

Para la fibra inferior 2 en $t = \infty$.

$$\frac{M_o * C_2}{I} - \frac{P_i * e * C_2}{I} - \frac{P_i}{A} \geq -0.6 f'_{ci} \quad \text{ó}$$

$$\frac{M_o}{S_2} - \frac{P_i * e}{S_2} - \frac{P_i}{A} \geq -0.6 f'_{ci}$$

3.6.8.2. Estado Límite de Servicio

En esta etapa, actúan la fuerza de pretensado efectiva, la totalidad las cargas muertas y las cargas vivas, la pieza está en servicio.

Para la fibra superior 1 en $t = \infty$.

$$-\frac{M_T * C_1}{I} + \frac{n P_i * e * C_1}{I} - \frac{n P_i}{A} \geq -0.45 f'_c \quad \text{ó}$$

$$-\frac{M_T}{S_1} + \frac{n P_i * e}{S_1} - \frac{n P_i}{A} \geq -0.45 f'_c$$

Para la fibra inferior 2 en $t = \infty$.

$$\frac{M_T * C_2}{I} - \frac{n P_i * e * C_2}{I} - \frac{n P_i}{A} \leq 1.6 \sqrt{f'_c} \quad \text{ó}$$

$$\frac{M_T}{S_2} - \frac{n P_i * e}{S_2} - \frac{n P_i}{A} \leq 1.6 \sqrt{f'_c}$$

Donde:

M_o = Momento flector debido al peso propio de la pieza. [Kg*m]

M_T = Momento flector debido a la totalidad de las cargas. [Kg*m]

P_i = Fuerza de pretensado inicial [Kg]

n = Coeficiente de relación entre la fuerza de pretensado efectiva y la fuerza de

pretensado inicial $n = \frac{P_e}{P_i}$

e = Excentricidad de la fuerza de Pretensado [cm]

I = Inercia centroidal de la sección transversal [cm⁴]

A = Área de la sección transversal [cm]

C_1 = Distancia del centroide de la sección a la fibra superior [cm]

C_2 = Distancia del centroide de la sección a la fibra inferior. [cm]

S_1 = Módulo de la sección con respecto a la fibra superior $S_1 = \frac{I}{c_1}$ [cm³]

S_2 = Módulo de la sección con respecto a la fibra inferior $S_2 = \frac{I}{c_2}$ [cm³]

$f'_{ci} = 0.70 f'_c$ corresponde al 70 % de f'_c para el tesado a los 7 días aproximadamente.

3.6.8.3. Variación de la Excentricidad a lo Largo del Claro

Las ecuaciones desarrolladas establecen los requerimientos necesarios para una sección de máximo momento del miembro. En otros puntos del claro, en donde los momentos son más pequeños, la excentricidad del acero debe reducirse con el objeto de evitar sobrepasar los esfuerzos límite en el concreto cuando la viga se encuentra en el estado descargado.

Para indicar que tanto la excentricidad e como los momentos M_o o M_T son funciones de la distancia x desde el apoyo ellos se presentarán como $e_{(x)}$ y $M_{o(x)}$ o $M_{T(x)}$, respectivamente. Para la escritura de las expresiones de las inecuaciones es mejor designar los esfuerzos de tensión como positivos o mayores que cero y los esfuerzos de compresión como menores que cero o negativos. Considerando primero el estado descargado, se halla que el esfuerzo de tensión en la parte superior de la viga no debe exceder a f'_{ti} .

Para la fibra superior 1 en $t = 0$.

$$-\frac{M_o * C_1}{I} + \frac{P_i * e * C_1}{I} - \frac{P_i}{A} \leq 0.8\sqrt{f'_{ci}}$$

Resolviendo para la máxima excentricidad se obtiene:

$$e \leq \frac{\left(0.8 * \sqrt{f'_{ci}} + \frac{M_o * C_1}{I} + \frac{P_i}{A}\right) * I}{P_i * C_1}$$

Para la fibra inferior 2 en $t = 0$.

$$\frac{M_o * C_2}{I} - \frac{P_i * e * C_2}{I} - \frac{P_i}{A} \geq -0.6f'_{ci}$$

De donde el segundo límite inferior para el centroide de acero resulta:

$$e \leq \frac{\left(0.6 * f'_{ci} - \frac{M_o * C_2}{I} + \frac{P_i}{A}\right) * I}{-P_i * C_2}$$

Considerando ahora que el miembro se encuentra en su estado totalmente cargado, se pueden hallar los valores límite superiores para la excentricidad.

Para la fibra superior 1 en $t = \infty$.

$$-\frac{M_T * C_1}{I} + \frac{nP_i * e * C_1}{I} - \frac{nP_i}{A} \geq -0.45f'_c$$

De la cual

$$e \geq \frac{\left(0.45 * f'_c + \frac{M_T * C_1}{I} + \frac{\eta P_i}{A}\right) * I}{\eta * P_i * C_1}$$

Para la fibra inferior 2 en $t = \infty$.

$$\frac{M_T * C_2}{I} - \frac{nP_i * e * C_2}{I} - \frac{nP_i}{A} \leq 1.6\sqrt{f'_c}$$

De la cual

$$e \geq \frac{\left(1.6 * \sqrt{f'_c} - \frac{M_T * C_2}{I} + \frac{\eta P_i}{A}\right) * I}{-\eta * P_i * C_2}$$

El límite inferior de la excentricidad del tendón se puede establecer para varios puntos sucesivos del claro. También se establece el correspondiente límite superior.

Este límite superior bien puede ser negativo, lo cual indicaría que el centroide del tendón pueda estar por encima del centroide del concreto en aquel lugar.

Debe de recalarse que solamente en el centroide del tendón es el que debe caer dentro de la zona límite de los cables, los cables individuales están a menudo fuera de ella.

El perfil del tendón que a menudo se usa en la práctica es una curva parabólica a una catenaria, en el caso de las vigas postensadas. El ducto que contiene el acero del preesfuerzo se cuelga según la forma deseada y se fija en tal posición atándole con alambres al refuerzo transversal del alma. Después se puede colocar el concreto.

3.6.9. Pérdida de la Fuerza de Pretensado

La fuerza de pretensado inicial P aplicado a una sección transversal de hormigón no es constante porque disminuye con el tiempo hasta alcanzar un valor final o permanente (ηP_i), donde η es el coeficiente de pérdida. Se suponen conocidos ηP_i y P_i . En efecto, se calcula ηP_i asumiendo un valor de η estimativo; valor que debe ser verificado después de un análisis de las pérdidas o de la adaptación de un valor total de las pérdidas.

Las pérdidas se distinguen en:

3.6.9.1. Instantáneas

Se generan en el momento de la transferencia de la fuerza pretensora al hormigón.

- FR = Pérdidas por fricción
- DA = Pérdidas por desplazamiento de anclajes.
- ES = Pérdidas por acortamiento elástico del Hormigón.

3.6.9.1.1. Pérdidas por Fricción (FR)

En los miembros pretensados, por lo general, los torones se anclan en un extremo y posteriormente se retiran mediante los gatos desde el otro. A medida en que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla la resistencia 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 debida a la curvatura intencional del tendón.

La deformación de estas pérdidas se basa principalmente en los valores de μ y K que representan el coeficiente de fricción por curvatura y el coeficiente de fricción por deformación no intencional del ducto respectivamente, estos valores que han sido obtenidos experimentalmente por grandes laboratorios especializados, se muestran en tabla para distintos tipos de acero.

La estimación de las pérdidas, pueden ser calculadas mediante la siguiente expresión:

$$FR = P_0 = P_x * e^{u\alpha + kx}$$

Si se acepta la aproximación de que la presión normal en el ducto que produce la fuerza de fricción resulta de la tensión inicial no disminuida alrededor de toda la curva, se obtiene la siguiente expresión simplificada para la pérdida de tensión:

$$FR = P_0 - P_x = P_x * (Klx + P_x * u\alpha)$$

El Código ACI permite la utilización de esta forma simplificada de estimar la pérdida por fricción, si el valor $(Klx + u\alpha)$ no es mayor que 0.3

Donde:

FR = Pérdida por fricción.

P_x = Tensión del cable en la longitud x

e = Función exponencial.

μ = Coeficiente de fricción por curvatura.

α = Ángulo central de desviación por la curvatura del cable.

k = Coeficiente de fricción por deformación no intencional del ducto.

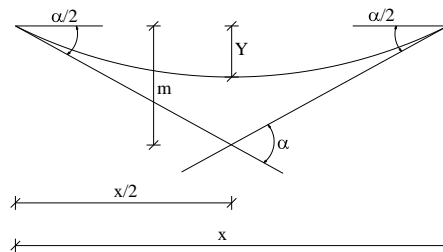
x = Longitud del cable en la sección considerada.

Si la curva es relativamente suave, como generalmente es el caso, es suficiente un cálculo aproximado.

$$\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = \frac{m}{x/2} = \frac{2 * m}{x}$$

GRÁFICO N° 3.5.

ÁNGULO Y PENDIENTE DE TRAYECTORIA.



La distancia “m” es aproximadamente igual a 2 veces la flecha “Y”. También para ángulos pequeños, la tangente de un ángulo es aproximadamente igual al ángulo mismo, medido en radianes. En consecuencia:

$$\alpha = \frac{8Y}{X} \text{ radianes}$$

CUADRO N° 3.11.
COEFICIENTES DE FRICCIÓN PARA TORONES

Tipo de Tendón	Coefficiente por Deformación No internacional del ducto K por pie	Coefficiente por Deformación No internacional del ducto K por m.	Coefficiente por curvatura μ
Tendones dentro de ductos metálicos flexibles			
Tendones de alambres	0,0010 - 0,0015	0,0033 - 0,0049	0,15 - 0,25
Cable Trenzado de 7 alambres	0,0005 - 0,0020	0,0016 - 0,0066	0,15 - 0,25
Varillas de alta resistencia	0,0001 - 0,0006	0,0003 - 0,0020	0,08 - 0,30
Tendones dentro de ductos metálico rígido			
Cable Trenzado de 7 alambres	0.0002	0.00066	0,15 - 0,25
Tendones con lubricación previa			
Tendones de alambres y cables Trenzados de 7 alambres	0,0003 - 0,0020	0,0010 - 0,0066	0,05 - 0,15
Tendones recubiertos con masilla			
Tendones de alambres y cables Trenzados de 7 alambres	0,0001 - 0,0020	0,0010 - 0,0066	0,05 - 0,15

Fuente : Nilson Arthur – Diseño de Estructuras de Concreto

3.6.9.1.2. Pérdida por Deslizamiento de Anclajes (DA)

A medida que la carga se transfiere a los dispositivos de anclaje en la construcción postensada, se presentará un leve movimiento hacia adentro del tendón, mientras que las cuñas se ajustan y el anclaje mismo se deforma al someterse a esfuerzo. La cantidad de movimiento variará de manera considerable según el tipo de anclaje y las técnicas de construcción.

La mejor manera de determinar la cantidad de movimiento que genera el asentamiento y la deformación por esfuerzo asociada con cualquier tipo particular de anclaje es mediante ensayos. Una vez que se determine la cantidad ΔL , la pérdida de esfuerzo se calcula a partir de:

$$DA = \Delta f_{s,deslizamiento} = \frac{\Delta L}{L} E_s$$

Es importante observar que la cantidad de deslizamiento es casi independiente de la longitud del cable. Por esta razón, la pérdida de esfuerzo será grande en tendones cortos y relativamente pequeña en tendones largos. La consecuencia práctica de esto es que resulta más difícil postensar tendones cortos con algún grado de precisión.

3.6.9.1.3. Pérdida por Acortamiento Elástico del Concreto (E_s)

En elementos pretensados, a medida que la fuerza del tendón se transfiere de los contrafuertes fijos a la viga de concreto, se presentará una deformación de compresión elástica e instantánea en el concreto, que tiende a reducir el esfuerzo en el acero de preesfuerzo adherido. La pérdida de esfuerzo en el acero es:

$$E_s = \Delta f_{s,elastico} = E_s \frac{f_c}{E_c} = n f_c$$

Donde:

E_c = Módulo de elasticidad del H^o en el momento de tesado.

E_s = Módulo de elasticidad del acero pretensado.

f_c = Esfuerzo en el hormigón en el centroide del cable debido a la fuerza pretensado y carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia.

$$f_c = \frac{P_i}{A} + \frac{P_i * e^2}{I} - \frac{M_o * e}{I}$$

3.6.9.2. Diferidas.

Están referidas en función del tiempo.

- CRs = Pérdidas por relación del acero de pretensado.
- SH = Pérdidas por retracción de fraguado del concreto.
- FPc = Pérdidas por flujo plástico del concreto.

3.6.9.2.1. Pérdida por Relajación del Acero de Pretensado (CRs)

Los tendones de acero se mantienen esforzados esencialmente con longitud constante durante la vida de un miembro, a pesar de que existe alguna reducción de longitud debido al flujo plástico y la contracción del concreto. La magnitud del relajamiento depende de la intensidad del esfuerzo del acero, así como del tiempo y, para el acero usual relevado de esfuerzo, la relación del esfuerzo reducido f_p al esfuerzo inicial f_{pi} expresada en términos de pérdida de esfuerzo en el acero que proviene del relajamiento.

$$\Delta f_{rel} = f_{pi} \frac{\log t}{10} \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right)$$

La interacción con las demás pérdidas puede tomarse en cuenta de manera aproximada substituyendo $0.90f_{pi}$ en lugar de f_{pi} en la ecuación.

Donde:

f_{pi} = Esfuerzo inicial de pretensado.

f_{py} = Esfuerzo de fluencia efectivo.

t = Tiempo en horas después del tesado.

3.6.9.2.2. Pérdida por Retracción del Hormigón (SH)

La retracción es un fenómeno químico que se produce durante el fraguado del hormigón y que origina cambios de volumen del elemento que se constituye.

El acortamiento originado depende factores como ser las condiciones de humedad del ambiente, el contenido de agua de la mezcla, el tipo de curado empleado, etc. A la vez retracción provoca una reducción en la deformación del acero pretensado. Estas pérdidas son posibles de estimar en forma práctica a través de la siguiente relación:

En miembros Postensados:

$$SH = 0.80 * (1172.40 - 10.34 * RH)$$

Donde:

SH = Pérdida por contracción de fraguado del Hormigón, medida en kg/cm^2 .

RH = Humedad relativa ambiente promedio anual en porcentaje (0 a 100)

CUADRO N° 3.12.

VALORES DE HUMEDAD RELATIVA DEL MEDIO AMBIENTE

Ambiente	Humedad Relativa Aproximada
En el agua	100 %
En atmósfera muy húmeda	90 %
En ambiente medio	70 %
En atmósfera seca	40 %

Fuente: Jiménez Montoya - Hormigón Armado

3.6.9.2.3. Pérdida por Fluencia o Flujo Plástico del Concreto (FPc)

La fluencia o escurrimiento plástico es la propiedad de muchos materiales mediante la cual el material continúa deformándose a través de lapsos considerables de tiempo bajo un estado constante de esfuerzo a carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio; pero, disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza un valor constante asintóticamente.

Se ha encontrado que la deformación por escurrimiento plástico en el concreto depende no solamente del tiempo, sino también depende de las proporciones de la mezcla, de la humedad, de las condiciones del curado y de la edad del concreto a la cual comienza a ser cargado. Sin embargo, la pérdida de esfuerzo en el acero asociada con la fluencia del hormigón, puede determinarse mediante la expresión:

$$FPc = \Delta f s_{flujo} = Cc * n * fc$$

$$fc = -\frac{Pi}{A} - \frac{Pi * e^2}{I} + \frac{M_o * e}{I}$$

Donde:

FPc = Pérdida por fluencia del hormigón.

fc = Esfuerzo en el concreto al mismo nivel del centroide del acero inmediatamente después de aplicar el presfuerzo.

Cc = Coeficiente último de flujo plástico con valor de 2 a 4, según Arthur Nilson, cuando no se disponga de información específica se deberá asumir 2.35.

3.6.9.3. Pérdida Total en Elementos Pos-tensados

En miembros pos-tensados, la pérdida total de presfuerzo viene dada por el efecto combinado de los siguientes factores:

$$\Delta f_T = FR + DA + Es + CRs + SH + FPc$$

Donde:

Δf_T = Pérdida total del presfuerzo.

SH = Pérdida debido a la retracción del hormigón.

CRs = Pérdida debido a la relajación del acero.

CRc = Pérdida debido a la fluencia del concreto.

FR = Pérdida debido a la fricción.

DA = Pérdida debido al deslizamiento de anclajes.

ES = Pérdida debido al acortamiento elástico del hormigón.

Luego, la relación de la tensión de pretensado efectivo P_e versus la tensión de pretensado inicial P_i en elementos pos-tensados, resulta:

$$n = \frac{P_e}{P_i} \qquad P_e = n * P_i$$

3.6.10. Diseño por Contante del ACI

3.6.10.1. Bases para el Diseño

El diseño debe basarse en el miembro cargado con un estado de sobrecarga hipotético, con las cargas muertas calculadas y las vivas de servicio

multiplicadas por los usuales factores de sobre carga, excepto cuando se especifique otra cosa.

El diseño de las secciones transversales sometidas a cortantes debe de basarse en la relación:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante aplicada bajo cargas factorizadas.

V_n = Resistencia nominal al cortante de la sección.

ϕ = Factor de reducción de la resistencia, tomando igual a 0.90 para cortante.

La resistencia nominal al cortante V_n , se calcula de la ecuación:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante de la sección proporcionada por el refuerzo para cortante.

3.6.10.2. Cálculo de V_u :

La fuerza cortante aplicada bajo cargas factorizadas V_u será calculada para todas las secciones críticas que se tengan en la viga.

Se supone que la primera sección crítica para el cortante se encuentra a la distancia de $h/2$ desde la cara del apoyo, y las secciones que se encuentran a menos de $h/2$ se diseñan para el cortante calculado para $h/2$. Esta especificación reconoce el efecto benéfico de la compresión vertical en el concreto producida por la reacción. En circunstancias especiales, aquellos beneficios no se obtienen, y el cortante en la cara del apoyo puede llegar a ser crítico.

Como el dimensionamiento por corte se lo realiza en el Estado Límite Último (ELU), se tiene que mayorar las cargas y minorar las resistencias con la

combinación de cargas que genere el cortante máximo, de acuerdo a lo especificado por el código AASHTO.

3.6.10.3. Cálculo de V_n .

La resistencia nominal de al cortante V_n se calcula de la ecuación:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo para cortante.

3.6.10.4. Cálculo de V_c .

El valor de V_c debe tomarse como el menor de los valores de V_{ci} y V_{cw} determinados para un agrietamiento por flexión-cortante y para un agrietamiento por cortante en el alma, respectivamente.

3.6.10.4.1. Agrietamiento por Corte y Flexión (Cálculo de V_{ci})

V_{ci} sería la cortante necesaria para que se produzca el agrietamiento por corte y flexión y está dada por la siguiente ecuación:

$$V_{ci} = 0.159 * b_w * d * \sqrt{f'_c} + V_o + V_{cr}$$

$$V_{cr} = \frac{V_{D+L}}{M_{D+L}} * M_{cre}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{C2} \left[0.59 * \sqrt{f'_c} + |f_{pe}| - |fd| \right]$$

Donde:

b_w = Ancho del alma.

d = Se define como el canto útil de la viga, es decir la distancia desde la fibra superior hasta el centro de presiones de la armadura de pretensado en la sección estudiada.

f'_c = Se refiere a la resistencia característica del Hormigón a los 28 días

V_o = Cortante debido sólo al peso propio de la viga en la sección estudiada en nuestro

$V_{(D+L)}$ = Cortante debido a la carga permanente adicional más la carga viva en la sección estudiada.

$M_{(D+L)}$ = Momento flector producido por la carga permanente adicional más la carga viva en la sección estudiada.

M_{cr} = Es el momento que produce el agrietamiento por flexión.

I_c = Momento de inercia de la sección estudiada (Sólo para análisis sin huecos es decir calculada a sección llena).

f_{pe} = Esfuerzo de compresión en la fibra tensionada, debido a la fuerza de pretensado solamente.

En la fibra inferior si el momento es positivo.

En la fibra superior si el momento es negativo.

$$f_{pe} = - \left[\frac{Pe}{A} + \frac{Pe * e * C_2}{I_c} \right]$$

f_d = Esfuerzo de compresión en la fibra tensionada debido al peso propio de la viga.

$$f_d = \frac{\left[\frac{Q_o * L * x}{2} - \frac{Q_o * x^2}{2} \right] * C_2}{I_c}$$

3.6.10.4.2. Agrietamiento por Corte en el Alma (Cálculo V_{cw})

V_{cw} = Será el cortante que resiste el Hormigón antes del agrietamiento del alma y está dado por la siguiente ecuación

$$V_{cw} = \left(0.928 * \sqrt{f'_c} + 0.3 * f_{pc} \right) * b_w * d_p + V_P$$

Donde:

f_{pc} = Esfuerzo de compresión en el centroide de la sección en $t = \infty$

$$f_{pc} = \frac{Pe}{A_c}$$

V_p = Contracortante.- Es el cortante efectiva (Componente vertical de la fuerza de pretensado en la sección estudiada).

$$V_p = P_e \text{ sen } \alpha$$

De todo esto, V_c se toma el menor de V_{ci} y V_{cw} .

V_s se puede obtener con la siguiente expresión:

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

3.6.10.5. Armadura de Corte

Se presentan los siguientes casos:

si $V_u \leq \frac{V_c}{2}$ No se necesita Armadura Transversal

si $\frac{V_c}{2} < V_u \leq V_c$ Se requiere Armadura mínima

si $V_u > V_c$ Se necesita Armadura por Corte

si $V_u \geq 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$ Se necesita Armadura por Corte con
S máx. = 30 cm

si $V_u \geq 2.12 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$ Se tiene que cambiar de sección

El área de la sección transversal requerida para un estribo, A_s , se calcula con una transposición conveniente de la ecuación.

$$A_s = \frac{(V_u - \phi V_c) * S}{\phi * f_y * d}$$

En el diseño práctico, el ingeniero seleccionará normalmente un tamaño tentativo para el estribo, para el cual encontrará el espaciamiento requerido. Una forma más conveniente de formular esta última ecuación es:

$$S = \frac{\phi * A_s * f_y * d}{V_u - \phi V_c}$$

3.6.10.6. Armadura Mínima

Para el cálculo de la Armadura mínima se utiliza la siguiente ecuación.

$$A_{\min} = \frac{3.5 * b_w * s}{f_y}$$

Si despejamos s de la anterior ecuación tenemos un espaciamiento máximo

$$S_{\max} = \frac{A_{\min} * f_y}{3.5 * b_w}$$

3.6.10.7. Verificación a la Flexión en el Estado Último o de Rotura

Si se toman las medidas adecuadas para la transformación de las fuerzas cortantes horizontales, a través de la cara de contacto entre los componentes de un miembro compuesto, entonces puede considerarse efectiva toda la sección transversal en el cálculo de la resistencia última a la flexión.

Para grandes deformaciones de compresión, la diferencia entre módulos de elasticidad del concreto colocado in situ y el precolado, la cual condujo al empleo del ancho del patín a compresión transformando en los cálculos elásticos, no tiene significación y consecuentemente, los cálculos deben basarse en la totalidad del ancho efectivo del patín; más aún, la discontinuidad relativamente pequeña en las deformaciones en la cara de contacto entre el concreto precolado no compuesta, puede ignorarse sin consecuencias de este estado.

La resistencia última a la flexión se determinará tomando base la expresión aproximada del ACI para los esfuerzos en el acero en la falla.

La cuantía de acero a tensión es:

$$\rho_p = \frac{A_p}{bd}$$

Donde:

A_p = Área nominal del cable

b = Ancho efectivo

d = Altura del canto útil.

Se hallará el esfuerzo en el acero a la falla basándose en las relaciones aproximadas contenidas en el código ACI.

Para elementos con tendones adheridos:

$$f_{ps} = f_{pu} * \left(1 - 0.50 \rho_p * \frac{f_{pu}}{f'_c} \right)$$

Donde:

f_{ps} = Esfuerzo de falla (kg/cm^2).

f_{pu} = Resistencia del acero pretensado (kg/cm^2)

f'_c = Resistencia compresión del concreto de la losa (kg/cm^2).

El esfuerzo de falla no debe sobrepasar el esfuerzo de fluencia f_{py}

$$f_{ps} < f_{py}$$

3.6.10.8. Resistencia Nominal a la Flexión y Resistencia de Diseño

Bajo el supuesto que la altura del bloque de esfuerzo no es mayor que el espesor del ala se aplicará:

$$a = \frac{A_{ps} * f_{ps}}{0.85 * f'_c * b}$$

De este cálculo tentativo se verifica que si a excedido o no el espesor de a la superior, para que sea valido debe ser menor que el espesor del ala.

La resistencia nominal a la flexión será:

$$M_n = A_p f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

Si la altura del bloque de esfuerzos excede el espesor promedio del ala, el método para calcular la resistencia a la flexión corresponderá hallar:

El acero que actúa con las aletas sobresalientes es igual a:

$$A_{pf} = 0.85 \frac{f'_c}{f_{ps}} (b - b_w) * h_f$$

El área real del bloque de esfuerzos será con la ecuación siguiente:

$$a = \frac{A_{pw} * f_{ps}}{0.85 * f'_c * bw}$$

La resistencia nominal a la flexión es:

$$Mn = A_{pw}f_{ps} \left(dp - \frac{a}{2} \right) + A_{pf}f_{ps} \left(dp - \frac{hf}{2} \right)$$

La resistencia de diseño es:

$$\phi Mn = 0.90 Mn$$

3.6.10.9. Límites del Refuerzo

Para vigas corrientes de concreto reforzado, se establece un límite superior en la cuantía de acero a tensión igual a 0.75 veces de la cuantía balanceada de acero, con el fin de garantizar que en caso de que ocurra la falla a flexión, ésta sea una falla dúctil con amplio agrietamiento y grandes deflexiones antes de que se alcance el colapso eventual. En código ACI se presenta la correspondiente disposición para vigas presforzadas planteada de manera muy sencilla.

Verificación para determinar si la viga puede considerarse una viga presforzada y subreforzada:

$$\frac{0.85 * a}{dp} \leq 0.36 * \beta_1$$

3.6.10.10. Mínimo refuerzo adherido.

Para controlar el agrietamiento en vigas y en losas presforzadas en una dirección debe adicionarse en formas de barras no presforzadas, uniformemente distribuidas en la zona de tensión y tan cerca como sea posible de la cara de tensión.

De acuerdo con el código ACI, la cantidad mínima de este refuerzo es:

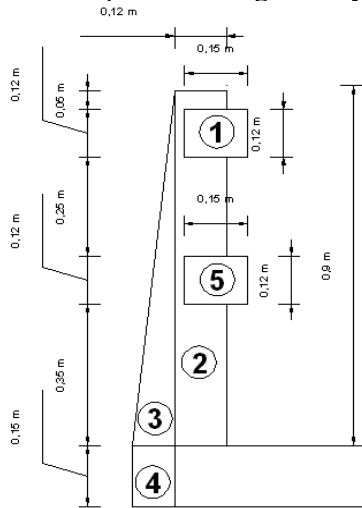
$$As = 0.004 * A$$

Donde A es el área de la parte de la sección transversal entre la cara a tensión por flexión y el centroide de la sección transversal bruta de concreto.

4.1. DISEÑO DE BARANDA

Propiedades geométricas de la baranda.

la baranda Tipo P-3 es recomendada por la Administradora Boliviana de Carreteras (ABC), por ser una baranda que se adecua a nuestro medio y a tenido un buen resultado en el uso en puentes vehiculares desde hace mucho tiempo. Se realizara el diseño de la baranda de tal manera que brinde seguridad y confort tanto al peaton como al conductor.



Nº	Area (cm ²)	Brazo (cm)
1	187,5	2,5
2	705	7,86
3	450	15,33
4	150	17
5	187,5	2,5

centro de gravedad = 9,48 cm desde el borde interior del poste hacia la izq.

4.1.1. DISEÑO DEL PASAMANOS.

Como se menciona anteriormente se diseñara un barandado tipo P-3 recomendado por la Administradora Boliviana de Carreteras el consta de pasamanos de H A , estaran dispuestos los mismo con una longitud de poste a poste de 2.00 m.

Analisis de cargas.

Carga debido al peso propio.

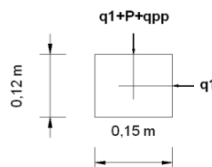
$$q_{pp} = 45 \text{ kg/m}$$

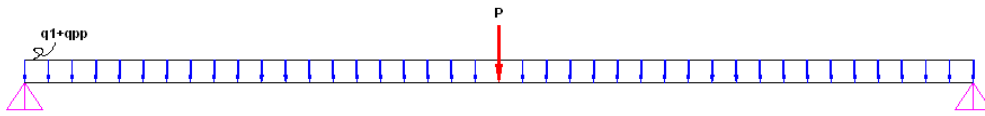
Sobrecarga peatonal.

$$q_1 = 73 \text{ kg/m (por norma se aplica tanto horizontalmente y verticalmente.)}$$

$$P = 89 \text{ kg (aplicada verticalmente)}$$

Diagrama de cuerpo libre.





segun lo establecido en el articulo 13.8.2 de la normativa AASTHO - LRFD 2004 la carga puntual actuara simultaneamente con la sobrecarga uniformemente distribuida, y en cualquier direccion de manera que produzca la sollicitacion mas desfavorable para el diseño de esta pieza.

Calculo de momentos flectores.

Momento debido a peso propio.

Datos:

$$L = 2 \text{ m}$$

$$q_{pp} = 45 \text{ kg/m}$$

$$M_{max} = 22,5 \text{ kg-m}$$

momento debido a carga peatonal distribuida.

Datos:

$$L = 2 \text{ m}$$

$$q_1 = 73 \text{ kg/m}$$

$$M_{max} = 36,5 \text{ kg-m}$$

momento debido a carga peatonal concentrada.

Datos:

$$L = 2 \text{ m}$$

$$P = 89 \text{ kg}$$

$$M_{max} = 44,5 \text{ kg-m}$$

Calculo de fuerzas cortantes.

Esfuerzos cortantes debido al peso propio.

Datos:

$$L = 2 \text{ m}$$

$$q_{pp} = 45 \text{ kg/m}$$

$$V_{max} = 45 \text{ kg}$$

Fuerzas debido a carga peatonal distribuida.

Datos:

$$L = 2 \text{ m}$$

$$q_1 = 73 \text{ kg/m}$$

$$V_{max} = 73 \text{ kg}$$

Fuerzas debido a carga peatonal puntual.

Datos:

$$L = 2 \text{ m}$$
$$P = 89 \text{ kg}$$

$$V_{\max} = 44,5 \text{ kg}$$

Momentos flectores y fuerzas cortantes ultimos.

$$M_u = 1.25 * M_{pp} + 1.75 * (M_{cviva})$$

$$M_{ux} = 169,88 \text{ kg-m}$$

$$V_u = 1.25 * V_{pp} + 1.75 * V_{cviva}$$

$$V_u = 261,875 \text{ kg}$$

Diseño a flexion.

datos.-

$M_u = 16987,5 \text{ kg-cm}$	$h = 12 \text{ cm}$
$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$d = 2 \text{ cm}$
$E_c = 218820 \text{ kg/cm}^2$	$d = 10 \text{ cm}$
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$b = 15 \text{ cm}$
$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$	$\phi = 0,9 \text{ para flexion}$

Calculo de la profundidad del bloque de compresiones.

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f_c * b * d^2}} \right] \quad a = 0,732 \text{ cm}$$

Calculo de la distancia al eje neutro.

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad C = 0,861 \text{ cm}$$

f_c	α
$f_c \leq 280$	0,85
$280 < f_c \leq 350$	0,8
$350 < f_c \leq 420$	0,75

Calculo de la cuantia mecanica.

$$\rho = \frac{0.85 * a * f_c}{f_y * d} \quad \rho = 0,0031$$

Calculo de la armadura necesaria.

$$A_s = \rho * b * d \quad A_s = 0,466 \text{ cm}^2$$

Calculo de la cuantia mecanica balanceada.

$$\rho_b = \alpha \frac{f_c}{f_y} \frac{0.003 * E_s}{0.003 * E_s + f_y} \quad \rho_b = 0,021$$

f_c	α
$f_c \leq 280$	0,72
$280 < f_c \leq 350$	0,68
$350 < f_c \leq 420$	0,64

Calculo de la cuantía mecánica máxima.

$$\rho_{\max} = 0.75 * \rho_b = 0,0159$$

Calculo de la armadura máxima.

$$A_s = \rho_{\max} * b * d = 2,382 \text{ cm}^2$$

Calculo de la cuantía mecánica mínima.

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \rho_{\min} = 0,0033$$

Calculo de la armadura mínima.

$$A_s = \rho_{\min} * b * d = 0,500 \text{ cm}^2$$

Elección de la armadura.

$$A_s = 0,50 \text{ cm}^2$$

Aceros.

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	16	20
ϕ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4
$A_s(\text{cm}^2)$	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14

$$\begin{aligned} \phi \text{ (mm)} &= 8 & 0,503 \\ \text{numero de barras} &= 1 & \text{barras} \\ \mathbf{1} & \quad \mathbf{\phi} & \quad \mathbf{8} \end{aligned}$$

constructivamente se utilizara 4 fierros de diametro 8

$$\mathbf{4} \quad \mathbf{\phi} \quad \mathbf{8}$$

Verificación a cortante.

datos.-

$$\begin{aligned} V_u &= 261,88 \text{ kg} & h &= 12 \text{ cm} \\ f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 & d' &= 2 \text{ cm} \\ E_c &= 218820 \text{ kg/cm}^2 & d &= 10 \text{ cm} \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & b &= 15 \text{ cm} \\ E_s &= 2E+06 \text{ kg/cm}^2 & \phi &= 0,9 \text{ para corte} \end{aligned}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigon.

$$V_c = \frac{10}{6} b w . d \sqrt{f_c} \quad V_c = 1250 \text{ kg}$$

Verificación de la necesidad de armadura.

$$\begin{aligned} \text{si: } & V_u \leq 0,5 * \phi * (V_c) & \text{no necesita} \\ \text{si: } & 0,5 * \phi * (V_c) < V_u \leq \phi * (V_c) & A_v \text{ minima} \end{aligned}$$

si: $V_u > \phi^*(V_c)$ A_v necesaria

$$0,5 * \phi^*(V_c) = 562,5 \text{ kg}$$

$$\phi^*(V_c) = 1125 \text{ kg}$$

NO NECESITA

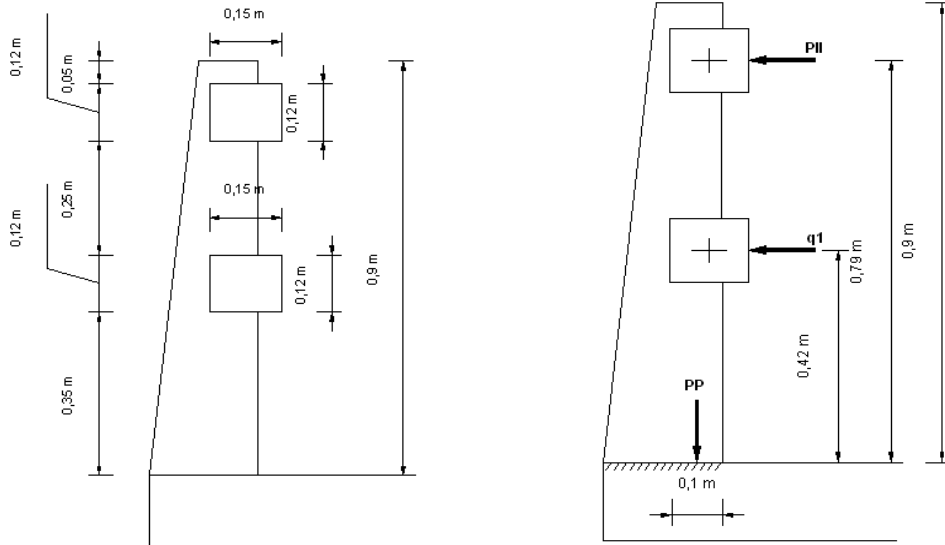
Teoricamente no es necesario colocar armadura a corte pero se colocara armadura minima que sirva para confinar la seccion y para minimizar fisuras, por tanto se dispondra de estribos:

$$\phi \quad 6 \quad c/20 \text{ cm}$$

4.1.2. DISEÑO DE POSTES DE BARANDADO.

Segun lo establecido en norma los postes de las barandas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior. el valor de la sobrecarga de diseño sera igual a: $P_{II} = 89 + 73 * L$.

La profundidad de los postes es igual a 0.15 m.



Analisis de cargas.

Carga debida al peso propio del barandado.

$$PP = 226,98 \text{ kg}$$
$$X_{\text{barandado}} = 0,095 \text{ m}$$

Carga debida accion de la sobrecarga en el elemento superior.

$$L = 2 \text{ m}$$
$$P_{II} = 235 \text{ kg}$$

Carga debida accion de la sobrecarga en el elemento inferior.

$$\begin{aligned}q_1 &= 73 \text{ kg/m} \\L &= 2 \text{ m} \\q &= 146 \text{ kg}\end{aligned}$$

Calculo de momentos flectores.

Momento debido al peso propio.

$$M_{dc} = 21,5631 \text{ kg-m} \quad \text{este momento se omitira con el fin de favorecer la sobrecarga actuante}$$

Momento debido a la sobrecarga en el elemento superior.

$$M_{pll} = 185,65 \text{ kg-m}$$

Momento debido a la sobrecarga en el elemento inferior.

$$M_{q1} = 61,32 \text{ kg-m}$$

Esfuerzo cortante debido a la sobrecarga en el elemento superior.

$$V_{pll} = 235 \text{ kg}$$

Esfuerzo cortante debido a la sobrecarga en el elemento inferior.

$$V_{q1} = 146 \text{ kg}$$

Momento flector y fuerza cortante ultimo.

$$\begin{aligned}M_u &= 432,198 \text{ kg-m} \\V_u &= 666,75 \text{ kg}\end{aligned}$$

Diseño a flexion.

datos.-

$$\begin{aligned}M_u &= 43219,8 \text{ kg-cm} & h &= 22 \text{ cm} \\f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 & d' &= 2 \text{ cm} \\E_c &= 218820 \text{ kg/cm}^2 & d &= 20 \text{ cm} \\f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & b &= 20 \text{ cm} \\E_s &= 2E+06 \text{ kg/cm}^2 & \phi &= 0,9 \text{ para flexion}\end{aligned}$$

Calculo de la profundidad del bloque de compresiones.

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f_c * b * d^2}} \right] \quad a = 0,684 \text{ cm}$$

Calculo de la distancia al eje neutro.

$$C = \frac{a}{\beta_1} \quad C = 0,805 \text{ cm}$$

f c	β
f c ≤ 280	0,85
280 < f c ≤ 350	0,8
350 < f c ≤ 420	0,75

Calculo de la cuantía mecánica.

$$\rho = \frac{0.85 * a * f^c}{f_y * d} \quad \rho = 0,0015$$

Calculo de la armadura necesaria.

$$A_s = \rho * b * d \quad A_s = 0,582 \text{ cm}^2$$

Calculo de la cuantía mecánica balanceada.

$$\rho_b = \alpha \frac{f^c}{f_y} \frac{0.003 * E_s}{0.003 * E_s + f_y} \quad \rho_b = 0,0212$$

f c	α
f c ≤ 280	0,72
280 < f c ≤ 350	0,68
350 < f c ≤ 420	0,64

Calculo de la cuantía mecánica máxima.

$$\rho_{\max} = 0.75 * \rho_b \quad \rho_{\max} = 0,0159$$

Calculo de la armadura máxima.

$$A_s = \rho_{\max} * b * d \quad A_{s\max} = 6,353 \text{ cm}^2$$

Calculo de la cuantía mecánica mínima.

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad \rho_{\min} = 0,0033$$

Calculo de la armadura mínima.

$$A_s = \rho_{\min} * b * d \quad A_{s\min} = 1,333 \text{ cm}^2$$

Elección de la armadura.

$$A_s = 1,33 \text{ cm}^2$$

Aceros.

φ (mm)	5	6	8	10	12	16	20
φ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4
As(cm2)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14

$$\begin{array}{l} \phi \text{ (mm)} \quad 8 \quad 0,503 \\ \text{numero de barras=} \quad 3 \quad \text{barras} \\ \mathbf{3} \quad \mathbf{\phi} \quad \mathbf{8} \end{array}$$

Verificacion a cortante.

datos.-

$V_u = 666,75$ kg	$h = 22$ cm
$f_c = 210$ kg/cm ²	$d = 2$ cm
$E_c = 218820$ kg/cm ²	$d = 20$ cm
$f_y = 4200$ kg/cm ²	$b = 20$ cm
$E_s = 2E+06$ kg/cm ²	$\phi = 0,9$ para corte

Resistencia al corte proporcionada por el hormigon.

$$V_c = \frac{10}{6} b w . d \sqrt{f_c} \quad V_c = 3055,1 \text{ kg}$$

Verificacion de la necesidad de armadura.

- si: $V_u \leq 0,5 * \phi * (V_c)$ no necesita
- si: $0,5 * \phi * (V_c) < V_u \leq \phi * (V_c)$ Av minima
- si: $V_u > \phi * (V_c)$ Av necesaria

$$0,5 * \phi * (V_c) = 1374,77 \text{ kg}$$

$$\phi * (V_c) = 2749,55 \text{ kg}$$

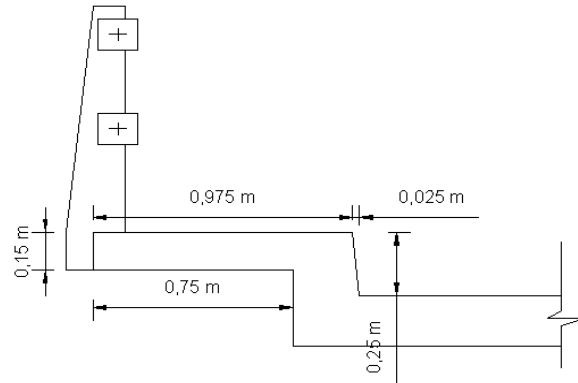
NO NECESITA

Teoricamente no es necesario colocar armadura a corte pero se colocara armadura minima que sirva para confinar la seccion y para minimizar fisuras, por tanto se dispondra de estribos:

$$\phi \quad 6 \quad c/10 \text{ cm}$$

4.2. DISEÑO DE ACERA

Geometría de la acera.



Analisis de cargas.

Cargas debido al peso propio.

Peso propio de la baranda.

$$\begin{aligned} PP &= 226,98 \text{ kg} \\ X_{\text{baranda}} &= 0,575 \text{ m} \end{aligned}$$

Peso propio de la acera.

$$\begin{aligned} q_{\text{acera}} &= 270 \text{ kg/m} \\ L_{\text{acera}} &= 0,75 \text{ m} \end{aligned}$$

Cargas Vivas.

Cargas vivas de la baranda.

cargas aplicadas en el elemento longitudinal superior.

$$\begin{aligned} P_{II} &= 235 \text{ kg} \\ X_{pII} &= 0,7875 \text{ m} \end{aligned}$$

cargas aplicadas en el elemento longitudinal inferior.

$$\begin{aligned} q_1 &= 73 \text{ kg/m} \\ L_{q1} &= 2 \text{ m} \\ X_{q1} &= 0,4125 \text{ m} \end{aligned}$$

Carga viva peatonal.

$$\begin{aligned} PL &= 360 \text{ kg/m}^2 \text{ según lo establecido por normativa} \\ &\text{AASTHO LRFD 2004} \\ q_{\text{peatonal}} &= 360 \text{ kg/m} \\ L_{\text{peatonal}} &= 0,63 \text{ m} \end{aligned}$$

Carga por descarrilamiento.

$$P \text{ rueda} = 1750 \text{ kg}$$
$$X \text{ rueda} = 0,28 \text{ m}$$

Calculo de ancho de faja equivalente.

$$E_v = 1140 + 0,833 X$$

$$X = 28 \text{ cm}$$

$$E_v = 1,37 \text{ m}$$

Efecto de la rueda en 1m de ancho.

$$q \text{ rueda} = p \text{ rueda} / E_v$$

$$q \text{ rueda} = 1274,36 \text{ kg/m}$$

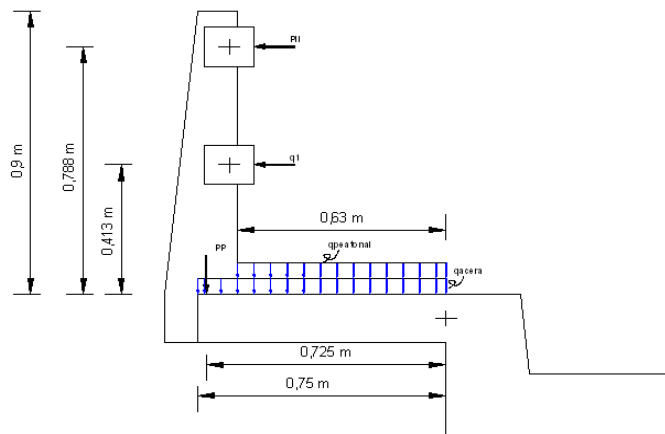
la carga es la equivalente al descarrilamiento de la rueda delantera de un camion tipo que se encuentra a una distancia de 0,30 m de al baranda.

Hipotesis de carga.

Hipotesis de carga I.

en esta hipotesis seran contempladas todas las cargas que se mencionaran a continuacion:

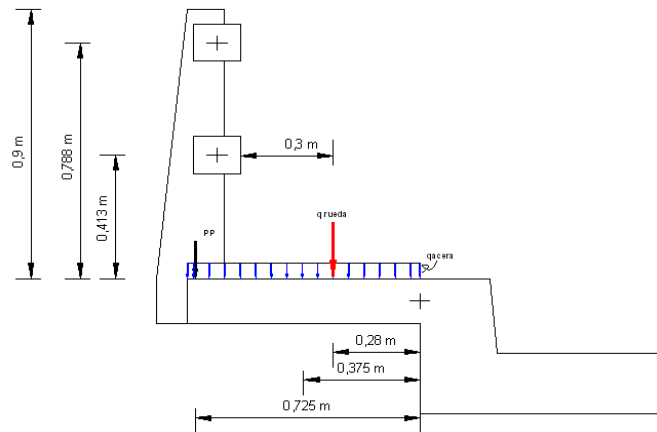
peso propio de la baranda
peso propio de la acera
cargas vivas de la baranda
carga viva peatonal



Hipotesis de carga II

en esta hipotesis seran contempladas todas las cargas que se mencionaran a continuacion:

peso propio de la baranda
peso propio de la acera
carga de descarrilamiento



Calculo de momentos flectores y esfuerzos cortantes.

Momento flector y esfuerzo cortante producido por el peso propio de la baranda.

$$M \text{ baranda} = 130,51 \text{ kg-m/m}$$

$$V \text{ baranda} = 226,98 \text{ kg/m}$$

Momento flector y esfuerzo cortante producido por el peso propio de la acera.

$$M \text{ acera} = 75,938 \text{ kg-m/m}$$

$$V \text{ acera} = 202,5 \text{ kg/m}$$

Momento flector y esfuerzo cortante producido por las cargas vivas actuantes en la baranda.

$$M \text{ baranda} = 245,29 \text{ kg-m/m}$$

$$V \text{ baranda} = 381 \text{ kg/m}$$

Momento flector y Esfuerzo cortante producido por la carga peatonal.

$$M \text{ peatonal} = 71,442 \text{ kg-m/m}$$

$$V \text{ peatonal} = 226,8 \text{ kg/m}$$

Momento flector y esfuerzo cortante producido por la carga de descarrilamiento.

$$M \text{ rueda} = 356,82 \text{ kg-m/m}$$

$$V \text{ rueda} = 1274,36 \text{ kg/m}$$

Momento flector y esfuerzo cortante producido por impacto.(se considera 33% de la carga viva)

$$M_{imp.} = 117,75 \text{ kg-m/m}$$

$$V_{imp.} = 420,54 \text{ kg/m}$$

Momentos flectores y esfuerzos cortantes ultimos.

Momentos flectores y esfuerzos cortantes ultimos para la hipotesis I.

para el estado de Resistencia I

$$M_{ui} = 812,34 \text{ kg-m/m}$$

$$V_{ui} = 1600,5 \text{ kg/m}$$

Momentos flectores y esfuerzos cortantes ultimos para la hipotesis II.

para el estado de Resistencia I

$$M_{uII} = 1088,6 \text{ kg-m/m}$$

$$V_{uII} = 3502,9 \text{ kg/m}$$

Momentos flectores y esfuerzos cortantes ultimos de diseño.

$$M_u = 1088,56 \text{ kg-m/m}$$

$$V_u = 3502,9 \text{ kg/m}$$

Diseño a flexion.

datos.-

$$M_u = 108856,3 \text{ kg-cm}$$

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

$$E_c = 218820 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$d' = 2 \text{ cm}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

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

$$\phi = 0,9 \text{ para flexion}$$

Calculo de la profundidad del bloque de compresiones.

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f_c * b * d^2}} \right] \quad a = 0,532 \text{ cm}$$

Calculo de la distancia al eje neutro.

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad C = 0,626 \text{ cm}$$

f_c	β
$f_c \leq 280$	0,85
$280 < f_c \leq 350$	0,8

$350 < f_c \leq 420$	0,75
----------------------	------

Calculo de la cuantia mecanica.

$$\rho = \frac{0.85 * a * f_c}{f_y * d} \quad \rho = 0,0017$$

Calculo de la armadura necesaria.

$$A_s = \rho * b * d \quad A_s = 2,262 \text{ cm}^2$$

Calculo de la cuantia mecanica balanceada.

$$\rho_b = \alpha \frac{f_c}{f_y} \frac{0.003 * E_s}{0.003 * E_s + f_y} \quad \rho_b = 0,0212$$

f_c	α
$f_c \leq 280$	0,72
$280 < f_c \leq 350$	0,68
$350 < f_c \leq 420$	0,64

Calculo de la cuantia mecanica maxima.

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b \quad \rho_{max} = 0,0159$$

Calculo de la armadura maxima.

$$A_s = \rho_{max} * b * d \quad A_{smax} = 20,65 \text{ cm}^2$$

Calculo de la cuantia mecanica minima.

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad \rho_{min} = 0,0033$$

Calculo de la armadura minima.

$$A_s = \rho_{min} * b * d \quad A_{smin} = 4,333 \text{ cm}^2$$

Eleccion de la armadura.

$$A_s = 4,33 \text{ cm}^2$$

Aceros.

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	16	20
ϕ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4
As(cm2)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14

$$\begin{array}{l} \phi \text{ (mm)} \quad 10 \quad 0,785 \\ \text{numero de barras} = \quad 6 \quad \text{barras} \\ \mathbf{6} \quad \phi \quad \mathbf{10} \end{array}$$

la armadura antes calculada es para una faja de 1m de ancho, por tanto se dispondra:

$$\phi \quad 10 \quad \text{mm c/ 15 cm}$$

Verificacion a cortante.

datos.-

$V_u = 3502,9$ kg	$h = 15$ cm
$f_c = 210$ kg/cm ²	$d' = 2$ cm
$E_c = 218820$ kg/cm ²	$d = 13$ cm
$f_y = 4200$ kg/cm ²	$b = 100$ cm
$E_s = 2000000$ kg/cm ²	$\phi = 0,9$ para corte

Resistencia al corte proporcionada por el hormigon.

$$V_c = \frac{10}{6} b w . d \sqrt{f_c} \quad V_c = 9928,9 \text{ kg}$$

Verificacion de la necesidad de armadura.

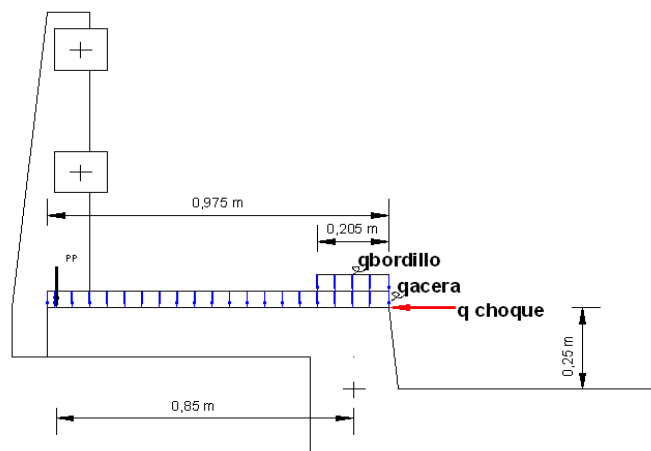
si: $V_u \leq 0,5 * \phi * (V_c)$	no necesita
si: $0,5 * \phi * (V_c) < V_u \leq \phi * (V_c)$	Av minima
si: $V_u > \phi * (V_c)$	Av necesaria

$$0,5 * \phi * (V_c) = 4468 \text{ kg}$$

$$\phi * (V_c) = 8936 \text{ kg}$$

NO NECESITA

4.3. DISEÑO DEL BORDILLO.



Analisis de cargas.

Cargas debido al peso propio.

Peso propio de la baranda.

$$PP = 226,98 \text{ kg}$$
$$X_{baranda} = 0,85 \text{ m}$$

Peso propio de la acera.

$$q \text{ acera} = 360 \text{ kg/m}$$

$$L \text{ acera} = 1,00 \text{ m}$$

Peso propio del bordillo.

$$q \text{ bordillo} = 240 \text{ kg/m}$$

$$L \text{ bordillo} = 0,25 \text{ m}$$

Cargas Vivas.

Carga por choque.

$$F_t = 12000 \text{ kg}$$

$$L_t = 1,22 \text{ m}$$

$$q \text{ choque} = 9836,07 \text{ kg/m}$$

$$X \text{ choque} = 0,25 \text{ m}$$

Calculo de momentos flectores y esfuerzos cortantes.

Momento flector y esfuerzo cortante producido por el peso propio de la baranda.

$$M \text{ baranda} = 192,93 \text{ kg-m/m}$$

V baranda = la carga no genera esfuerzos cortantes en la seccion analizada

Momento flector y esfuerzo cortante producido por el peso propio de la acera.

$$M \text{ acera} = 180,000 \text{ kg-m/m}$$

V acera = la carga no genera esfuerzos cortantes en la seccion analizada

Momento flector y esfuerzo cortante producido por el peso propio del bordillo.

$$M \text{ acera} = 7,500 \text{ kg-m/m}$$

V acera = la carga no genera esfuerzos cortantes en la seccion analizada

Momento flector y esfuerzo cortante producido por la carga de choque.

$$M \text{ choque} = 2459,02 \text{ kg-m/m}$$

$$V \text{ choque} = 9836,07 \text{ kg/m}$$

Momentos flectores y esfuerzos cortantes ultimos.

para el estado de Resistencia I

$$M_u = 4778,82 \text{ kg-m/m}$$

$$V_u = 17213 \text{ kg/m}$$

Verificacion a cortante.

datos.-

$V_u = 17213,1 \text{ kg}$	$h = 25 \text{ cm}$
$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$d' = 2 \text{ cm}$
$E_c = 218820 \text{ kg/cm}^2$	$d = 23 \text{ cm}$
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$b = 100 \text{ cm}$
$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$	$\phi = 0,9 \text{ para corte}$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigon.

$$V_c = \frac{10}{6} b w . d \sqrt{f_c} \quad V_c = 17567 \text{ kg}$$

Verificacion de la necesidad de armadura.

si: $V_u \leq 0,5 * \phi * (V_c)$	no necesita	$0,5 * \phi * (V_c) = 7904,9 \text{ kg}$
si: $0,5 * \phi * (V_c) < V_u \leq \phi * (V_c)$	A_v minima	$\phi * (V_c) = 15810 \text{ kg}$
si: $V_u > \phi * (V_c)$	A_v necesaria	A_v NECESARIA

Resistencia al corte proporcionda por el hormigon

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad V_s = 1559,1 \text{ kg}$$

Calculo de armadura transversal.

$$S = \frac{A_v . f_y . d}{V_s}$$

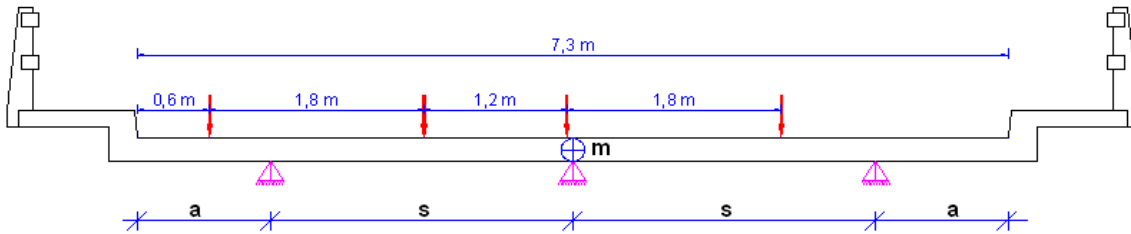
ϕ (mm)	5	6	8	10	12	16	20	25
ϕ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1
A_s (cm ²)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14	5,10

ϕ (mm) 10 0,785
 numero de piernas = 2

$S = 97,27 \text{ cm}$ espaciamiento calculado

4.4. DISEÑO DE LA LOSA DEL TABLERO.

4.4.1. Deterinacion del espaciamento entre vigas y las fracciones de carga.



$$\sum M_m = 0$$

$$fe*s - P*(s+a-0,6) - P*(s+a-0,6-1,8) - P*(s+a-0,6-1,8-1,2) = 0$$

$$fe*s = 3s + 3a - 6,6$$

por tanto:

$$fe = (3s + 3a - 6,60)/s$$

si el ancho de al calzada es igual a 7,30 m, entonces tenemos:

$$2s + 2a = 7,30 \quad \text{====>} \quad a = (7,30 - 2s)/2$$

reemplazando:

$$fe = (3s + 1,5(7,30 - 2s) - 6,60)/s \quad \text{====>} \quad fe = 4,35/s$$

si:

$$fi = 0,596s \quad \text{referencia bibliografica Hugo Belmonte pag. 79}$$

por tanto si igualamos:

$$fe = fi \quad \text{====>} \quad 0,596s = 4,35/s$$

obtenemos:

$$s = (4,35/0,596)^{0,5} \quad \text{====>} \quad s = 2,70 \text{ m}$$

entonces:

$$a = 0,95 \text{ m} \quad fe = 0,805 \quad fi = 0,805$$

4.4.2. Determinacion del espesor de la losa.

Despues de haber determinado es espaciamiento entre vigas se estimara el espesor de la losa que esta dado por la siguiente expresion, propuesta en la seccion 2.5.2.6.3 de la normativa AASTHO LRFD 2004.

$$h = \frac{S + 3000}{30} \quad s: \text{longitud de la losa ó en nuestro caso la separacio entre vigas (mm)}$$

$$h \geq 180 \text{ mm}$$

$$h = 190 \text{ mm} \quad \text{se asumira } h = 0,2 \text{ m}$$

4.4.3. Determinacion de la altura y el tipo de viga.

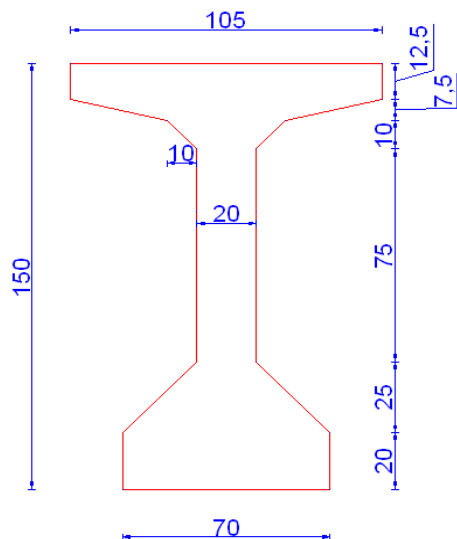
la normativa establece que el canto de la viga en piezas de hormigon preesforzado debera ser $0.045L$, en este caso yendo por el lado de la seguridad ysiendo un poco conservadores se asumira como el canto de la viga el valor correspondiente a $0.05L$ que es correspondiente a una relacion claro - canto igual a 20.

$$\text{longitud de las vigas} = 30 \text{ m}$$

$$h \text{ viga} = 1,5 \text{ m}$$

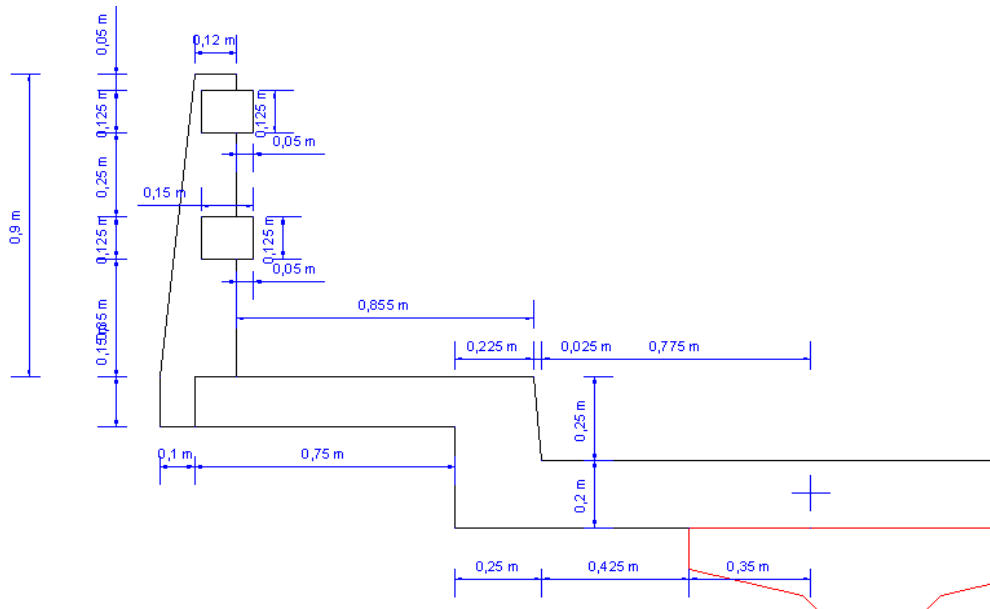
con el peralte de la viga definido se determinara una seccion tipo AASTHO recomienda por bibliografia que estan regidas de acuerdo a la longitud de la viga.

con lo mencionado anteriormente se opto como mejor opcion la seccion AASTHO TIPO V a la cual habra de modificarse el peralte, pero, se mantendran las dimensiones de los cabezales de compresion, a continuacion observaremos la nueva s dimensiones de la seccion.



4.4.1. DISEÑO DE LA LOSA POR EL METODO DE LAS FAJAS EQUIVALENTES.

4.4.1.1. DISEÑO DEL VUELO.



Analisis de cargas.

Cargas debido al peso propio.

Peso propio de la baranda.

$$\begin{aligned} PP &= 226,98 \text{ kg} \\ X_{baranda} &= 1,75 \text{ m} \end{aligned}$$

Peso propio de la acera.

$$\begin{aligned} q_{acera} &= 360 \text{ kg/m} \\ L_{acera} &= 1,00 \text{ m} \\ X_{acera} &= 1,29 \text{ m} \end{aligned}$$

Peso propio del bordillo.

$$\begin{aligned} q_{bordillo} &= 240 \text{ kg/m} \\ L_{bordillo} &= 0,25 \text{ m} \\ X_{bordillo} &= 0,91 \text{ m} \end{aligned}$$

Peso propio del volado.

$$\begin{aligned} q_{volado} &= 480 \text{ kg/m} \\ L_{volado} &= 1,03 \text{ m} \\ X_{volado} &= 0,51 \text{ m} \end{aligned}$$

Peso propio de la capa de rodadura.

$$\begin{aligned} q_{volado} &= 110 \text{ kg/m} \\ L_{volado} &= 0,78 \text{ m} \\ X_{volado} &= 0,39 \text{ m} \end{aligned}$$

Cargas Vivas.

Cargas vivas de la baranda.

cargas aplicadas en el elemento longitudinal superior.

$$\begin{aligned} P_{ll} &= 235 \text{ kg} \\ X_{pll} &= 1,13 \text{ m} \end{aligned}$$

cargas aplicadas en el elemento longitudinal inferior.

$$\begin{aligned} q_1 &= 73 \text{ kg/m} \\ L_{q1} &= 2 \text{ m} \\ X_{q1} &= 0,76 \text{ m} \end{aligned}$$

Carga viva peatonal.

$$\begin{aligned} PL &= 360 \text{ kg/m}^2 && \text{según lo establecido por normativa} \\ &&& \text{AASHTO LRFD 2004} \\ q \text{ peatonal} &= 360 \text{ kg/m} \\ L \text{ peatonal} &= 0,855 \text{ m} \\ X \text{ peatonal} &= 1,23 \text{ m} \end{aligned}$$

Carga debido a la rueda trasera del camion tipo ubicada a 30cm del bordillo.

$$\begin{aligned} P \text{ rueda} &= 7250 \text{ kg} \\ X \text{ rueda} &= 0,475 \text{ m} \end{aligned}$$

Calculo de ancho de faja equivalente.

$$E_v = 1140 + 0,833 X$$

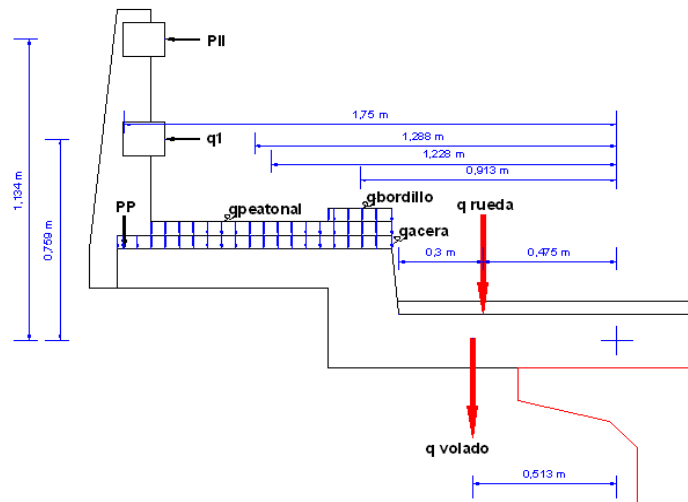
$$\begin{aligned} X &= 47,5 \text{ cm} \\ E_v &= 1,54 \text{ m} \end{aligned}$$

Efecto de la rueda en 1m de ancho.

$$q \text{ rueda} = p \text{ rueda} / E_v$$

$$q \text{ rueda} = 4721,05 \text{ kg/m}$$

la carga es la equivalente al descarrilamiento de la rueda trasera de un camion tipo que se encuentra a una distancia de 0,30 m de la cara lateral del bordillo.



Calculo de momentos flectores y esfuerzos cortantes.

Momento flector y esfuerzo cortante producido por el peso propio de la baranda.

$$M \text{ baranda} = 266,49 \text{ kg-m/m}$$

$$V \text{ baranda} = 235 \text{ kg/m}$$

Momento flector y esfuerzo cortante producido por el peso propio de la acera.

$$M \text{ acera} = 463,680 \text{ kg-m/m}$$

$$V \text{ acera} = 360 \text{ kg/m}$$

Momento flector y esfuerzo cortante producido por el peso propio del bordillo.

$$M \text{ bordillo} = 54,780 \text{ kg-m/m}$$

$$V \text{ bordillo} = 60 \text{ kg/m}$$

Momento flector y esfuerzo cortante producido por el peso propio del volado.

$$M \text{ volado} = 252,396 \text{ kg-m/m}$$

$$V \text{ volado} = 492 \text{ kg/m}$$

Momento flector y esfuerzo cortante producido por el peso propio de la capa de rodadura.

$$M \text{ rodadura} = 33,034 \text{ kg-m/m}$$

$$V \text{ rodadura} = 85,25 \text{ kg/m}$$

Momento flector y esfuerzo cortante producido por las cargas vivas actuantes en la baranda.

$$M \text{ baranda} = 377,304 \text{ kg-m/m}$$

$$V \text{ baranda} = 381 \text{ kg/m}$$

Momento flector y Esfuerzo cortante producido por la carga peatonal.

$$M \text{ peatonal} = 377,9784 \text{ kg-m/m}$$

$$V \text{ peatonal} = 307,8 \text{ kg/m}$$

Momento flector y esfuerzo cortante producido por la rueda del camion tipo.

$$M \text{ rueda} = 2242,50 \text{ kg-m/m}$$

$$V \text{ rueda} = 4721,05 \text{ kg/m}$$

Momento flector y esfuerzo cortante producido por impacto.(se considera 33% de la carga viva)

$$M \text{ imp.} = 740,02 \text{ kg-m/m}$$

$$V \text{ imp.} = 1557,95 \text{ kg/m}$$

Momentos flectores y esfuerzos cortantes ultimos.

para el estado de Resistencia I

$$M_u = 6794,89 \text{ kg-m/m}$$

$$V_u = 5766,443 \text{ kg/m}$$

Diseño a flexion.

datos.-

$$M_u = 679488,62 \text{ kg-cm}$$

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

$$E_c = 218819,79 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$d' = 2,5 \text{ cm}$$

$$d = 17,5 \text{ cm}$$

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

$$\phi = 0,9 \text{ para flexion}$$

Calculo de la profundidad del bloque de compresiones.

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f_c * b * d^2}} \right] \quad a = 2,612 \text{ cm}$$

Calculo de la distancia al eje neutro.

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad c = 3,073 \text{ cm}$$

f_c	β
$f_c \leq 280$	0,85
$280 < f_c \leq 350$	0,8
$350 < f_c \leq 420$	0,75

Calculo de la cuantia mecanica.

$$\rho = \frac{0.85 * a * f_c}{f_y * d} \quad \rho = 0,00634$$

Calculo de la armadura necesaria.

$$A_s = \rho * b * d \quad A_s = 11,100 \text{ cm}^2$$

Calculo de la cuantia mecanica balanceada.

$$\rho_b = \alpha \frac{f_c}{f_y} \frac{0.003 * E_s}{0.003 * E_s + f_y} \quad \rho_b = 0,0212$$

f_c	α
$f_c \leq 280$	0,72
$280 < f_c \leq 350$	0,68
$350 < f_c \leq 420$	0,64

Calculo de la cuantia mecanica maxima.

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b \quad \rho_{max} = 0,01588$$

Calculo de la armadura maxima.

$$A_s = \rho_{max} * b * d \quad A_{smax} = 27,794 \text{ cm}^2$$

Calculo de la cuantia mecanica minima.

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad \rho_{\min} = 0,0033$$

Calculo de la armadura minima.

$$A_s = \rho_{\min} * b * d \quad A_{s\min} = 5,833 \text{ cm}^2$$

Eleccion de la armadura.

$$A_s = 11,10 \text{ cm}^2$$

Aceros.

φ (mm)	5	6	8	10	12	16	20
φ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4
As(cm2)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14

$$\begin{array}{l} \phi \text{ (mm)} \quad 12 \quad 1,13 \\ \text{numero de barras=} \quad 10 \quad \text{barras} \\ \mathbf{10} \quad \phi \quad \mathbf{12} \end{array}$$

la armadura antes calculada es para una faja de 1m de ancho, por tanto se dispondra:

$$\phi \quad 12 \quad \text{mm c/ 10 cm}$$

Verificacion a cortante.

datos.-

$$\begin{array}{ll} V_u = 5766,4 \text{ kg} & h = 20 \text{ cm} \\ f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 & d' = 3 \text{ cm} \\ E_c = 218819,8 \text{ kg/cm}^2 & d = 17 \text{ cm} \\ f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 & b = 100 \text{ cm} \\ E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2 & \phi = 0,9 \text{ para corte} \end{array}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigon.

$$V_c = \frac{10}{6} b w . d \sqrt{f'_c} \quad V_c = 12983,96 \text{ kg}$$

Verificacion de la necesidad de armadura.

$$\begin{array}{ll} \text{si: } V_u \leq 0,5 * \phi * (V_c) & \text{no necesita} \\ \text{si: } 0,5 * \phi * (V_c) < V_u \leq \phi * (V_c) & A_v \text{ minima} \\ \text{si: } V_u > \phi * (V_c) & A_v \text{ necesaria} \end{array}$$

$$0,5 * \phi * (V_c) = 5842,784 \text{ kg}$$

$$\phi * (V_c) = 11685,57 \text{ kg}$$

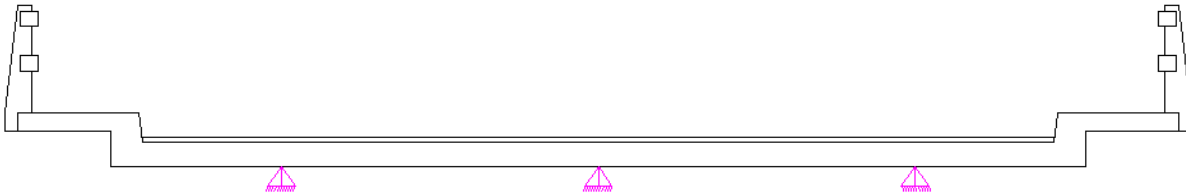
NO NECESITA

4.4.2.2. DISEÑO DE LOSA INTERIOR .

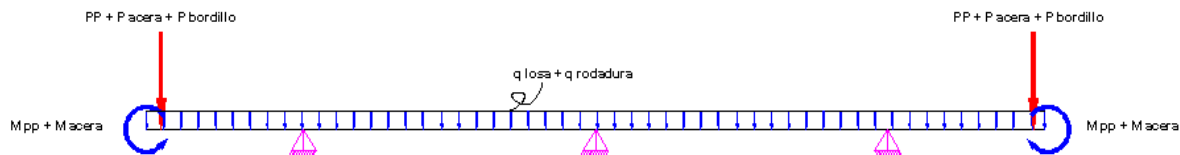
Para el diseño se formulara una hipotesis de carga que simule los efectos mas desfavorables en la estructura, los mismos seran analizados en dos grupos que son las cargas muertas y las cargas vivas en el puente, resuelto este se procedera a analizar las secciones mas criticas dentro de la pieza, plasmandose esta como la seccion a diseñar.

Los efectos causados por las cargas vivas (segun la norma AASTHO LRFD 2004 en la seccion 4.6.2.1.3) estan distribuidos en un ancho de faja que viene definido por la siguiente expresion:

Analisis de carga muerta.



En el grafico anterior podemos observar la geometria del tablero, sin embargo en esa disposicion nos es muy complicado el analisis de los esfuerzos , por lo cual se idealizo la estructura de la siguiente manera:



Peso propio de la baranda.

$$\begin{aligned} PP &= 113,49 \text{ kg/m} \\ M_{pp} &= 96,4665 \text{ kg-m/m} \end{aligned}$$

Peso propio de la acera.

$$\begin{aligned} P_{acera} &= 240 \text{ kg/m} \\ M_{acera} &= 105 \text{ kg-m/m} \end{aligned}$$

Peso propio del bordillo.

$$P_{bordillo} = 60 \text{ kg/m}$$

Peso propio de la losa.

$$q_{losa} = 480 \text{ kg/m}$$

Peso propio de la capa de rodadura.

$$q_{rodadura} = 115 \text{ kg/m}$$

De la idealizacion y con las cargas actuantes podemos encontrar los maximos momentos flectores positivos para de esta manera analizar las secciones mas desfavorables.

Determinacion del momento maximo positivo debido al peso propio.

$M_{max+} = 134,33 \text{ kg-m}$ para 1m de ancho 3,215 m

producido a una distancia desde el lado izquierdo de 3.215 m.

$M_{max-} = 1074,42 \text{ kg-m}$ para 1m de ancho 1,20 m

producido a una distancia desde el lado izquierdo de 1.20 m.

$M_m + = -594,96 \text{ kg-m}$ para 1m de ancho 1,65 m

$M_m - = 4,98 \text{ kg-m}$ para 1m de ancho 3,90 m HIP. I

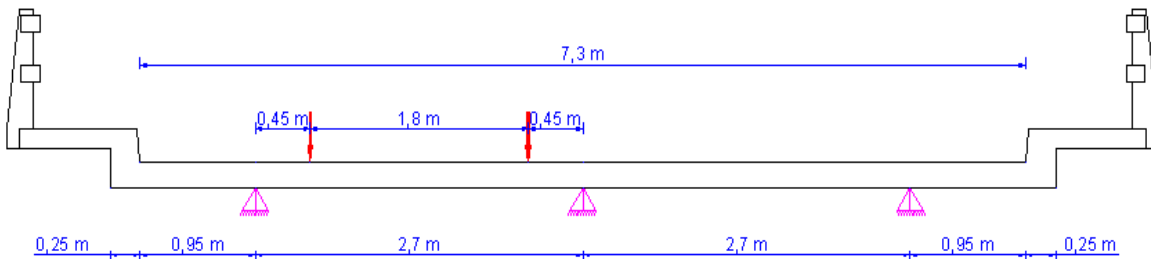
$M_m - = 39,128 \text{ kg-m}$ para 1m de ancho 2,65 m HIP. II

Analisis de carga viva para el momento maximo positivo.

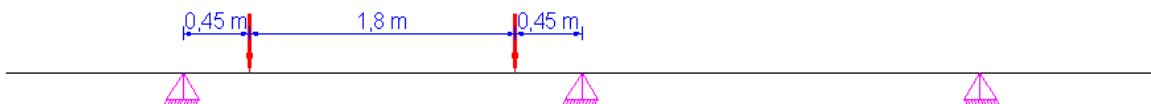
$E_{v+} = 660 + 0,55 s$

$s = 2,70 \text{ m}$

$E_{v+} = 2,15 \text{ m}$



Se disponen las cargas producidas por el camion de diseño de manera que produzcan el maximo momento flector positivo en el tablero, y se lo idealizara de la siguiente manera:



$M_{maxv+} = 2922,66 \text{ kg-m}$ para el ancho de faja 1,65 m

esfuerzo producido en el ancho de faja equivalente, a una distancia de 1.65m desde el lado izquierdo del tablero. A continuacion se establecera el momento maximo correspondiente a 1m de ancho

de ancho.

$$M_{maxv} = 1361,99 \text{ kg-m/m} \quad \text{para 1m de ancho} \quad 1,65 \text{ m}$$

Ahora se calculara el esfuerzo producido por la carga viva en la seccion de maximo momento producido por las cargas muertas del tablero. a una distancia de 3.215m.

$$M_v = 1740,76 \text{ kg-m} \quad \text{para el ancho de faja} \quad 3,215 \text{ m}$$

$$M_v = 811,2097 \text{ kg-m/m} \quad \text{para 1m de ancho} \quad 3,215 \text{ m}$$

Momento flector producido por impacto.(se considera 33% de la carga viva)

$$M_v = 449,4553 \text{ kg-m/m} \quad \text{para 1m de ancho} \quad 1,65 \text{ m}$$

$$M_v = 267,6992 \text{ kg-m/m} \quad \text{para 1m de ancho} \quad 3,215 \text{ m}$$

Calculo de momentos flectores ultimos.

para el estado de Resistencia I

$$M_u = m [0,25(DL + DW) + 1,75(L + IM)]$$

m : factor de presencia multiple para el caso de un carril cargado es igual a 1,2

Para la seccion ubicada 1,65 m del extremo izquierdo del tablero.

$$M_u = 2911,59 \text{ kg-m/m}$$

Para la seccion ubicada 3,215 m del extremo izquierdo del tablero.

$$M_u = 2467,20 \text{ kg-m/m}$$

Diseño a flexion.

datos.-

$M_u = 291158,6 \text{ kg-cm}$	$h = 20 \text{ cm}$
$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$d = 2,5 \text{ cm}$
$E_c = 218819,8 \text{ kg/cm}^2$	$d = 17,5 \text{ cm}$
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$b = 100 \text{ cm}$
$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$	$\phi = 0,9 \text{ para flexion}$

Calculo de la profundidad del bloque de compresiones.

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0,85 * \phi * f_c * b * d^2}} \right] \quad a = 1,068 \text{ cm}$$

Calculo de la distancia al eje neutro.

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

f_c	β
$f_c \leq 280$	0,85

$$C = \frac{a}{\beta_1} \quad C = 1,257 \text{ cm}$$

$280 < f_c \leq 350$	0,8
$350 < f_c \leq 420$	0,75

Calculo de la cuantia mecanica.

$$\rho = \frac{0.85 * a * f_c}{f_y * d} \quad \rho = 0,0026$$

Calculo de la armadura necesaria.

$$As = \rho * b * d \quad As = 4,540 \text{ cm}^2$$

Calculo de la cuantia mecanica balanceada.

$$\rho_b = \alpha \frac{f_c}{f_y} \frac{0.003 * E_s}{0.003 * E_s + f_y} \quad \rho_b = 0,021$$

f_c	α
$f_c \leq 280$	0,72
$280 < f_c \leq 350$	0,68
$350 < f_c \leq 420$	0,64

Calculo de la cuantia mecanica maxima.

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b \quad \rho_{max} = 0,0159$$

Calculo de la armadura maxima.

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d \quad As_{max} = 27,79 \text{ cm}^2$$

Calculo de la cuantia mecanica minima.

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad \rho_{min} = 0,0033$$

Calculo de la armadura minima.

$$As_{min} = \rho_{min} * b * d \quad As_{min} = 5,833 \text{ cm}^2$$

Eleccion de la armadura.

$$As = 5,83 \text{ cm}^2$$

Aceros.

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	16	20
ϕ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4
As(cm ²)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14

$$\begin{array}{l} \phi \text{ (mm)} \quad 12 \quad 1,13 \\ \text{numero de barras} = \quad 6 \quad \text{barras} \\ \mathbf{6} \quad \phi \quad \mathbf{12} \end{array}$$

la armadura antes calculada es para una faja de 1m de ancho, por tanto se dispondra:

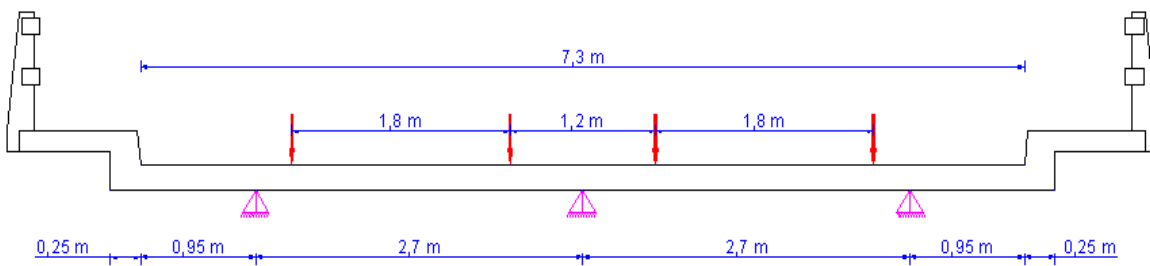
Analisis de carga viva para el momento maximo negativo.

$$E_v = 1220 + 0,25 s$$

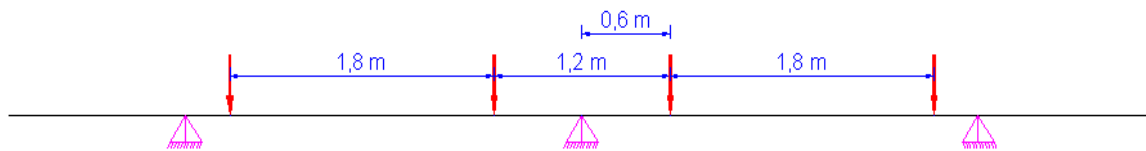
$$s = 2,70 \text{ m}$$

$$E_v = 1,90 \text{ m}$$

Hipotesis I.



Se disponen las cargas producidas por el camion de diseño de manera que produzcan el maximo momento flector negativo en el tablero, y se lo idealizara de la siguiente manera:



$$M_{maxv} = 4081,48 \text{ kg-m} \quad \text{para el ancho de faja} \quad 3,90 \text{ m}$$

esfuerzo producido en el ancho de faja equivalente, a una distancia de 3.90m desde el lado izquierdo del tablero. A continuacion se establecera el momento maximo correspondiente a 1m de ancho.

$$M_{maxv} = 2153,36 \text{ kg-m/m} \quad \text{para 1m de ancho} \quad 3,90 \text{ m}$$

Ahora se calculara el esfuerzo producido por la carga viva en la seccion de maximo momento producido por las cargas muertas del tablero. a una distancia de 1.20m.

$$M_v = 0 \text{ kg-m} \quad \text{para el ancho de faja} \quad 1,20 \text{ m}$$

$$M_v = 0 \text{ kg-m/m} \quad \text{para 1m de ancho} \quad 1,20 \text{ m}$$

Momento flector producido por impacto.(se considera 33% de la carga viva)

$$M_{imp.v} = 710,6083 \text{ kg-m/m} \quad \text{para 1m de ancho} \quad 3,90 \text{ m}$$

Mimp. v - = 0 kg-m/m para 1m de ancho 1,20 m

Calculo de momentos flectores ultimos.

para el estado de Resistencia I

$$Mu = m [0.25(DC + DW) + 1.75(L + IM)]$$

m : factor de presencia multiple para el caso de un carril cargado es igual a 1,2

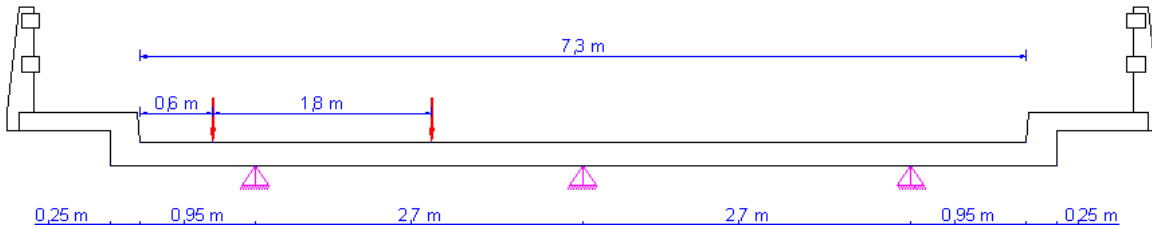
Para la seccion ubicada 1,20 m del extremo izquierdo del tablero.

$$Mu = 1611,63 \text{ kg-m/m}$$

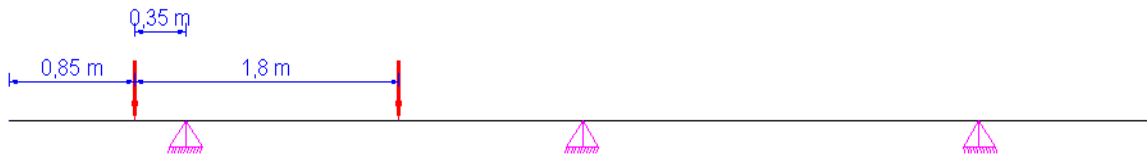
Para la seccion ubicada 3,90 m del extremo izquierdo del tablero.

$$Mu = 6021,80 \text{ kg-m/m}$$

Hipotesis II.



Se disponen las cargas producidas por el camion de diseño de manera que produzcan el maximo momento flector negativo en el tablero, y se lo idealizara de la siguiente manera:



$$M_{maxv} - = 3028,48 \text{ kg-m para el ancho de faja } 2,65 \text{ m}$$

esfuerzo producido en el ancho de faja equivalente, a una distancia de 2.65 m desde el lado izquierdo del tablero. A continuacion se establecera el momento maximo correspondiente a 1m de ancho.

$$M_{maxv} - = 1597,80 \text{ kg-m/m para 1m de ancho } 2,65 \text{ m}$$

Ahora se calculara el esfuerzo producido por la carga viva en la seccion de maximo momento producido por las cargas muertas del tablero. a una distancia de 1.20 m.

$$Mv - = 2537,5 \text{ kg-m para el ancho de faja } 1,20 \text{ m}$$

$$Mv - = 1338,767 \text{ kg-m/m para 1m de ancho } 1,20 \text{ m}$$

Momento flector producido por impacto.(se considera 33% de la carga viva)

Mimp.v - = 527,275 kg-m/m para 1m de ancho 2,65 m
 Mimp. v - = 441,7931 kg-m/m para 1m de ancho 1,20 m

Calculo de momentos flectores ultimos.

para el estado de Resistencia I

$$Mu = m [0,25(DC + DW) + 1,75(L + IM)]$$

m : factor de presencia multiple para el caso de un carril cargado es igual a 1,2

Para la seccion ubicada 1,20 m del extremo izquierdo del tablero.

$$Mu = 5350,81 \text{ kg-m/m}$$

Para la seccion ubicada 2,65 m del extremo izquierdo del tablero.

$$Mu = 4521,36 \text{ kg-m/m}$$

Diseño a flexion.

datos.-

Mu = 602180,0 kg-cm h = 20 cm
 f`c = 210 kg/cm2 d` = 2,5 cm
 Ec = 218819,79 kg/cm2 d = 17,5 cm
 fy = 4200 kg/cm2 b = 100 cm
 Es = 2000000 kg/cm2 ϕ = 0,9 para flexion

Calculo de la profundidad del bloque de compresiones.

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f`c * b * d^2}} \right] \quad a = 2,292 \text{ cm}$$

Calculo de la distancia al eje neutro.

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad C = 2,697 \text{ cm}$$

f`c	β
f`c ≤ 280	0,85
280 < f`c ≤ 350	0,8
350 < f`c ≤ 420	0,75

Calculo de la cuantia mecanica.

$$\rho = \frac{0.85 * a * f`c}{fy * d} \quad \rho = 0,0056$$

Calculo de la armadura necesaria.

$$As = \rho * b * d \quad As = 9,741 \text{ cm}^2$$

Calculo de la cuantia mecanica balanceada.

$$\rho_b = \alpha \frac{f_c}{f_y} \frac{0.003 * E_s}{0.003 * E_s + f_y} \quad \rho_b = 0,021$$

f_c	α
$f_c \leq 280$	0,72
$280 < f_c \leq 350$	0,68
$350 < f_c \leq 420$	0,64

Calculo de la cuantia mecanica maxima.

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b \quad \rho_{max} = 0,0159$$

Calculo de la armadura maxima.

$$As = \rho_{max} * b * d \quad As_{max} = 27,794 \text{ cm}^2$$

Calculo de la cuantia mecanica minima.

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad \rho_{min} = 0,0033$$

Calculo de la armadura minima.

$$As = \rho_{min} * b * d \quad As_{min} = 5,833 \text{ cm}^2$$

Eleccion de la armadura.

$$As = 9,74 \text{ cm}^2$$

Aceros.

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	16	20
ϕ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4
As(cm ²)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14

$$\begin{array}{l} \phi \text{ (mm)} \quad 12 \quad 1,13 \\ \text{numero de barras} = \quad 9 \quad \text{barras} \\ \mathbf{9} \quad \phi \quad \mathbf{12} \end{array}$$

la armadura antes calculada es para una faja de 1m de ancho, por tanto se dispondra:

$$\phi \quad 12 \quad \text{mm c/ 10 cm}$$

4.5. DISEÑO DE LA VIGA DE HORMIGON PRETENSADO.

Para la determinacion de la fuerza de pretensado se debera realizar un analisis muy detallado de los estados de carga a los que estar sometida la viga, de aqui que se formulara tres hipotesis de los estadios de la viga para analisis tensional:

Estadio I : Solamente actua el peso propio de la viga en un tiempo inicial (t_0) con la seccion simple.

Estadio II: En este estado actua el peso propio de la viga y el peso propio de la losa el cual se presenta como carga sobre la viga en seccion simple, se realiza el analisis en t_0 .

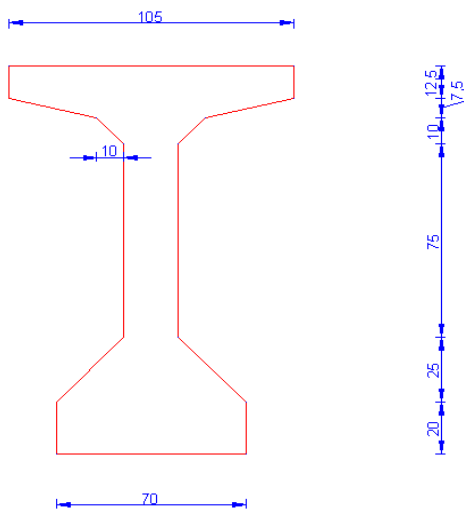
Estadio III: Se presenta una seccion compuesta de resistencia donde actuan las cargas del peso propio de la viga, el peso del tablero y las cargas de servicio previstas en el diseño.

NOTA.- Se hace notar que el analisis tensional se lo realiza en estados limites de servicio por lo cual no se mayoran las cargas ni se minoran las resistencias.

4.5.1. ANALISIS TENSIONAL DE LA VIGA.

4.5.1.1. ESTADIO I.

Geometria de la viga en seccion simple.



Propiedades geometricas de la seccion.

A =	6181,3 cm ²
x cen =	52,5 cm
y cen =	76,2 cm
Ixx =	53858339,8 cm ⁴
Iyy =	19424069,0 cm ⁴
Ixy =	24731601,6 cm ⁴
Ixxc =	17957090,1 cm ⁴
Iyyc =	2386998,7 cm ⁴
Ixyc =	0,0 cm ⁴
Imax =	17957090,1 cm ⁴
Imin =	2386998,7 cm ⁴
h viga =	150,0 cm

Analisis de cargas.

Cargas debido al peso propio.

Peso propio de la viga.

$$q_{pp \text{ viga}} = 1483,5 \text{ kg/m}$$

$$L_{\text{ viga}} = 30 \text{ m}$$

Calculo de momentos flectores.

Momento debido al peso propio.

$$M_{pp \text{ viga}} = 166893,8 \text{ kg-m}$$

TIEMPO INICIAL

T= 0

$$\begin{aligned} A &= 6181,3 \text{ cm}^2 \\ I_o &= 17957090,1 \text{ cm}^4 \\ C1_o &= 73,8 \text{ cm} \\ C2_o &= 76,2 \text{ cm} \\ e_o &= 66,2 \text{ cm} \\ M_o &= 16689375,0 \text{ kg - cm} \\ f_{ci} &= 350,0 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$P_o \leq \frac{M_o c_{10} + 0.80 I_o \sqrt{f_{ci}}}{e_o c_{10} - \frac{I_o}{A_o}} \quad P_o \leq 757490,1 \text{ kg}$$
$$f1_o = 15,0 \leq 15,0 \quad 0 \text{ ok}$$

$$P_o \leq \frac{M_o c_{20} + 0.60 I_o \sqrt{f_{ci}}}{e_o c_{20} + \frac{I_o}{A_o}} \quad P_o \leq 634239,89 \text{ kg}$$
$$f2_o = -210 \geq -210 \quad 0 \text{ ok}$$

ANALISIS DE ESFUERZOS EN EL MONTAJE.

Se considera este estadio en el momento de izaje de la pieza. puesto que en el momento en que la pieza sale del reposo sufre un momento de impacto causado por el peso propio de la viga; este impacto sera considerado como el 33% del momento.

TIEMPO INICIAL

T= 0

$$\begin{aligned} A &= 6181,25 \text{ cm}^2 \\ I_o &= 17957090,1 \text{ cm}^4 \\ C1_o &= 73,79 \text{ cm} \\ C2_o &= 76,21 \text{ cm} \\ e_o &= 66,21 \text{ cm} \\ M_o &= 22196869 \text{ kg - cm} \\ f_{ci} &= 350 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$P_o \leq \frac{M_o c_{10} + 0.80 I_o \sqrt{f_{ci}}}{e_o c_{10} - \frac{I_o}{A_o}}$$

$$P_o \leq 962681,5 \text{ kg}$$
$$f1_o = 15,0 \leq 15,0 \quad 0 \text{ ok}$$

$$P_o \leq \frac{M_o c_{20} + 0.60 I_o \sqrt{f_{ci}}}{e_o c_{20} + \frac{I_o}{A_o}}$$

$$P_o \leq 687029,04 \text{ kg}$$
$$f2_o = -210 \geq -210 \quad 0 \text{ ok}$$

4.5.1.2. ESTADIO II.

En este estadio al igual que en el estadio I la seccion resisistente solamente es la seccion simple de la viga, que estara sometida a solicitudes debido a las cargas de la losa y la viga.

Propiedades geometricas de la seccion.

$A =$	6181,25 cm ²	$I_{xx} =$	17957090,1 cm ⁴
$x_{cen} =$	52,50 cm	$I_{yy} =$	2386998,7 cm ⁴
$y_{cen} =$	76,21 cm	$I_{xy} =$	0,0 cm ⁴
$I_{xx} =$	53858339,8 cm ⁴	$I_{max} =$	17957090,1 cm ⁴
$I_{yy} =$	19424069,0 cm ⁴	$I_{min} =$	2386998,7 cm ⁴
$I_{xy} =$	24731601,6 cm ⁴	$h_{viga} =$	150,0 cm

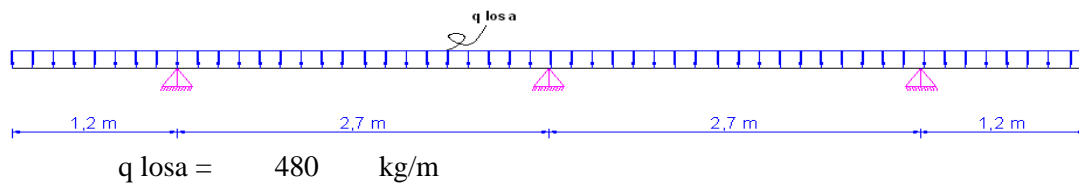
Analisis de cargas.

Cargas debido al peso propio.

Peso propio de la viga.

$$q_{pp \text{ viga}} = 1483,5 \text{ kg/m} \quad L_{viga} = 30 \text{ m}$$

Peso propio de la losa.



Reacciones en los apoyos.

Apoyo 1 =	1254	kg/m
Apoyo 2 =	1236	kg/m
Apoyo 3 =	1254	kg/m

Calculo de momentos flectores.

Momento debido al peso propio de la viga.

$$M_{pp \text{ viga}} = 166893,8 \text{ kg-m}$$

Momento debido al peso propio de la losa.

$$M_{pp \text{ losa}} = 141075,0 \text{ kg-m}$$

Momento para el analisis tensional.

$$M_o = 307968,8 \text{ kg-m}$$

TIEMPO INICIAL

T= 0

$$\begin{aligned} A &= 6181,25 \quad \text{cm}^2 \\ I_o &= 17957090,1 \quad \text{cm}^4 \\ C1_o &= 73,79 \quad \text{cm} \\ C2_o &= 76,21 \quad \text{cm} \\ e_o &= 66,21 \quad \text{cm} \\ M_o &= 30796875,0 \quad \text{kg} \cdot \text{cm} \\ f_{ci} &= 350 \quad \text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$P_o \leq \frac{M_o c_{1o} + 0.80 I_o \sqrt{f_{ci}}}{e_o c_{1o} - \frac{I_o}{A_o}} \quad P_o \leq \quad \mathbf{1283090} \quad \text{kg}$$
$$f_{1o} = 15,0 \quad <= \quad 15,0 \quad 0 \text{ ok}$$

$$P_o \leq \frac{M_o c_{2o} + 0.60 I_o \sqrt{f_{ci}}}{e_o c_{2o} + \frac{I_o}{A_o}} \quad P_o \leq \quad \mathbf{769459,81} \quad \text{kg}$$
$$f_{2o} = -210 \quad >= \quad -210 \quad 0 \text{ ok}$$

4.5.1.3. ESTADIO III.

En este estadio se contemplara que la estructura se encuentra en servicio por lo cual se analizara cargas tales como el peso propio de la viga, cargas permanentes en el tablero y el respectivo analisis de carga viva HL- 93. la seccion resistente sera compuesta por la losa y la viga.

Analisis de cargas.

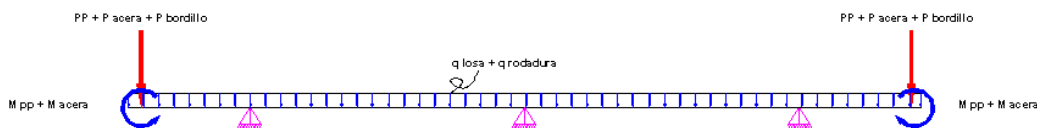
Analisis de cargas muertas.

Peso propio de la viga.

$$q \text{ pp viga} = 1483,5 \quad \text{kg/m}$$

$$L \text{ viga} = 30 \quad \text{m}$$

Peso propio del tablero.



Peso propio de la baranda.

$$\begin{aligned} PP &= 113,49 \quad \text{kg/m} \\ M \text{ pp} &= 96,47 \quad \text{kg-m/m} \end{aligned}$$

Peso propio del bordillo.

$$P \text{ bordillo} = 60 \quad \text{kg/m}$$

Peso propio de la acera.

$$\begin{aligned} P \text{ acera} &= 240 \quad \text{kg/m} \\ M \text{ acera} &= 105 \quad \text{kg-m/m} \end{aligned}$$

Peso propio de la losa.

$$q \text{ losa} = 480 \quad \text{kg/m}$$

Peso propio de la capa de rodadura.

$$q \text{ rodadura} = 115 \text{ kg/m}$$

Reacciones en los apoyos.

$$\text{Apoyo 1} = 2326,834 \text{ kg/m}$$

$$\text{Apoyo 2} = 814,332 \text{ kg/m}$$

$$\text{Apoyo 3} = 2326,834 \text{ kg/m}$$

Calculo de momentos flectores.

Momento debido al peso propio de la viga.

$$M \text{ pp viga} = 166893,8 \text{ kg-m} \quad \text{en centro luz}$$

$$M \text{ pp viga} = 166501,7 \text{ kg-m} \quad \text{seccion 1}$$

$$M \text{ pp viga} = 166827,0 \text{ kg-m} \quad \text{seccion 2}$$

Momento debido a la carga del tablero.

Para el analisis de cargas se contemplara un analisis de la viga externa e interna por individual, puesto que los esfuerzos producidos en ellas son diferentes; al final se diseñara la viga que se encuentre en una situacion mas desfavorable:

Viga externa.

$$M \text{ pp tablero} = 261768,8 \text{ kg-m} \quad \text{en centro luz}$$

$$M \text{ pp tablero} = 261153,9 \text{ kg-m} \quad \text{seccion 1}$$

$$M \text{ pp tablero} = 261664,1 \text{ kg-m} \quad \text{seccion 2}$$

Viga interna.

$$M \text{ pp tablero} = 91612,4 \text{ kg-m} \quad \text{en centro luz}$$

$$M \text{ pp tablero} = 91397,15 \text{ kg-m} \quad \text{seccion 1}$$

$$M \text{ pp tablero} = 91575,7 \text{ kg-m} \quad \text{seccion 2}$$

Analisis de cargas vivas.

Para encontrar el maximo momento producido por las cargas actuantes en la viga se recurrira al teorema de Barre, el cual nos permite ubicar las cargas de manera que generen el maximo momento flector.

Los factores de distribución serán calculados según establece normativa en la sección

4.6.2.2 como sigue a continuación:

Determinación de la fracción de carga.

Análisis para vigas interiores.

Para un carril de diseño cargado se estipula según la norma usar la siguiente fórmula:

$$f_i = 0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lt^3}\right)^{0,1}$$

s: separación entre vigas	2700
L: longitud de la viga	30000
$\left(\frac{K_g}{Lt^3}\right)^{0,1}$	1

$f_i = 0,463$

según la norma deberá utilizarse este valor o bien el obtenido por el método de la ley de momentos el que resulte menor. De lo cual se optó por:

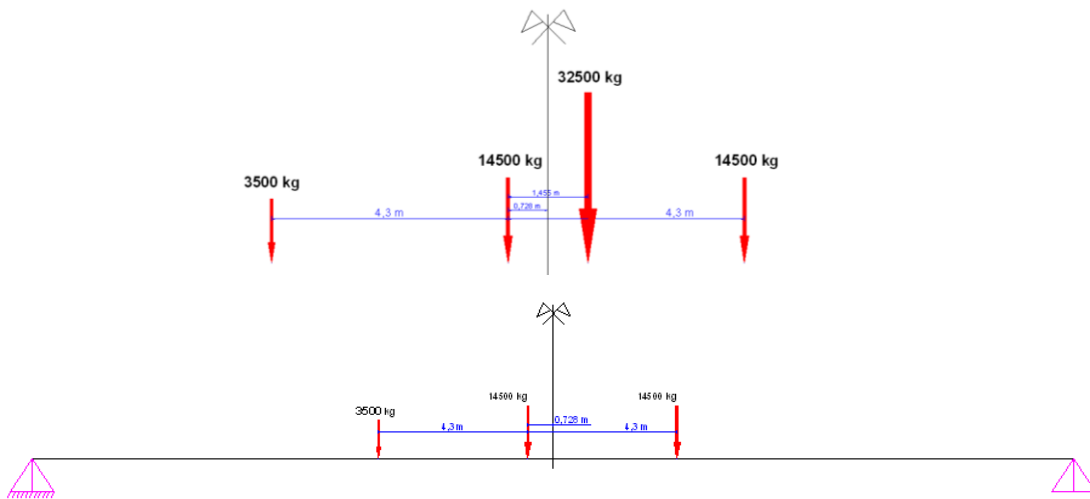
$f_i = 0,463$

Análisis para vigas exteriores.

De acuerdo a la sección 4.6.2.2 d de la norma para vigas exteriores que se analicen con un carril de diseño cargado el factor de distribución será únicamente el obtenido por la ley de momentos que corresponde a:

$f_e = 0,805$

Camión de diseño.



M camion = 159777,8 kg-m en centro luz

M camion = 161623,7 kg-m seccion 1

Como se puede observar a simple vista el maximo momento flector en la viga no se encuentra en el centro de la misma, sino a 14.273 m desde el apoyo izquierdo, por tanto a esta seccion se la denominara seccion 1 para fines de calculo de esfuerzos.

A continuacion se analizara el comportamiento de estos efectos en las vigas externa e interna correspondiente afectandose los esfuerzos por sus respectivos coeficientes de fraccion de carga.

Viga externa.

M camion = 128633,5 kg-m en centro luz

M camion = 130119,626 kg-m seccion 1

Momento por efecto dinamico (considerado como el 33% de la carga viva)

M camion = 42449,1 kg-m en centro luz

M camion = 42939,4767 kg-m seccion 1

Viga interna.

M camion = 19658,87 kg-m en centro luz

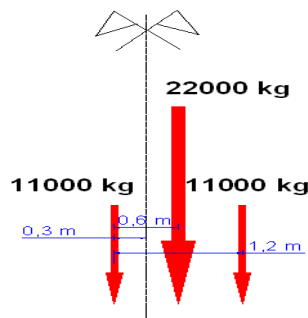
M camion = 19885,99 kg-m seccion 1

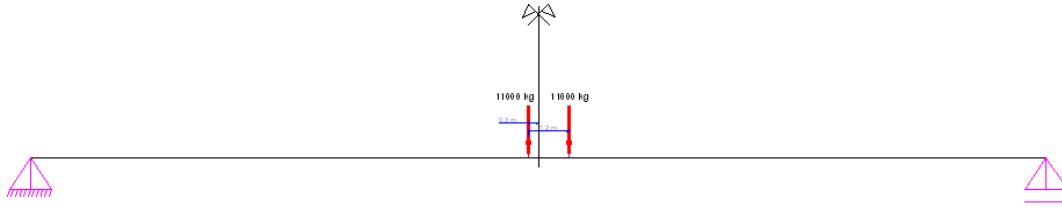
Momento por efecto dinamico (considerado como el 33% de la carga viva)

M camion = 6487,4 kg-m en centro luz

M camion = 6562,37742 kg-m seccion 1

Tandem de diseño.





Calculo de momentos flectores.

$$M \text{ tandem} = 128400,0 \text{ kg-m} \quad \text{en centro luz}$$

$$M \text{ tandem} = 128466,0 \text{ kg-m} \quad \text{seccion 2}$$

Como se puede observar a simple vista el maximo momento flector en la viga no se encuentra en el centro de la misma, sino a 14.7 m desde el apoyo izquierdo, por tanto a esta seccion se la denominara seccion 2 para fines de calculo de esfuerzos.

A continuacion se analizara el comportamiento de estos efectos en las vigas externa e interna correspondiente afectandose los esfuerzos por sus respectivos coeficientes de fraccion de carga.

Viga externa.

$$M \text{ tandem} = 103372,0 \text{ kg-m} \quad \text{en centro luz}$$

$$M \text{ tandem} = 103425,104 \text{ kg-m} \quad \text{seccion 2}$$

Momento por efecto dinamico (considerado como el 33% de la carga viva)

$$M \text{ tandem} = 34112,7 \text{ kg-m} \quad \text{en centro luz}$$

$$M \text{ tandem} = 34130,2842 \text{ kg-m} \quad \text{seccion 2}$$

Viga interna.

$$M \text{ tandem} = 59464,2 \text{ kg-m} \quad \text{en centro luz}$$

$$M \text{ tandem} = 59494,7603 \text{ kg-m} \quad \text{seccion 2}$$

Momento por efecto dinamico (considerado como el 33% de la carga viva)

$$M \text{ tandem} = 19623,2 \text{ kg-m} \quad \text{en centro luz}$$

$$M \text{ tandem} = 19633,2709 \text{ kg-m} \quad \text{seccion 2}$$

Carga de carril

$$q \text{ c. carril} = 93 \text{ kg/m}$$

$$L \text{ viga} = 30 \text{ m}$$

Calculo de momentos flectores.

Momento debido a la carga de carril.

M c. carril =	10462,50 kg-m	en centro luz
M c. carril =	10437,92 kg-m	seccion 1
M c. carril =	10458,32 kg-m	seccion 2

Analisis del momento de diseño para el camion de diseño.

$$M_d = M_{pp \text{ viga}} + M_{pp \text{ tablero}} + M_{camion} + M_{imp. \text{ camion}} + M_{c. \text{ carril}}$$

Viga externa.

Md =	610207,67 kg-m	en centro luz
Md =	611152,62 kg-m	seccion 1

Viga interna.

Md =	295114,90 kg-m	en centro luz
Md =	294785,14 kg-m	seccion 1

Analisis del momento de diseño para el tandem de diseño.

$$M_d = M_{pp \text{ viga}} + M_{pp \text{ tablero}} + M_{tandem} + M_{imp. \text{ tandem}} + M_{c. \text{ carril}}$$

Viga externa.

Md =	576609,79 kg-m	en centro luz
Md =	576504,81 kg-m	seccion 2

Viga interna.

Md =	348055,98 kg-m	en centro luz
Md =	347989,05 kg-m	seccion 2

De lo anterior podemos ver que la carga HL-93 esta coformada por el camion de diseño mas la carga de carril por ser esta combinacion la que nos ocasiona los efectos mas desfavorables.

Por tanto el momento de diseño se esta produciendo en la viga externa en la seccion 1 y tiene un valor de :

$$M_d = \mathbf{611152,6 \text{ kg-m}}$$

Determinacion del ancho efectivo del ala.

Ya determinado que habra de diseñarse la exterior se calculara el ancho efectivo del ala para que esta trabaje conjuntamente con la seccion simple de la viga, se obtendra este valor en funcion a la seccion 4.6.2.6.1.

$$be = 1/8 * L \quad 3,75 \text{ m}$$

$$be = 12hL + 0,5bf \quad 2,66 \text{ m}$$

$$be = a \quad 0,95 \text{ m}$$

$$be-s/2 = 0,95 \text{ m}$$

por tanto el ancho efectivo es:

$$be = 2,3 \text{ m}$$

con el be homogeneizaremos la seccion, ya que la seccion de la viga estara compuesta de hormigon con resistencia caracteristica a los 28 dias de 350 kg/cm² y la losa tendra una resistencia caracteristica a los 28 dias de 210 kg/cm²

propiedades de la losa

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

$$E_c = 218819,789 \text{ kg/cm}^2$$

propiedades de la viga

$$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 282495,133 \text{ kg/cm}^2$$

relacion modular

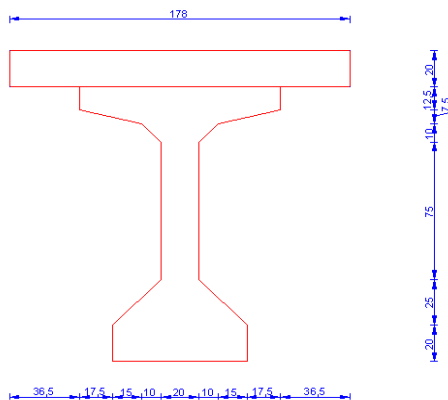
$$n = 0,77$$

por tanto el ancho efectivo homogeneo sera:

$$beh = n * be$$

$$beh = 1,78 \text{ m}$$

Geometria de la seccion compuesta.



$$A = 9741,25 \text{ cm}^2$$

$$x_{cen} = 89 \text{ cm}$$

$$y_{cen} = 106,832 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = 145113007 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = 88947026,6 \text{ cm}^4$$

$$I_{xy} = 92620353,1 \text{ cm}^4$$

$$I_{xxc} = 33935184,4 \text{ cm}^4$$

$$I_{yyc} = 11786585,4 \text{ cm}^4$$

$$I_{xyc} = 0 \text{ cm}^4$$

$$I_{max} = 33935184,4 \text{ cm}^4$$

$$I_{min} = 11786585,4 \text{ cm}^4$$

$$h_{viga} = 170 \text{ cm}$$

TIEMPO FINAL

T= oo

A= 9741,25 cm²
 I_{oo}= 33935184,4 cm⁴
 C_{1oo}= 63,17 cm
 C_{2oo}= 106,83 cm
 e_{oo}= 96,83 cm
 M_t = 61115262 kg*cm
 f_c = 350 kg/cm² PARA HORMIGON EN TIEMPO INFINITO
 η = 0,8

$$P_o \geq \frac{M_T c_{1\infty} - 0.45 I_{\infty} f'_c}{\eta \left[e_{\infty} c_{1\infty} - \frac{I_{\infty}}{A_{\infty}} \right]} \quad P_o \geq -704637,4 \text{ kg}$$

f_{1oo}= -157,5 >= -157,5 0 ok

$$P_o \geq \frac{M_T c_{2\infty} - 1.60 I_{\infty} \sqrt{f'_c}}{\eta \left[e_{\infty} c_{2\infty} + \frac{I_{\infty}}{A_{\infty}} \right]} \quad P_o \geq 498364,72 \text{ kg}$$

f_{2oo}= 29,93 <= 29,93 0 ok

4.5.2. DETERMINACION DE LA FUERZA DE PRETENSADO Y EL NUMERO DE TORONES.

usando torones de 0,5"

FPU= 270 KSI = 18980 kg/cm²
 0.74FPU= 14044,926 kg/cm²
 area toron= 0,987 cm²
 tension max toron= 13862,342 kg
 numero de torones = 36
 area de pretensado = 35,532 cm²

FUERZA DE PRETENSADO = 499044,31 kg

Esfuerzo de pretensado = 14044,926 kg/cm²

Verificacion de las inecuaciones de condicion.

Ecuacion	Tension		Condicion	
1	-13,538	<=	14,967	ok
2	-150,138	>=	-210,000	ok
3	-113,762	>=	-157,500	ok
4	29,712	<=	29,933	ok

Despues de haber analizado los estados de carga a los que se sometera la viga podemos obtener la fuerza de pretensado que nos permitira el trabajo mas eficiente de la seccion.

despues de haber encontrado la fuerza de pretensado que se debe aplicar a la viga, se determina que se utilizara 3 vainas de 12 torones de 0.5 de diametro.(3v - 12T Ø 1/2)

4.5.3. ANÁLISIS DE LAS EXCENTRICIDADES Y DETERMINACION DE LA TRAYECTORIA.

TIEMPO T = 0

A= 6181,25 cm²
 I_o= 17957090,1 cm⁴
 P_o= 499044,312 kg
 C1_o= 73,79 cm
 C2_o= 76,21 cm

L= 3000 cm
 f_{ci}= 350 kg/cm²
 q pp viga = 1483,5 kg/m

fibra superior

$$e_{(x)} \leq \frac{0.8\sqrt{f_{ci}} I_o}{P_o C_{1o}} + \frac{I_o}{A_o C_{1o}} + \frac{M_{o(x)}}{P_o}$$

Nº	x	Mo(x)	e(x)
1	0	0	46,7
2	75	1627214,06	49,9
3	300	6008175	58,7
4	600	10681200	68,1
5	900	14019075	74,8
6	1200	16021800	78,8
7	1500	16689375	80,1

fibra inferior

$$e_{(x)} \leq \frac{0.6\sqrt{f_{ci}} I_o}{P_o C_{2o}} - \frac{I_o}{A_o C_{2o}} + \frac{M_{o(x)}}{P_o}$$

Nª	x	Mo(x)	e(x)
1	0	0	43,4
2	75	1627214	46,7
3	300	6008175	55,5
4	600	10681200	64,8
5	900	14019075	71,5
6	1200	16021800	75,5
7	1500	16689375	76,9

TIEMPO T = ∞

A= 9741,25 cm²
 I_{oo}= 33935184,4 cm⁴
 P_{oo}= 499044,312 kg
 C1_{oo}= 63,17 cm
 C2_{oo}= 106,83 cm

L= 3000 cm
 f_{ci}= 350 kg/cm²
 η= 0,8

fibra superior

$$e_{(x)} \geq -\frac{0.45\sqrt{f_{ci}} I_{\infty}}{P_e C_{1\infty}} + \frac{I_{\infty}}{A_{\infty} C_{1\infty}} + \frac{M_{T(x)}}{P_e}$$

Nº	x	Moo(x)	e(x)
1	0	0	-156,8
2	75	5058381	-144,1
3	300	18916150	-109,4
4	600	34319300	-70,8
5	900	46209440	-41,0
6	1200	54111260	-21,2
7	1500	57565630	-12,597

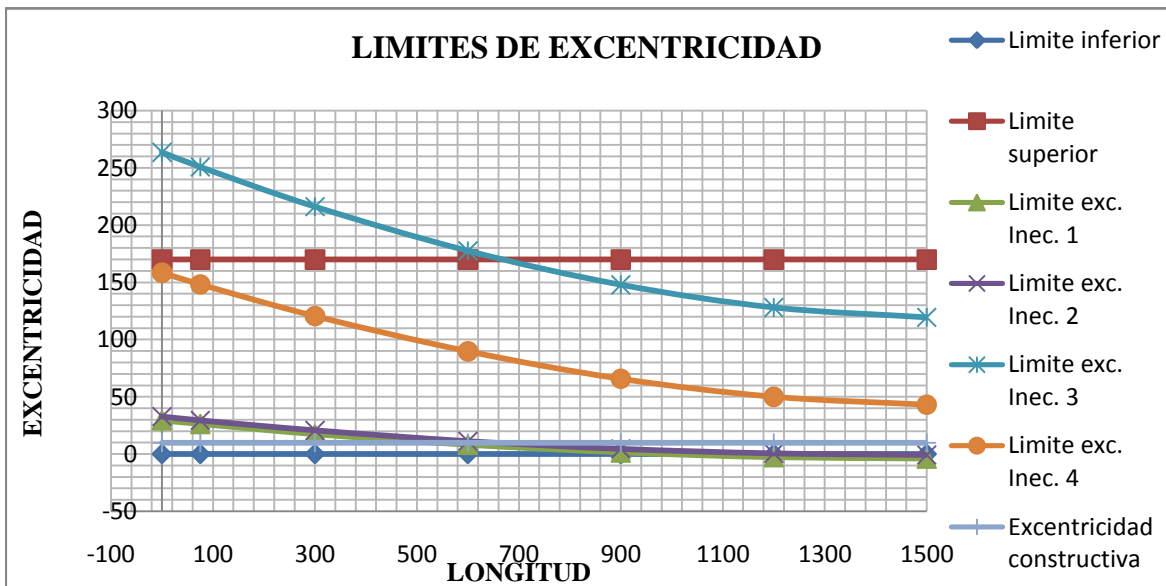
fibra inferior

$$e_{(x)} \geq -\frac{1.6\sqrt{f_{ci}} I_{\infty}}{P_e C_{2\infty}} - \frac{I_{\infty}}{A_{\infty} C_{2\infty}} + \frac{M_{T(x)}}{P_e}$$

Nª	x	Moo(x)	e(x)
1	0	0	-51,7
2	75	5058381	-41,5
3	300	18916150	-13,8
4	600	34319300	17,1
5	900	46209440	40,9
6	1200	54111260	56,8
7	1500	57565630	63,690

4.5.3.1. Coordenadas de los limites desde el punto inferior izquierdo.

Nº	X	Y1	Y2	Y3	Y4	exc. Constr.	limit. Inf.	limit. Sup
1	0	29,542	32,792	263,619	158,49	10	0	170
2	75	26,282	29,531	250,949	148,36	10	0	170
3	300	17,503	20,753	216,238	120,59	10	0	170
4	600	8,139	11,389	177,656	89,72	10	0	170
5	900	1,450	4,700	147,874	65,90	10	0	170
6	1200	-2,563	0,687	128,082	50,06	10	0	170
7	1500	-3,900	-0,651	119,429	43,14	10	0	170



4.5.3.2. Calculo de la trayectoria de los tendones.

Tendon N°1

	X	Y
P1	0	35
P2	1500	10
P3	3000	35

$$Y=AX^2+BX+C$$

$$A= 1,11E-05$$

$$B= -0,0333333$$

$$C= 35$$

$$X(H/2)= 0,75 \text{ cm}$$

$$Y= 34,975 \text{ cm}$$

$$e \text{ centroi } 34,975 \text{ cm}$$

Tendon N°2

	X	Y
P1	0	75
P2	1500	18
P3	3000	75

$$Y=AX^2+BX+C$$

A= 2,53E-05
 B= -0,076
 C= 75

X(H/2)= 0,75 cm
 Y= 74,943 cm
 e centri 74,943 cm

Tendon N°3

	X	Y
P1	0	115
P2	1500	26
P3	3000	115

$$Y=AX^2+BX+C$$

A= 3,96E-05
 B= -0,1186667
 C= 115

X(H/2)= 0,75 cm
 Y= 114,911 cm
 e centri 114,911 cm

COORDENADAS DE LOS TENDONES						
X	0,00	300,00	600,00	900,00	1200,00	1500,00
Tendon N°1	35,000	26,000	19,000	14,000	11,000	10,000
Tendon N°2	75,000	54,480	38,520	27,120	20,280	18,000
Tendon N°3	115,000	82,960	58,040	40,240	29,560	26,000

4.6. ESTIMACION DE PERDIDAS DE PRETENSADO.

4.6.1. Analisis de perdidas instantaneas.

4.6.1.1. Perdida por deslizamiento en los anclajes.

$$\Delta f_s = \frac{\Delta L}{L} E_s$$

$$\Delta L = 4 \text{ mm} \quad (4-6)\text{mm}$$

$$L = 3000 \text{ cm}$$

$$E_s = 1900000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_s = 253,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\% \text{ perdida} = 1,80$$

4.6.1.2. Perdida por acortamiento elastico del concreto.

$$\Delta f_s = E_s \frac{f_c}{E_c}$$

$$E_s = 1900000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 282495 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = \frac{M_o * e}{I_c} - \frac{P_o * e^2}{I_c} - \frac{P_o}{A_c}$$

$$A_o = 6181,25 \text{ cm}^2$$

$$I_o = 17957090,12 \text{ cm}^4$$

$$e = 66,21 \text{ cm}$$

$$M_o = 16689375,00 \text{ kg*cm}$$

$$f'_{ci} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_o = 499044,3124 \text{ kg}$$

$$f_c = 141,031 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_s = 948,54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\% \text{ perdida} = 6,754$$

4.6.1.3. Perdida por fricción.

$$P_x = \frac{P_o}{Kl_x + \mu\alpha} \quad \text{SI:} \quad Kl_x + \mu\alpha \leq 0,3$$

$$\begin{aligned} P_o &= 499044,31 \text{ kg} \\ K &= 0,00055 \text{ lb/lb por pie} \\ l_x &= 1500 \text{ cm} = 49,213 \text{ pie} \\ \mu &= 0,15 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_{x=0} &= 6,551 \text{ }^\circ = 0,114 \text{ rad} \\ \alpha_{x=1500} &= 0 \text{ }^\circ = 0 \text{ rad} \\ \alpha &= 6,551 \text{ }^\circ = 0,114 \text{ rad} \end{aligned}$$

$$Kl_x + \mu\alpha = 0,0442 \leq 0,3 \quad \text{ok}$$

$$P_x = 477912,6544 \text{ kg/cm}^2$$

$$\% \text{ perdida} = 4,234$$

4.6.2. Analisis de perdidas diferidas.

4.6.2.1. Perdidas por flujo plastico del concreto.

$$\Delta f_s = C_c * n * f_c$$

$$\begin{aligned} C_c &= 2,4 \\ n &= 6,726 \\ f_c &= 141,031 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\Delta f_s = 2276,51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\% \text{ perdida} = 0,46$$

4.6.2.2. Perdidas por retraccion en el fraguado del concreto.

$$\Delta f_s = \epsilon_{sh} E_s$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{sh} &= 0,0004 \\ E_s &= 1900000 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\Delta f_s = 760,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\% \text{ perdida} = 5,41$$

4.6.2.3. Perdidas por relajacion del acero.

$$\Delta fs = fp \frac{\log t}{10} \left(\frac{fp}{fpy} - 0.55 \right)$$

$$\begin{aligned} t &= 5 \text{ años} = 43920 \text{ hrs.} \\ fpy &= 17010 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$fp = 0.9 \left(\frac{Po}{Ap} \right)$$

$$fp = 12640,433 \text{ kg/cm}^2$$

si:

$$fp/fpy \leq 0,55 \text{ practicamente no existe relajacion del acero}$$

LA RELACION ES MAYOR

$$\Delta fs = 170,63$$

$$\% \text{ perdida} = 1,21$$

$$\text{TOTAL DE PERDIDAS} = 19,87 \%$$

4.7. DISEÑO A CORTE.

Como se determino en el analisis de cargas que una viga externa es la mas desfavorable se realizara una verificacion al corte en esta segun lo establecido en norma, para esto segun la seccion 4.6.2.2.3 los factores de distribucion para corte en puentes con tres vigas, seran los obtenidos por el metodo de la ley de momentos.

Analisis de cargas.

Analisis de cargas muertas.

Peso propio de la viga.

$$q \text{ pp viga} = 1483,5 \text{ kg/m}$$

$$L \text{ viga} = 30 \text{ m}$$

Peso propio del tablero.

$$q \text{ pp tablero} = 2326,8 \text{ kg/m}$$

$$L \text{ viga} = 30 \text{ m}$$

Carga de carril

$$q \text{ c. carril} = 93 \text{ kg/m}$$

$$L \text{ viga} = 30 \text{ m}$$

Calculo de esfuerzos cortantes.

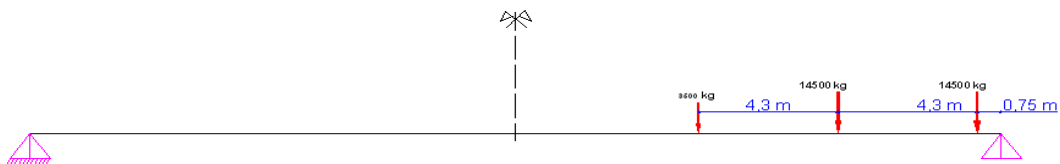
Esfuerzo cortante debido a las cargas muertas.

$$V \text{ c. muertas} = 54297,3 \text{ kg} \quad \text{a } h/2 \text{ del apoyo movil}$$

Esfuerzo cortante debido a la carga de carril.

$$V \text{ c. carril} = 1325,25 \text{ kg} \quad \text{a } h/2 \text{ del apoyo movil}$$

Analisis de cargas vivas.



Esfuerzo cortante debido a la carga viva.

$$V \text{ c.v.} = 14105,83 \text{ kg} \quad \text{a } h/2 \text{ del apoyo movil}$$

Esfuerzo cortante por efecto dinamico (considerado como el 33% de la carga viva)

$$V \text{ c.v.} = 4654,9239 \text{ kg} \quad \text{a } h/2 \text{ del apoyo movil}$$

Calculo de esfuerzos cortantes ultimos.

para el estado de Resistencia I

$$V_u = [1.25(DC+DW) + 1.75(LL+IM)]$$

$$V_u = 103022,08 \text{ kg}$$

4.7.1. Analisis de la resistencia a corte del hormigon.

4.7.1.1. Cortante que produce el agrietamiento por cortante y flexion.

Calculo de M_{cr}.

$$f_{2pe} = -\frac{Pe * e_{oo} * c_{2oo}}{I_{oo}} - \frac{Pe}{A_{oo}}$$

$$P_o = 499044,31 \text{ kg}$$

$$n = 0,801$$

$$P_e = 399864,08 \text{ kg}$$

$$e_{oo} = 88,83 \text{ cm}$$

$$c_{2oo} = 106,8320 \text{ cm}$$

$$A_{oo} = 9741,25 \text{ cm}^2$$

$$I_{oo} = 33935184 \text{ cm}^4$$

$$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{seccion de estudio} = 74,943 \text{ cm}$$

$$f_{2pe} = 135,388 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{2o} = \frac{M_o * c_{2o}}{I_{oo}}$$

$$M_o = 16689375 \text{ kg - cm} \quad \text{en la seccion evaluada} \quad \text{solo peso propio}$$

$$f_{2o} = 52,540 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cr} = \frac{I_c}{c_2} \left(0,59 \sqrt{f'_c} + |f_{2pe}| - |f_{2o}| \right)$$

$$M_{cr} = 35765586 \text{ kg - cm}$$

Calculo de V_{cr}

$$V_{cr} = \frac{V_d + l}{M_d + l} M_{cr}$$

$$V_d = 54297,3 \text{ kg} \quad \text{cortante en la seccion eval permanente}$$

$$L = 15431,08 \text{ kg} \quad \text{cortante en la seccion eval viva}$$

$$M_d = 4179459 \text{ kg-cm} \quad \text{momento en la seccion eva permanente}$$

$$L = 2247444 \text{ kg-cm} \quad \text{momento en la seccion eva viva}$$

$$V_{cr} = 388036,81 \text{ kg}$$

Calculo de Vci

$$V_{ci} = b_w * d * 0.16 \sqrt{f'c} + V_o + V_{cr}$$

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

$$h = 150 \text{ cm}$$

$$d = 0.72 * h = 108 \text{ cm}$$

$$V_o = 89010,0 \text{ kg}$$

$$V_{ci} = 483512,39 \text{ kg}$$

4.7.1.2. Cortante que produce el agrietamiento por cortante en el alma.

Calculo de Vcw

$$V_{cw} = \left(0.3 f_{pc} + 0.928 \sqrt{f'c} \right) * b_w + V_p \cdot \theta$$

$$f_{pc} = P_e / A_c$$

$$V_p = P_e * \sin \theta$$

$$\theta = 5,881^\circ$$

$$\text{rad} = 0,103 \text{ rad}$$

$$V_p = 40971,144 \text{ kg}$$

$$f_{pc} = 41,049 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cw} = 105070,98 \text{ kg}$$

$$b_w * d * 0.45 \sqrt{f'c} = 84,455$$

$$b_w * d * 1.33 \sqrt{f'c} = 145,167$$

$$V_c = 105070,98 \text{ kg}$$

$$V_c = 53745,167 \text{ kg}$$

La resistencia al cortante proporcionada por el concreto V_c sera el menor de los valores encontrados de V_{ci} ó V_{cw} , sin embargo no deberan pasar los limites de

ni $b_w * d * 0.45 \sqrt{f'c}$ o bien llegar a ser un $b_w * d * 1.33 \sqrt{f'c}$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigon

Verificacion a cortante.

datos.-

$$V_u = 103022,1 \text{ kg}$$

$$h = 150 \text{ cm}$$

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

$$d = 3 \text{ cm}$$

$$E_c = 282495,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 147 \text{ cm}$$

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

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

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0,9 \text{ para corte}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigon.

$$V_c = 53745,167 \text{ kg}$$

Verificacion de la necesidad de armadura.

si: $V_u \leq 0,5 * \phi * (V_c)$ no necesita

si: $0,5 * \phi * (V_c) < V_u \leq \phi * (V_c)$ Av minima

si: $V_u > \phi * (V_c)$ Av necesaria

$$0,5 \cdot \phi^*(V_c) = 24185,325 \text{ kg}$$

$$\phi^*(V_c) = 48370,65 \text{ kg}$$

A_v NECESARIA

Resistencia al corte proporcionada por el hormigón

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad V_s = 60723,8 \text{ kg}$$

Calculo de armadura transversal.

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

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	16	20	25
ϕ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1
As(cm ²)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14	5,10

$$\begin{aligned} \phi \text{ (mm)} &= 12 & 1,13 \\ \text{numero de piernas} &= 2 \\ S &= 22,98 \text{ cm} & \text{espaciamiento calculado} \end{aligned}$$

Por tanto se distribuirán estribos de 12mm cada 20cm en los dos tercios laterales de la viga y estribos de 12mm cada 35 cm en el tercio central de la viga.

4.8. VERIFICACION EN ESTADOS LIMITES ULTIMOS.

Analisis de cargas.

Para el calculo del momento ultimo de diseño se recurrira al analisis de cargas usado para la determinacion de la fuerza de pretensado mas especificamente no referimos al estadio tres, donde se obtuvieron los efectos, con la diferencia de que ahora se deberan mayorar las cargas, pero no se debe utilizar el factor de presencia multiple puesto que este ya esta contemplado.

$$Mu = [1.25(DC + DW) + 1.75(LL + IM)]$$

$$Mu = 855689,3 \text{ kg-m}$$

Calculo del momento nominal.

$$Aps = 35,532 \text{ cm}^2 \quad 3 \text{ vaina } 12T-\phi 0,5''$$

$$b = 105 \text{ cm} \quad \text{ancho efectivo del cabezal}$$

$$dp = (C1 + e) = 160,00 \text{ cm}$$

$$fpu = 18979,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$fpy = 0,85 * fpu = 16132,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = Aps / (b * dp) = 0,0021$$

$$\phi = 0,9$$

se calcula fps para cables adheridos:

$$fps = fpu \left(1 - \frac{\gamma_p \rho fpu}{\beta_1 f_c} \right)$$

$$\beta = 0,8 \text{ para hormigones } f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_p = 0,28 \text{ para torones de baja relajacion}$$

$$fps = 18217,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = (Aps * fps) / (0,85 * f_c * b) \quad \text{profundidad del bloque de compresiones}$$

$$a = 20,72 \text{ cm}$$

$$hf = 21,25 \quad \text{CASO 1}$$

1er CASO

si:

$$a < hf$$

$$Mn = Aps * fps * (dp - (a/2))$$

$$Mn = 96863190 \text{ kg*cm}$$

si:

$$Mu \leq \phi Mn$$

As minimo

$$Mu \geq \phi Mn$$

As necesaria

$$Mu = 85568929$$

$$\phi Mn = 87176871$$

As minimo

Calculo del refuerzo minimo adherido.

$$Asmin = 0,004 Act$$

donde.

Act: Area de la porcion de la seccion transversal entre la cara de traccion y el centro de gravedad de la seccion bruta.

$$Act = 3761,6 \text{ cm}^2$$

$$Asmin = 15,0464 \text{ cm}^2$$

Aceros.

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	16	20
ϕ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4
As(cm2)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14

$$\phi \text{ (mm)} \quad 16 \quad 2,01$$

$$\text{numero de barras} = 8 \quad \text{barras}$$

$$8 \quad \phi \quad 16$$

4.9. DISEÑO DE LA ZONA DE ANCLAJE.

Longitud del bloque.

Según AASHTO:

$$\begin{array}{l} Lba > 0.75 dp = 120 \text{ cm} \\ Lba > 60 \text{ cm} \end{array}$$

Se adoptara como longitud del bloque de anclaje igual a 120 cm.

Esfuerzos admisibles en la zona de anclaje.

En tiempo inicial.

$$\sigma_{bi} = 0.80 f'_{ci} \sqrt{\frac{A_2}{A_1} - 0.20} \leq 1.25 f'_{ci}$$

$$\begin{array}{l} f'c = 350 \text{ kg/cm}^2 \\ f'ci = 306,25 \text{ kg/cm}^2 \\ A1 = 576,00 \text{ cm}^2 \\ A2 = 1156 \text{ cm}^2 \end{array}$$

$$\sigma_{bi} = 263,47 \text{ kg/cm}^2$$

En tiempo infinito.

$$\sigma_b = 0.60 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f'_c$$

$$\sigma_b = 297,50 \text{ kg/cm}^2$$

Determinacion de la armadura necesaria.

A =	11007,50 cm ²	
e =	3,12 cm	Excentricidad
Pi =	499044,3124 Kg	Fuerza de pretensado inicial
C1 =	71,88 cm	Distancia desde el centroide de la sección a la fibra superior
C2 =	78,12 cm	Distancia desde el centroide de la sección a la fibra inferior
h =	150,00 cm	Altura total de la viga
I =	21915771,5 cm ⁴	Momento de inercia
S1 =	304898,1134 cm ³	Módulo de la sección I/C1
S2 =	280536,2386 cm ³	Módulo de la sección I/C2

T = Fuerza de tensión que resisten los estribos

C = Fuerza de compresión en la zona de agrietamiento.

Esfuerzos en la fibra superior.

$$\sigma_s = \frac{P_i}{A} - \frac{e * P_i}{S_1}$$

$$\sigma_s = 40,23 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos en la fibra inferior.

$$\sigma_i = \frac{P_i}{A} + \frac{e * P_i}{S_2}$$

$$\sigma_i = 50,89 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos Normales en Función de "y"	
(y)	Esfuerzos normales Kg/cm ²
0	50,89
10	50,18
20	49,47
30	48,76
35	48,40
40	48,05
50	47,34
60	46,62
70	45,91
75	45,56
80	45,20
90	44,49
100	43,78
110	43,07
115	42,71
120	42,36
130	41,65
140	40,94
150	40,23

El momento debido a los esfuerzos normales en el hormigón se calcula en función de "y" (altura de la fibra en tensión a partir de la base o fibra inferior)

$$M_\sigma = (2 * \sigma_i + \sigma_y) y^2 \frac{b}{6}$$

El momento debido a la fuerza de pretensado inicial en el mismo nivel "y" es:

$$M_{P_i} = P_i (y - C_2)$$

Momento Neto.

$$M_N = M_\sigma - M_{P_i}$$

Momentos en las secciones horizontales de la zona extrema de anclaje.

Distancia "y" a Partir de la fibra Inferior (cm)	Momentos debidos a los esfuerzos "σ" (Kg * cm)	Momentos debidos a la Fuerza "Pi" (Kg * cm)	Momentos Netos (Kg * cm)
0	0,00	0	0,00
10	177282,43	0	177.282,43
20	705811,70	0	705.811,70
30	1580610,83	0	1.580.610,83
35	2146306,28	0	2.146.306,28
40	2796702,81	831740	1.964.962,81
50	4349110,64	2495220	1.853.890,64
60	6232857,32	4158700	2.074.157,32
70	8442965,86	5822180	2.620.785,86
75	9668850,50	6653920	3.014.930,50
80	10974459,24	8317400	2.657.059,24
90	13822360,48	11644360	2.178.000,48
100	16981692,56	14971320	2.010.372,56
110	20447478,50	18298280	2.149.198,50
115	22293736,35	19961760	2.331.976,35
120	24214741,29	22456980	1.757.761,29
130	28278503,93	27447420	831.083,93
140	32633789,42	32437860	195.929,42
150	37275620,77	37428300	0,00

La fuerza de tensión T por su brazo con respecto a C debe ser igual al máximo momento neto.

$$T \left(\frac{3}{4} h \right) = M_{N \text{ M}áximo}$$

$$T = 26799,382 \text{ kg}$$

Calculo del acero de refuerzo.

$$f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{T}{f_s}$$

$$A_s = 19,142 \text{ cm}^2$$

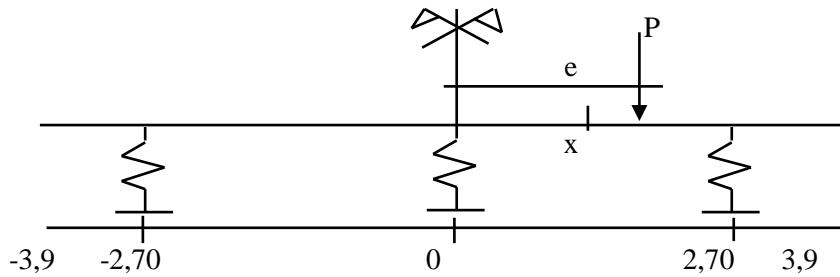
φ (mm)	5	6	8	10	12	16
φ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8
As(cm2)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01

φ (mm) 12 1,13

numero de estribos= 9 estribos

φ 12 c/ 10 cm

4.10. DISEÑO DEL DIAFRAGMA.



$$V_i = Pe'/n$$

$$V_i = 1 + (6e(n+1 - 2i)/(s(n^2-1)))$$

Calculo de V1:

$$e' = 1 + 0.49505 e$$

$$V1 = 0.333333 + 0.16502 e$$

cuando : $e > x$ $0 < e < 3.9$

$$\text{Cortante: } Q = V1 - P \qquad Q = 0.3333 + 0.16502 e - 1$$

$$Q = 0.16502 e - 0.6667$$

$$\text{Momento: } M(x) = 0.554445 e - 0.89999$$

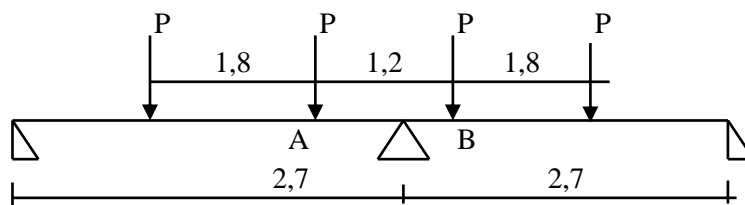
cuando : $e < x$ $-3.9 < e < 0$

$$\text{Cortante: } Q = V1 \qquad Q = 0.3333 + 0.16502 e$$

$$\text{Momento: } M(x) = -V1(2.70 - x) \qquad M(x) = -0.445554 e - 0.89999$$

Para el camión tipo, calcular momentos máximos se utilizó el método "Momento Máximo Maximorum definido por el teorema de Courbon"

Según Courbon, la distancia "x" a la cual se encuentra el momento máximo está dada por:



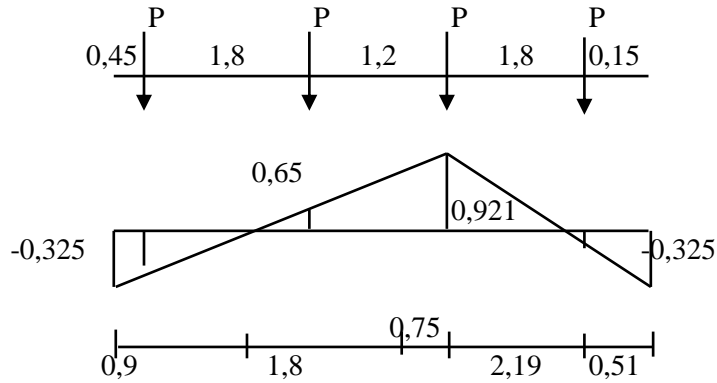
$$x = e + d \qquad d = 1.2 / 2 = 0.6 \qquad x \text{ (m)} = 0.75$$

$$e = s / 6 - d / 2 \qquad e = 2.7 / 6 - 0.6 / 2 = 0.15$$

reemplazdo: $1/6(2.7-0.75) = -0.325$

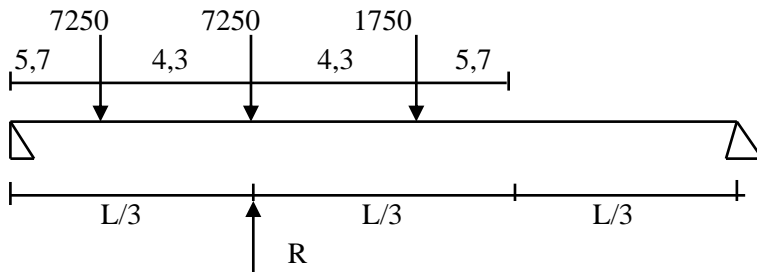
$$1/3(2.7-0.75) = 0.65$$

$$1/3(1+3/2 \times 0.75/2.7) \times (2.7-0.75) = 0.921$$



$$MCV \ 0.75 \ (kg \ m) = R \ (-0.1615 + 0.488 + 0.921 - 0.222) = 1.0255 \ R$$

Calculando las reacciones de las filas de ruedas que corresponden a dos fajas de tráfico en el diafragma central:



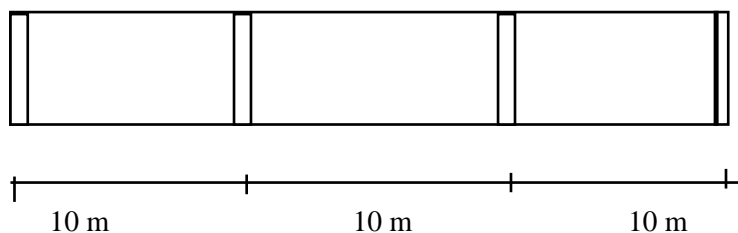
Se asume dos tramos isostáticos que descargan en R:

$$R \ (kg) = 11750$$

Incrementando por el impacto:

$$R_{cv+i} \ (kg) = 3877,5$$

Cargas permanentes en vigas transversales



Asumiendo:

$$b = 20 \text{ cm} \qquad h = 137,5 \text{ cm}$$

$$\text{Peso de la viga} = 660 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de la losa} = 4800 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total} = 5460 \text{ kg/m}$$

Calculo de momentos flectores.

Momento debido al peso propio de la viga.

$$M_{pp \text{ viga}} = 4975,4 \text{ kg-m}$$

Viga interna.

$$M_{camion} = 15862,50 \text{ kg-m}$$

Momento por efecto dinamico (considerado como el 33% de la carga viva)

$$M_{camion} = 5234,6 \text{ kg-m}$$

Calculo de momentos flectores ultimos.

para el estado de Resistencia I

$$M_u = [0,25(DC+DW) + 1,75(LL+IM)]$$

$$M_u = 43139,25 \text{ kg-m}$$

Diseño a flexion.

datos.-

$$M_u = 43139,25 \text{ kg-cm}$$

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

$$E_c = 218819,789 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 137,5 \text{ cm}$$

$$d' = 2,5 \text{ cm}$$

$$d = 135 \text{ cm}$$

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

$$\phi = 0,9 \text{ para flexion}$$

Calculo de la profundidad del bloque de compresiones.

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0,85 * \phi * f_c * b * d^2}} \right] \qquad a = 0,099 \text{ cm}$$

Calculo de la distancia al eje neutro.

$$c = \frac{a}{\beta_1} \qquad c = 0,117 \text{ cm}$$

f_c	β
$f_c \leq 280$	0,85
$280 < f_c \leq 350$	0,8
$350 < f_c \leq 420$	0,75

Calculo de la cuantía mecánica.

$$\rho = \frac{0.85 * a * f^c}{f_y * d} \quad \rho = 0,00003$$

Calculo de la armadura necesaria.

$$A_s = \rho * b * d \quad A_s = 0,085 \text{ cm}^2$$

Calculo de la cuantía mecánica balanceada.

$$\rho_b = \alpha \frac{f^c}{f_y} \frac{0.003 * E_s}{0.003 * E_s + f_y} \quad \rho_b = 0,0212$$

f^c	α
f ^c ≤ 280	0,72
280 < f ^c ≤ 350	0,68
350 < f ^c ≤ 420	0,64

Calculo de la cuantía mecánica máxima.

$$\rho_{\max} = 0.75 * \rho_b \quad \rho_{\max} = 0,01588$$

Calculo de la armadura máxima.

$$A_s = \rho_{\max} * b * d \quad A_{s\max} = 42,882 \text{ cm}^2$$

Calculo de la cuantía mecánica mínima.

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad \rho_{\min} = 0,0033$$

Calculo de la armadura mínima.

$$A_s = \rho_{\min} * b * d \quad A_{s\min} = 9,000 \text{ cm}^2$$

Eleccion de la armadura.

A_s = 9,00 cm²

Aceros.

φ (mm)	6	8	10	12	16	20	25
φ (pulg.)	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1
A_s(cm²)	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14	5,10

φ (mm) 25 5,1
 numero de barras= 2 barras
2 **φ** **25**

4.11. DISEÑO DE APOYOS.

4.11.1. Diseño de la lamina de Neopreno.

Analisis de cargas.

Reaccion en el apoyo por carga muerta.

$$R_m = 57155 \text{ kg} = 126027 \text{ lb}$$

Reaccion en el apoyo por carga viva.

$$R_v = 30813,3 \text{ kg}$$

Incremento por efecto dinamico (considerado como el 33% de la carga viva)

$$R_{vi} = 10168,4 \text{ kg}$$

Reaccion total en el apoyo.

$$R = 98136,7 \text{ kg} = 216391 \text{ lb}$$

Dimensionamiento del neopreno.

$$b \text{ de la viga}(bw) = 40 \text{ cm} = 15,75 \text{ pulg.}$$

Espesor del apoyo.

$$e = 0.012 * L_p \quad \begin{array}{l} e: \text{ espesor en pulg.} \\ L_p: \text{ long. Puente pies.} \end{array}$$

$$e = 1,18 \text{ pulg.}$$

asumiremos 2" de espesor que equivale a 5 cm.

$$e = 2 \text{ pulg.}$$

Dimensionamiento del ancho de la lamina.

$$A_1 = \frac{R(lb)}{800 * bw(pulg)} \quad A_2 = 5 * e(pulg)$$

$$A_1 = 17,18 \text{ pulg.}$$

$$A_2 = 10 \text{ pulg}$$

Por tanto A sera igual:

$$A = 17,1761 \text{ pulg.} = 42,94 \text{ cm}$$

asumiremos :

$$A = 18 \text{ pulg.} = 45,00 \text{ cm}$$

Dureza del apoyo.

Esuerzo unitario.

$$Esf. unit. (lb / pulg^2) = \frac{R(lb)}{bw * A(pulg)}$$

Esf. Unit. 763,38 lb/pulg²

Factor de forma.

$$F = \frac{A * bw(pulg)}{2 * (A + Bw) * e(pulg)}$$

F = 2,10

Según Abaco y con el esuerzo unitario a compresion y factor de forma, obtenemos.

deformacion = 14,7 % < 15%

Para dureza 70

Verificacion al deslizamiento.

$$Dv = \frac{Rm * e * k1}{5 * bw * k2}$$

T (°F)	K1
20	1,9
0	1,8
-20	1,5

DUREZA	K2
50	110
60	160
70	215

Dv = 1,57 pulg

$$Dl = 0.00006 * \Delta T(°F) * Lp(ft)$$

Generalmete la temperatura varia de 5°C a 25°C entonces la variacion es de 36°F

Dl = 0,2126 pulg.

por tanto

Dl < Dv ok.

las dimensiones del apoyo de neopreno sera:

e = 5 cm
A = 45 cm
B = 40 cm
Dureza = 70

4.11.2. Diseño del apoyo fijo.

El apoyo fijo se diferencia del apoyo móvil por ser donde la viga se ancla al estribo mediante varillas de acero como

cadadas en hileras, paralelas al cuerpo del estribo. estas varillas son suficientes para anclar el puente impidiendo movimientos horizontales de la misma y sin transmitir momentos.

Calculo de la fuerza de frenado.

$$\begin{aligned} P_{II} \text{ delantero} &= 3500 \text{ kg} & \text{número de vigas} &= 3 \\ P_{II} \text{ trasero} &= 14500 \text{ kg} & \text{número de carriles} &= 2 \end{aligned}$$

$$BR' = 0.05 * N^{\circ} \text{carriles} * (2 * P_{II \text{ trasero}} + P_{II \text{ delantero}}) R' = 3250 \text{ kg}$$

$$BR = \frac{BR'}{N^{\circ} \text{vigas}} \quad BR = 1083,3 \text{ kg}$$

Calculo de la fuerza de fricción.

$$\begin{aligned} FR &= 0.05 * P_m \\ FR &= 5715,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

Fuerza total.

$$\begin{aligned} F_t &= BR + FR \\ F_t &= 6798,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

Calculo de la fuerza cortante.

$$V = \frac{F_s * I * \phi}{J}$$

Calculo del esfuerzo cortante admisible del acero (Fs).

$$\begin{aligned} F_s &= 0,4 F_y \\ F_s &= 1680 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Calculo del momento de inercia de la varilla (I).

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	16	20
ϕ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4
As (cm ²)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14

$$\phi \text{ (mm)} \quad 16 \quad 2,01$$

$$I = 0,1024 \text{ cm}^4$$

Calculo del momento estatico de la varilla(J).

$$J = 0,133 \text{ cm}$$

por tanto :

$$V = 20644 \text{ kg}$$

Calculo del pasador.

$$N^\circ = Ft/V$$

$$N^\circ = 0,3293$$

solamente se utilizara un pasador de 16mm de diametro en cada apoyo fijo.

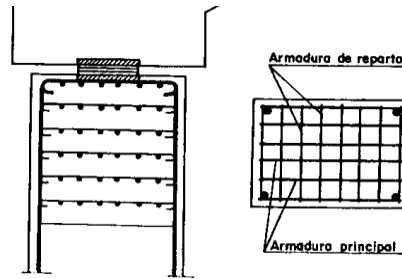
4.11.3. Diseño del dado de apoyo.

$$N = 98136,7 \text{ kg}$$

$$a = 50 \text{ cm}$$

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

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



En direccion A:

$$A_{sa} = \frac{0.3 * N * \frac{a - a_o}{a}}{f_y}$$

$$A_{sa} = 1,402 \text{ cm}^2$$

Aceros.

Φ (mm)	5	6	8	10	12	16	20
Φ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4
As(cm2)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14

$$\begin{matrix} \text{Ø (mm)} & 6 & 0,283 \\ \text{numero de capas=} & 2 & \text{capas si se usan 3 barras de distribucion de Ø6mm} \end{matrix}$$

por tanto se dispondran de estribos en una longitud igual a la cara del apoyo con espaciamiento de 15cm entre sí.

4.12. DISEÑO DE ESTRIBO IZQUIERDO.

Datos.

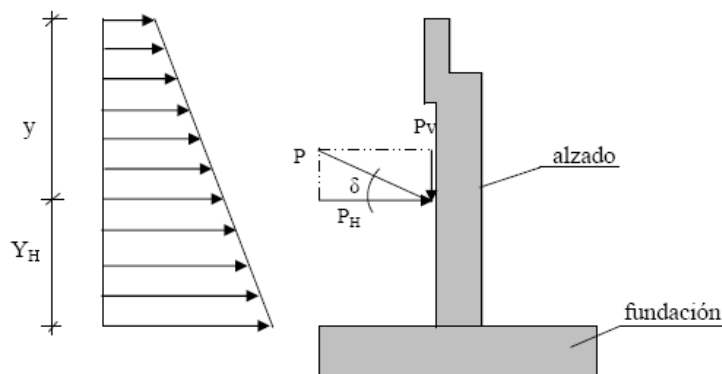
Peso específico del hormigon	$\gamma =$	2400	kg/m ³
Resistencia del hormigon	$f'c =$	210	kg/cm ²
Acero estructural	$f_y =$	4200	kg/cm ²
Recubrimiento	$d' =$	5	cm
Luz de calculo	$L =$	30	m
Altura del alzado	$h_1 =$	7,1	m
Sobrecarga del terraplen	$Ws/c =$	1000	kg/m ²
Peso específico del terraplen	$\gamma_s =$	1700	kg/m ³
Angulo de friccion interna	$\varphi =$	30	°
Esfuerzo admisible del suelo	$\sigma_{adm} =$	1,9	kg/cm ²

4.12.1. Calculo de fuerzas de empuje del suelo para el analisis de la base del alzado.

$$\begin{aligned} \alpha &= 90^\circ & \delta &= \frac{2}{3} * \varphi \\ \varphi &= 30^\circ & \delta &= 20^\circ \\ \beta &= 0^\circ \\ h &= 7,8 \text{ m} \\ \gamma_s &= 1700 \text{ kg/m}^3 \\ Ws/c &= 1000 \text{ kg/m}^2 \\ \lambda_v &= \lambda_H * \cot(\alpha - \delta) \\ \lambda_v &= 0,10 \\ P_H &= \left(\gamma_s * \frac{h^2}{2} + Ws/c * h \right) * \lambda_H \\ PH &= 16627,238 \text{ kg} \\ y &= h * \frac{2 * \gamma_s * h + 3 * Ws/c}{3 * \gamma_s * h + 6 * Ws/c} \\ y &= 5,030 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_H &= \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2 \alpha * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) * \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \\ \lambda_H &= 0,28 \\ P_v &= \left(\gamma_s * \frac{h^2}{2} + Ws/c * h \right) * \lambda_v \\ P_v &= 6051,82 \text{ kg} \\ Y_H &= h - y \\ Y_H &= 2,770 \text{ m} \end{aligned}$$

Diagrama de presiones equivalentes.



4.12.2. Dimensionamiento del alzado.

$$\begin{aligned} t_1 &= 0,5 \text{ m} \\ h &= 7,8 \text{ m} \\ Y_H &= 2,770 \text{ m} \\ r &= 5 \text{ cm} \\ \phi_{\text{acero}} &= 2,5 \text{ cm} \\ P_H &= 16627,24 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$M = P_H * Y_H$$

$$M = 46063,768 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 1.5 * M$$

$$M_u = 6909565,3 \text{ kg-cm}$$

$$M_u = \phi * b * d^2 * f'_c * w * (1 - 0.59w)$$

$$\phi = 0,9$$

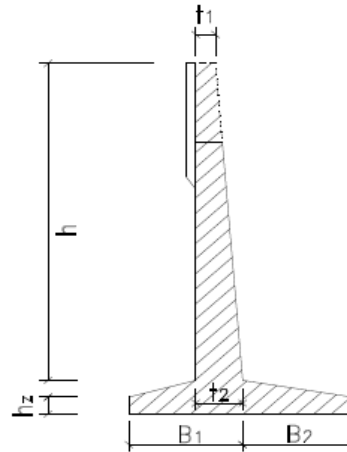
$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$M_u = 0.9 * 100 * d^2 * 210 * 0.08 * (1 - 0.59 * 0.08)$$

$$d = 69,254595 \text{ cm}$$



$$\rho = 0.004 \Rightarrow w = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

$$w = 0,08$$

$$t_2 = d + r + \frac{\phi_{\text{acero}}}{2}$$

$$t_2 = 75,505 \text{ cm}$$

se utilizara $t_2 = 100 \text{ cm}$ puesto que aun no se aplican cargas del suelo y cargas de frenado.

por tanto:

$$t_2 = 100 \text{ cm}$$

$$d = 93,75 \text{ cm}$$

Verificacion por corte.

$$V = 16627,238 \text{ kg}$$

$$h = 7,8 \text{ m}$$

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

$$d = 93,75 \text{ cm}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\phi = 0,9$$

$$V_u = 1.5 * V$$

$$V_u = 24940,86 \text{ kg}$$

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

$$V_c = 72004,03 \text{ kg}$$

no necesita

4.12.3. Analisis de cargas provenientes de la superestructura.

Cargas debidas al peso propio de la superestructura.

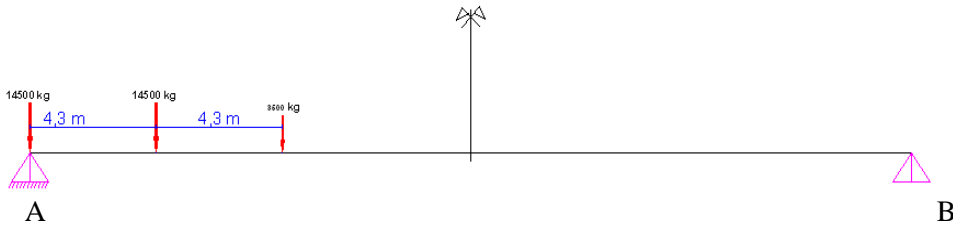
$$R_{pp} = R_{\text{viga}} + R_{\text{tablero}}$$

$$R_{pp} = 57155 \text{ kg}$$

Cargas debido al camion de diseño.

Pt = 14500 kg Pd = 3500 kg

P't = 11673,626 kg P'd = 2817,772 kg



RA = 23684,04 kg

RB = 2480,981 kg

Rcamion = 23684 kg

Carga debido a la fuerza de frenado.

Pll delantero = 3500 kg Numero de vigas = 3

Pll trasero = 14500 kg numero de carriles = 2

$BR' = 0.05 * N^{\circ}carriles * (2 * P_{lltrasero} + P_{lldelantero})$ BR' = 3250 kg

$BR = \frac{BR'}{N^{\circ}vigas}$ BR = 1083,33 kg

4.12.4. Presion hidrostatica.

Calculo de la presion hidrostatica Fwa1

h = 3,545 m

$\gamma = 1200 \text{ kg/m}^3$ agua turbia

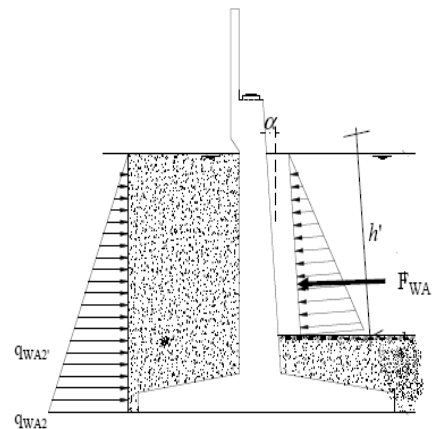
$\alpha = 4^{\circ}$

$WA = h * \gamma$

WA = 4254 kg/m²

$h' = \frac{h}{\cos \alpha}$ h' = 3,554 m

$F_{WA} = \frac{\gamma * h^2}{2}$ Fwa = 7540,2 kg



Calculo de la presion hidrostatica Fwa2'

$$h_{wa'2} = 4,545 \text{ m} \quad q_{wa'2} = \gamma_a * h_{wa'2} * 1$$

$$\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3 \quad \text{agua} \quad q_{wa'2} = 4545 \text{ kg/m}$$

$$F_{wa'2} = \frac{q_{wa'2} * h_{wa'2}}{2}$$

$$Y_{wa'2} = \frac{1}{3} * h_{wa'2}$$

$$F_{wa'2} = 10328,51 \text{ kg} \quad Y_{wa'2} = 1,515 \text{ m}$$

Calculo de la presion hidrostatica Fwa2

$$h_{wa2} = 5,545 \text{ m} \quad q_{wa2} = \gamma_a * h_{wa2} * 1$$

$$\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3 \quad \text{agua} \quad q_{wa2} = 5545 \text{ kg/m}$$

$$F_{wa2} = \frac{q_{wa2} * h_{wa2}}{2}$$

$$Y_{wa2} = \frac{1}{3} * h_{wa2}$$

$$F_{wa2} = 15373,51 \text{ kg} \quad Y_{wa2} = 1,848 \text{ m}$$

4.12.5. Empuje activo del suelo.

Empuje activo del suelo hasta la base de la fundacion.

$$\delta = 20^\circ \quad P_H = \left(\gamma_s * \frac{H^2}{2} + W_s / c * H \right) * \lambda_H$$

$$\lambda_H = 0,28 \quad P_H = 20781,89 \text{ kg}$$

$$\lambda_V = 0,10 \quad P_V = \left(\gamma_s * \frac{H^2}{2} + W_s / c * H \right) * \lambda_V$$

$$H = 8,785 \text{ m} \quad P_V = 7563,991 \text{ kg}$$

$$\gamma_s = 1700 \text{ kg/m}^3$$

$$W_s / c = 1000 \text{ kg/m}^2$$

$$y = H * \frac{2 * \gamma_s * H + 3 * W_s / c}{3 * \gamma_s * H + 6 * W_s / c}$$

$$Y_H = h - y$$

$$y = 5,68 \text{ m} \quad Y_H = 3,10 \text{ m}$$

Empuje activo del suelo sumergido hasta la base de la fundacion.

$$H = 8,8 \text{ m} \quad \gamma' = \gamma_s - \left(1 - \frac{n}{100} \right) * \gamma_a$$

$$h_1 = 3,2 \text{ m} \quad \gamma' = 900 \text{ kg/m}^3$$

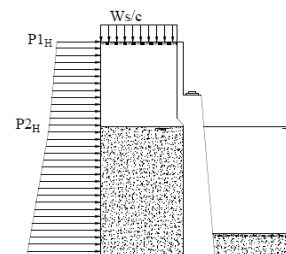
$$h_2 = 5,6 \text{ m} \quad P_{1H} = W_s / c * \lambda_H$$

$$\gamma_s = 1700 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_a = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$W_s / c = 1000 \text{ kg/m}^2$$

$$n = 20 \%$$



$$P1h = 279,3836 \text{ kg/m}^2$$



$$P2_H = \gamma_s * \left(h_1 + \frac{W_s / c}{\gamma_s} \right) * \lambda_H$$

$$P3_H = \gamma' * \left(\frac{W_s / c + \gamma_s * h_1}{\gamma'} + h_2 \right) * \lambda_H$$

$$P2h = 1799,231 \text{ kg/m}^2$$

$$P3h = 1799,231 \text{ kg/m}^2$$

$$P_H = P1_H * H + (P2_H - P1_H) * \frac{h_1}{2} + (P2_H - P1_H) * h_2 + (P3_H - P2_H) * \frac{h_2}{2}$$

$$PH = 13374 \text{ kg}$$

$$Y_H = \frac{P1_H * H * \frac{H}{2} + (P2_H - P1_H) * \frac{h_1}{2} * \left(h_2 + \frac{1}{3} * h_1 \right) + (P2_H - P1_H) * h_2 * \frac{h_2}{2} + (P3_H - P2_H) * \frac{h_2}{2} * \left(\frac{1}{3} * h_2 \right)}{P1_H * H + (P2_H - P1_H) * \frac{h_1}{2} + (P2_H - P1_H) * h_2 + (P3_H - P2_H) * \frac{h_2}{2}}$$

$$YH = 3,40 \text{ m}$$

$$P1_v = W_s / c * \lambda_v$$

$$P2_v = \gamma_s * \left(h_1 + \frac{W_s / c}{\gamma_s} \right) * \lambda_v$$

$$P1v = 101,69 \text{ kg/m}^2$$

$$P2v = 654,87 \text{ kg/cm}^2$$

$$P3_v = \gamma' * \left(\frac{W_s / c + \gamma_s * h_1}{\gamma'} + h_2 \right) * \lambda_v$$

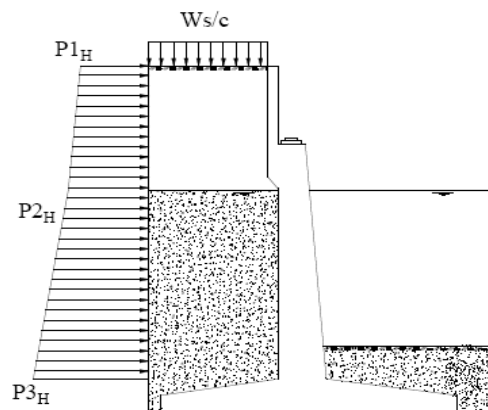
$$P3v = 1166,0 \text{ kg/m}^2$$

$$P_v = P1_v * H + (P2_v - P1_v) * \frac{h_1}{2} + (P2_v - P1_v) * h_2 + (P3_v - P2_v) * \frac{h_2}{2}$$

$$Pv = 6295,2 \text{ kg}$$

Empuje activo del suelo sumergido para el analisis en la base del alzado.

λ_H	=	0,28
λ_v	=	0,10
H	=	8,8 m
h1	=	3,2 m
h2	=	5,6 m
γ'	=	900 kg/m ³
γ_s	=	1700 kg/m ³
γ_a	=	1000 kg/m ³
Ws/c	=	1000 kg/m ²
n	=	20 %



Esfuerzos encontrados.

P1h	=	279,38 kg/m ²
P2h	=	1799,23 kg/m ²
P3h	=	1799,23 kg/m ²

P1v	=	101,69 kg/m ²
P2v	=	654,87 kg/cm ²
P3v	=	1166,0 kg/m ²

$$PH = 13374,49 \text{ kg}$$

$$YH = 3,40 \text{ m}$$

$$Pv = 6295,25 \text{ kg}$$

Las fuerzas producidas por el empuje del suelo se pueden calcular también por la teoría de Coulomb o Rankine, sin embargo cualquiera que sea su magnitud pues su colaboración con la estabilidad del estribo es variable y no se asegura su presencia, es por esta razón que no tomara en cuenta para el análisis del estribo.

4.12.6. Carga de viento.

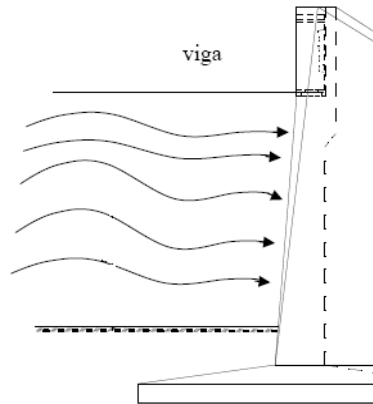
Viento aplicado en la subestructura.

$$P_b = 190 \text{ kg/m}^2$$

$$A_{\text{influencia}} = 5,045 \text{ m}^2$$

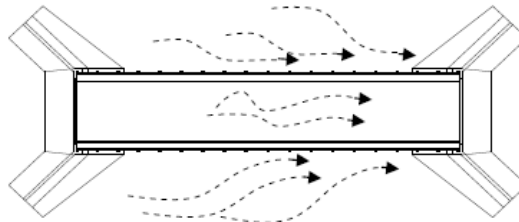
$$F_{PB} = P_B * A_{\text{influencia}}$$

$$F_{pb} = 958,55 \text{ kg}$$



Presión de viento sobre los vehículos.

La normativa menciona en su comentario C3.8.1.3 que la experiencia práctica indica que no es probable que haya sobrecargas máximas presentes en el puente cuando la velocidad del viento es superior a 90 km/h.



por este motivo no se considerara esta carga en el análisis.

Viento en la superestructura.

$$P_b = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$A_{\text{influencia}} = 0,66 \text{ m}^2$$

$$F_{PB}' = P_B * A_{\text{influencia}}$$

$$F_{pb}' = 237,6 \text{ kg}$$

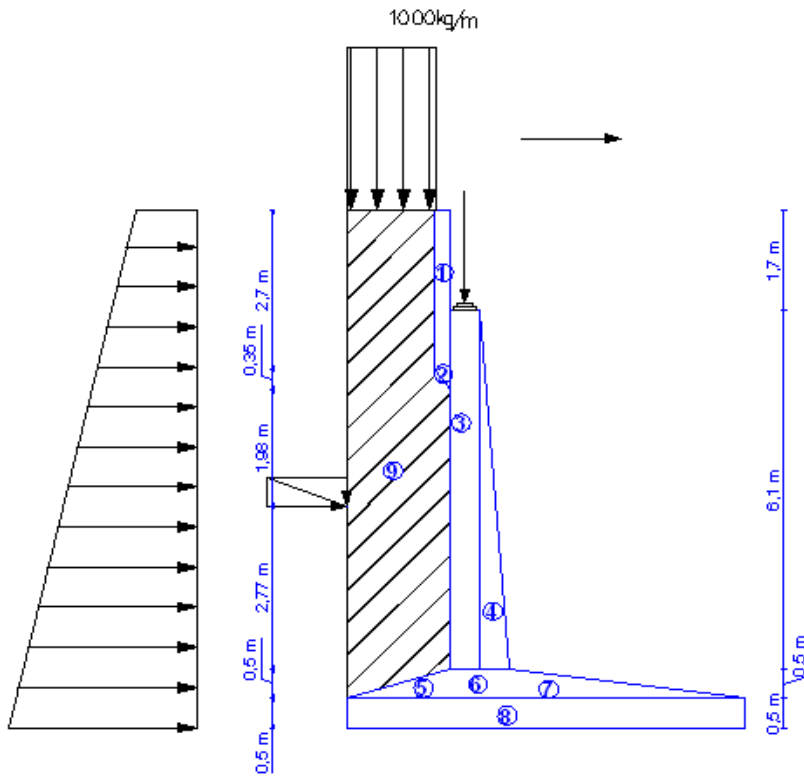
$$F_{pb}' = 79,2 \text{ kg}$$

Se divide la carga de viento entre el número de apoyos para su aplicación en la subestructura en simultaneidad con la carga de viento directa en la subestructura.

la carga de viento aplicada directamente en la subestructura es favorable a la estabilidad del estribo. la carga de la superestructura es despreciable, por tanto tampoco se tomara en

cuenta.

**4.12.7. Dimensionamiento de la base verificando estabilidad y presiones admisibles.
Calculo de fuerzas estabilizantes.**



Para :

$$\begin{aligned} B1 &= 3,1 \text{ m} \\ B2 &= 2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$B = 5,1 \text{ m}$$

Se realizara el analisis en dos etapas segun el estado hidraulico del rio:

- 1.- cuando el rio no presenta caudal.
- 2.- cuando el rio crece hasta su caudal maximo de diseño.

para la primera etapa se verificara en los siguientes estados:

- I) El estribo solo.
- II) El estribo mas la superestructura.
- III) El estribo mas la superestructura y la carga vehicular.
- IV) el estribo mas la superestructura, la carga vehicular y la carga de frenado.

4.12.7.1. Calculo de momentos respecto al extremo inferior derecho de la fundacion.

Pi	Ai m2	Peso (P) kg.	Brazo de giro (m)	Momento kg-m
P1	0,68	1620,00	3,13	5062,5
P2	0,04	105,00	3,08	323,8
P3	3,72	8930,40	2,70	24067,4
P4	1,19	2854,80	2,26	6451,8
P5	0,53	1260,00	3,70	4662,0
P6	0,50	1200,00	2,50	3000,0
P7	0,50	1200,00	1,33	1600,0
P8	2,55	6120,00	2,55	15606,0
P9	16,21	27552,33	4,05	111586,9
PP	-----	57155,00	3,40	194041,2
Pll	-----	23684,04	3,40	80407,3
PH	-----	20781,89	3,10	64449,9
Pv	-----	7563,99	3,70	27986,8
BR	-----	1083,33	8,80	9533,3

PP: carga muerta proveniente de la superestructura.

Pll: carga proveniente del camion de diseño.

PH carga debida al empuje horizontal del terreno.

Pv: carga debida al empuje vertical del terreno.

BR: Fuerza de frenado.

4.12.7.2. Analisis de estabilidad y presiones del suelo (ETAPA I)

Estabilidad con cargas de peso propio del estribo, suelo y empuje de suelo(Estado I).

$$N \text{ estabilizante} = 50842,53 \text{ kg} \quad M \text{ estabilizante} = 172360,4 \text{ kg-m}$$

$$F \text{ desestabilizante} = 20781,89 \text{ kg} \quad M \text{ desestabilizante} = 64449,94 \text{ kg-m}$$

$$f = \text{tg}(\varphi) \quad f = 0,58 \quad B = 5,1 \text{ m}$$

$$FSD = \frac{f * N_{\text{estabilizante}}}{F_{\text{desestabilizante}} - f * P_V} \quad FSV = \frac{M_{\text{estabilizante}}}{M_{\text{desestabilizante}}}$$

$$FSD = 1,788 \quad FSV = 2,674$$

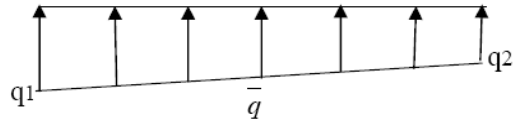
$$x_o = \frac{M_{\text{estabilizante}} - M_{\text{desestabilizante}}}{N_{\text{estabilizante}} + P_V} \quad e = x_o - \frac{B}{2}$$

$$x_o = 1,85 \text{ m} \quad e = 0,70242 \text{ m}$$

$$B/6 = 0,850 \text{ m} \quad e \leq \frac{B}{6} \quad \text{OK.}$$

Calculo de esfuerzos (Estado I).

$$\begin{aligned} P &= 50842,53 \text{ kg} \\ B &= 5,1 \text{ m} \\ e &= 0,70242 \text{ m} \end{aligned}$$



$$q_1 = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$q_1 = 1,821 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = \frac{P}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$q_2 = 0,17308 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} \leq 1,25 \cdot \sigma_{adm} \quad 1,25 \cdot \sigma_{adm} = 2,375 \text{ kg/cm}^2$$

Estabilidad con cargas de peso propio del estribo, suelo, empuje de suelo y peso de la superestructura (Estado II)

$$N \text{ estabilizante} = 107997,53 \text{ kg} \quad M \text{ estabilizante} = 366401,7 \text{ kg-m}$$

$$F \text{ desestabilizante} = 20781,89 \text{ kg} \quad M \text{ desestabilizante} = 64449,94 \text{ kg-m}$$

$$f = \text{tg}(\varphi) \quad f = 0,58 \quad B = 5,1 \text{ m}$$

$$FSD = \frac{f \cdot N_{estabilizante}}{F_{desestabilizante} - f \cdot P_V}$$

$$FSD = 3,799$$

$$FSV = \frac{M_{estabilizante}}{M_{desestabilizante}}$$

$$FSV = 5,685$$

$$x_o = \frac{M_{estabilizante} - M_{desestabilizante}}{N_{estabilizante} + P_V}$$

$$x_o = 2,61 \text{ m}$$

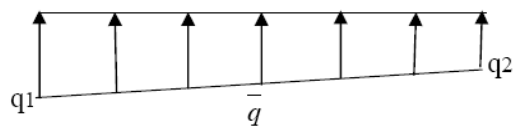
$$e = x_o - \frac{B}{2}$$

$$e = 0,06291 \text{ m}$$

$$B/6 = 0,850 \text{ m} \quad e \leq \frac{B}{6} \quad \text{OK.}$$

Calculo de esfuerzos (Estado II).

$$\begin{aligned} P &= 107997,53 \text{ kg} \\ B &= 5,1 \text{ m} \\ e &= 0,06291 \text{ m} \end{aligned}$$



$$q_1 = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$q_2 = \frac{P}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$q_1 = 1,819 \text{ kg/cm}^2 \qquad q_2 = 1,96087 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} \leq 1,25 * \sigma_{adm} \qquad 1,25 * \sigma_{adm} = 2,375 \text{ kg/cm}^2$$

Estabilidad con cargas de peso propio del estribo, suelo, empuje de suelo y peso de la superestructura y caargas vivas exceptuando la fuerza de frenado (Estado III)

$$N \text{ estabilizante} = 131681,57 \text{ kg} \qquad M \text{ estabilizante} = 446809,0 \text{ kg-m}$$

$$F \text{ desestabilizante} = 20781,89 \text{ kg} \qquad M \text{ desestabilizante} = 64449,94 \text{ kg-m}$$

$$f = \text{tg}(\varphi) \quad f = 0,58 \qquad B = 5,1$$

$$FSD = \frac{f * N_{estabilizante}}{F_{desestabilizante} - f * P_V} \qquad FSV = \frac{M_{estabilizante}}{M_{desestabilizante}}$$

$$FSD = 4,632 \qquad FSV = 6,933$$

$$x_o = \frac{M_{estabilizante} - M_{desestabilizante}}{N_{estabilizante} + P_V} \qquad e = x_o - \frac{B}{2}$$

$$x_o = 2,75 \text{ m} \qquad e = 0,19593$$

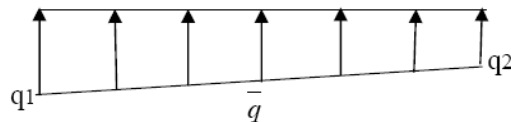
$$B/6 = 0,850 \text{ m} \qquad e \leq \frac{B}{6} \quad \text{OK.}$$

Calculo de esfuerzos (Estado III).

$$P = 131681,57 \text{ kg}$$

$$B = 5,1 \text{ m}$$

$$e = 0,19593 \text{ m}$$



$$q_1 = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B} \right)$$

$$q_1 = 2,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = \frac{P}{B} \left(1 - \frac{6 * e}{B} \right)$$

$$q_2 = 1,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} \leq 1,25 * \sigma_{adm} \qquad 1,25 * \sigma_{adm} = 2,375 \text{ kg/cm}^2$$

Estabilidad con cargas de peso propio del estribo, suelo, empuje de suelo y peso de la superestructura y caargas vivas mas la fuerza de frenado (Estado IV)

$$N \text{ estabilizante} = 131681,57 \text{ kg} \qquad M \text{ estabilizante} = 446809,0$$

$$F \text{ desestabilizante} = 21865,23 \text{ kg} \qquad M \text{ desestabilizante} = 73983,27$$

$$f = \text{tg}(\varphi) \quad f = 0,58 \qquad B = 5,1$$

$f * N$

M

$$FSD = \frac{J \cdot N_{estabilizante}}{F_{desestabilizante} - f \cdot P_V}$$

$$FSD = 4,345$$

$$FSV = \frac{M_{estabilizante}}{M_{desestabilizante}}$$

$$FSV = 6,039$$

$$x_o = \frac{M_{estabilizante} - M_{desestabilizante}}{N_{estabilizante} + P_V}$$

$$x_o = 2,68 \text{ m}$$

$$e = x_o - \frac{B}{2}$$

$$e = 0,12747$$

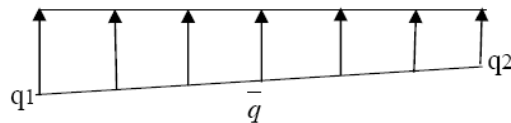
$$B/6 = 0,850 \text{ m} \quad e \leq \frac{B}{6} \quad \text{OK.}$$

Calculo de esfuerzos (Estado IV).

$$P = 131681,57 \text{ kg}$$

$$B = 5,1 \text{ m}$$

$$e = 0,12747 \text{ m}$$



$$q_1 = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$q_1 = 2,375 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = \frac{P}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$q_2 = 2,19479 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} \leq 1,25 \cdot \sigma_{adm} \quad 1,25 \cdot \sigma_{adm} = 2,4 \text{ kg/cm}^2$$

4.12.7.3. Analisis de estabilidad y presiones del suelo (ETAPA II)

Verificacion a la flotabilidad.

$$h = 5,545 \text{ m}$$

$$\gamma_a = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$B = 5,1 \text{ m}$$

$$L = 1 \text{ m}$$

$$W = 50842,53 \text{ kg}$$

$$F_{WAF} = \gamma_a \cdot h \cdot B \cdot L$$

$$F_{waf} = 28279,5 \text{ kg}$$

$$\frac{W}{F_{WAF}} = 1,80$$

4.12.8. Calculo de las armaduras del alzado.

Calculo del momento flector ultimo.

$$PH = 20781,89 \text{ kg}$$

$$YH = 3,10 \text{ m}$$

$$BR = 1083,33 \text{ kg}$$

$$YBR = 8,80 \text{ m}$$

$$M_u = 1.5 \cdot M_{PH} + 1.75 \cdot M_{BR}$$

$$M_u = 113358 \text{ kg-m}$$

Calculo del cortante ultimo.

$$PH = 20781,89 \text{ kg}$$

$$BR = 1083,33 \text{ kg}$$

$$Vu = 1.5 * V_{PH} + 1.75 * V_{BR}$$

$$Vu = 27873,2 \text{ kg}$$

Calculo de la armadura para el alzado.

Diseño a flexion.

datos.-

$$Mu = 11335824,4 \text{ kg-cm}$$

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

$$Ec = 218819,79 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$Es = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$d = 95 \text{ cm}$$

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

$$\phi = 0,9 \text{ para flexion}$$

profundidad del bloque de compresiones.

$$a = 7,743 \text{ cm}$$

distancia al eje neutro.

$$C = 9,110 \text{ cm}$$

cuantia mecanica.

$$\rho = 0,00346$$

armadura necesaria.

$$As = 32,908 \text{ cm}^2$$

cuantia mecanica minima.

$$\rho_{min} = 0,0033$$

armadura minima.

$$As_{min} = 31,667 \text{ cm}^2$$

Eleccion de la armadura.

$$As = 32,91 \text{ cm}^2$$

Aceros.

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	16	20	25
ϕ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1
As(cm2)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14	5,10

$$\phi \text{ (mm)} \quad 25 \quad 5,1$$

$$\text{numero de barras} = \quad 7 \quad \text{barras}$$

$$\quad \quad \quad 7 \quad \phi \quad 25 \quad \text{mm}$$

la armadura antes calculada es para una faja de 1m de ancho, por tanto se dispondra:

$$\phi \quad 25 \quad \text{mm c/ } 12,5 \text{ cm}$$

Verificacion a cortante.

datos.-

$$Vu = 27873,2 \text{ kg}$$

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

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

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$E_c = 218819,79 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 95 \text{ cm}$$

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

$$\phi = 0,9 \text{ para corte}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigon.

$$V_c = \frac{10}{6} b w . d \sqrt{f'c} \quad V_c = 72557,45 \text{ kg}$$

Verificacion de la necesidad de armadura.

$$0,5 * \phi * (V_c) = 32651 \text{ kg}$$

si: $V_u \leq 0,5 * \phi * (V_c)$ no necesita

si: $0,5 * \phi * (V_c) < V_u \leq \phi * (V_c)$ Av minima $\phi * (V_c) = 65302 \text{ kg}$

si: $V_u > \phi * (V_c)$ Av necesaria

NO NECESITA

Armadura transversal.

$$A_{smin} = 0.002 * b * d$$

$$A_s = 9,50 \text{ cm}^2$$

Aceros.

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	16	20	25
ϕ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1
As(cm2)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14	5,10

$$\phi \text{ (mm)} \quad 16 \quad 2,01$$

$$\text{numero de barras} = 5 \quad \text{barras}$$

$$5 \quad \phi \quad 16 \quad \text{mm}$$

la armadura antes calculada es para una faja de 1m de ancho, por tanto se dispondra:

$$\phi \quad 16 \quad \text{mm c/ 20 cm}$$

4.12.9. Armadura para el espaldar.

Calculo del momento flector ultimo.

$$\delta = 20^\circ$$

$$\lambda_H = 0,28$$

$$\lambda_V = 0,10$$

$$h' = 1,7 \text{ m}$$

$$\gamma_s = 1700 \text{ kg/m}^3$$

$$W_s/c = 1000 \text{ kg/m}^2$$

$$BR = 1083,33 \text{ kg}$$

$$YBR = 1,7 \text{ m}$$

$$P_H = \left(\gamma_s * \frac{h'^2}{2} + W_s / c * h' \right) * \lambda_H$$

$$PH' = 1161,26 \text{ kg}$$

$$P_V = \left(\gamma_s * \frac{h'^2}{2} + W_s / c * h' \right) * \lambda_V$$

$$P_V = 422,663 \text{ kg}$$

$$y = h' * \frac{2 * \gamma_s * h' + 3 * W_s / c}{2 * \gamma_s * h' + 3 * W_s / c}$$

$$Y_v = h' - v$$

$$y = \gamma_S \cdot n + 0,75 \cdot W_S / c$$

$$y = 1,017 \text{ m}$$

$$Y_H = 0,683 \text{ m}$$

$$Y_H = 0,683 \text{ m}$$

$$M_u = 1,5 \cdot P_H \cdot Y_H + 1,75 \cdot BR \cdot Y_{BR}$$

$$M_u = 4411,84 \text{ kg-m}$$

$$V_u = 1,5 \cdot P_H + 1,75 \cdot BR$$

$$V_u = 3637,72 \text{ kg}$$

Calculo de la armadura para del espaldar.

Diseño a flexion.

datos.-

$$M_u = 441184,1 \text{ kg-cm}$$

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

$$E_c = 218819,79 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

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

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

$$\phi = 0,9 \text{ para flexion}$$

profundidad del bloque de compresiones.

$$a = 1,424 \text{ cm}$$

distancia al eje neutro.

$$C = 1,675 \text{ cm}$$

cuantia mecanica.

$$\rho = 0,00303$$

armadura necesaria.

$$A_s = 6,051 \text{ cm}^2$$

cuantia mecanica minima.

$$\rho_{min} = 0,0033$$

armadura minima.

$$A_{smin} = 6,667 \text{ cm}^2$$

Eleccion de la armadura.

$$A_s = 6,67 \text{ cm}^2$$

Aceros.

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	16	20	25
ϕ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1
A_s (cm ²)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14	5,10

$$\phi \text{ (mm)} = 16 \quad 2,01$$

$$\text{numero de barras} = 4 \quad \text{barras}$$

$$4 \quad \phi \quad 16 \text{ mm}$$

la armadura antes calculada es para una faja de 1m de ancho, por tanto se dispondra:

$$\phi \quad 16 \text{ mm c/ 25 cm}$$

Verificacion a cortante.

datos.-

Vu = 3637,7 kg	h = 25 cm
fc = 210 kg/cm ²	d' = 5 cm
Ec = 218819,79 kg/cm ²	d = 20 cm
fy = 4200 kg/cm ²	b = 100 cm
Es = 2000000 kg/cm ²	φ = 0,9 para corte

Resistencia al corte proporcionada por el hormigon.

$$V_c = \frac{10}{6} b w . d \sqrt{f_c} \quad V_c = 15275,25 \text{ kg}$$

Verificacion de la necesidad de armadura.

si: $V_u \leq 0,5 \cdot \phi \cdot (V_c)$	no necesita	$0,5 \cdot \phi \cdot (V_c) = 6873,9 \text{ kg}$
si: $0,5 \cdot \phi \cdot (V_c) < V_u \leq \phi \cdot (V_c)$	Av minima	$\phi \cdot (V_c) = 13748 \text{ kg}$
si: $V_u > \phi \cdot (V_c)$	Av necesaria	

NO NECESITA

Armadura de distribucion.

$$A_s = 0.001 \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 2,00 \text{ cm}^2$$

Aceros.

φ (mm)	5	6	8	10	12	16	20	25
φ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1
As(cm²)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14	5,10

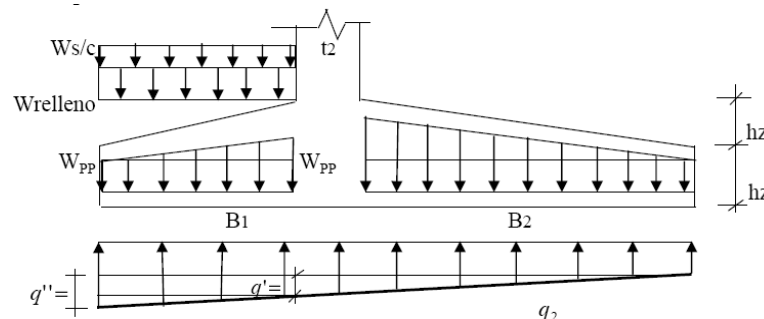
φ (mm) 10 0,785
 numero de barras= 3 barras
3 φ 10 mm

la armadura antes calculada es para una faja de 1m de ancho, por tanto se dispondra:

φ 10 mm c/ 30 cm

4.12.10. Diseño de la fundacion.

4.12.10.1. Calculo de momentos flectores y cortantes (zapata posterior).



q_1

Momento flector y cortante debido al esfuerzo del suelo.

$$\begin{aligned} q_1 &= 21181,11 \text{ kg/m} & \frac{(q_1 - q_2)}{(B_1 + B_2)} &= \left(\frac{q'}{B_2 + t_2} \right) & q' &= 772,32 \text{ kg/m} \\ q_2 &= 19868,16 \text{ kg/m} \\ B_1 &= 3,1 \text{ m} \\ B_2 &= 2 \text{ m} & q'' &= q_1 - q_2 & q'' &= 1312,95 \text{ kg/m} \\ t_2 &= 1 \text{ m} \end{aligned}$$

$$q''' = q'' - q' \quad q''' = 540,62 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_q &= q_2 * \frac{(B_1 - t_2)^2}{2} + q' * \frac{(B_1 - t_2)^2}{2} + q''' * \frac{(B_1 - t_2)}{2} * \frac{2}{3} * (B_1 - t_2) & V_q &= \left(\frac{q'''}{2} + (q_2 + q') \right) * (B_1 - t_2) \\ M_q &= 46306,989 \text{ kg-m} & V_q &= 43913 \text{ kg} \end{aligned}$$

Momento flector y cortante debido al peso propio de la fundacion.

$$\begin{aligned} \gamma &= 2400 \text{ kg/m}^3 & M_{WPP} &= hz * \frac{(B_1 - t_2)^2}{2} * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} + hz' * \frac{(B_1 - t_2)}{2} * \frac{1}{3} * (B_1 - t_2) * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \\ hz &= 0,5 \text{ m} \\ hz' &= 0,5 \text{ m} \\ B_1 &= 3,1 \text{ m} & M_{wpp} &= 3528,0 \text{ kg-m} \\ t_2 &= 1 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{WPP} &= hz * (B_1 - t_2) * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} + hz' * \frac{(B_1 - t_2)}{2} * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \\ V_{wpp} &= 3780 \text{ kg} \end{aligned}$$

Momento flector y cortante debido al peso propio del relleno.

$$\begin{aligned} \gamma_s &= 1700 \text{ kg/m}^3 & M_{Wrelleno} &= \gamma_s * (H - hz - hz') * \frac{(B_1 - t_2)^2}{2} \\ H &= 8,8 \text{ m} \\ hz &= 0,5 \text{ m} & M_{wrelleno} &= 29238,3 \text{ kg-m} \\ hz' &= 0,5 \text{ m} \\ B_1 &= 3,1 \text{ m} & V_{Wrelleno} &= \gamma_s * (H - hz - hz') * (B_1 - t_2) \\ t_2 &= 1 \text{ m} & V_{wrelleno} &= 27846 \text{ kg} \end{aligned}$$

Momento flector y cortante debido a la sobrecarga.

$$\begin{aligned} Ws/c &= 1000 \text{ kg/m}^2 \\ B_1 &= 3,1 \text{ m} \\ t_2 &= 1 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Ws/c} &= Ws/c * \frac{(B_1 - t_2)^2}{2} & V_{Ws/c} &= Ws/c * (B_1 - t_2) \end{aligned}$$

$$M_{ws/c} = 2205 \text{ kg-m}$$

$$V_{ws/c} = 2100 \text{ kg}$$

Momento flector y cortante ultimos.

$$M_u = 1.35M_q - 1.25M_{WPP} - 1.35M_{Wrelleno} - 1.5M_{Ws/c}$$

$$M_u = 15325 \text{ kg-m}$$

$$V_u = 1.35V_q - 1.25V_{WPP} - 1.35V_{Wrelleno} - 1.5V_{Ws/c}$$

$$V_u = 21794$$

Diseño a flexion.

datos.-

$$M_u = 1532523,0 \text{ kg-cm}$$

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

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

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$E_c = 218819,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 95 \text{ cm}$$

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

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

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0,9 \text{ para flexion}$$

profundidad del bloque de compresiones.

$$a = 1,010 \text{ cm}$$

distancia al eje neutro.

$$C = 1,188 \text{ cm}$$

cuantia mecanica.

$$\rho = 0,00045$$

armadura necesaria.

$$A_s = 4,290 \text{ cm}^2$$

cuantia mecanica minima.

$$\rho_{min} = 0,0033$$

armadura minima.

$$A_{smin} = 31,667 \text{ cm}^2$$

Eleccion de la armadura.

$$A_s = 31,67 \text{ cm}^2$$

Aceros.

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	16	20	25
ϕ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1
A_s (cm ²)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14	5,10

$$\begin{aligned} \phi \text{ (mm)} &= 25 & 5,1 \\ \text{numero de barras} &= 7 & \text{barras} \end{aligned}$$

$$7 \quad \phi \quad 25 \quad \text{mm}$$

la armadura antes calculada es para una faja de 1m de ancho, por tanto se dispondra:

$$\phi \quad 25 \quad \text{mm c/ 12,5 cm}$$

Verificacion a cortante.

datos.-

$V_u = 21794,2$	kg	$h = 100$	cm
$f_c = 210$	kg/cm ²	$d' = 5$	cm
$E_c = 218819,79$	kg/cm ²	$d = 95$	cm
$f_y = 4200$	kg/cm ²	$b = 100$	cm
$E_s = 2000000$	kg/cm ²	$\phi = 0,9$	para corte

Resistencia al corte proporcionada por el hormigon.

$$V_c = \frac{10}{6} b w . d \sqrt{f_c} \quad V_c = 72557,45 \text{ kg}$$

Verificacion de la necesidad de armadura.

si: $V_u \leq 0,5 * \phi * (V_c)$	no necesita	$0,5 * \phi * (V_c) = 32651 \text{ kg}$
si: $0,5 * \phi * (V_c) < V_u \leq \phi * (V_c)$	A_v minima	$\phi * (V_c) = 65302 \text{ kg}$
si: $V_u > \phi * (V_c)$	A_v necesaria	

NO NECESITA

Armadura de distribucion.

$$A_s = 0.001 * b * d$$

$$A_s = 9,50 \text{ cm}^2$$

Aceros.

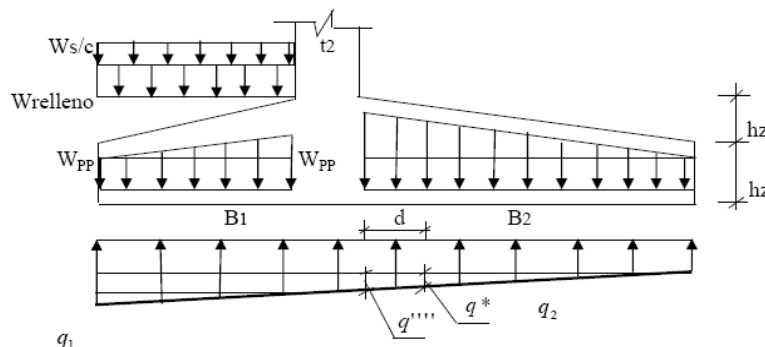
ϕ (mm)	5	6	8	10	12	16	20	25
ϕ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1
A_s (cm ²)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14	5,10

ϕ (mm) 16 2,01
 numero de barras= 5 barras
5 ϕ 16 mm

la armadura antes calculada es para una faja de 1m de ancho, por tanto se dispondra:

ϕ 16 mm c/ 20 cm

4.12.10.2. Calculo de momentos flectores y cortantes (zapata anterior).



Momento flector y cortante debido al esfuerzo del suelo.

$$\begin{aligned}
 q_1 &= 21181,11 \text{ kg/m} & \frac{(q_1 - q_2)}{(B_1 + B_2)} &= \left(\frac{q''''}{B_2} \right) & \frac{(q_1 - q_2)}{(B_1 + B_2)} &= \left(\frac{q^*}{(B_2 - d)} \right) \\
 q_2 &= 19868,16 \text{ kg/m} \\
 B_1 &= 3,1 \text{ m} \\
 B_2 &= 2 \text{ m} & q'''' &= 514,88 \text{ kg/m} & q^* &= 270,31 \text{ kg/m} \\
 d &= 95 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$M_q' = q_2 * \frac{(B_2)^2}{2} + q'''' * \frac{B_2}{2} * \frac{1}{3} * B_2 \qquad V_q' = q_2 * (B_2 - d) + (q^*) * \frac{(B_2 - d)}{2}$$

$$Mq' = 40079,583 \text{ kg-m} \qquad Vq' = 21003 \text{ kg}$$

Momento flector y cortante debido al peso propio de la fundacion.

$$\begin{aligned}
 \gamma &= 2400 \text{ kg/m}^3 & M_{wpp}' &= hz * \frac{(B_2)^2}{2} * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} + hz' * \frac{(B_2)}{2} * \frac{1}{3} * (B_2) * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \\
 hz &= 0,5 \text{ m} \\
 hz' &= 0,5 \text{ m} \\
 B_2 &= 2 \text{ m} & M_{wpp}' &= 2400,3 \text{ kg-m} \\
 d &= 95 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$V_{wpp}' = hz * (B_2 - d) * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} + hz' * \frac{(B_2 - d)}{2} * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

$$V_{wpp}' = 1890,0 \text{ kg}$$

Momento flector y cortante ultimos.

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1.35M_q' - 1.25 * M_{wpp}' & V_u &= 1.35V_q' - 1.25 * V_{wpp}' \\
 M_u &= 51744,94 \text{ kg-m} & V_u &= 25992,21 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Diseño a flexion.**datos.-**

$$\begin{aligned}
 \mathbf{Mu} &= 5174493,8 \text{ kg-cm} & \mathbf{h} &= 100 \text{ cm} \\
 \mathbf{fc} &= 210 \text{ kg/cm}^2 & \mathbf{d}' &= 5 \text{ cm} \\
 \mathbf{Ec} &= 218819,79 \text{ kg/cm}^2 & \mathbf{d} &= 95 \text{ cm} \\
 \mathbf{fy} &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & \mathbf{b} &= 100 \text{ cm} \\
 \mathbf{Es} &= 2000000 \text{ kg/cm}^2 & \mathbf{\phi} &= 0,9 \text{ para flexion}
 \end{aligned}$$

profundidad del bloque de compresiones.

$$a = 3,453 \text{ cm}$$

distancia al eje neutro.

$$C = 4,063 \text{ cm}$$

cuantia mecanica.

$$\rho = 0,00154$$

armadura necesaria.

$$A_s = 14,676 \text{ cm}^2$$

cuantia mecanica minima.

$$\rho_{min} = 0,0033$$

armadura minima.

$$A_{smin} = 31,667 \text{ cm}^2$$

Eleccion de la armadura.

$$A_s = 31,67 \text{ cm}^2$$

Aceros.

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	16	20	25
ϕ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1
A_s (cm ²)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14	5,10

$$\begin{aligned} \phi \text{ (mm)} & 25 & 5,1 \\ \text{numero de barras=} & 7 & \text{barras} \\ & 7 & \phi & 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

la armadura antes calculada es para una faja de 1m de ancho, por tanto se dispondra:

$$\phi \quad 25 \quad \text{mm c/ } 12,5 \text{ cm}$$

Verificacion a cortante.**datos.-**

$$\begin{aligned} V_u &= 25992,2 \text{ kg} & h &= 100 \text{ cm} \\ f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 & d' &= 5 \text{ cm} \\ E_c &= 218819,79 \text{ kg/cm}^2 & d &= 95 \text{ cm} \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & b &= 100 \text{ cm} \\ E_s &= 2000000 \text{ kg/cm}^2 & \phi &= 0,9 \text{ para corte} \end{aligned}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigon.

$$V_c = \frac{10}{6} b_w d \sqrt{f_c} \quad V_c = 72557,45 \text{ kg}$$

Verificacion de la necesidad de armadura.

$$\begin{aligned} \text{si: } V_u &\leq 0,5 \phi^*(V_c) & \text{no necesita} & & 0,5 \phi^*(V_c) &= 32651 \text{ kg} \\ \text{si: } 0,5 \phi^*(V_c) &< V_u \leq \phi^*(V_c) & A_v \text{ minima} & & \phi^*(V_c) &= 65302 \text{ kg} \\ \text{si: } V_u &> \phi^*(V_c) & A_v \text{ necesaria} & & & \end{aligned}$$

NO NECESITA

Armadura de distribucion.

$$A_s = 0.001 * b * d$$

$$A_s = 9,50 \text{ cm}^2$$

Aceros.

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	16	20	25
ϕ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1
A_s (cm ²)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14	5,10

$$\begin{aligned} \phi \text{ (mm)} & 16 & 2,01 \\ \text{numero de barras=} & 5 & \text{barras} \\ & 5 & \phi & 16 \text{ mm} \end{aligned}$$

la armadura antes calculada es para una faja de 1m de ancho, por tanto se dispondra:

ϕ 16 mm c/ 20 cm

4.13. DISEÑO DE ESTRIBO DERECHO.

Datos.

Peso específico del hormigon	$\gamma =$	2400	kg/m ³
Resistencia del hormigon	$f'c =$	210	kg/cm ²
Acero estructural	$f_y =$	4200	kg/cm ²
Recubrimiento	$d' =$	5	cm
Luz de calculo	$L =$	30	m
Altura del alzado	$h_1 =$	2,9	m
Sobrecarga del terraplen	$W_s/c =$	1000	kg/m ²
Peso específico del terraplen	$\gamma_s =$	1700	kg/m ³
Angulo de friccion interna	$\varphi =$	30	°
Esfuerzo admisible del suelo	$\sigma_{adm} =$	3	kg/cm ²

4.13.1. Calculo de fuerzas de empuje del suelo para el analisis de la base del alzado.

$\alpha = 90$	°	$\delta = \frac{2}{3} * \varphi$
$\varphi = 30$	°	
$\beta = 0$	°	$\delta = 20$
$h = 3,65$	m	
$\gamma_s = 1700$	kg/m ³	
$W_s/c = 1000$	kg/m ²	
$\lambda_v = \lambda_H * \cot(\alpha - \delta)$		
$\lambda_v = 0,10$		$\lambda_H = 0,28$

$$\lambda_H = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2\alpha * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) * \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$P_H = \left(\gamma_s * \frac{h^2}{2} + W_s/c * h \right) * \lambda_H$$

$$P_V = \left(\gamma_s * \frac{h^2}{2} + W_s/c * h \right) * \lambda_V$$

$$PH = 4183,53 \text{ kg}$$

$$Pv = 1522,68 \text{ kg}$$

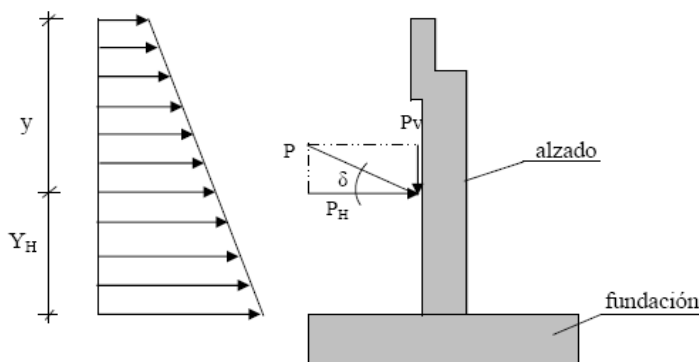
$$y = h * \frac{2 * \gamma_s * h + 3 * W_s/c}{3 * \gamma_s * h + 6 * W_s/c}$$

$$Y_H = h - y$$

$$y = 2,285 \text{ m}$$

$$Y_H = 1,365 \text{ m}$$

Diagrama de presiones equivalentes.



4.13.2. Analisis de cargas provenientes de la superestructura.

Cargas debidas al peso propio de la superestructura.

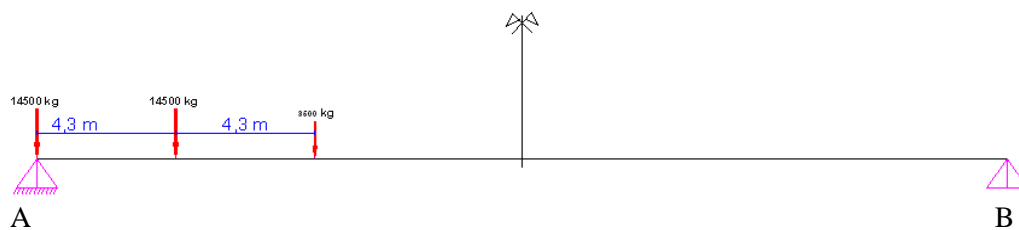
$$R_{pp} = R_{viga} + R_{tablero}$$

$$R_{pp} = 57155 \text{ kg}$$

Cargas debido al camion de diseño.

$$P_t = 14500 \text{ kg} \qquad P_d = 3500 \text{ kg}$$

$$P't = 11673,6257 \text{ kg} \qquad P'd = 2817,772 \text{ kg}$$



$$R_A = 23684,042 \text{ kg} \qquad R_B = 2480,981 \text{ kg}$$

$$R_{camion} = 23684,04 \text{ kg}$$

Carga debido a la fuerza de frenado.

$$P_{II} \text{ delantero} = 3500 \text{ kg} \qquad \text{Numero de vigas} = 3$$

$$P_{II} \text{ trasero} = 14500 \text{ kg} \qquad \text{numero de carriles} = 2$$

$$BR' = 0.05 * N^{\circ} \text{carriles} * (2 * P_{II \text{ trasero}} + P_{II \text{ delantero}}) \qquad BR' = 3250 \text{ kg}$$

$$BR = \frac{BR'}{N^{\circ} \text{vigas}} \qquad BR = 1083,333 \text{ kg}$$

4.13.3. Empuje activo del suelo.

Empuje activo del suelo hasta la base de la fundacion.

$$\delta = 20^{\circ}$$

$$\lambda_H = 0,28$$

$$\lambda_V = 0,10$$

$$H = 4,6 \text{ m}$$

$$\gamma_s = 1700 \text{ kg/m}^3$$

$$W_s/c = 1000 \text{ kg/m}^2$$

$$P_H = \left(\gamma_s * \frac{H^2}{2} + W_s / c * H \right) * \lambda_H$$

$$P_H = 6310,159 \text{ kg}$$

$$P_V = \left(\gamma_s * \frac{H^2}{2} + W_s / c * H \right) * \lambda_V$$

$$P_V = 2296,71 \text{ kg}$$

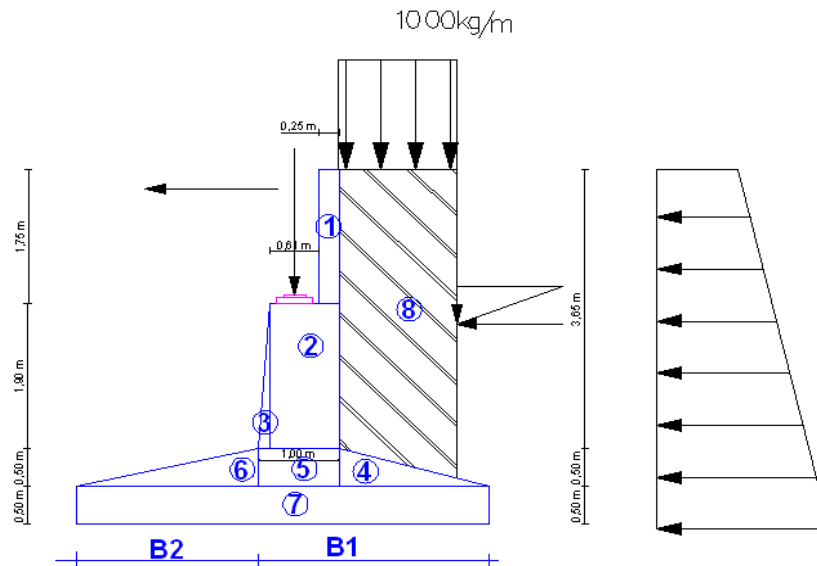
$$y = H * \frac{2 * \gamma_s * H + 3 * W_s / c}{3 * \gamma_s * H + 6 * W_s / c}$$

$$Y_H = h - y$$

$$y = 2,91 \text{ m}$$

$$Y_H = 1,69 \text{ m}$$

4.13.4. Dimensionamiento de base verificando estabilidad y presiones admisibles. Calculo de fuerzas estabilizantes.



Para :

$$B1 = 2,5 \text{ m}$$

$$B = 4 \text{ m}$$

$$B2 = 1,5 \text{ m}$$

Se realizara el analisis y se verificara en los siguientes estados:

I) El estribo solo.

II) El estribo mas la superestructura.

III) El estribo mas la superestructura y la carga vehicular.

IV) el estribo mas la superestructura, la carga vehicular y la carga de frenado.

4.13.4.1. Calculo de momentos respecto al extremo inferior derecho de la fundacion.

Pi	Ai m ²	Peso (P) kg.	Brazo de giro (m)	Momento kg-m
P1	0,44	1051,20	2,38	2496,6
P2	1,63	3916,80	2,07	8107,8
P3	0,13	321,60	1,59	512,4
P4	0,38	900,00	3,00	2700,0
P5	0,50	1200,00	2,00	2400,0
P6	0,38	900,00	1,00	900,0

P7	2,00	4800,00	2,00	9600,0
P8	5,85	9945,00	3,25	32321,3
PP	-----	57155,00	2,70	154318,5
PII	-----	23684,04	2,70	63946,9
PH	-----	6310,16	1,69	10660,9
Pv	-----	2296,71	2,50	5741,8
BR	-----	1083,33	4,65	5037,5

PP: carga muerta proveniente de la superestructura.

PII: carga proveniente del camion de diseño.

PH carga debida al empuje horizontal del terreno.

Pv: carga debida al empuje vertical del terreno.

BR: Fuerza de frenado.

4.13.4.2. Analisis de estabilidad y presiones del suelo.

Estabilidad con cargas de peso propio del estribo, suelo y empuje de suelo(Estado I).

$$N \text{ estabilizante} = 23034,60 \text{ kg}$$

$$M \text{ estabilizante} = 59038,0 \text{ kg-m}$$

$$F \text{ desestabilizante} = 6310,16 \text{ kg}$$

$$M \text{ desestabilizante} = 10660,87 \text{ kg-m}$$

$$f = 0,70$$

$$B = 4 \text{ m}$$

$$FSD = \frac{f * N_{estabilizante}}{F_{desestabilizante} - f * P_V}$$

$$FSV = \frac{M_{estabilizante}}{M_{desestabilizante}}$$

$$FSD = 3,429$$

$$FSV = 5,538$$

$$x_o = \frac{M_{estabilizante} - M_{desestabilizante}}{N_{estabilizante} + P_V}$$

$$e = x_o - \frac{B}{2}$$

$$x_o = 1,91 \text{ m}$$

$$e = 0,09022 \text{ m}$$

$$B/6 = 0,667 \text{ m}$$

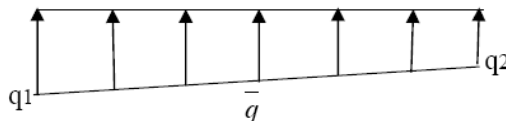
$$e \leq \frac{B}{6} \quad \text{OK.}$$

Calculo de esfuerzos (Estado I).

$$P = 23034,60 \text{ kg}$$

$$B = 4 \text{ m}$$

$$e = 0,09022 \text{ m}$$



$$q_1 = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B} \right)$$

$$q_2 = \frac{P}{B} \left(1 - \frac{6 * e}{B} \right)$$

$$q_1 = 0,654 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = 0,497931 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} \leq 1,25 * \sigma_{adm}$$

$$1,25 * \sigma_{adm} = 3,75 \text{ kg/cm}^2$$

Estabilidad con cargas de peso propio del estribo, suelo, empuje de suelo y peso de la superestructura (Estado II)

N estabilizante = 80189,60 kg M estabilizante = 213356,5 kg-m

F desestabilizante = 6310,16 kg M desestabilizante = 10660,87 kg-m

$$f = 0,70 \qquad B = 4 \text{ m}$$

$$FSD = \frac{f * N_{estabilizante}}{F_{desestabilizante} - f * P_V} \qquad FSV = \frac{M_{estabilizante}}{M_{desestabilizante}}$$

FSD = 11,937 FSV = 20,013

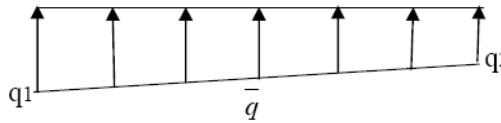
$$x_o = \frac{M_{estabilizante} - M_{desestabilizante}}{N_{estabilizante} + P_V} \qquad e = x_o - \frac{B}{2}$$

xo = 2,46 m e = 0,45733 m

B/6 = 0,667 m $e \leq \frac{B}{6}$ OK.

Calculo de esfuerzos (Estado II).

P = 80189,60 kg
B = 4 m
e = 0,45733 m



$$q_1 = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B} \right) \qquad q_2 = \frac{P}{B} \left(1 - \frac{6 * e}{B} \right)$$

q1 = 2,704 kg/cm2 q2 = 0,629513 kg/cm2

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} \leq 1,25 * \sigma_{adm} \qquad 1,25 * \sigma_{adm} = 3,75 \text{ kg/cm2}$$

Estabilidad con cargas de peso propio del estribo, suelo, empuje de suelo y peso de la superestructura y caargas vivas exceptuando la fuerza de frenado (Estado III)

N estabilizante = 103873,64 kg M estabilizante = 277303,5 kg-m

F desestabilizante = 6310,16 kg M desestabilizante = 10660,87 kg-m

$$f = 0,70 \qquad B = 4$$

$$FSD = \frac{f * N_{estabilizante}}{F_{desestabilizante} - f * P_V} \qquad FSV = \frac{M_{estabilizante}}{M_{desestabilizante}}$$

FSD = 15,462 FSV = 26,011

$$\frac{M_{estabilizante} - M_{desestabilizante}}{B}$$

$$x_o = \frac{\text{estabilizante}}{N_{estabilizante} + P_V}$$

$$e = x_o - \frac{B}{2}$$

$$x_o = 2,51 \text{ m}$$

$$e = 0,51146$$

$$B/6 = 0,667 \text{ m}$$

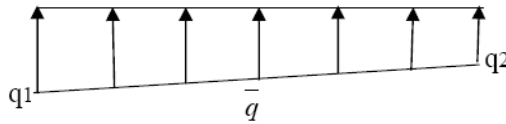
$$e \leq \frac{B}{6} \quad \text{OK.}$$

Calculo de esfuerzos (Estado III).

$$P = 103873,64 \text{ kg}$$

$$B = 4 \text{ m}$$

$$e = 0,51146 \text{ m}$$



$$q_1 = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$q_2 = \frac{P}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$q_1 = 3,059 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = 0,604571 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} \leq 1,25 \cdot \sigma_{adm}$$

$$1,25 \cdot \sigma_{adm} = 3,75 \text{ kg/cm}^2$$

Estabilidad con cargas de peso propio del estribo, suelo, empuje de suelo y peso de la superestructura y caargas vivas mas la fuerza de frenado (Estado IV)

$$N \text{ estabilizante} = 103873,64 \text{ kg}$$

$$M \text{ estabilizante} = 277303,5$$

$$F \text{ desestabilizante} = 7393,49 \text{ kg}$$

$$M \text{ desestabilizante} = 15698,37$$

$$f = \text{tg}(\varphi) \quad f = 0,58$$

$$B = 4$$

$$FSD = \frac{f \cdot N_{estabilizante}}{F_{desestabilizante} - f \cdot P_V}$$

$$FSV = \frac{M_{estabilizante}}{M_{desestabilizante}}$$

$$FSD = 9,884$$

$$FSV = 17,664$$

$$x_o = \frac{M_{estabilizante} - M_{desestabilizante}}{N_{estabilizante} + P_V}$$

$$e = x_o - \frac{B}{2}$$

$$x_o = 2,46 \text{ m}$$

$$e = 0,46401$$

$$B/6 = 0,667 \text{ m}$$

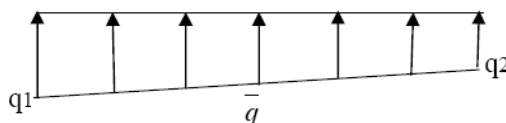
$$e \leq \frac{B}{6} \quad \text{OK.}$$

Calculo de esfuerzos (Estado IV).

$$P = 103873,64 \text{ kg}$$

$$B = 4 \text{ m}$$

$$e = 0,46401 \text{ m}$$



$$q_1 = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$q_2 = \frac{P}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$q_1 = 3,523 \text{ kg/cm}^2 \qquad q_2 = 0,789391 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} \leq 1,25 * \sigma_{adm} \qquad 1,25 * \sigma_{adm} = 3,750 \text{ kg/cm}^2$$

4.13.5. Calculo de las armaduras del alzado.

Calculo del momento flector ultimo.

$$\begin{aligned} PH &= 6310,16 \text{ kg} \\ YH &= 1,69 \text{ m} \\ BR &= 1083,33 \text{ kg} \\ YBR &= 4,65 \text{ m} \end{aligned} \qquad Mu = 24806,93 \text{ kg-m}$$

Calculo del cortante ultimo.

$$\begin{aligned} PH &= 6310,16 \text{ kg} \\ BR &= 1083,33 \text{ kg} \end{aligned} \qquad Vu = 9783,532 \text{ kg}$$

Calculo de la armadura para el alzado.

Diseño a flexion.

datos.-

$$\begin{aligned} Mu &= 2480693,0 \text{ kg-cm} & h &= 100 \text{ cm} \\ f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 & d' &= 5 \text{ cm} \\ Ec &= 218819,789 \text{ kg/cm}^2 & d &= 95 \text{ cm} \\ fy &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & b &= 100 \text{ cm} \\ Es &= 2000000 \text{ kg/cm}^2 & \phi &= 0,9 \text{ para flexion} \end{aligned}$$

profundidad del bloque de compresiones.

$$a = 1,640 \text{ cm}$$

distancia al eje neutro.

$$C = 1,929 \text{ cm}$$

cuantia mecanica.

$$\rho = 0,00073$$

armadura necesaria.

$$As = 6,968 \text{ cm}^2$$

cuantia mecanica minima.

$$\rho_{min} = 0,0033$$

armadura minima.

$$As_{min} = 31,667 \text{ cm}^2$$

Eleccion de la armadura.

$$As = 31,67 \text{ cm}^2$$

Aceros.

ϕ (mm)	6	8	10	12	16	20	25
ϕ (pulg.)	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1
As(cm2)	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14	5,10

ϕ (mm) 25 5,1
 numero de barras= 7 barras
7 ϕ 25 mm

la armadura antes calculada es para una faja de 1m de ancho, por tanto se dispondra:

ϕ 25 mm c/ 12,5 cm

Verificacion a cortante.

datos.-

Vu =	9783,5	kg	h =	100	cm
f'c =	210	kg/cm ²	d' =	5	cm
Ec =	218819,789	kg/cm ²	d =	95	cm
fy =	4200	kg/cm ²	b =	100	cm
Es =	2000000	kg/cm ²	ϕ =	0,9	para corte

Resistencia al corte proporcionada por el hormigon.

$$V_c = \frac{10}{6} b w d \sqrt{f'c} \quad V_c = 72557,45 \text{ kg}$$

Verificacion de la necesidad de armadura.

si: $0,5 \cdot \phi^*(V_c) = 32650,85 \text{ kg}$
 $V_u \leq 0,5 \cdot \phi^*(V_c)$ no necesita
 $0,5 \cdot \phi^*(V_c) < V_u \leq \phi^*(V_c)$ Av minima $\phi^*(V_c) = 65301,7 \text{ kg}$
 $V_u > \phi^*(V_c)$ Av necesaria
NO NECESITA

Armadura transversal.

$$A_{smin} = 0.002 * b * d$$

$$A_s = 9,50 \text{ cm}^2$$

Aceros.

ϕ (mm)	6	8	10	12	16	20	25
ϕ (pulg.)	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1
As(cm²)	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14	5,10

ϕ (mm) 16 2,01
 numero de barras= 5 barras
5 ϕ 16 mm

la armadura antes calculada es para una faja de 1m de ancho, por tanto se dispondra:

ϕ 16 mm c/ 20 cm

4.13.6. Armadura para el espaldar.

Calculo del momento flector ultimo.

$$\delta = 20^\circ$$

$$\lambda_H = 0,28$$

$$P_H = \left(\gamma_s * \frac{h^2}{2} + W_s / c * h' \right) * \lambda_H$$

$$\begin{aligned} \lambda_v &= 0,10 \\ h' &= 1,75 \text{ m} \\ \gamma_s &= 1700 \text{ kg/m}^3 \\ W_s/c &= 1000 \text{ kg/m}^2 \\ BR &= 1083,33 \text{ kg} \\ YBR &= 1,75 \text{ m} \end{aligned}$$

$$PH' = 1216,192 \text{ kg}$$

$$P_v = \left(\gamma_s * \frac{h'^2}{2} + W_s / c * h' \right) * \lambda_v$$

$$P_v = 442,6576 \text{ kg}$$

$$y = h' * \frac{2 * \gamma_s * h' + 3 * W_s / c}{3 * \gamma_s * h' + 6 * W_s / c}$$

$$y = 1,049 \text{ m}$$

$$Y_H = h' - y$$

$$Y_H = 0,701 \text{ m}$$

$$Mu = 1.5 * P_H * Y_H + 1.75 * BR * Y_{BR}$$

$$Mu = 4595,78 \text{ kg-m}$$

$$Vu = 1.5 * P_H + 1.75 * BR$$

$$Vu = 3720,12 \text{ kg}$$

Calculo de la armadura para del espaldar.

Diseño a flexion.

datos.-

$$\begin{aligned} Mu &= 459577,9 \text{ kg-cm} \\ f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ E_c &= 218819,789 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ E_s &= 2000000 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h &= 25 \text{ cm} \\ d' &= 5 \text{ cm} \\ d &= 20 \text{ cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \\ \phi &= 0,9 \text{ para flexion} \end{aligned}$$

profundidad del bloque de compresiones.

$$a = 1,486 \text{ cm}$$

distancia al eje neutro.

$$C = 1,748 \text{ cm}$$

cuantia mecanica.

$$\rho = 0,00316$$

armadura necesaria.

$$As = 6,314 \text{ cm}^2$$

cuantia mecanica minima.

$$\rho_{min} = 0,0033$$

armadura minima.

$$As_{min} = 6,667 \text{ cm}^2$$

Eleccion de la armadura.

$$As = 6,67 \text{ cm}^2$$

Aceros.

ϕ (mm)	6	8	10	12	16	20	25
ϕ (pulg.)	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1
As(cm2)	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14	5,10

$$\begin{array}{rcl} \phi \text{ (mm)} & 16 & 2,01 \\ \text{numero de barras=} & 4 & \text{barras} \\ \mathbf{4} & \phi & \mathbf{16 \text{ mm}} \end{array}$$

la armadura antes calculada es para una faja de 1m de ancho, por tanto se dispondra:

$$\phi \quad 16 \quad \text{mm c/ 25 cm}$$

Verificacion a cortante.

datos.-

$$\begin{array}{rcl} \mathbf{Vu} = & 3720,1 & \text{kg} & \mathbf{h} = & 25 & \text{cm} \\ \mathbf{f'c} = & 210 & \text{kg/cm}^2 & \mathbf{d'} = & 5 & \text{cm} \\ \mathbf{Ec} = & 218819,789 & \text{kg/cm}^2 & \mathbf{d} = & 20 & \text{cm} \\ \mathbf{fy} = & 4200 & \text{kg/cm}^2 & \mathbf{b} = & 100 & \text{cm} \\ \mathbf{Es} = & 2000000 & \text{kg/cm}^2 & \mathbf{\phi} = & 0,9 & \text{para corte} \end{array}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigon.

$$Vc = \frac{10}{6} bw.d \sqrt{f'c} \quad Vc = 15275,25 \text{ kg}$$

Verificacion de la necesidad de armadura.

$$\begin{array}{rcl} \text{si:} & & 0,5*\phi*(Vc) = 6873,864 \text{ kg} \\ Vu \leq 0,5*\phi*(Vc) & \text{no necesita} & \\ 0,5*\phi*(Vc) < Vu \leq \phi*(Vc) & Av \text{ minima} & \phi*(Vc) = 13747,73 \text{ kg} \\ Vu > \phi*(Vc) & Av \text{ necesaria} & \\ & & \text{NO NECESITA} \end{array}$$

Armadura de distribucion.

$$\begin{array}{l} As = 0.001 * b * d \\ \mathbf{As = 2,00 \text{ cm}^2} \end{array}$$

Aceros.

ϕ (mm)	6	8	10	12	16	20	25
ϕ (pulg.)	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1
As(cm2)	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14	5,10

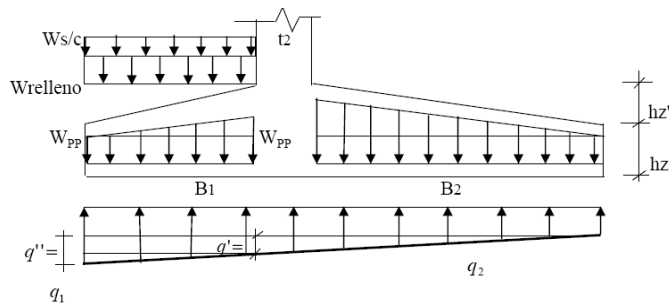
$$\begin{array}{rcl} \phi \text{ (mm)} & 10 & 0,785 \\ \text{numero de barras=} & 3 & \text{barras} \\ \mathbf{3} & \phi & \mathbf{10 \text{ mm}} \end{array}$$

la armadura antes calculada es para una faja de 1m de ancho, por tanto se dispondra:

$$\phi \quad 10 \quad \text{mm c/ 30 cm}$$

4.13.7. Diseño de la fundacion.

4.13.7.1. Calculo de momentos flectores y cortantes (zapata posterior).



Momento flector y cortante debido al esfuerzo del suelo.

$$q_1 = 30594,075 \text{ kg/m} \quad \frac{(q_1 - q_2)}{(B_1 + B_2)} = \left(\frac{q'}{B_2 + t_2} \right) \quad q' = 15342,73 \text{ kg/m}$$

$$q_2 = 6045,71 \text{ kg/m}$$

$$B_1 = 2,5 \text{ m}$$

$$B_2 = 1,5 \text{ m} \quad q'' = q_1 - q_2 \quad q'' = 24548,37 \text{ kg/m}$$

$$t_2 = 1 \text{ m} \quad q''' = q'' - q' \quad q''' = 9205,64 \text{ kg/m}$$

$$M_q = q_2 * \frac{(B_1 - t_2)^2}{2} + q' * \frac{(B_1 - t_2)^2}{2} + q''' * \frac{(B_1 - t_2)}{2} * \frac{2}{3} * (B_1 - t_2) \quad V_q = \left(\frac{q'''}{2} + (q_2 + q') \right) * (B_1 - t_2)$$

$$M_q = 30966,2206 \text{ kg-m} \quad V_q = 38986,88 \text{ kg}$$

Momento flector y cortante debido al peso propio de la fundacion.

$$\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3 \quad M_{WPP} = hz * \frac{(B_1 - t_2)^2}{2} * \gamma_{H^\circ A^\circ} + hz' * \frac{(B_1 - t_2)}{2} * \frac{1}{3} * (B_1 - t_2) * \gamma_{H^\circ A^\circ}$$

$$hz = 0,5 \text{ m}$$

$$hz' = 0,5 \text{ m}$$

$$B_1 = 2,5 \text{ m} \quad M_{wpp} = 1800,0 \text{ kg-m}$$

$$t_2 = 1 \text{ m}$$

$$V_{WPP} = hz * (B_1 - t_2) * \gamma_{H^\circ A^\circ} + hz' * \frac{(B_1 - t_2)}{2} * \gamma_{H^\circ A^\circ}$$

$$V_{wpp} = 2700 \text{ kg}$$

Momento flector y cortante debido al peso propio del relleno.

$$\gamma_s = 1700 \text{ kg/m}^3 \quad M_{Wrelleno} = \gamma_s * (H - hz - hz') * \frac{(B_1 - t_2)^2}{2}$$

$$H = 8,8 \text{ m} \quad M_{wrelleno} = 14917,5 \text{ kg-m}$$

$$hz = 0,5 \text{ m}$$

$$hz' = 0,5 \text{ m} \quad V_{Wrelleno} = \gamma_s * (H - hz - hz') * (B_1 - t_2)$$

$$B_1 = 2,5 \text{ m} \quad V_{wrelleno} = 19890 \text{ kg}$$

$$t_2 = 1 \text{ m}$$

Momento flector y cortante debido a la sobrecarga.

$$Ws/c = 1000 \text{ kg/m}^2$$

$$B_1 = 2,5 \text{ m}$$

$$t_2 = 1 \text{ m}$$

$$M_{W_s/c} = W_s / c * \frac{(B_1 - t_2)^2}{2}$$

$$M_{ws/c} = 1125 \text{ kg-m}$$

$$V_{W_s/c} = W_s / c * (B_1 - t_2)$$

$$V_{ws/c} = 1500 \text{ kg}$$

Momento flector y cortante ultimos.

$$Mu = 1.35M_q - 1.25M_{WPP} - 1.35M_{Wrelleno} - 1.5M_{W_s/c}$$

$$Mu = 17728,27 \text{ kg-m}$$

$$Vu = 1.35V_q - 1.25V_{WPP} - 1.35V_{Wrelleno} - 1.5V_{W_s/c}$$

$$Vu = 21150,29$$

Diseño a flexion.

datos.-

$$Mu = 1772827,3 \text{ kg-cm}$$

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

$$E_c = 218819,789 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$d = 95 \text{ cm}$$

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

$$\phi = 0,9 \text{ para flexion}$$

profundidad del bloque de compresiones.

$$a = 1,169 \text{ cm}$$

distancia al eje neutro.

$$C = 1,375 \text{ cm}$$

cuantia mecanica.

$$\rho = 0,00052$$

armadura necesaria.

$$As = 4,967 \text{ cm}^2$$

cuantia mecanica minima.

$$\rho_{min} = 0,0033$$

armadura minima.

$$As_{min} = 31,667 \text{ cm}^2$$

Eleccion de la armadura.

$$As = 31,67 \text{ cm}^2$$

Aceros.

ϕ (mm)	6	8	10	12	16	20	25
ϕ (pulg.)	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1
As(cm2)	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14	5,10

$$\phi \text{ (mm)} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{numero de barras} = 7 \text{ barras}$$

$$7 \phi 25 \text{ mm}$$

la armadura antes calculada es para una faja de 1m de ancho, por tanto se dispondra:

ϕ 25 mm c/ 12,5 cm

Verificacion a cortante.

datos.-

Vu = 21150,3 kg	h = 100 cm
f'c = 210 kg/cm ²	d' = 5 cm
Ec = 218819,789 kg/cm ²	d = 95 cm
fy = 4200 kg/cm ²	b = 100 cm
Es = 2000000 kg/cm ²	ϕ = 0,9 para corte

Resistencia al corte proporcionada por el hormigon.

$$V_c = \frac{10}{6} b w . d \sqrt{f'c} \quad V_c = 72557,45 \text{ kg}$$

Verificacion de la necesidad de armadura.

si:	$0,5 * \phi * (V_c) = 32650,85 \text{ kg}$
$V_u \leq 0,5 * \phi * (V_c)$	no necesita
$0,5 * \phi * (V_c) < V_u \leq \phi * (V_c)$	Av minima $\phi * (V_c) = 65301,7 \text{ kg}$
$V_u > \phi * (V_c)$	Av necesaria
	NO NECESITA

Armadura de distribucion.

$$A_s = 0.001 * b * d$$

$$A_s = 9,50 \text{ cm}^2$$

Aceros.

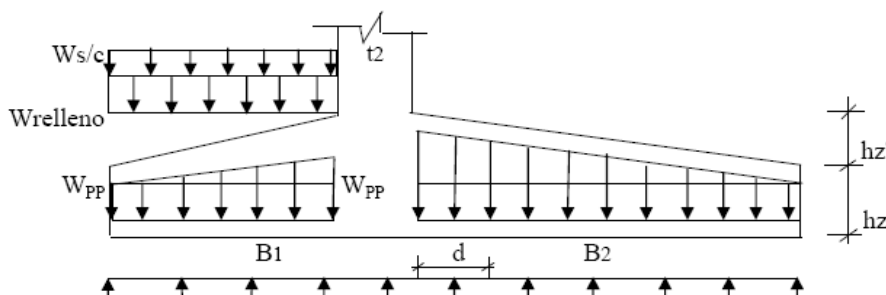
ϕ (mm)	6	8	10	12	16	20	25
ϕ (pulg.)	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1
As(cm ²)	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14	5,10

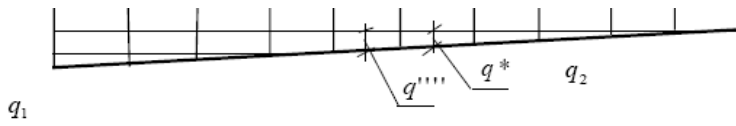
ϕ (mm) 16 2,01
 numero de barras= 5 barras
5 ϕ 16 mm

la armadura antes calculada es para una faja de 1m de ancho, por tanto se dispondra:

ϕ 16 mm c/ 20 cm

4.13.7.2. Calculo de momentos flectores y cortantes (zapata anterior).





Momento flector y cortante debido al esfuerzo del suelo.

$$\begin{aligned}
 q_1 &= 30594,08 \text{ kg/m} & \frac{(q_1 - q_2)}{(B_1 + B_2)} &= \left(\frac{q''''}{B_2} \right) & \frac{(q_1 - q_2)}{(B_1 + B_2)} &= \left(\frac{q^*}{(B_2 - d)} \right) \\
 q_2 &= 6045,71 \text{ kg/m} \\
 B_1 &= 2,5 \text{ m} \\
 B_2 &= 1,5 \text{ m} & q'''' &= 9205,64 \text{ kg/m} & q^* &= 3375,4 \text{ kg/m} \\
 d &= 95 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_q' &= q_2 * \frac{(B_2)^2}{2} + q'''' * \frac{B_2}{2} * \frac{1}{3} * B_2 & V_q' &= q_2 * (B_2 - d) + (q^*) * \frac{(B_2 - d)}{2} \\
 M_q' &= 10253,5357 \text{ kg-m} & V_q' &= 4253,375 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Momento flector y cortante debido al peso propio de la fundacion.

$$\begin{aligned}
 \gamma &= 2400 \text{ kg/m}^3 & M_{wpp}' &= hz * \frac{(B_2)^2}{2} * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} + hz' * \frac{(B_2)}{2} * \frac{1}{3} * (B_2) * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \\
 hz &= 0,5 \text{ m} \\
 hz' &= 0,5 \text{ m} \\
 B_2 &= 1,5 \text{ m} & M_{wpp}' &= 1350,2 \text{ kg-m} \\
 d &= 95 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{wpp}' &= hz * (B_2 - d) * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} + hz' * \frac{(B_2 - d)}{2} * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \\
 V_{wpp}' &= 990,0 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Momento flector y cortante ultimos.

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1.35M_q' - 1.25 * M_{wpp}' \\
 M_u &= 12604,77 \text{ kg-m} \\
 V_u &= 1.35V_q' - 1.25 * V_{wpp}' \\
 V_u &= 4504,556
 \end{aligned}$$

Diseño a flexion.

datos.-

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1260477,3 \text{ kg-cm} & h &= 100 \text{ cm} \\
 f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 & d' &= 5 \text{ cm} \\
 E_c &= 218819,789 \text{ kg/cm}^2 & d &= 95 \text{ cm} \\
 f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & b &= 100 \text{ cm} \\
 E_s &= 2000000 \text{ kg/cm}^2 & \phi &= 0,9 \text{ para flexion}
 \end{aligned}$$

profundidad del bloque de compresiones.

$$a = 0,830 \text{ cm}$$

distancia al eje neutro.

$$C = 0,976 \text{ cm}$$

cuantia mecanica.

$$\rho = 0,00037$$

armadura necesaria.

$$As = 3,525 \text{ cm}^2$$

cuantia mecanica minima.

$$\rho_{min} = 0,0033$$

armadura minima.

$$As_{min} = 31,667 \text{ cm}^2$$

Eleccion de la armadura.

$$As = 31,67 \text{ cm}^2$$

Aceros.

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	16	20	25
ϕ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1
As(cm2)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14	5,10

$$\begin{aligned} \phi \text{ (mm)} &= 25 & 5,1 \\ \text{numero de barras} &= 7 & \text{barras} \\ & \mathbf{7} & \mathbf{\phi} & \mathbf{25} & \mathbf{mm} \end{aligned}$$

la armadura antes calculada es para una faja de 1m de ancho, por tanto se dispondra:

$$\phi \quad 25 \quad \text{mm c/ } 12,5 \text{ cm}$$

Verificacion a cortante.

datos.-

$$\begin{aligned} V_u &= 4504,6 \text{ kg} & h &= 100 \text{ cm} \\ f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 & d' &= 5 \text{ cm} \\ E_c &= 218819,789 \text{ kg/cm}^2 & d &= 95 \text{ cm} \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & b &= 100 \text{ cm} \\ E_s &= 2000000 \text{ kg/cm}^2 & \phi &= 0,9 \text{ para corte} \end{aligned}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigon.

$$V_c = \frac{10}{6} b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \quad V_c = 72557,45 \text{ kg}$$

Verificacion de la necesidad de armadura.

$$\begin{aligned} \text{si: } V_u &\leq 0,5 \cdot \phi^*(V_c) & \text{no necesita} \\ \text{si: } 0,5 \cdot \phi^*(V_c) &< V_u \leq \phi^*(V_c) & A_v \text{ minima} \\ \text{si: } V_u &> \phi^*(V_c) & A_v \text{ necesaria} \end{aligned}$$

$$0,5 \cdot \phi^*(V_c) = 32650,85 \text{ kg}$$

$$\phi^*(V_c) = 65301,7 \text{ kg}$$

NO NECESITA

Armadura de distribucion.

$$\begin{aligned} A_s &= 0.001 \cdot b \cdot d \\ A_s &= 9,50 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Aceros.

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	16	20	25
ϕ (pulg.)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	1
As(cm ²)	0,196	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14	5,10

ϕ (mm) 16 2,01
numero de barras= 5 barras

5 ϕ 16 mm

la armadura antes calculada es para una faja de 1m de ancho, por tanto se dispondra:

ϕ 16 mm c/ 20 cm

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES.

- Obtenidos los resultados de la ingeniería básica, (estudio topográfico, geológico, hidrológico e hidráulico, de socavación, etc.) y realizando una selección de alternativas, (técnicas y económicas) podemos determinar que un puente de vigas de hormigón pretensado de 30 m., es la estructura adecuada y factible para el lugar de emplazamiento.
- El emplazamiento del puente en el lugar indicado, hace de que de los accesos tengan el mínimo de modificación puesto que estos siguen el trazo del camino antiguo.
- Se ha determinado que es conveniente técnicamente tomar en cuenta el diseño de un puente de un solo tramo puesto que este nos permite mayor eficiencia en cuanto a la socavación que se producirá en el lecho del río, siendo que no producirá socavación local al no tener pilas intermedias.
- El estudio topográfico al igual que el estudio geológico se lo realizó conjuntamente con la subprefectura prestando estos sus servicios en lo referente a equipo y personal calificado, para el desarrollo de estos servicios, de lo cual se obtuvo resultados como un levantamiento muy detallado de la zona de emplazamiento del proyecto y la capacidad portante del suelo de fundación.
- Observando las buenas características de resistencia del suelo se definió que las fundaciones de los estribos serán de tipo superficiales, no siendo necesario una fundación profunda.
- Existen cargas que no se consideraron en el proyecto, por diferentes razones justificables tales cargas como sismo y cargas de viento.
- La norma AASHTO LRFD nos recomienda para el diseño de vereda, se realice con un desnivel de 20 cm. como máximo con referencia a la calzada y un ancho de vereda de 1 m., en nuestro caso se decidió diseñar una vereda con un desnivel de 25 cm. Por la razón de que no se cuenta con un barandado vehicular y por tanto el

bordillo será una medida de seguridad para evitar que los vehículos invadan la zona de tráfico peatonal.

- Para poder conseguir una situación más desfavorable en cuanto a estabilidad se despreciaron algunas cargas que favorecían a la estabilidad de la estructura como ser, *las cargas hidrostáticas del lado del lecho del río*, ya que éstas cualesquiera sea su magnitud son fuerzas estabilizantes, de la misma manera *tampoco se tomó en cuenta la fuerza del empuje pasivo del suelo* ya que su presencia es variable debido a la socavación.
- Para el diseño siempre se tuvo en cuenta la economía de la obra por ser este un factor determinante para la viabilidad del proyecto, por esta razón no se realizó el diseño de una losa de aproximación que representa un costo elevado para la obra.
- Se concluye de que el proyecto es económicamente viable puesto que este presenta un costo de construcción de 2.251.486,00 bolivianos., además se prevee que el tiempo de duración será de 150 días calendario.

5.2. RECOMENDACIONES.

- Tomando en cuenta que la norma AASTHO 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.
- En el presente proyecto, se eligió el barandado Tipo P-3 por ser esta una estructura que se utiliza en nuestro medio y ha dado resultados satisfactorios en cuanto a funcionalidad y resistencia, sin embargo la normativa AASTHO recomienda que razones de seguridad hacia el peatón se considere la utilización de un barandado alternativo.
- 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 estos apoyos interrelacionan con la estructura, y esto hace que funcionen como fijos con

relación a las deformaciones horizontales y como móviles con respecto a las deformaciones restantes a que está sometida la estructura.

- Es recomendable diseñar defensivos con gaviones ya que mitigan el impacto ambiental y protegen la subestructura de aluviones en época de crecidas.
- Se recomienda que los encofrados no deben ser desmontados hasta que el concreto se haya endurecido lo suficiente, de tal manera que pueda sostener su propio peso en forma segura, así como las cargas adicionales a las que esté sometida a estructura durante el período de construcción.
- El concreto deberá ser colocado evitando la segregación de sus componentes. La colocación se hará en capas horizontales de un espesor tal que no exceda la capacidad del vibrador para consolidar el concreto.
- Deberá verificarse que todas las barras de acero antes de usarlas deberán estar libres de defectos y completamente limpias, es decir sin polvo, pintura, óxido, grasas o cualquier otra materia que disminuya su adherencia.
- Deberá de tomarse en cuenta que el acero de presfuerzo deberá estar libre de fisuras, exfoliaciones, sopladuras, corrosión y cualquier desperfecto que pueda alterar sus condiciones de uso, resistencia y durabilidad. Deberá asimismo estar cuidadosamente protegido contra todo daño físico y la corrosión; las precauciones necesarias para la protección se adoptarán en todo momento, desde su fabricación hasta cuando se realice la colocación del concreto y la inyección de mortero en los ductos.
- Se recomienda verificar las vainas que deberán estar libres de agua y residuos antes de la instalación del acero. Asimismo, deberán estar rígidamente apoyados mediante elementos adecuados enlazados al acero de refuerzo, para prevenir el desplazamiento durante la colocación del concreto.
- El tesado se realizará mediante gatos hidráulicas que produzcan las fuerzas mostradas en los planos.
- Durante el tesado de los tendones, podrán ser aceptadas fallas particulares en el cable, en cuyo caso no se permitirá que más de un alambre en cualquier torón se rompa y además que los alambres rotos no excedan el 2 por ciento del área total del acero de presfuerzo en el elemento.

- La transferencia de la fuerza pretensora al concreto no será aplicada hasta que el concreto haya alcanzado la resistencia especificada.
- Se debe tener especial cuidado en el movimiento y traslado de elementos prefabricados de manera que se eviten daños que puedan disminuir la vida útil del elemento estructural.
- Se recomienda la construcción de la viga completa en una pista a orillas del margen izquierdo del río, para que una vez adquirida la resistencia de diseño, pueda ser lanzada hasta su posición final por medio de grúas.