

CAPITULO I

1.1. Antecedentes

El Departamento de Tarija de la provincia Aniceto Arce primera sección Padcaya cuenta con una superficie de 5.205 Km². Cuenta con una población aproximada de 56.413 habitantes según datos del Censo Poblacional de 2002, el departamento de 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 en zonas rurales, 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. El municipio de Padcaya distrito dos Rosillas cruce, está ejecutando la apertura y construcción de nuevos accesos para mejorar la calidad de vida de los estudiantes y los comunarios de Rosillas cruce, esta nueva vía permitirá un flujo en toda la época del año tanto automotriz como peatonal mejorando la calidad de sus vidas

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 Comunidad de rosillas Cruce 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 a travesar el ríos cabildito en el (Cruce Rosillas) 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 Rosillas centro, para luego tomar un medio automotor para transportarse.

Por otro lado, los estudiantes de Rosillas cruce no pueden asistir al núcleo escolar en épocas de crecida o asistir al internado por que deben recorrer 4 km de distancia Lo que ocasiona costos económicos de tiempo y de transportea dicha unidad educativa por este motivo la comunidad de Rosillas Cruce cuenta con un núcleo escolar llamada Pedro Farfá donde se instruye el nivel de primario y en el área de influencia del proyecto existe un cementerio y una cancha de futbol donde en la actualidad no cuentan con una buena infraestructura caminera mediante la carretera principal Padcaya-Rosillas,

En este sentido las Comunidad Beneficiarias con la Construcción del Puente vehicular sobre el Río Cabildito, solucionarían los problemas de educación y largos tiempo de viaje, la necesidad de integración con las comunidades adyacentes y demanda de los agricultores de la zona de una vía de comunicación, propicia a que sus habitantes puedan visitar pueblos vecinos y viceversa, esto permite que exista comunicación entre pueblos dándose lugar al intercambio cultural, social y económico entre los mismos; además se debe pensar que siendo los productos del área rural 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 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 mejorar la educación, economía, deporte con el flujo de tránsito peatonal hacia los mercados de consumo, unidades educativas, y centros deportivos en toda época del año.

Una de las razones que justifican el estudio de un puente sobre el Río Cabildito radica básicamente en que los habitantes o familias y particularmente los estudiantes requieren un camino vehicular estable transitabilidad durante todo el año, y en especial en épocas de crecidas, con el objeto de acceder a una mejor educación y condiciones económicas 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 Cabildito, facilitará a los comunitarios a trasladarse a los centros de atención médica, cuando se presenten emergencias, ya que las comunidades 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 y lácteos hacia los mercados de abasto tanto interprovinciales como departamentales. Al contar con una estructura vial que conecte las provincias con los centros de abasto o a los diferentes mercados 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.

1.3.1 Justificación del proyecto

Actualmente, la carencia de un puente vehicular limita el desarrollo de las actividades normales de los habitantes y estudiantes del distrito dos cruce Rosillas de la provincia Arce; tanto en lo económico como en lo social, por tanto es preciso dotar de una red vial permanente en toda época del año. Para mejorar el nivel de vida de los habitantes en particular a los estudiantes y comerciantes como un mecanismo de total equidad social y económica. La necesidad de interconectar a las comunidades es una prioridad departamental, más aun si se trata de contribuir y mejorar las condiciones de vida sus habitantes.

El estudio a diseño final de un puente permitirá también mejorar el servicio de transporte, lo cual posibilitará un flujo vehicular permanente, cuyos habitantes podrán utilizar en el momento que así lo necesiten y un medio de comunicación u otra actividad requerida por los usuarios.

1.3.2. Justificación social

La construcción del proyecto puente vehicular sobre Rio cabildito, facilitara el flujo normal y seguridad y confort de los vehículos y peatones, durante las diferentes épocas del año, en especial en la temporada de lluvia

1.3.3. Justificación técnica

Lo que se pretende con el proyecto es mejorar la calidad de vida y mejorar flujo vehicular actual, que se ve limitado en las épocas de lluvia. Con la construcción de un puente vehicular eliminara los obstáculos mencionados y dará viabilidad al flujo vehicular y peatonal.

1.3.4. Justificación económica

Con la realización del mencionado proyecto se pretende resolver el problema y obstáculos que ocasiona el rio Cabildito en las diferentes estaciones del año, logrando así una solución económicamente justificable por lo siguiente:

Permitir la transitabilidad del tráfico vehicular y peatonal constante y permanente en cualquier época del año.

Se optimizaran los tiempos de transporte y se lograra una rápida atención a las demandas tanto en comunicación, salud, educación y otras necesidades que los habitantes beneficiada así lo requiera.

1.3.5. Justificación ambiental

El desarrollo del proyecto pretende evitar y mitigar en tanto y cuanto sea posible los efectos adversos que se desarrollen en la construcción de esta obra civil, haciendo que esta interactué con el medio ambiente, por tal circunstancia se realizara un estudio detallado del impacto ambiental que puede provocar el proyecto, determinando reducir a lo mínimo posible dichos impactos y no se permita perjudicar el medio ambiente durante y después de la construcción del proyecto.

1.4. Alcance del proyecto

El alcance del presente proyecto es el diseño estructural del puente vehicular en el riocabildito ubicada en el departamento Tarija provincia Arce distrito dos Rosillas a 5km de la ciudad d Padcaya Chaguaya.

El proyecto pretende dar una solución al problemática ya mencionada.

En primer lugar se realizarán estudio de la ingeniería básica creando las bases necesarias para el cálculo. De dicho proyecto.

En segundo lugar, se realizará la descripción del área de influencia para estimar la cantidad de beneficiarios. Para dar lugar cálculo y diseño de la obra civil necesaria para su correcto funcionamiento y mantenimiento.

Por último, se realizarán una serie de estudios, económicos y ambientales, que garanticen la viabilidad económica y la sostenibilidad del proyecto.

FOTO N° 1 Vista satelital del area de emplazamiento del puente



Rio Rosillas Cruce

Fuente: *Internet*

1.5.Objetivos

1.5.1. Objetivo general

El objetivo general del proyecto es realizar el “*Diseño estructural: Puente vehicular sobre rio Cabildito en la comunidad Cruce Rosillas*”, para superar el problema que ocasiona dicho rio especialmente en épocas de lluvia, garantizar la seguridad de tráfico automotriz y peatonal y cubrir la necesidad de los beneficiarios dándole mayores oportunidades de trabajo educación, comunicación, transitabilidad, producción y mejores condiciones de vida.

1.5.2. Objetivos específicos

Los Objetivos específicos planteados son los siguientes:

- Realizar la ingeniería básica
- Realizar el estudio hidrológico de toda la cuenca de aporte del rio Cabildito
- Realizar el estudio de alternativas y diseño a detalle de puentes (losa de hormigón armado y vigas de hormigón pretensado o armado).
- Realizar el estudio y diseño teórico a detalle de hormigón armado para la sub estructura especialmente en estribos.
- Realizar el estudio y diseño de obras complementarias y defensivos para garantizar la estabilidad y seguridad de la obra.
- Determinar los costos y plazos de ejecución del proyecto.
- Realizar la elaboración del estudio y la Ficha Ambiental del proyecto.

1.6.Ubicación geografica

FOTO N° 2



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.



1.6.1. Ubicación del proyecto dentro del departamento de Tarija

La provincia Cercado se encuentra situada en el valle central del Deartamento 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.



El proyecto está ubicado en el municipio de Padcaya, primera sección de la provincia de Arce, se encuentra ubicado al sur del departamento de Tarija, a una altitud que oscila entre 500 a 4.500 m.s.n.m. La extensión territorial del municipio es de 4.225,17 km², que representa el 81% del espacio geográfico de la provincia. Limita al norte con las provincias de Cercado y Avilez; al sur con la segunda sección de la provincia Arce (municipio de Bermejo) y la República de Argentina, al este con las provincias de O'Connor y Gran Chaco y al oeste con la provincia de Avilez. La capital del municipio se encuentra ubicada a 60 km. de la ciudad de Tarija.

El lugar de emplazamiento del proyecto “Estudio estructural del Puente vehicular Sobre el río Cabildito” se encuentra ubicado a 5 km. Del municipio de padcaya en la primera sección de la provincia Arce en el distrito dos de Rosillas

1.6.2. Ubicación por distrito

La Primera Sección de la Provincia Arce, Padcaya, tiene como división política administrativa con reconocimiento legal en cantones, en un total de 13, con 81 comunidades que conformaban la jurisdicción territorial del municipio.

Cuadro 1. Padcaya: Estructura Político Administrativa

Distritos	Barrios/Comunidades	Número de Comunidades
Distrito 1: Padcaya	<ul style="list-style-type: none"> • Padcaya (Barrio Lindo, Barrio Los Tacos, Barrio Central, Barrio El Puente), Chalamarca, Huacanqui, Abra de La Cruz, Fuerte Grande y Cabildo 	6

Distrito 2: Rosillas Cruce	Rosillas (Rosillas Centro y Rosillas Cruce), Abra de San Miguel y Rincón Grande	4
Distrito 3: Cañas	El Mollar, Chaguaya, San José de Chaguaya, Mecoya, Marañuelo, Quebrada de Cañas y Cañas.	7
Distrito 4: Camacho	Rejará, La Huerta, Camacho, Canchasmayo, Tacuara.	5
Distrito 5: El Carmen	Santa Rosa, Río Grande, San Francisco, El Carmen y Yerba Buena	5
Distrito 6: La Merced	Río Negro, Cachimayo, Santa Clara Río Orozas, San Francisco Chico, Guayabillas, Baizal y La Merced	7
Distrito 7: Orozas Centro	Orozas Arriba, Orozas Centro, Orozas Abajo, Orozas Norte, Alisos el Carmen, La Hondura, Rumicancha, El Saire, Cebolla Huayco	9
Distrito 8: Tariquía	Pampa Grande, Puesto Rueda, San José, Acherales, Volcán Blanco, Motoví, San Pedro, Chillahuatas, Cambarí y Acheralitos	10
Distrito 9: El badén	Emborozú, Sidras, Naranjo Agrio, El Limal, Salado Norte y El Badén	6
Distrito 10: Salado Naranjal	Salado Cruce, Nogalitos, La Planchada, Salado Conchas, Salado Naranjal y Río Conchas (Campo Grande Norte)	6
Distrito 11: Valle Dorado	Trementinal, Santa Clara Río Tarija, San Antonio, Playa Ancha, Piedra Grande El Cajón, San Ramón Puesto 27, San Telmo Río	8

	Tarija y Valle Dorado	
Distrito 12: San Telmo	San telmo, La Goma y Los Pozos	3
Distrito 13: La Mamora	La Capilla, Mamora Norte y Mamora Centro	3

1.6.3. Ubicación geográfica del proyecto

El proyecto se encuentra entre las coordenadas geográficas y UTM que se indican a continuación:

Coordenadas Geograficas		Coordenadas UTM	
Latitud Sur (S)	21° 54' 40,93"	Norte (N)	75759,59
Longitud Oeste (O)	64° 45' 34,61"	Este (E)	318225



El área de influencia del proyecto se encuentra en el departamento de Tarija a 49 km de la capital a la provincia Arce distrito dos cruce Rosillas a 5 km de Padcaya carretera a Chaguaya con coordenadas **21°53'53,38° S 64°42'46,64°O** el cual está ubicado al sur del departamento de Tarija y limita al noreste con Padcaya, al este con Abra San Miguel al sur con Melcoya.

El proyecto será emplazado las coordenadas UTM 75759,59N 318225 E en distrito dos de cruce Rosillas en río Cabildito

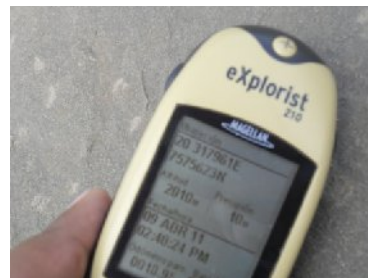
Ubicación del núcleo escolar Pedro Farfán con coordenadas UTM. 2031780E 7575605N con altura 2080 m.s.n.m.





Fuente:*propia*

Ubicación del Cementerio con coordenadas UTM. 20317961E 7575623N con altura 2110m.s.n.m.



Fuente:*propia*

Ubicación de la cancha de futbol con coordenadas UTM. 20317801E 7575593N con altura 2008 m.s.n.m.

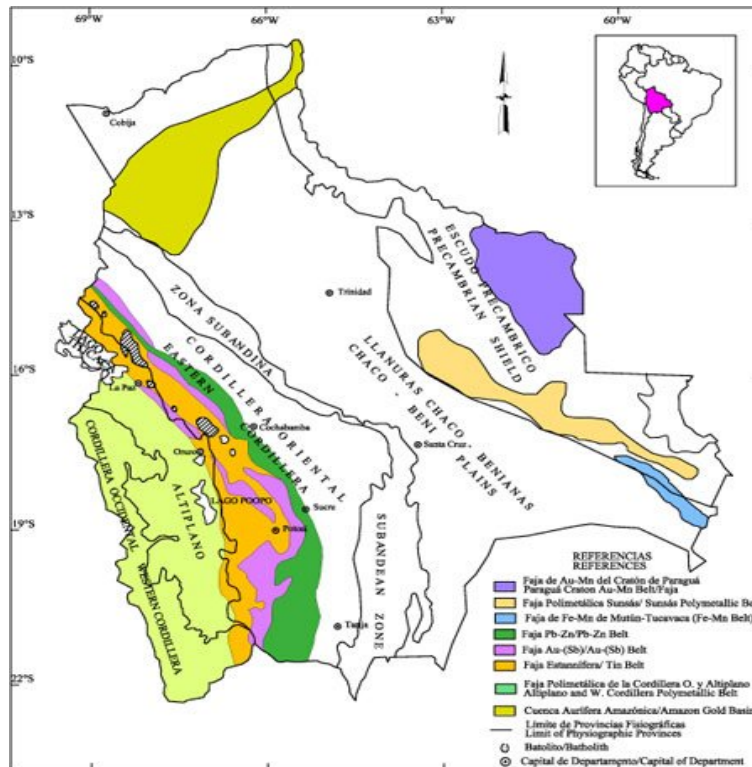


1.7. Información básica del proyecto

1.8. Geología

Marco Estructural Regional

Desde el punto de vista estructural, el municipio de Padcaya, muestra dos estilos tectónicos bien definidos que corresponden a las provincias geológicas de Cordillera Oriental y Sierras Subandinas (Mapa 1).



Mapa 1

1.9.CLIMA

En el Municipio de Padcaya se presentan varios tipos climáticos, determinados por la orografía, altitud sobre el nivel del mar principalmente. En general, en el verano se caracteriza principalmente por 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, 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.

Resumen climatológico.

Cuadro 2. Resumen climatológico. Estación de Padcaya, periodo considerado: 1974-2001

Indice	Unidad	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	MEDIA
Temp. Max. Media	°C	26,1	25,5	25,2	23,9	23,3	23,5	24,0	24,3	23,8	25,2	25,3	25,2	24,6
Temp. Min. Media	°C	13,2	12,9	12,5	10,3	6,1	4,0	3,4	4,6	6,1	9,2	11,3	12,2	8,8
Temp. Media	°C	19,6	19,2	18,9	17,1	14,7	13,8	13,7	14,5	15,0	17,2	18,3	18,7	16,7
Temp. Max. Extr.	°C	34,5	34,2	34,0	36,0	34,0	34,0	35,0	40,0	37,0	37,5	36,0	35,4	40,0
Temp. Min. Extr.	°C	5,7	5,0	3,5	-2,0	-3,0	-9,3	-8,0	-9,0	-5,0	-1,0	2,0	3,2	-9,3
Días con Helada		0	0	0	0	1	4	4	2	1	0	0	0	13
Humed. Relativa	%	72	73	74	72	67	62	60	59	62	63	68	70	67
Nubosidad Media	Octas	5	5	5	4	4	3	3	2	3	4	5	5	4
Precipitación	mm	145,4	108,4	90,1	23,3	3,9	1,1	1,0	4,2	10,7	46,5	71,8	113,5	619,9
Pp. Max. 24 hrs.	mm	193,0	61,0	44,0	48,7	19,0	6,0	8,0	20,5	30,0	128,0	49,0	91,0	193,0
Días con Lluvia		14	13	10	4	1	0	0	1	2	6	9	11	71
Direc. Del Viento		SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE
Vel. Del Viento	km/hra	2,9	2,3	2,2	2,6	2,3	2,0	2,5	2,6	2,8	2,8	2,9	3,2	2,6
Evapotranspiración Potencial	mm	123,1	103,6	101,1	83,6	73,1	66,3	72,5	87,4	96,2	120,6	122,1	125,8	1175,3

Fuente: SENAMHI, estación de Padcaya.

La temperatura media anual en Padcaya es de 16.7 °C, con una máxima y mínima promedio de 24.6 °C y 8.8 °C respectivamente. Los días con helada se registran en los meses de mayo a septiembre. La humedad relativa promedio es de 67%. La dirección del viento predominante es el Sud - Este con una velocidades promedio de 2.6. km/hra (Mapa 4 y 5).

1.10. Aspectos demográficos

Características de la población en esta sección, se analiza a la población del municipio de Padcaya tomando en cuenta todas sus características y al nivel más detallado posible.

- ❖ En el año 2001, la población de Padcaya alcanzó los 19.260 habitantes, **A nivel distrital, la información del Cuadro 5** permite subrayar los siguientes aspectos:

Los distritos más grandes, en cuanto a población se refiere, son el 1 (Padcaya), el 3 (Cañas) y el 4 (Camacho), con un número de habitantes mayor a los 2.500 y un peso poblacional entre el 13% y 14%. **Seguidamente, se encuentran los distritos 2 (Rosillas), 6 (Río Negro), 7 (Orozcas), 8 (Tariquia), 9 (Emborozú) y 11 (Trementinal)** con un número de habitantes que oscila entre los 1.100 a 1.600 habitantes y un peso poblacional entre el 6% y 8%. Finalmente,

Cuadro 5. Padcaya: Población por Distritos

Distritos	Número de Comunidades	Población Total	Porcentaje	Extensión (en km2)	Porcentaje	Densidad (hab/km2)	Número Viviendas	Tamaño Promedio
1	6	2538	13%	128	3%	19,8	588	4,3
2	4	1354	7%	73	2%	18,5	310	4,4
3	7	2678	14%	376	9%	7,1	668	4,0
4	5	2596	13%	269	6%	9,6	537	4,8
5	5	658	3%	228	5%	2,9	152	4,3
6	7	1239	6%	261	6%	4,8	286	4,3
7	9	1319	7%	114	3%	11,5	284	4,6
8	10	1466	8%	1271	29%	1,2	287	5,1
9	6	1135	6%	365	8%	3,1	261	4,3
10	5	783	4%	327	7%	2,4	186	4,2
11	9	1787	9%	792	18%	2,3	234	6,6
12	3	836	4%	121	3%	6,9	160	5,2
13	3	871	5%	87	2%	10,0	218	4,0
Totales	79	19260	100%	4411	100%	4,4	4171	4,6

Fuente: Elaboración propia en base a CNPV-2001 (INE)

1.10.1. Naturaleza étnica

La población predominante en el municipio de Padcaya es la oriunda o lugareña, ya que aproximadamente el 96% no se identifica con ningún grupo originario; y solamente un 4% se identifica con algún pueblo originario, siendo el más representativo el quechua con un 3%, (ver cuadro 7)

Comunidades beneficiarias con el proyecto

identificación con Pueblos Originarios o Indígenas de la Población de 15 años o más de edad (año 2001)

Cuadro 7

Grupo Originario	Cantidad	Porcentaje
Quechua	317	2,92%
Aimara	34	0,31%
Guaraní	27	0,25%

Otro Nativo	75	0,69%
Ninguno	10419	95,83%
Total	10872	100,00%

Fuente de elaboración propia

1.10.2. 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.

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.

Agropecuario intensivo con cultivos anuales y vacunos

Esta actividad, espacialmente, forma parte de las comunidades de Rosillas y Abra de San Miguel; especialmente en terrazas aluviales y piedemontes donde se cultiva papa, maíz, algunas hortalizas y frutales a riego; está combinada con la ganadería intensiva de leche, el forraje proviene de pastos introducidos o sembrados como alfa alfa, trébol rojo, gramíneas anuales como avena forrajera, maíz forrajero, chala de maíz y finalmente el forraje proveniente de los pastizales de sustitución. Los productos de esta actividad son la leche y derivados de la misma cuyo principal mercado es la Planta Industrializadora de Leche (PIL) y derivados de la leche (yogur) en la ciudad de Tarija. La ganadería de leche es una actividad económica muy importante, motivo por el cual cada año se realiza la feria de la leche y sus derivados en la comunidad de Rosillas

1.11. Servicios básicos existentes

Los servicios básicos y el acceso vial contribuirán a la jerarquización de los asentamientos humanos. En este sentido. La capital del municipio Padcaya, es el asentamiento que tiene una mayor ponderación en servicios básicos, le siguen las comunidades de Cañas, Chaguaya, Rosillas, Emborozú, La Mamora, Abra de La Cruz, Camacho y Rejará.

a) Agua potable

De manera general, el Cuadro 12, permite apreciar que un 48% de las viviendas del municipio de Padcaya tienen acceso al agua por cañería, mientras que el 52% no cuenta con

el sistema de distribución de agua por cañería. Además, se observa que el 15% dispone del servicio dentro de su vivienda y el 33% fuera de la vivienda pero dentro del lote o terreno

Cuadro 12. Padcaya: Obtención y Distribución del Servicio de Agua en la Vivienda, año 2001

Característica	Total	Porcentaje
Se distribuye agua por cañería	1986	48%
Dentro de la vivienda	632	15%
Fuera de la vivienda, dentro del lote o terreno	1354	33%
No se distribuye	2185	52%
Total	4171	100%

Fuente: Elaboración propia en base a CNPV-2001 (INE)

Si analizamos la información a nivel distrital y comunal, se pueden resaltar los siguientes aspectos:

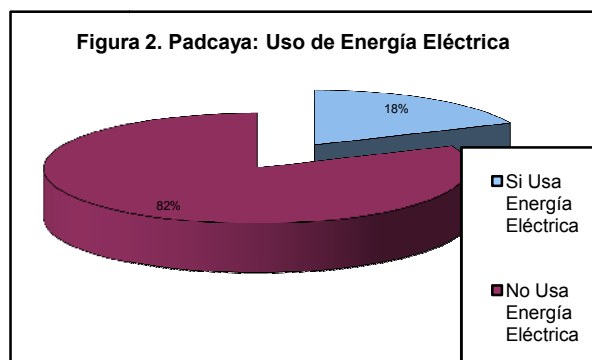
- ❖ El distrito 1, es el que tiene una mayor cobertura del servicio de agua por cañería, con aproximadamente el 84%. Los distritos 2, 6, 9, 12 y 13 cuentan con una cobertura entre 55 y 74%, mientras que los demás distritos (3, 4, 5, 7, 8, 10 y 11) presentan coberturas inferiores al 45%. Cabe señalar, que los distritos 8 y 4 son los que tienen un menor acceso al servicio de agua por cañería, con menos del 20%.

b) Saneamiento

Aproximadamente el 56% de la población no cuenta con servicio sanitario en su vivienda y solamente un 20% tendría acceso al servicio.

c) Electricidad

La gran mayoría de la población del municipio de Padcaya, un 82%, no cuenta con el servicio de energía eléctrica en sus viviendas, mientras que el 18% si cuenta con el servicio.



A nivel distrital, se observa en el Cuadro 13, que los distritos 1 y 2 son los que tendrían un mayor acceso al servicio de energía eléctrica, con el 50% y 40% de viviendas que cuentan con electricidad respectivamente. Mientras tanto, que la mayor parte de los distritos tienen coberturas muy bajas, inferiores al 10%.

Cuadro 13. Padcaya: Uso de Energía Eléctrica en las Viviendas, año 2001

Distritos	Total Viviendas	Si Usa Energía Eléctrica	Porcentaje	No Usa Energía Eléctrica	Porcentaje
Distrito 1	588	293	50%	295	50%
Distrito 2	310	125	40%	185	60%
Distrito 3	668	188	28%	480	72%
Distrito 4	537	16	3%	521	97%
Distrito 5	130	12	9%	118	91%
Distrito 6	308	42	14%	266	86%
Distrito 7	284	7	2%	277	98%
Distrito 8	287	6	2%	281	98%
Distrito 9	261	14	5%	247	95%
Distrito 10	186	8	4%	178	96%
Distrito 11	234	19	8%	215	92%
Distrito 12	160	7	4%	153	96%
Distrito 13	218	32	15%	186	85%
Totales	4171	769	18%	3402	82%

Fuente: Elaboración propia en base a CNPV-2001

1.12. Servicios sociales

a) Educación

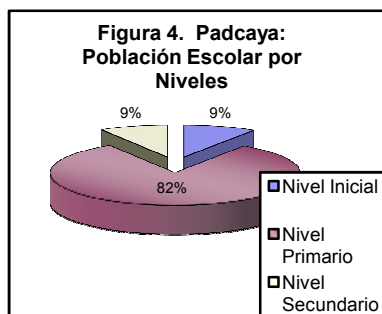
De manera general, el Distrito Escolar de Padcaya cuenta con 10 núcleos conformados por 81 establecimientos o unidades educativas, Existen solamente 4 unidades que brindan los servicios educativos hasta el nivel secundario, ubicados en las comunidades de Padcaya, Rosillas centro, Cañas y La Mamora.

En el Cuadro 14 y Figura 4, se presenta información sobre la población escolar del municipio de Padcaya por niveles.

Cuadro 14. Municipio de Padcaya: Población Escolar por Niveles

Nivel Educativo	Total	%	Hombres	%	Mujeres	%
Nivel Inicial	466	9%	233	50%	233	50%
Nivel Primario	4123	82%	2124	52%	1999	48%
Nivel Secundario	440	9%	228	52%	212	48%
Total	5029	100%	2585	51%	2444	49%

ente: Distrital de Educación Padca



- La tasa de analfabetismo es de aproximadamente el 24%, superior a la tasa promedio departamental que es de 14%. Además, cabe detallar los siguientes aspectos:
- La tasa de analfabetismo en las mujeres alcanza al 31%, mientras que en los hombres es de 18% aproximadamente.
- Los distritos 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 11 tienen tasas de analfabetismo entre el 25% y 34% superiores al promedio municipal (24%), mientras que el resto de distritos presentan tasas inferiores al promedio del municipio. En este ámbito, en los distritos 4 y 8, el porcentaje de población analfabeta es superior al 30%, en tanto que en los distritos 9, 10 y 13 es inferior al 20%.

b) Salud

El municipio de Padcaya cuenta con 19 establecimientos de salud, 1 hospital de área ubicado en la capital del municipio, 1 centro de salud en la Mamora y 16 puestos sanitarios en diferentes comunidades, ver Cuadro 17 (Mapa 8).

Cuadro17. Padcaya: Servicio de Salud

Comunidad	Tipo de Establecimiento	Distrito al que Pertenece
Padcaya	Hospital de Área	1
Rosillas	Puesto Sanitario	2
Cañas	Puesto Sanitario	3
Chaguaya	Puesto Sanitario	3
Mecoya	Puesto Sanitario	3
La Huerta	Puesto Sanitario	4
Camacho	Puesto Sanitario	4
Rejará	Puesto Sanitario	4
El Carmen	Puesto Sanitario	5
La Merced	Puesto Sanitario	6
Orozas	Puesto Sanitario	7
Pampa Grande (Tariquía)	Puesto Sanitario	8
Emborozú	Puesto Sanitario	9
El Limal	Puesto Sanitario	9

CAPÍTULO II

2.0. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

2.1. Análisis de Alternativas

Está definido por la ingeniería básica (ubicación, crecida máxima y trazo vial de los accesos). Emplazamiento del puente en el plano topográfico, se obtuvo una longitud de 25m, para lo cual se plantean diferentes alternativas de tipo estructura que pueden adaptarse en nuestro caso. Se han formulado tres tipos de estructuras que son los más empleados para puentes vehiculares de similares características que se pueden ajustarse al sitio de emplazamiento.

Se plantea un puente con vigas rectangulares de hormigón armado simplemente apoyado, puente con vigas I de hormigón pretensado simplemente apoyado y un puente en arco de hormigón armado con tablero inferior.

2.2. Descripción de las alternativas

Puente con vigas rectangulares de hormigón armado simplemente apoyado.

Esta solución estructural está constituida por vigas llenas de sección rectangular de hormigón armado trabajando en sección T con la losa del tablero, debido a la acción monolítica viga-losa.

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

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

2.3. Recomendaciones de los libros.

Puentes de Hormigón Armado

se obtienen estructuras mucho mas económicas en función a la luz del puente

tipo de estructura	puentes de HºAº	
puentes simplemente apoyado	10-20 mts.	pág. 32 puentes de HºAº de Roberto O. cudmani
puentes simplemente apoyado	10-16 mts.	Pág. 57 Fritz Leonhardtomo VI
puentes simplemente apoyado	12 - 20 mts.	pág. 97 puentes de HºAº Ing. Hugo Belmonte V edición 2010

2.4. Ventajas y Desventajas

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

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

Su principal desventaja, puede ser que requiere obra falsa o cimbra, la cual debe permanecer en el sitio hasta que el hormigón alcance su fraguado. Además los tramos de luz que se pueden cubrir son menores por lo que exige mayor número de apoyos intermedios.

2.5 Puente con vigas I de hormigón pretensado simplemente apoyado

Este tipo de puente es similar a la alternativa anterior, con la diferencia que está compuesta por vigas de hormigón pretensado trabajando monolíticamente la losa con la viga.

Con ésta alternativa se obtienen vigas de mayor luz frente a las de hormigón armado ya que para tramos simplemente apoyados con luces mayores a los 20 metros se obtienen estructuras más baratas, la luz económica para esta alternativa que es mayor a 20m, llegando a salvar luces de hasta 30 y 40m.

2.5.1.Recomendaciones de los libros.

Puentes de Hormigón Pretensado

se obtienen estructuras mucho mas económicas en función a la luz del puente

tipo de estructura	puentes de H ^o P ^o	
puentes simplemente apoyado	25-40 mts.	pág. 32 puentes de H ^o P ^o de Roberto O. cudmani
puentes simplemente apoyado	>24 mts.	Cap. 8 fritz leonhardt tomo VI
puentes simplemente apoyado	>20 mts.	pág. 134 puentes de H ^o P ^o Ing. Hugo Belmonte V edición 2010

2.5.2 Ventajas y Desventajas

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

- Se aprovecha toda la sección de la viga, para que trabaje a compresión o a compresión combinada con una pequeña tracción admisible. Aprovechando al máximo el hormigón ya que recordemos que éste material resiste prácticamente solo compresión.
- Control de agrietamiento por lo que las vigas y todo el sistema tiene un mejor comportamiento bajo cargas de servicio.
- Se utilizan hormigones de mayor resistencia en comparación al hormigón armado, logrando obtener vigas de menores dimensiones, siendo por lo tanto más livianas, el ahorro de hormigón es del orden del 20%
- No se requiere de obra falsa o cimbra.
- Menor tiempo de ejecución de la obra, por la prefabricación de las vigas es menor.
- 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.

Las principales desventajas radican en:

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

2.5.3 Puente en arco de hormigón armado con tablero inferior.

Un puente en arco es un puente con apoyos en 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.

Cuando se trata de un puente cuyo acceso o rasante es muy baja como en nuestro caso y por razones de estética se desea construir un puente en arco, la solución será un puente en arco con tablero inferior, en el cual todas las péndolas trabajan a tracción, donde los esfuerzos horizontales de empuje en los apoyos se ven reducidos por la acción de tirante del tablero.

2.5.4 Ventajas y Desventajas

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

- Cuando la luz a cubrir es grande, el arco es una solución adecuada, porque permite un mejor aprovechamiento de los materiales como es del hormigón por su alta resistencia a compresión evitando generalmente el problema que representa la construcción de apoyos intermedios.
- Cuando el terreno de fundación es resistente, puede absorberse el empuje de arco con fundaciones de costo reducido.
- Por lo general los puentes en arco son más económicos cuando cubren luces que van desde los 45m a los 65m aunque se ha construido puentes en arco que cubren mayores luces¹⁵.
- Estéticamente los puentes en arco tienen mejor aspecto y un mayor impacto que armoniza con el entorno.

2.5.5 Las principales desventajas residen en:

- El proceso de construcción en sí, encarece la obra, especialmente en lo que a encofrado se refiere.
- En el caso de hormigón, debe prestarse atención a las deformaciones por contracción, temperatura y fluencia lenta,
- 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 cuentan con no muy buenos terrenos de fundación.
- Requieren por lo general de una mayor cantidad de materiales para su construcción así como de un mayor tiempo de ejecución.

2.5.6. Análisis Técnico y Económico

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

2.5.7. Comportamiento Hidráulico

Que la subestructura sea lo más reducida posible para minimizar la obstrucción de la corriente y obtener así un mejor comportamiento hidráulico disminuyendo los riesgos que representa la socavación para la estructura.

Siguiendo esta premisa la alternativa de puente de vigas de hormigón armado resulta menos viable porque al tener una longitud mayor a 20mts. las secciones son más grandes por ende y un incremento en el costo. Esto también se refleja en el estribo encárese la subestructura. La solución hacer un puente de dos tramos esto implica tener pilas quitándoles sección al curso de agua que obstruya el paso del flujo de agua favoreciendo la socavación y así un mayor riesgo que atente contra la estabilidad de la estructura.

2.6.0. Metodología constructiva

La alternativa de vigas de hormigón armado y arco presentan mayor complicación constructiva ya que deben ser moldeadas en sitio, lo que significa la construcción de encofrado en toda la longitud del puente significando un incremento en el tiempo de construcción. Por otra parte la alternativa de vigas pretensadas ofrece ventajas constructivas ya que además de ahorrar encofrado, estas pueden ser hormigonadas en su totalidad en sitios cercanos al emplazamiento del puente y luego colocarse en posición a través de grúas.

2.7.0 Durabilidad

Debido a las ventajas que presenta el hormigón pretensado frente al hormigón armado en cuanto a la limitación de las grietas en el hormigón al estar éste comprimido, propicia una mejor protección del acero contra la corrosión esto se traduce en una mayor durabilidad y mejor conservación del puente.

2.8.0. Funcionalidad y seguridad

Todas las alternativas propuestas para el proyecto son funcionales ya que todas garantizan la continuidad del tránsito vehicular del camino en el cruce del río. Las alternativas son seguras ya que uno de los parámetros principales en el diseño de toda estructura es la seguridad así como también la estabilidad.

2.9.0 Economía

Que la estructura obtenida resulte más económica para que su financiamiento sea viable, por la institución encargada, para tal motivo nos valemos de la experiencia de proyectos realizados en nuestro medio y de donde se han obtenidos los costos lineales para las alternativas planteadas, y que se resumen en la siguiente tabla:

Costos de Proyecto de Puentes

Tipo de Puente	Costo lineal Sus / m
Puente de vigas de tramos simplemente apoyados de hormigón armado (Fuente: Proyecto puente vehicular Chocloca)	4120
Puente con vigas de tramos simplemente apoyados de hormigón pretensado (Fuente: Proyecto puente vehicular Miscas)	3895
Puente en arco de hormigón armado (Fuente: Proyecto puente vehicular Pajonal)	5451

Estos valores nos dan una idea referencial del costo por metro lineal para el proyecto, por lo que se puede evidenciar que la alternativa más económica resulta el puente con vigas de hormigón pretensados frente a las otras alternativas.

2.10. Selección de la alternativa

La mejor alternativa es aquella que no modifique el entorno donde se va emplazar

La selección de la alternativa esta en función principalmente en el costo comportamiento hidráulico, facilidad de la construcción y tiempo de ejecución.

La alternativa de Puente de vigas de hormigón pretensado presenta ventajas frente a las otras alternativas ya que se constituye en una solución práctica en cuanto a metodología constructiva y ahorro de encofrado y de menor tiempo de ejecución además de presentar mayor economía y aprovechar las múltiples ventajas que el hormigón pretensado ofrece, estos son parámetros que nos llevan a adoptar como solución para el presente proyecto.

En consecuencia la alternativa adoptada es de **Puente con vigas I de hormigón**

Pretensado. Se describen más a detalle sus características:

- Los tramos estarán conformados por dos vigas pretensadas tipo I, simplemente apoyadas.
- Diafragmas adheridos a la losa del tablero, ubicados a un tercio de la luz de cada tramo, haciendo un total de 4 diafragmas por tramo, 2 centrales y uno en cada extremo.
- Losa del tablero de hormigón armado con armadura principal en dirección transversal al tráfico.
- Barandado de hormigón conformado por postes espaciado cada 2 metros y pasamanos de sección rectangular.
- Dos estribos extremos de hormigón armado

2.11. Metodología

2.11.1. Estudio Topográfico

2.11.2. 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.

2.11.3. Los estudios topográficos deberán comprender como mínimo lo siguiente:

- Se realizó el levantamiento topográfico aproximadamente cien metros aguas arriba y abajo de la zona de emplazamiento del puente.
- Para obtener luego el plano topográfico con curvas de nivel cada metro.
- Se realizó un levantamiento detallado del fondo del afluente. Serán necesario indicar en los planos la dirección del curso de agua y los límites aproximados de la zona inundable en las condiciones de aguas máximas y mínimas, así como los observados en eventos de carácter excepcional. Cuando las circunstancias lo ameriten, deberán indicarse los meandros del río.
- Ubicación e indicación de cotas de puntos referenciales, puntos de inflexión y puntos de inicio y término de tramos curvos; ubicación o colocación de Bench Marks.
- Levantamiento catastral de la zona aledaña al puente, cuando existan edificaciones u otras obras que interfieran con el puente o sus accesos que requieran ser expropiadas.

2.11.4. Instrumentación

- La instrumentación y el grado de precisión empleados para los trabajos de campo: estación total, miras graduables, guincha y brújula.

2.12.0. Estudio Hidrológico e Hidráulico

2.12.1. Ubicación geográfica en las cartas del IGM (Instituto Geográfico Militar)

- Latitud Sur

- Longitud Oeste

2.12.2. CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA

- Obtener las propiedades morfométricas y fisiográficas

- **propiedades fisiográficas de la cuenca.**

- Perímetro Real y Estilizado.
- Área de la cuenca.
- Índice de Compacidad o de Gravelius.

$$K_c = \frac{P}{2 * \sqrt{\pi * A}}$$

- Rectángulo Equivalente.

$$A_c = a * b$$

$$Pr = 2 * (a + b)$$

- **propiedades de relieve de la cuenca.**

- Índice de Pendiente de Roche (Ir).

$$I_r = \frac{\sum \sqrt{A_i * d_i}}{\sqrt{L}}$$

Donde:

A_i= área entre curvas (m²)

d_i= distancia promedio entre curvas (m)

L= longitud del río (m)

- Índice Global (IG).

$$I_G = \frac{H}{L}$$

Donde:

H= Desnivel de la cuenca o sea Cot.max-Cot.min

L= longitud del río (m)

- **Propiedades morfométricas de la cuenca**

Densidad de drenaje (dd).

$$Dd = \frac{\sum l_i}{A}$$

Donde:

$\sum l_i$ = sumatoria de todos los afluentes que conforman la cuenca (km)

A = área de la cuenca (km²)

1. relación de confluencia (rc).

Nos define la cantidad de afluentes que tiene un río.

2. relación de longitud (rl).

➤ CURVA HIPSOMÉTRICA

Se obtiene la altura media de la cuenca

2.12.3. PRECIPITACIONES:

2.12.4. Datos disponibles (análisis de consistencia)

2.12.5. Análisis de consistencia.

El análisis de consistencia se realiza en función de a una estación patrón con reacción al las estaciones de alrededor el valor de correlación de una estación debe ser mayor a 0.9 con otra estación para que sea consistente

2.12.6. Características de la precipitación

3.1. Precipitación media

2.12.7. Curvas isoyetas

Son curvas que corresponden a precipitaciones de la misma magnitud o de igual precipitación.

Luego de ubicar geográficamente las estaciones pluviométricas utilizadas en el proyecto se procede a dibujar las curvas isoyetas.

Los pasos son los siguientes:

1. Trazar las isoyetas interpolando entre las diversas estaciones, de modo similar a como se trazan las curvas de nivel.
2. Hallar las áreas a1, a2,.....an entre cada 2 isoyetas seguidas.
3. Si p0, p1,.....pn son las precipitaciones anuales representadas por las isoyetas respectivas.

2.12.8. PRECIPITACIÓN MÁXIMA

Estos valores fueron obtenidos de Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología

Con todos los datos agrupados calcular.

Empleando la distribución de Fuller-Coutagne que basa su metodología en los valores estadísticos, media "X", desviación típica "S", el valor moda ponderado "Ed" y el valor característico ponderado "Kd" de la ley de distribución de las curvas.

El valor modal y la característica se calculan con las siguientes expresiones:

$$E = X - 0,45 * S$$

$$K = \frac{S}{0,557 * E}$$

El valor modal Ed y el valor característico Kd se calculan por la media ponderada:

$$Ed = \frac{\sum E * n}{\sum n}$$

$$Kd = \frac{\sum K * n}{\sum n}$$

- La Determinación de la altura de lluvia diaria máxima para un periodo de retorno

$$h = Ed \frac{t}{\alpha}^{\beta} [1 + Kd * \log(T)]$$

Para determinar estas lluvias máximas diarias nos adoptaremos los periodos de retorno de: 50,100, 200, y 500 años.

- La Determinación de la altura de lluvia máxima horaria para un periodo de retorno T y tiempo de duración t c
 - Las lluvias máximas deben ser de corta duración o sea deben ser menores a las 24 hrs para lo cual acudimos a la LEY de GUMBEL modificada que es definido por la siguiente expresión.

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

Donde:

Ed= moda ponderada

Kd= característica ponderada

T= periodo de retorno

hdt= altura de lluvia máxima diaria

t= Es el tiempo de duración de la lluvia

β = Es una constante que en nuestro medio se adopta generalmente 0.2

α = Equivalente de lluvia diaria que depende de la magnitud de la cuenca:

para: $Ac > 20 [km^2]$ $\alpha = 12$

$Ac < 20 [km^2]$ $\alpha = 2$

2.12.9. INTENSIDADES MÁXIMAS [mm/hrs].

Determinación de las intensidades máximas para la construcción de la curva I. D. F.

Para diferentes periodos de retorno.

Por otro lado la intensidad de precipitación es:

$$i = \frac{h}{t}$$

2.12.10. CAUDALES.

2.12.11. CAUDALES MÁXIMOS FORMULA RACIONAL.

Para el cálculo de caudales máximos debemos determinar primeramente el tiempo deconcentración de la cuenca.

2.12.12. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (Tc)

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

Este tiempo es constante para toda la cuenca.

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

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

Formula de Giandotti.

$$T_c = \frac{4 \sqrt{A} + 1.5 * L}{25.3 * J * L}$$

Formula californiana

$$T_c = 0.066 \left(\frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{1.48}$$

Formula ventura y Heras

$$T_c = 0.05 \sqrt{\frac{A}{J}}$$

Formula u.s.c.e

$$T_c = 0.30 \left(\frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0.78}$$

Formula kuirpich

$$T_c = \left(0.871 * \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Formula de alcantarillas

$$T_c = \left(0.87 * \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

De todas las formulas se tomara en cuenta solo aquellas que tengan similitud en los resultados

CAUDALES MÁXIMOS

Formula racional

$$Q = C * i * A^{0,278}$$

Donde:

Q = caudal (m³/s)

C = coeficiente de escurrimiento de acuerdo al terreno

i = intensidad máxima (mm/hr)

A = área de la cuenca (Km²)

2.12.13. Coeficiente de Escorrentía

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

Cuadro N°4 Coeficientes de escorrentía

Características de la superficie	Periodo de retorno						
	2	5	10	25	50	100	500
Área de cultivos							
Plano 0 - 2 %	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio 2 - 7 %	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente superior a 7 %	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano 0 - 2 %	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2 - 7 %	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7 %	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano 0 - 2 %	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio 2 - 7 %	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente superior a 7 %	0.35	0.39	0.41	0.45	0.52	0.52	0.58

Fuente: Schwab, Frevort, Edminster y Barnes

Determinar el coeficiente de escorrentía Según el PRONAR.-

Depende fundamentalmente de tres factores: la precipitación, el tipo de suelo y el uso (o la cubierta) del suelo.

Se clasifican en tres tipos de suelos:

SUELO A Suelo muy permeable tales como arenas profundas y loes poco compacto.

SUELO B Suelos medianamente permeables, tales como arenas de mediana profundidad: terrenos mi gajosos

SUELO C Suelos casi impermeables, tales como arenas o loes muy delgado sobre una capa impermeable, o bien arcillas.

2.12.14. Calculo de caudal máximo METODO DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR

Las fórmulas a utilizar para este método son las siguientes:

Donde:

Q_p = caudal pico que es el Q_{max} (m³/seg)

A = área de la cuenca (km²)

H = altura de lluvia neta =1" (cm)

T_p = tiempo al pico (hrs)

D = duración de la lluvia (hrs)

T_L = tiempo de retardo (hrs)

T_b = tiempo base (hrs)

T_c = tiempo de concentración (hrs)

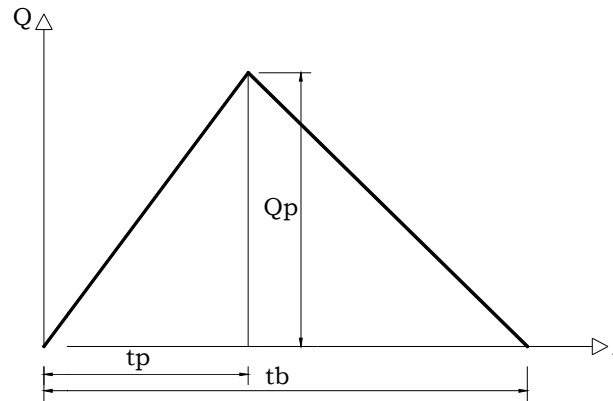
$$Q_p = \frac{2.08 * A * h}{T_p}$$

$$T_p = \frac{D}{2} - T_L$$

$$T_L = 0.6 * T_c$$

$$T_b = T_p + \alpha * T_p$$

FiguraN°5 Hidrógrafa unitario triangular



5.3. MÉTODO RACIONAL MODIFICADO TEMEZ

Caudales Máximos.- se basa en el método racional, aplicable a pequeñas cuencas. Pero con una serie de modificaciones que aplican su rango validez hasta los 3000 Km²

2.12.15. Método racional Modificado de temez

El método racional supone que el caudal máximo es el generado por una lluvia de duración igual al tiempo de concentración de la cuenca. De tal forma que:

Donde

Q= caudal pico en m³/s

C= coeficiente de escorrentía

I= intensidad de la tormenta

A= superficie de la cuenca en Km²

K= coeficiente de uniformidad

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3.6} \cdot K$$

Precipitación diaria

Para tener en cuenta la no uniformidad espacial de la lluvia, hay que afectarla por un coeficiente de reducción areal si la superficie de la cuenca es mayor de 1 km². Este coeficiente tiene por expresión:

$$KA = 1 - \frac{\text{Log. } A}{15}$$

Donde:

A= área de la cuenca (km²)

Tormenta de diseño

La curva intensidad-duración-frecuencia tiene la siguiente expresión:

$$\frac{IT}{ID} = \left(\frac{It}{ID} \right)^{\frac{28^{0.1} - T_c^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

Donde:

IT= intensidad media de la tormenta de diseño en mm/h.

ID= intensidad media diaria en mm/h

It= intensidad media de la tormenta de 1 hora de duración

Tc= duración de la tormenta de diseño e igual al tiempo de concentración

Coefficiente de escorrentía

Para obtener el coeficiente de escorrentía, el método de temez utiliza el método de la infiltración del sotl conversion service, de tal forma que el coeficiente de escorrentía depende tanto del parámetro del modelo de infiltración como de la magnitud del aguacero.

El resultado es:

$$\frac{IT}{ID} = \left(\frac{It}{ID} \right)^{\frac{28^{0.1} - T_c^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

Donde

Pd= precipitación diaria en mm

Po= umbral de escorrentía en mm

Calculo del Umbral de Escorrentía:

$$Po = 0,2 \cdot S$$

2.8.16. Determinación del Tirante Máximo

Para la determinación del tirante máximo se usa el caudal máximo y las características geométricas de la sección transversal del río en la sección de interés.

$$Q = \frac{1}{n} * S / * R /$$

Donde:

S: Pendiente longitudinal del río en m/m.

R: Radio hidráulico de la sección en m.

: Rugosidad del lecho del río, adimensional.

2.8.17. Determinación del coeficiente de Rugosidad del lecho del río

SEGÚN COWAN:

Condiciones del río:

Material del cauce:	A	terroso	0.02
	B	rocoso	0.025
	C	gravoso fino	0.024
	D	gravoso grueso	0.028

Grado de irregularidad:

A	ninguna	0
B	leve	0.005
C	regular	0.01
D	severo	0.02

Secciones Variables

A	leve	0	
	B	regular	0.005
	C	severo	0,015

Efecto de las obstrucciones:

A	despreciables	0
B	menor	0.01
C	apreciable	0.02
D	severo	0.04

Vegetación:

A	ninguna	0
B	poco	0.01
C	regular	0.025
D	alta	0.05

Grado de sinuosidad:

A	Insignificante	1	
	B	regular	1,15
	C	considerable	1,3

2.8.18. SEGÚN SCOBNEY:

Condiciones del río:

n = 0.025

Cauce de tierra natural limpios con buen alineamiento con o sin algo de vegetación en los taludes y gravillas dispersas en los taludes

n = 0.030

Cauce de piedra fragmentada y erosionada de sección variable con algo de vegetación en los bordes y considerable pendiente (típico de los ríos de entrada de ceja de selva)

n = 0.035

Cauce de grava y gravilla con variación considerable de la sección transversal con algo de vegetación en los taludes y baja pendiente. (Típico de los ríos de entrada de ceja de selva)

n = 0.040-0.050

Cauce con gran cantidad de canto rodado suelto y limpio, de sección transversal variable con o sin vegetación en los taludes (típicos de los ríos de la sierra y ceja de selva)

n = 0.060-0.075

2.9.0. Socavación

La socavación es la remoción o arrastre de materiales del lecho de un cauce debido a la acción erosiva del flujo del agua, la magnitud y frecuencia de estos eventos dependen de las características de la lluvia y de la cuenca, la erosión pluvial y la dinámica de los cauces.

La socavación que se produce en un río no puede ser calculada con exactitud, solo estimada, muchos factores intervienen en la ocurrencia de este fenómeno, tales como:

- El caudal
- Tamaño y conformación del material del cauce
- Cantidad de transporte de sólidos

2.9.1. Socavación general del cauce:

Es aquella que se produce a todo lo ancho del cauce cuando ocurre una crecida debido al efecto hidráulico de un

Estrechamiento de la sección; la degradación del fondo de cauce se detiene cuando se alcanzan nuevas condiciones de

Equilibrio por disminución de la velocidad, a causa del aumento de la sección transversal debido al proceso de erosión. Para la determinación de la socavación general se empleara el criterio de Lischtvan - Levediev:

Velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo esta dado por las siguientes expresiones:

$$V_e = 0.60 \text{ gd}^{1.18} b H_s^x \quad ; \text{ m/seg} \quad \text{suelos cohesivos}$$

$$V_c = 0.68 b d_m^{0.28} H_s^x \quad ; \text{ m/seg} \quad \text{suelos no cohesivos}$$

En donde:

V_e = velocidad media suficiente para degradar el cauce en m/seg.

gd = peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad H_s , medida desde la superficie del agua (Ton/m³)

b = coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia. Ver tabla N° 3

x = es un exponente variable que esta en función del peso volumétrico gs del material seco (Ton/m³)

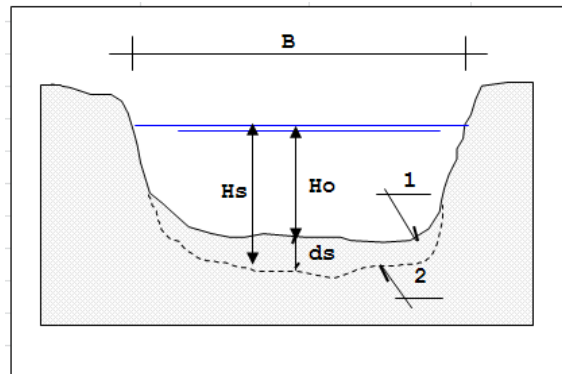
H_s = tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer que valor de V_e se requiere para arrastrar y levantar al material (m)

d_m = es el diámetro medio (enmm) de los granos del fondo obtenido según la expresión.

$$d_m = 0.01 S d_i^{p_i}$$

En el cual d_i = diámetro medio, en mm, de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza

p_i = peso de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra. Las fracciones Escogidas no deben ser iguales entre si.



(1) - Perfil antes de la erosión.

(2) - Perfil después de la erosión

La condición de equilibrio se logra cuando la velocidad real y la velocidad erosiva son iguales

Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos homogéneos:

Suelos cohesivos:

$$H_s = \left[\frac{a H_o^{5/3}}{0.60b d_d^{1.13}} \right]^{1/(1+x)}$$

Suelos no cohesivos:

$$H_s = \left[\frac{a H_o^{5/3}}{0.68b d_m^{0.28}} \right]^{1/(1+x)}$$

Donde:

$$a = Q_d / (H_m^{5/3} B_e m)$$

Q_d = caudal de diseño (m³/seg)

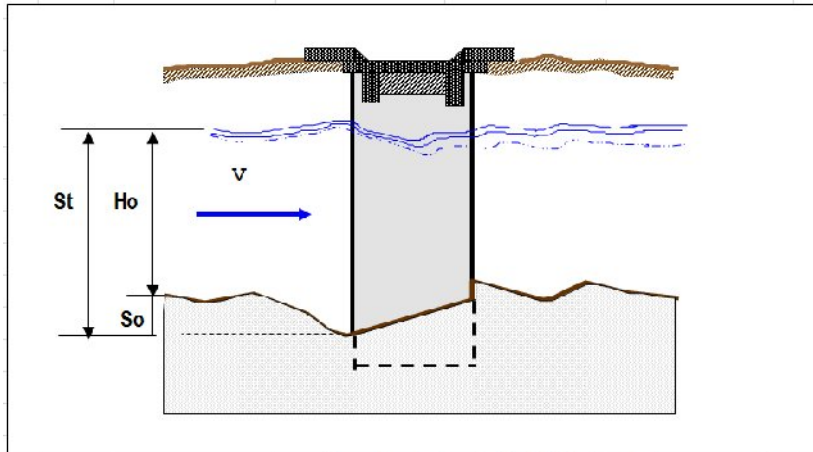
B_e = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal

m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1

H_m = profundidad media de la sección = Área / B_e

x = exponente variable que depende del diámetro del material y se encuentra en

2.9.3. SOCAVACION AL PIE DE LOS ESTRIBOS:



El método que será expuesto se debe a K. F. Artamonov y permite estimar no solo la profundidad de socavación al pie de Estribos, sino además al pie de espigones. Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el espigón, relacionando con el gasto total que escurre por el río, del talud que tienen los lados del estribo y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente. El tirante incrementado al pie de un estribo medido desde la superficie libre de la corriente, esta dada por:

$$St = Pa \cdot Pq \cdot PR \cdot Ho$$

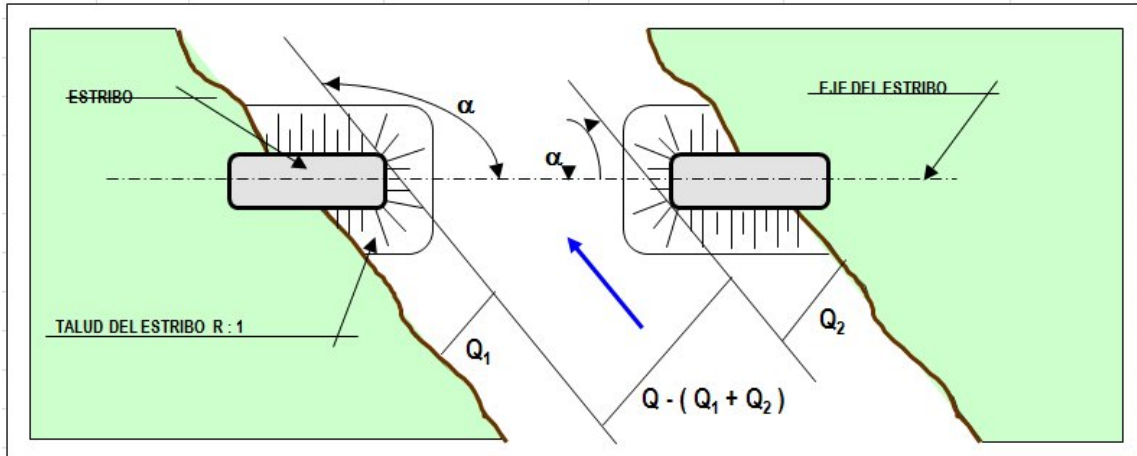
Donde

P_a = coeficiente que depende del ángulo α que forma el eje del puente con la corriente

P_q = coeficiente que depende de la relación Q_1/Q , en que Q_1 es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera y Q , es el gasto total que escurre por el río.

P_R = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo,

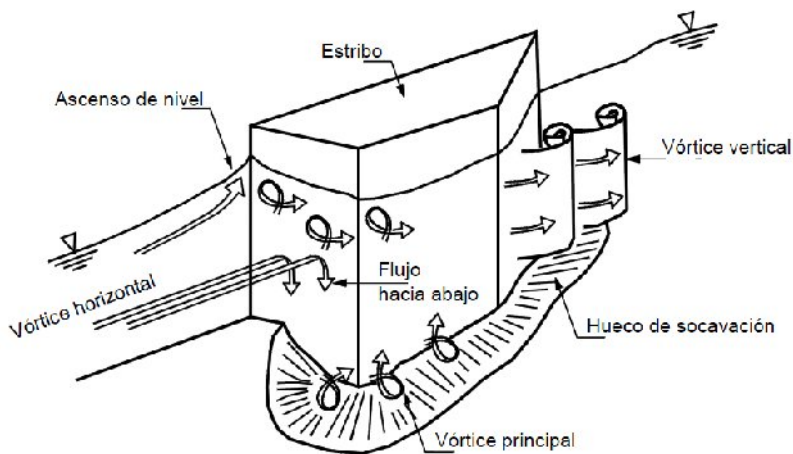
H_o = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión



2.9.4. Socavación en Estribos

La socavación local en el estribo de un puente ocurre en dos sitios del estribo. Puede ocurrir una gran fosa de socavación en el pie del estribo, causado por un remolino horizontal y otra fosa aguas abajo del estribo causado por un remolino vertical. La fosa formada por el remolino horizontal se forma generalmente en la punta aguas arriba del estribo.

FiguraN°6 Flujo cercano a estribos de puentes



2.9.5. Método de Froehlich

$$\frac{ds}{y} = 2,27 * K * K * \frac{L}{y} \quad Fr'$$

Donde:

=profundidad de socavación, en m.

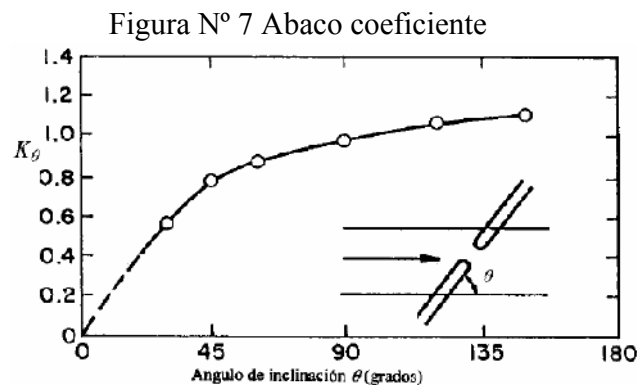
= profundidad media del flujo en la zona obstruida por el estribo aguas arriba del puente, en m.

= longitud del estribo que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo, m.

= coeficiente que depende de la forma del estribo.

= coeficiente que depende del ángulo de inclinación.

Fr = número de Froude



Cuadro N°8 Coeficiente por la forma del estribo Kf

Descripción	Kf
Estribo con pared vertical	1
Estribo con pared vertical y aletas	0,82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0,55

2.10.0. Estudio de suelos

2.10.1. Ensayo normal de penetración SPT

Éste ensayo es una prueba in situ que se realiza en el fondo de una perforación, consiste en determinar en número de golpes de un martillo de características normalizadas, para obtener posteriormente capacidad resistente del suelo.

2.10.2. Metodología del ensayo

- Realizada la perforación donde se desea obtener la resistencia del suelo se procede a armar el trípode asegurándose que sus tres apoyos están distribuidos en forma de un triángulo.
- Luego jalar el martillo hasta una altura de 75 cm y dejar caer libremente para determinar el sitio de aplicación de la punta de penetración.

- Efectuar los primeros golpes hasta una altura de 15cm, a partir de ahí se comienza a contar los golpes hasta una profundidad de 30 cm.
- Proceder a retirar la punta, para dar inicio al muestreo del suelo en el punto de ensayo, este será una cantidad de por lo menos 5 kg, en suelos coluviales y aluviales y 1 Kg en caso de suelos finos.

2.10.3. Clasificación del suelo

La clasificación de la muestra de suelo resulta necesaria para determinar la capacidad resistente del terreno de fundación. Los métodos empleados para tal procedimiento son los propuestos por la AASHTO y SUCS que consisten en el uso de tablas que requieren dependiendo del tipo de suelo, datos como la granulometría y límites.

2.10.4. Granulometría

Dentro del análisis de los suelos, se encuentra el de granulometría que consiste en obtener la distribución porcentual de los tamaños de las partículas que conforma un suelo, de este modo se puede tener una idea del tipo y características del suelo que se esté analizando. Esto se lo realiza con ayuda de un juego de mallas, que tienen un tamaño graduado establecido por las normas ASTM (American Society for Testing and Materials), en donde se obtienen los pesos retenidos para luego realizar posteriores cálculos y la curva granulométrica. La disposición de los tamices en pulgadas es la siguiente 2 ½, 2, 1 ½, 1, ¾, 3/8 y N°4, N°10, N° 40 y N°200. Como una medida simple de la uniformidad del suelo se utilizan las fórmulas siguientes:

$$C_u = \frac{D}{d}$$

$$C_c = \frac{D}{d * d}$$

En donde:

=Tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

Se definen de la misma manera donde el porcentaje es el subíndice.

2.10.5. Límite líquido

Es el límite de porcentaje de agua que admite un suelo para empezar a comportarse como un líquido. Para determinar éste límite se usa el aparato denominado copa de Casagrande, que consiste en un recipiente donde se coloca una muestra de suelo con determinada humedad el cual es sometido a golpes mediante un mecanismo de caídas para cerrar una abertura que previamente se realiza en la muestra de suelo. El límite líquido será el contenido de humedad en el cual la abertura se cierra a los 25 golpes.

2.10.6. Límite plástico

Es el contenido de humedad por debajo del cual se puede considerar el suelo como material no plástico. La formación de los rollitos se hace usualmente sobre una hoja de papel totalmente seca o una placa de vidrio, para acelerar la pérdida de humedad del material. Cuando los rollitos llegan a los 3 mm, se doblan y presionan, formando una pastilla que vuelve a rolarse, hasta que en los 3 mm justos ocurra el desmoronamiento y agrietamiento en tal momento se determinará rápidamente su contenido de agua, que es el límite plástico.

2.10.7. Determinación de las propiedades físico mecánicas de las rocas y monitoreo de la masa rocosa

2.10.8. Laboratorio Propiedades físicas

La determinación de las Propiedades Físicas se basa, en el establecimiento de Los Pesos Natural, Seco y Saturado, y el volumen de probetas rocosas y/o minerales. El Peso Natural de acuerdo al ISRM (Society International For Rock Mechanics), de la muestra debe tener como mínimo 50 grs.,

2.10.9. El Peso Seco

Se determina, mediante el secado de las probetas dentro de un horno ventilado a una temperatura promedio entre 105° - 110°C,

2.10.10. El Peso Saturado,

Se obtiene sumergiendo a la probeta en agua destilada. Para determinar dichos pesos se lleva un registro periódico de los pesos, el peso de secado y saturado de las muestras rocosas se obtiene aproximadamente en 48 horas, determinado cuando la diferencia entre dos pesadas sucesivas no exceda de 0.01 grs.

2.10.11. El Volumen de la probeta rocosa y/o mineral

A ser ensayada se determina mediante probetas simétricas y/o probetas irregulares, mediante el principio de Arquímedes, en el caso particular de probetas irregulares.

2.10.12. Las relaciones matemáticas que definen las propiedades físicas son:

$$\text{Densidad} \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} = \frac{\text{peso seco}}{\text{volumen}}$$

$$\text{Peso específico Aparente (P. E. a.)} = \frac{\text{peso seco}}{\text{volumen}} \cdot 9.81 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$(\text{...}) = \frac{\text{---}}{\text{---}} * 100\%$$

$$\text{Absorción (en peso)} = \frac{\text{---}}{\text{---}} * 100\%$$

Donde:

ρ = Densidad del agua (gr/cm³).

2.10.13. Propiedades mecánicas

2.10.14. Ensayo de compresión simple

Denominado también ensayo de Compresión Uniaxial, este ensayo consiste en aplicar cargas compresivas axiales cada vez mayores, a probetas rocosas y/o minerales cilíndricas, hasta producir su rotura

2.10.15. Relación de esbeltez:

La probeta rocosa y/o mineral a ser ensayada debe tener la siguiente relación:

$$L/D = 2$$

Donde:

L = Longitud de la probeta (cms).

D = Diámetro de la probeta (cms).

2.10.16. Factor de corrección de protodyakonov:

Cuando la relación de esbeltez es L/D = 2, se puede aplicar el factor de corrección de Protodyakonov, cuya relación matemática es la siguiente:

$$\sigma = \frac{8 \cdot \sigma_c}{7 + \frac{L}{D}}$$

Donde:

σ_o = Resistencia Compresiva Uniaxial con $L/D = 2$.

σ_c = Resistencia Compresiva Uniaxial con $L/D = 2$.

L = Longitud de la Probeta.

D = Diámetro de la Probeta.

2.10.17. Factor de corrección de overt duvall

Cuando la relación de esbeltez es $L/D = 2$, se puede aplicar el factor de corrección dado por Overt Duvall – 1981 (Rock Mechanics and the design of Structures in Rock):

$$\sigma = \frac{\sigma_c}{0.778 + \frac{L}{D}}$$

Donde:

σ_o = Resistencia Compresiva Uniaxial con $L/D = 1$.

σ_c = Resistencia Compresiva Uniaxial con $2 > L/D > 1/3$.

L = Longitud de la Probeta.

D = Diámetro de la Probeta.

2.10.18. Norma a utilizar

Para el diseño del puente se ha adoptado como norma base la AASHTO LRFD 2004 y ACI 2005 donde se explica a continuación de forma breve la filosofía de diseño.

2.11.0. Filosofía de diseño

El método de diseño LRFD (diseño por factores de carga y resistencia) se basa en el uso de factores de carga y resistencia obtenidos a partir de procedimientos estadísticos basados en la confiabilidad estructural.

El LRFD especifica que los puentes deben estar diseñados para estados límites específicos para alcanzar los objetivos de constructibilidad, seguridad y funcionalidad. Cada elemento de la estructura debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\eta * \gamma * Q \leq \phi * R = R$$

Donde:

Fuente: AASHTO LRFD 2004 [Tabla 3.4.1-1]

Cuadro N° 12 Factores de carga para cargas permanentes

Tipo de carga	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
* Activo	1,50	0,90
* En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
* Estabilidad global	1,00	N/A
* Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
* Estructura rígida 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
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Fuente: AASHTO LRFD 2004 [Tabla 3.4.1-2]

2.11.2. Factores de resistencia

Los factores de resistencia que se deben aplicar a las resistencias nominales en construcciones convencionales se muestran a continuación [5.5.4.2]:

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-----0,75

Para compresión en modelos de bielas y tirantes-----0,70

Para compresión en zonas de anclaje:

Hormigón de densidad normal-----0,80

Hormigón de baja densidad-----0,65

Para tracción en el acero en las zonas de anclaje-----1,00

Para resistencia durante el hincado de pilotes -----1,00

2.11.3. Factor de modificación de las cargas

Para cargas para las cuales un valor máximo de es apropiado:

$$= * * \geq 0,95$$

Para cargas para las cuales un valor mínimode es apropiado:

$$= \frac{1}{* *} \leq 1$$

Cuadro N° 13 Factor de modificación de las cargas

Ductilidad η_D	
$\geq 1,05$	Elementos y conexiones no dúctiles
= 1	Diseños y detalles convencionales
$\geq 0,95$	Elementos y conexiones con medidas adicionales para mejorar la ductilidad
= 1	Demás estados límites
Redundancia η_R	
$\geq 1,05$	Elementos no redundantes
= 1	Niveles convencionales de redundancia
$\geq 0,95$	Niveles excepcionales de redundancia
= 1	Demás estados límites
Importancia operativa η_I	
$\geq 1,05$	Puentes importantes
= 1	Puentes típicos
$\geq 0,95$	Puentes relativamente de poca importancia
= 1	Demás estados límites

Fuente: AASHTO LRFD 2004 [1.3]

2.11.4. Cargas que actúan en la estructura

Sobre un puente se aplican diferentes tipos de carga, tales cargas pueden ser divididas en dos categorías, cargas permanentes y cargas transitorias. Las cargas permanentes se quedan por un periodo extenso normalmente por toda la vida de servicio del puente, tales cargas incluyen el peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales. Las cargas transitorias como su nombre lo indica cambian con el tiempo y pueden ser aplicadas desde varias direcciones y/o ubicaciones, estas son altamente variables, las cargas transitorias incluyen a las cargas por gravedad las cuales son debidas a los vehículos, y tráfico peatonal, también son consideradas las cargas laterales debidos a los ríos, vientos, témpanos de hielo, colisión de embarcaciones y sismos.

2.11.5. Cargas permanentes

Las cargas permanentes como su nombre lo indica son esas cargas que se quedan sobre el puente por un periodo extenso quizás por toda la vida de servicio del puente, entre estas se pueden citar:

- Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales (DC)
- Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos (DW)
- Empuje horizontal del suelo (EH)
- Presión vertical del peso propio del suelo de relleno (EV)
- Otras cargas

En el caso de vigas la carga permanente es distribuida asignando a cada una todas las cargas de los elementos de la superestructura. Esto incluye la carga muerta de la viga misma y su parte inferior, en el caso de vigas cajón. Los pesos muertos debido a barreras de hormigón, aceras y bordes de la acera, y paredes contra ruidos, pueden ser igualmente distribuidos a todas las vigas.

2.11.6. Carga viva vehicular

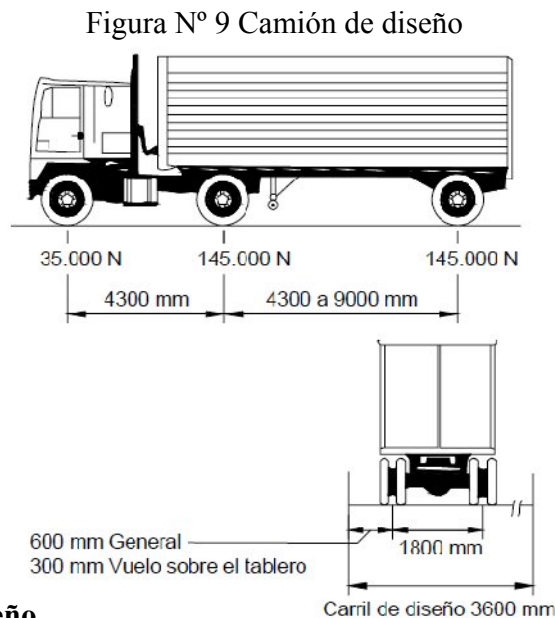
La carga viva vehicular de diseño en la norma AASHTO de versiones anteriores fue reemplazada en 1993 debido a configuraciones de camiones más pesados en las carreteras, y porque se necesitó una carga estadísticamente representativa, ideal para lograr un "nivel

de seguridad constante". La carga ideal que fue encontrada fue adoptada desde entonces y llamada HL 93 o "Highway load 93"

La "carga viva vehicular de diseño " o "sobrecarga vehicular de diseño," HL93, es una combinación del "**camión de diseño**" y la "**carga del carril de diseño**" o la combinación del "**tándem de diseño**" y la "**carga del carril de diseño**".

2.11.7. Camión de diseño

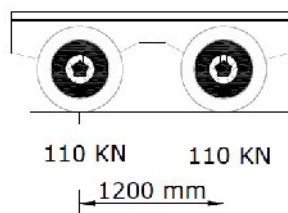
Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño son como se especifican en la figura abajo mostrada. Se debe considerar un incremento por carga dinámica. La separación entre los dos ejes de 145.000 N se debe variar entre 4.300 y 9.000 mm para producir las solicitaciones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



2.11.8. Tándem de diseño

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

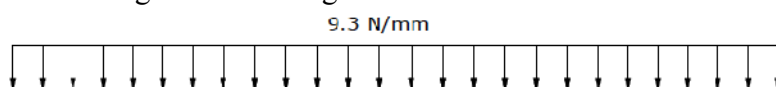
Figura N° 10 Tándem de diseño



2.11.9. Carga de carril de diseño

La carga del carril de diseño consiste en una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supone uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no están sujetas a un incremento por carga dinámica, esto quiere decir que no es necesario aumentar ésta carga de carril por los efectos dinámicos de impacto que pueden llegar a producir en la estructura.

Figura N° 11 Carga de carril de diseño



2.11.10. Presencia múltiple

Los factores de presencia múltiple son ajustes de diseño que consideran la probabilidad de que más de un carril este cargado, asimismo los factores de presencia múltiple están incluidos implícitamente en las ecuaciones aproximadas para factores de distribución, tanto para un único carril cargado como para múltiples carriles cargados. Las ecuaciones se basan en la evaluación de diferentes combinaciones de carriles cargados con sus correspondientes factores de presencia múltiple, y su intención es considerar el caso más desfavorable posible.

Cuadro N° 14 Factor de presencia múltiple (m)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1,2
2	1
3	0,85
> 3	0,65

Fuente: AASHTO LRFD 2004 [Tabla 3.6.1.1.2-1]

2.11.11. Incremento por carga dinámica

El incremento por carga dinámica (IM) se aplica a la carga de rueda estática para considerar el impacto provocado por las cargas de las ruedas de los vehículos en movimiento.

El factor a aplicar a la carga estática se debe tomar como: $(1 + IM/100)$. El incremento por carga dinámica no se aplica a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

Cuadro N° 15 Incremento por carga dinámica

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los estados límites	75%
Todo los demás componentes	
* Estado límite de fatiga y fractura	15%
* Todos los demás estados límites	33%

Fuente: AASHTO LRFD 2004 [Tabla 3.6.2.1-1]

2.11.12. Cargas Peonales

Se debe aplicar una carga peatonal de $3,6 * 10^6$ Mpa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se debe considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de $4,1 * 10^6$ Mpa

Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas también han de ser utilizados por vehículos de mantenimiento u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar en el diseño.

2.11.13. Fuerza de frenado

Para la consideración de la magnitud de esta fuerza se considera que es muy probable que los conductores de los vehículos apliquen los frenos de forma simultánea después de observar algún evento, nuevamente se aplica el factor de presencia múltiple, ya que es muy poco probable que todas las líneas de tráfico estén cargadas con el camión de diseño.

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

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

Estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada.

2.11.14. Cargas de viento en la estructura

El viento da origen a presiones normales y longitudinales al eje de la vía y la magnitud depende de su velocidad y del área de exposición de la estructura.

Cuando se diseña la infraestructura debe considerarse la presión ejercida por el viento en la superestructura y la presión aplicada directamente a ella.

Las presiones básicas especificadas por la AASHTO, se basan en velocidades de viento de 160 Km/hr, y deben multiplicarse por la relación $(v/160)$ para otras velocidades.

2.11.15. Viento en la superestructura

Si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento, P_B , para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar como se especifica en la Tabla siguiente, y se debe aplicar a solamente una ubicación de área expuesta. El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de una perpendicular al eje longitudinal. Para el diseño la dirección del viento será aquella que produzca la sollicitación extrema en el componente investigado. Las presiones transversal y longitudinal se aplican simultáneamente.

Cuadro N° 16 Presiones básicas del viento

Ángulo de oblicuidad del viento	Reticulados, columnas y arcos		Vigas	
	Carga lateral	Carga longitudinal	Carga lateral	Carga longitudinal
Grados	MPa	MPa	MPa	MPa
0	0,0036	0,0000	0,0024	0,0000
15	0,0034	0,0006	0,0021	0,0003
30	0,0031	0,0013	0,0020	0,0006
45	0,0023	0,0020	0,0016	0,0008
60	0,0011	0,0024	0,0008	0,0009

Fuente: AASHTO LRFD 2004 [Tabla 3.8.1.2.2-1]

2.11.16. Viento en la subestructura

Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se obtienen en base a una presión básica del viento supuesta de 0,0019 MPa. Ésta cargase debe aplicar simultáneamente con las cargas de viento de la superestructura.

2.11.17. Cargas de viento sobre los vehículos

Si hay vehículos presentes, la presión del viento de diseño se debe aplicar tanto a la estructura como a los vehículos. La presión del viento sobre los vehículos se debe representar como una fuerza interrumpible y móvil de 1,46 N/mm actuando normal a la calzada y 1800 mm sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura. Si el viento sobre los vehículos no se considera normal a la estructura, las componentes de fuerza normal y paralela aplicadas a la sobrecarga viva se pueden tomar como se especifica en la tabla siguiente, considerando el ángulo de oblicuidad con respecto a la normal a la superficie.

Cuadro N° 17 Componentes del viento sobre la sobrecarga viva

Ángulo de oblicuidad	Componente normal	Componente paralela
Grados	N/mm	N/mm
0	1,46	0
15	1,28	0,18
30	1,2	0,35
45	0,96	0,47
60	0,5	0,55

Fuente: AASHTO LRFD 2004 [Tabla 3.8.1.3-1]

2.11.18. Empuje lateral del suelo

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

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

Donde:

- = Empuje lateral del suelo
- = Coeficiente de empuje lateral
- = Densidad del suelo
- = Aceleración de la gravedad
- = Profundidad del suelo debajo de la superficie

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

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

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

Donde:

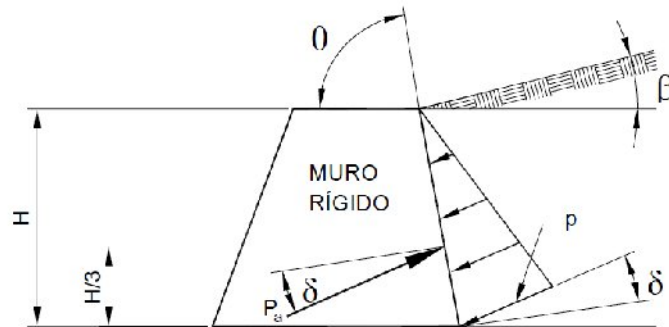
= Ángulo de fricción entre el relleno y el muro

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

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

ϕ = Ángulo efectivo de fricción interna

Figura N° 12 Simbología para el empuje activo de coulomb



Cuadro N° 18 Ángulo de fricción entre diferentes materiales

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, δ (°)	Coefficiente de fricción, $\tan \delta$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación		
* Roca sana y limpia	35	0,70
* Grava limpia, mezcla de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
* Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa a arcillosa	24 a 29	0,45 a 0,55
* Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
* Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
* Arcill residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
* Arcilla de rigidez media y rígida, arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34

Fuente: AASHTO LRFD 2004 [Tabla 3.8.11.5.3-1]

2.11.19. Sobrecarga viva sobre relleno

Se debe aplicar una sobrecarga viva si hay cargas vehiculares actuando en la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro. El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar como:

$$\Delta p = k * \gamma * g * h$$

Δ = Empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga viva

= Densidad total del suelo

= Coeficiente de empuje lateral del suelo.

= Aceleración de la gravedad

La altura del muro se toma como la distancia entre la superficie del relleno y el fondo de la zapata a lo largo de la superficie de contacto considerada.

Cuadro N° 19 Altura de suelo equivalente para carga vehicular

Altura del estribo	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

Fuente: AASHTO LRFD 2004 [Tabla 3.11.6.4-1]

2.11.20. Cargas hidráulicas

2.11.21. Presión Hidrostática

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

2.11.22. Presión de Flujo Longitudinal

La presión debida a un flujo de agua que actúa en la dirección longitudinal de las subestructuras se puede obtener como:

$$p = 5,14 * 10^{-5} * C * V$$

Donde:

=Presión del agua que fluye (MPa)

= Coeficiente de arrastre para pilas según tabla

=Velocidad del agua de diseño para la inundación de diseño correspondiente al estado límite. (m/s)

Cuadro N° 20 Coeficiente de arrastre

Tipo	C _D
Pila con borde de ataque semicircular	0,7
Pila de extremo cuadrado	1,4
Arrastres acumulados contra la pila	1,4
Pila con borde de ataque en forma de cuña, ángulo del borde de ataque $\leq 90^\circ$	0,8

Fuente: AASHTO LRFD 2004 [Tabla 3.7.3.1-1]

2.11.23. Propiedades de los materiales

2.11.24. Acero

2.11.25. Acero pretensado

El acero para pretensado debe ser por necesidad un acero de alta resistencia, con el objeto de que la fuerza de pretensado final sea lo mayor posible. Existen tres formas comunes en las cuales se emplea el acero como tendones en hormigón pretensado: alambres redondos estirados en frío, cable trenzado (torones) y varillas de un acero de aleación, de los cuales se describirán los torones los cuales son los más usados y están disponibles en nuestro medio. El cable se fabrica de acuerdo con la especificación ASTM A 416 y pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 0,25 hasta 0,6 de diámetro, tal como se muestra en la tabla siguiente. Se fabrican dos grados: el grado 250 y el grado 270 los cuales tienen una resistencia última mínima de 250 000 y 270 000 lb/ pulg² respectivamente, estando éstas basadas en el área nominal del cable.

Cuadro N° 21 Propiedades de Torones de siete hilos

Diámetro Nominal		Resistencia a la ruptura		Área Nominal del Torón		Carga mínima elongación de 1%	
pulg	mm	Kip	kN	pulg ²	mm ²	Kip	kN
GRADO 250							
0,250	6,35	9	40	0,036	23,22	7,65	34
0,313	7,94	14,5	64,5	0,058	37,42	12,3	54,7
0,375	9,53	20	89	0,08	51,61	17	75,6
0,438	11,11	27	120,1	0,108	69,69	23	102,3
0,500	12,70	36	160,1	0,144	92,9	30,6	136,2
0,600	15,24	54	240,2	0,216	139,4	45,9	204,2
GRADO 270							
0,375	9,53	23	102,3	0,085	54,84	19,55	87,0
0,438	11,11	31	137,9	0,115	74,19	26,55	117,2
0,500	12,70	41,3	183,7	0,15	98,71	35,1	156,1
0,600	15,24	58,6	260,7	0,217	140	49,8	221,5

Fuente: Arthur Nilson Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado

Las propiedades mecánicas de los aceros se pueden observar de sus curvas de esfuerzo deformación. Tales características importantes como el límite elástico proporcional, el punto de fluencia, la resistencia última, la ductilidad y las propiedades de endurecimiento por deformación.

2.11.26. Acero convencional no pretensado

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

Las corrugaciones en las barras tienen la finalidad de aumentar la resistencia al deslizamiento entre el acero y el concreto. Los requisitos mínimos para los resaltes superficiales (espaciamiento, proyección, etc.) se han determinado mediante investigación experimental. Diferentes fabricantes de barras utilizan diversos patrones, todos los cuales satisfacen estos requisitos

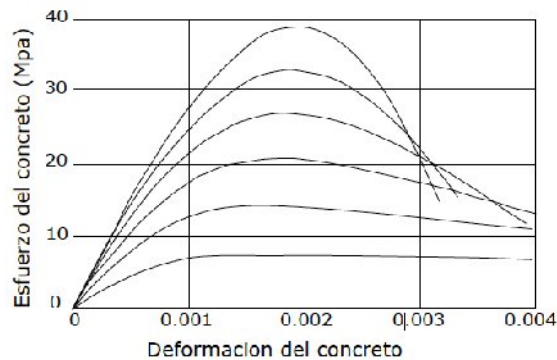
2.11.27. Hormigón

2.11.28. Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión del hormigón (f_c') a 28 días después del colocado es usualmente obtenida de un cilindro estandarizado de 150 mm de diámetro y 300 mm de

altura cargado longitudinalmente a rotura. La Figura siguiente muestra las curvas esfuerzo deformación de cilindros de concreto bajo cargas de compresión Uniaxial.

Figura N° 13 Curva esfuerzo – Deformación del hormigón bajo compresión de carga Uniaxial



Para estructuras de hormigón armado no pretensado es usual la resistencia de 210Kg/cm² y para estructuras de hormigón pretensado se usan resistencias que están entre 280Kg/m² y 560 Kg/m², siendo más habituales las comprendidas entre 350 y 480 Kg/cm² para hormigones de peso normal y en estructuras especiales se llega a usar hormigones de hasta 600 a 700 Kg/m².

2.11.29. Módulo de elasticidad

Para estimar el módulo de elasticidad del hormigón la AASHTO LRFD proporciona la siguiente expresión, con densidades comprendidas entre 1440 y 2500 kg/m³:

$$E_c = 0,043\gamma \cdot \sqrt{f_c'}$$

Donde:

=Densidad del hormigón (kg/m³)

' =Resistencia del hormigón (Mpa)

2.11.30. Módulo de rotura

El módulo de rotura del hormigón de densidad normal según AASHTO LRFD en unidades de Mpa se puede determinar cómo: $f_r = 0,63\sqrt{f_c'}$

2.11.31. Análisis y evaluación estructural

2.11.32. Factor de distribución

La AASHTO ha usado métodos de factor de distribución por muchos años. En los casos más comunes, el factor de distribución es g donde S es el espaciamiento de las vigas y D es una constante que depende del tipo de puente, el número de carriles cargados: $g = S/D$

Por ejemplo, para una losa de hormigón sobre vigas de acero $D=5,5$ fue usado para casos donde dos o más vehículos están presentes. Obviamente, ésta es una fórmula simplificada y fácil de aplicar, pero como es aproximada, no siempre da buenas estimaciones de las cargas en las vigas. Zokaie (1991) y Nowak (1993) han mostrado que estas fórmulas subestiman los efectos de las cargas para vigas poco espaciadas y sobreestiman en vigas con grandes espaciamientos. Para refinar éstas aproximaciones, investigaciones han conducido a desarrollar formulas que se basan en más parámetros y den una mejor estimación de la verdadera respuesta en el sistema. Este trabajo fue realizado en el proyecto NCHRP 12-26 (Zokaie et al., 1991) y proveen las bases para los factores de distribución presentados en AASHTO LRFD [A4.6.2.2]

Los factores de distribución pueden ser usados para puentes con regular geometría., el método está limitado para sistemas con [A4.6.2.2]:

- Sección transversal constante
- Vigas son paralelas y tienen aproximadamente la misma rigidez
- Parte del vuelo de la calzada no excede 910mm
- Curvatura en planta es pequeña

En las tablas para los factores de distribución de AASHTO LRFD se utiliza la siguiente simbología:

A = área de la viga o larguero (mm^2)

=Distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm). Esta distancia es positiva si el alma exterior está hacia adentro de la cara interior de la baranda para el tráfico y negativa si está hacia afuera del cordón o barrera para el tráfico [A4.6.2.2.2d y A4.6.2.2.3b]

e = factor de corrección

g = factor de distribución

Kg = parámetro de rigidez longitudinal (mm^4)

L = longitud de tramo de la viga (mm)

Nb = número de vigas o largueros

S = separación entre vigas o almas (mm)

= Profundidad de la losa de hormigón (mm)

El parámetro de rigidez longitudinal, Kg , se deberá tomar como:

$$K = n(I + A * e^2)$$

Donde:

=Módulo de elasticidad del material de la viga

=Módulo de elasticidad del material del tablero

=Momento de inercia de la viga

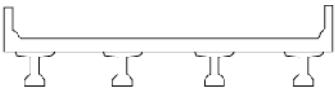
=Distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero

= —

Los parámetros A e I de la Ecuación anterior se deben tomar como los correspondientes a la viga no compuesta.

La regla de la palanca (ley de momentos) es un método de análisis. Este implica una distribución estática de cargas basada en la suposición que cada panel de tablero está simplemente apoyado sobre las vigas, excepto en la viga interior que es continua con el voladizo.

Cuadro N°22 Superestructuras habituales cubiertas por los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 de AASHTO LRFD 2004

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCION TRANSVERSAL TIPICA
Secciones doble Te o Te con nervio de hormigón prefabricado	Hormigón colado in situ hormigón prefabricado	 (k)

Fuente: AASHTO LRFD 2004 Fragmento de [Tabla 4.6.2.2.1-1]

Cuadro N°23 Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factor de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón, vigas Te hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a,e,k y también i,j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $Nb \geq 4$ $30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $4 \cdot 10^9 \leq K_g \leq 3 \cdot 10^{12}$
		Dos o mas carriles cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,1}$	
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con Nb = 3 o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	Nb = 3

Fuente: AASHTO LRFD 2004 Fragmento de [Tabla 4.6.2.2.2b-1]

Cuadro N°24 Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón, vigas Te hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e * g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con Nb = 3 o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	Nb = 3

Fuente: AASHTO LRFD 2004 Fragmento de [Tabla 4.6.2.2.2d-1]

Cuadro N°25 Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón, vigas Te hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $Nb \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$Nb = 3$

Fuente: AASHTO LRFD 2004 Fragmento de [Tabla 4.6.2.2.3a-1]

Cuadro N°26 Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón, vigas Te hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e * g_{interior}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Ley de momentos	$Nb = 3$

Fuente: AASHTO LRFD 2004 Fragmento de [Tabla 4.6.2.2.3b-1]

2.11.33. Líneas de Influencia

En gran parte de las estructuras las posiciones de las cargas exteriores son fijas sin embargo hay otros casos donde varían a lo largo de la estructura, por ejemplo un puente recorrido por un vehículo, en estos casos las solicitaciones en la estructura no solo dependerán de la magnitud de la carga sino también de su posición.

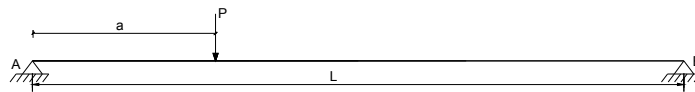
Las líneas de influencia son gráficos que permiten calcular solicitaciones ya sea de momento flector, fuerzas cortantes o normales en secciones específicas para cargas (puntuales y también distribuidas) ubicadas en posiciones diversas, lo que permite establecer máximos positivos y máximos negativos de dichas solicitaciones por efecto de las cargas.

2.11.34. Línea de influencia para viga simplemente apoyada

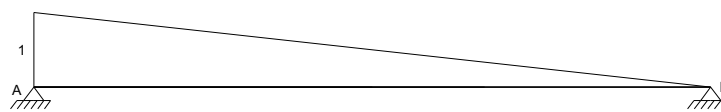
Considerando una carga puntual $P=1$ a una distancia “a” del apoyo izquierdo mediante las ecuaciones de equilibrio se pueden obtener las líneas de influencia para la reacción A, fuerza cortante y momento flector en una sección ubicada a una distancia “x” cualquiera.

Figura N° 14 Líneas de influencia viga simplemente apoyada

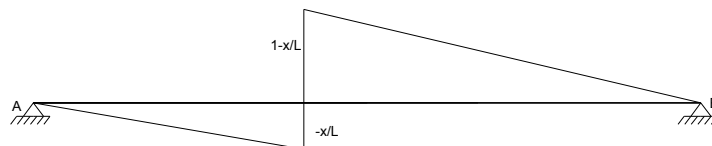
Viga simplemente apoyada



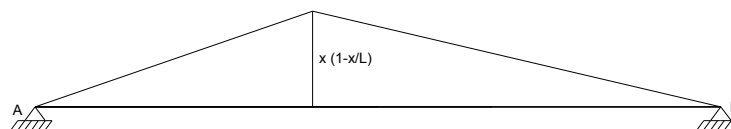
Línea de Influencia de la Reacción en A.



Línea de Influencia del cortante en una sección “x”



Línea de Influencia del Momento flector en una sección “x”



2.11.35. Línea de influencia de vigas con rigidez infinita sobre apoyos elásticos

Su aplicación va directamente a los diafragmas de puente por ser vigas altas en relación a su luz lo que permite tratarlas con gran rigidez y como están apoyados en las vigas principales que son muy largas y elásticas el apoyo de los diafragmas resulta elástico.

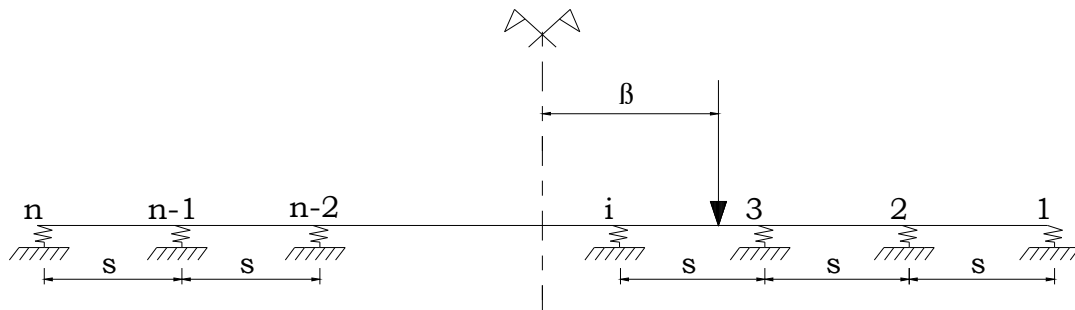
La expresión general para la línea de influencia de las reacciones elásticas en el apoyo i es:

$$R = \frac{P}{n} \left[1 + 6 \left(\frac{n+1-2i}{n-1} \right) \frac{\beta}{s} \right]$$

Donde:

- = Reacción en el apoyo en cuestión
- = Carga puntual unitaria
- = Número de apoyos
- = Número del apoyo controlado de derecha a izquierda
- = Brazo de la carga P al centro del diafragma.
- = Separación entre ejes de las vigas principales.

Figura N° 15 Viga rígida sobre apoyos elásticos con las condiciones de simetría



En base a la ecuación anterior, es posible determinar las líneas de influencia tanto para momento flector como para cortante en cualquier sección del diafragma ya que son conocidas las reacciones.

2.11.36. Análisis y diseño de la Losa

2.11.37. Método Aproximado de las Fajas Equivalentes

El ancho de faja equivalente sobre la cual las cargas de ruedas pueden ser consideradas distribuidas en losas de hormigón coladas in situ se muestran en la siguiente tabla:

Cuadro N°27 Anchos de faja equivalente

Tipo de Tablero	Dirección de la Faja Primaria en relación con el tráfico	Ancho de la Faja Primaria
Hormigón *Colado In Situ	Paralela o perpendicular	+M:660+0,55*S -M:1220+0,25*S
	Vuelo	1140+0,833*x

Fuente: AASHTO LRFD 2004 Fragmento de [Tabla 4.6.2.1.3-1]

Donde:

S = Separación de los elementos de apoyo en mm

x = distancia entre la carga y el punto de apoyo en mm

Las fajas se deben tratar como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas, según corresponda. La longitud de tramo se debe tomar como la distancia entre centro a centro de los componentes de apoyo. Las fajas se deberían analizar aplicando la teoría de vigas clásica.

2.11.38. Secciones de diseño

La sección de diseño para momentos negativos y fuerzas de corte se pueden tomar de la siguiente manera:

Para vigas de hormigón prefabricadas en forma de Té y doble Te- Un tercio del ancho del ala, pero no más de 0,38m, a partir del eje del apoyo. [4.6.2.1.6]

2.11.39. Mínima altura y recubrimiento

La altura de un tablero de hormigón excluyendo cualquier tolerancia para pulido o superficie sacrificable debe ser mayor o igual que 0,175m [9.7.1.1]

El mínimo recubrimiento de hormigón en la losa debe cumplir [5.12.3]:

Fondo de losas hormigonadas In Situ..... 2,5 cm

Superficie de tableros..... 5,0 cm

2.11.40. Armadura de Distribución

Las losas deberán tener cuatro capas de armadura, dos en cada dirección [9.7.3.1]

En la parte inferior de las losas se debe disponer armadura en la dirección secundaria; ésta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo [9.7.3.2]:

-Si la armadura principal es paralela al tráfico: $\frac{A_s}{S} \leq 50\%$

-Si la armadura principal es perpendicular al tráfico: $\frac{A_s}{S} \leq 67\%$

Donde S: longitud de tramo efectiva en [mm]

La longitud efectiva se determina como [9.7.2.3]:

Para losas construidas en forma monolítica con vigas: distancia entre cara y cara

Para losas apoyadas sobre vigas metálicas o de hormigón: distancia entre las puntas de las alas, más el vuelo de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma, despreciando chaflanes.

2.11.41. Vigas de hormigón armado

2.11.42. Resistencia a flexión en estado límite de resistencia

Para las secciones rectangulares solicitadas a flexión respecto de un eje la resistencia de diseño a la flexión ϕM_n se puede determinar utilizando las ecuaciones siguientes [5.7.3.2.3]:

$$c = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f_c' * \beta_1 * b}$$

$$a = \beta_1 * c$$

$$\phi M_n = A_s * f_y * d_s - \frac{a}{2}$$

Donde:

A_s = área de la armadura de tracción de acero no pretensado

f_y = tensión de fluencia de la armadura de tracción

b = ancho del alma comprimida

c = distancia entre el eje neutro y la cara comprimida

β_1 = factor para el diagrama rectangular equivalente de tensiones

El factor β_1 se debe tomar como 0,85 para hormigones cuyas resistencias no superan los 28 MPa. Para resistencias mayores que 28 MPa, a β_1 se le deberá aplicar una reducción de 0,05 por cada 7 MPa de resistencia en exceso de 28 MPa, excepto que β_1 no podrá ser menor que 0,65.

De las anteriores de ecuaciones se obtiene:

$$a = ds - \frac{2 * \phi Mn}{\phi * 0,85 * fc' * b}$$

La condición de resistencia es:

$$Mu \leq \phi Mn$$

Para el cálculo de la armadura requerida se emplean las siguientes ecuaciones:

$$As = \frac{0,85 * fc' * b * a}{fy}$$

Donde:

$$a = ds - \frac{2 * Mu}{\phi * 0,85 * fc' * b}$$

2.11.43. Armadura máxima

La máxima cantidad de armadura deberá ser tal que:

$$\frac{c}{ds} \leq 0,42$$

Donde:

ds = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada

2.11.44. Armadura mínima

En cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión de diseño $Mr = \phi Mn$, como mínimo igual al menor valor entre:

- 1,2 veces el momento de fisuración, Mcr , determinado en base a la distribución elástica de tensiones y el módulo de rotura, fr
- 1,33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia

Mcr se obtiene de la siguiente ecuación:

$$Mcr = S * fr$$

Donde para sección rectangular se tiene:

$$S = \frac{b * h^2}{6}$$

Donde:

S= módulo seccional para la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción

Expresando el momento mínimo en términos de armadura se tiene:

$$As = \frac{0,85 * fc' * b * a}{fy}$$

Donde:

$$a = ds - \frac{2 * \phi Mn}{\phi * 0,85 * fc' * b}$$

2.11.45. Diseño por cortante

La resistencia nominal al corte, se determina como el menor valor entre:

$$= +$$

$$= 0,25 * ' * *$$

Siendo:

$$= \frac{* * * (+)}{}$$

Donde:

= Ancho de alma dentro de la altura de corte efectiva

= Altura de corte efectiva

= Separación de los estribos

= Ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal

= Ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal (°)

= Área de la armadura de corte

= Resistencia al cortante proporcionada por la armadura transversal

El ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal es aproximadamente $= 45^\circ$ por lo tanto, para estribos perpendiculares al eje longitudinal ($= 90^\circ$) se tiene:

$$= \frac{A_s \sin^2 \alpha}{s}$$

El área de refuerzo al corte requerido por cálculo será:

$$= \frac{V - V_c}{\phi \sin \alpha}$$

2.11.46. Resistencia del hormigón a cortante

La resistencia proporcionada por el hormigón en N en elementos de hormigón armado con f'_c en Mpa, se puede obtener con la siguiente expresión:

$$= 0,083 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_c$$

Donde

λ = 2, Factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción

2.11.47. Secciones que requieren armadura transversal

Excepto en losas, zapatas y alcantarillas, se debe proveer armadura transversal si [5.8.2.4]:

$$V > 0,5 \phi V_c$$

2.11.48. Máximo espaciamiento

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que, s_{max} , determinada de la siguiente manera [5.8.2.7]:

$$\text{Si: } V < 0,125 \phi V_c \\ s_{max} = 0,8 \phi \leq 600$$

$$\text{Si: } V \geq 0,125 \phi V_c \\ s_{max} = 0,4 \phi \leq 300$$

Donde:

$$V = \text{Tensión de corte, calculada como } V = \frac{V_u}{\phi}$$

2.11.49. Mínima armadura transversal

Si se requiere armadura transversal, el área de acero en deberá satisfacer la siguiente condición, en Mpa. [5.8.2.5]:

$$\geq 0,083 \frac{f_{ct}^*}{f_{yk}^*}$$

2.11.50. Diseño de vigas pretensadas

2.11.51. Diseño por flexión basado en esfuerzos permisibles

El estado límite de servicio aún es aplicado en el diseño de miembros de hormigón con tendones de acero que pre comprimen la sección de tal manera que los esfuerzos en el hormigón " " pueden ser determinados de las propiedades de la sección elástica no fisurada y la ecuación familiar:

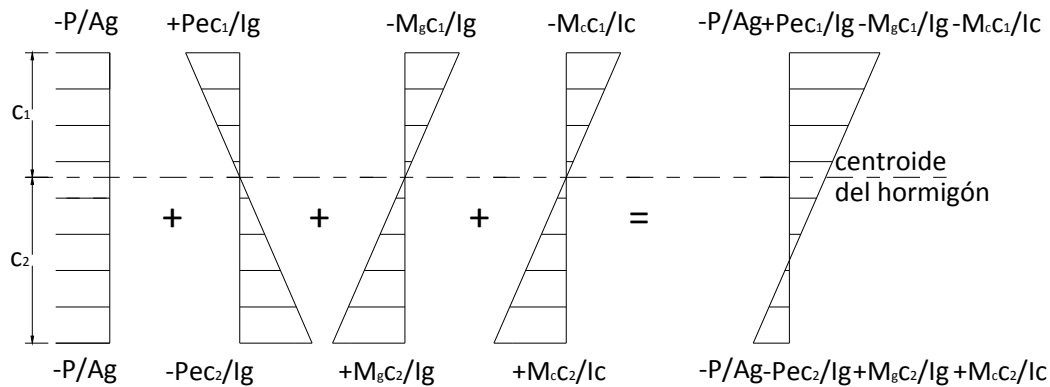
$$= - \frac{P}{A} \pm \frac{P e}{I} \mp \frac{M}{I}$$

Donde " " es la fuerza de pretensado, es el área de la sección transversal, es la excentricidad de la fuerza de pretensado, es el momento debido a cargas aplicadas, es la distancia del centroide de la sección a la fibra, es el momento de inercia de la sección. Si el miembro es una construcción compuesta, es necesario separar el momento debido a las cargas sobre la viga y el momento debido a cargas sobre la sección compuesta , porque los valores " " e " " son diferentes, esto es,

$$= - \frac{P}{A} \pm \frac{P e}{I} \mp \frac{M_1}{I} \mp \frac{M_2}{I}$$

Donde los signos más y menos para los esfuerzos en las fibras superior e inferior deben ser consistentes con la convención de signos elegida, aquí la tracción es positiva y la compresión es negativa. Estas distribuciones lineales de esfuerzos elásticos en el hormigón son mostradas en la siguiente figura.

Figura N° 16 Esfuerzos de flexión en el hormigón



2.11.53. Esfuerzos permisibles en el hormigón

Los límites de esfuerzos en el hormigón son dados en las tablas siguientes para dos etapas de carga: (1) etapa de transferencia de pretensado - inmediatamente después de la transferencia de los tendones de pretensado al hormigón pero antes de las pérdidas dependientes del tiempo debidas a la fluencia y retracción del hormigón, y (2) etapa de carga de servicio - después de la contribución de todas las pérdidas de pretensado.

Una zona traccionada pre comprimida es una región que fue comprimida por los tendones de pretensado pero que ha sido traccionada cuando ha estado sujeta a momentos debido a cargas muertas y cargas vivas.

Cuadro N°28 Límites para la tensión temporaria en el hormigón antes de las pérdidas

Esfuerzo de Compresión	
Componentes Pretensados	$0,60 f_{ci}'$
Componentes Postensados	$0,60 f_{ci}'$
Esfuerzos de Tracción	
Zona de tracción precomprimida sin armadura adherente	N/A
En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente	$0,25 \sqrt{f_{ci}'} \leq 1,38 MPa$
En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5 f_y$, no mayor que 210 Mpa	$0,63 \sqrt{f_{ci}'}$

Fuente: AASHTO LRFD 2004 [5.9.4.1.1] y fragmento de [Tabla 5.9.4.1.2-1]

Cuadro N°29 Límites para la tensión en el hormigón después de las pérdidas

Esfuerzos de compresión	
Tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0,45 f_c'$
Tensión provocada por la sobrecarga y la semisuma de la tensión efectiva de pretensado más las cargas permanentes	$0,40 f_c'$
Esfuerzos de tracción	
Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas	
Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas	$0,50 \sqrt{f_c'}$
Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas	$0,25 \sqrt{f_c'}$

Fuente: AASHTO LRFD 2004 fragmentos de [Tablas 5.9.4.2.1-1 y 5.9.4.2.2-1]

2.11.54. Inecuaciones de condición

2.11.55. Etapa Inicial (transferencia)

En ésta etapa, actúan la fuerza de pretensado inicial y el peso propio (dg)

Inecuación I

$$-\frac{P}{A} + \frac{P e}{I} - \frac{w L^2}{24} \leq 0$$

Inecuación II

$$-\frac{P}{A} - \frac{P e}{I} + \frac{w L^2}{24} \geq 0$$

2.11.56. Etapa Final (servicio)

En ésta etapa además de las cargas que actúan en la etapa inicial, actúa las cargas de servicio y la fuerza de pretensado efectiva ($P_e = P - \Delta P$).

Inecuación III

$$-\frac{P_e}{A} + \frac{P_e e}{I} - \frac{w L^2}{24} - \frac{M_{DL}}{I} - \frac{M_{LL}}{I} \leq 0$$

Inecuación III

$$-\frac{*}{2} - \frac{*}{2} + \frac{+}{2} + \frac{1}{2} + \frac{2+}{2} \leq$$

2.11.57. Excentricidad límite

Las inecuaciones de condición que se desarrollaron se utilizan para determinar la fuerza de pretensado inicial en la sección de máximo momento. En otros puntos de la viga, en donde los momentos son más pequeños, la excentricidad del acero debe reducirse con el objeto de evitar sobrepasar los esfuerzos límites en el hormigón cuando la viga se encuentra en estado descargado (etapa inicial). Contrariamente, existe una excentricidad mínima, o límite superior para el centroide del acero tal que los esfuerzos límites en el hormigón no se sobrepasen cuando la viga se encuentra en su estado totalmente cargado (etapa de servicio).

Inecuación I

$$\leq + \frac{1}{1}$$

Inecuación II

$$\leq - \frac{2}{2}$$

Inecuación III

$$\geq + \frac{*}{1} + \frac{+}{1} + \frac{1}{1} + \frac{2+}{1} + \frac{1}{*}$$

Inecuación IV

$$\geq - \frac{*}{2} - \frac{+}{2} - \frac{1}{2} - \frac{2+}{2} - \frac{2}{*}$$

2.11.58. Verificación por flexión en estado límite de resistencia

Para secciones (5.7.3.2.3) rectangulares solicitadas a flexión con tendones adherentes y si la altura del ala comprimida no es menor que c la resistencia de diseño a flexión es:

$$= -\frac{1}{2} + -\frac{1}{2}$$

Donde:

$$=$$

$$= \frac{+}{0,85 \cdot + -}$$

Para las secciones (5.7.3.2.2) con alas (Te) solicitadas a flexión respecto de un eje y los tendones son adherentes, y si la altura del ala comprimida es menor que c , la resistencia factorada a la flexión es:

$$= -\frac{+}{2} + -\frac{+}{2} + 0,85 \cdot (-) \cdot h \cdot \frac{h}{2} - \frac{h}{2}$$

Donde:

$$= \frac{+ - 0,85 \cdot (-) \cdot h}{0,85 \cdot + -}$$

La tensión media (5.7.3.1.1) en el acero de pretensado a la resistencia a la flexión tanto para secciones Te como para secciones rectangulares se puede obtener con la siguiente expresión (para las cuales f_{pe} es mayor o igual que $0,5f_{pu}$):

$$= 1 - \frac{+}{-}$$

Siendo:

$$= 2 \cdot 1,04 - \frac{+}{-}$$

Donde:

= área del acero de pretensado

= resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado

= tensión de fluencia del acero de pretensado

= área de la armadura de tracción de acero no pretensado

= tensión de fluencia de la armadura de tracción

= ancho del ala comprimida

= ancho del alma

h = altura del ala comprimida de un elemento de sección Te

= distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado

= tensión media en el acero de pretensado a la resistencia nominal a la flexión

= distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada

= resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente

= altura del diagrama de tensiones equivalente

2.11.59. Armadura máxima

La máxima cantidad (5.7.3.3.1) de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{c}{d} \leq 0,42$$

Siendo:

$$d = \frac{A_f d + A_f d}{A_f + A_f}$$

Donde:

= altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada

Si no se satisface la condición $\frac{c}{d} \leq 0,42$ la sección se considera sobreamada.

2.11.60. Armadura mínima

En cualquier sección de un elemento flexionado (5.7.3.3.2) la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión factorada como mínimo igual al menor valor entre:

*1,2 veces el momento de fisuración, M_{cr} , determinado en base a la distribución elástica de tensiones y el módulo de rotura, f_r , del hormigón, donde M_{cr} se puede tomar de la siguiente manera:

$$M = S f_c + f_t - M \frac{S}{S} \leq S f_c$$

f_c = tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción

= momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta

= módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción

= módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción

Si las vigas se diseñan de manera que la sección monolítica o no compuesta resista todas las cargas, en la expresión anterior para calcular M_{crse} deberá sustituir M por

*1,33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia.

2.11.61. Diseño por cortante

La resistencia nominal al corte, V_n se determina como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0,25 * f_c' * b_w * d_v + V_p$$

Siendo:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v * (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}{s}$$

Donde:

= Componente de la fuerza de pretensado efectiva.

El ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal se puede asumir igual a 45°, esto lleva a un diseño conservador dentro de la seguridad ya que en la práctica se espera que en el hormigón pretensado éste ángulo sea más pequeño.

Por tanto para $\theta = 45^\circ$ y $\alpha = 90^\circ$ (estribos perpendiculares al eje longitudinal) se tiene:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v}{s}$$

El área de refuerzo al corte requerido por cálculo será:

$$A_v = \frac{\frac{V_c - V_p}{\phi} * s}{f_y * d_v}$$

La separación máxima se calcula de manera similar que para hormigón armado con la diferencia que la tensión de corte se calcula como: $v = \frac{\phi}{\Phi}$

2.11.62. Resistencia del hormigón a cortante

Las fuerzas de cortante son absorbidas por el hormigón hasta una resistencia límite, el excedente de la fuerza de cortante es absorbido por el acero de refuerzo transversal.

Para determinar la resistencia al cortante del hormigón en elementos pretensados se usan las siguientes ecuaciones:

$$V_{ci} = 0,05 \bar{f}'_{c'} b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cr}}{M_{máx}} \leq 1/7 \bar{f}'_{c'} b_w * d_p$$

$$V_{cw} = 0,3 \bar{f}'_{c'} + f_{pc} b_w * d_p + V_p$$

En el cual V_c debe ser el menor de V_{ci} y V_{cw}

Donde:

V_i = Fuerza de cortante mayorada debido a carga muerta sobrepuesta y carga viva

$M_{máx}$ = Momento flector mayorado debido a carga muerta sobrepuesta y carga viva

f_{pc} = Esfuerzo de compresión en el hormigón en el centroide de la sección.

V_p = Componente vertical de la fuerza de pretensado

$$M_{cr} = \frac{I}{Y_t} * 0,5 \bar{f}'_{c'} + f_{pe} - f_d$$

Un método simplificado para calcular V_c consiste en usar la siguiente ecuación:

$$V_c = 0,05 \bar{f}'_{c'} + 5 \frac{V_u * d_p}{M_u} b_w * d_p$$

Donde $\frac{V_u * d_p}{M_u}$ no se debe tomar mayor que 1.

2.11.63. Pérdidas de pretensado

En elementos postesados se tiene:

$$\Delta f = \Delta f_1 + \Delta f_2 + \Delta f_3 + \Delta f_4 + \Delta f_5 + \Delta f_6 + \Delta f_7$$

Donde:

Δf = pérdida total

Δf_1 = pérdida por fricción

Δf_2 = pérdida por acuñaamiento de los anclajes

Δf_3 = pérdida por acortamiento elástico

Δf_4 = pérdida por contracción

Δf_5 = pérdida por fluencia lenta del hormigón

Δf_6 = pérdida por relajación del acero después de la transferencia

2.11.64. Pérdidas Instantáneas

2.11.65. Acuñaamiento de los Anclajes

En construcciones postesadas no todo el esfuerzo desarrollado por la fuerza del gato es transferido al miembro porque los tendones se deslizan un poco debido al asentamiento de las cuñas en el anclaje. El asentamiento promedio que se asume sobre la longitud del tendón L es Δ_A , el cual resulta en una pérdida por acuñaamiento de:

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_A}{L} E_p$$

Donde E_p es el módulo de elasticidad del tendón de pretensado, El rango de Δ varía de 3mm a 10mm, con un valor frecuentemente asumido de 6mm. Para tendones largos la pérdida por acuñaamiento es relativamente pequeña, pero para tendones cortos puede llegar a ser significativa.

2.11.66. Fricción

En construcciones postesadas las pérdidas por fricción en entre los tendones de pretensados internos y la pared de la vaina según se estima con la siguiente ecuación:

$$\Delta f_{pF} = \Delta f_{pj} (1 - e^{-Kx \mu \alpha})$$

Donde:

Δ = tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado

= longitud del tendón de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado

= coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado, por longitud de tendón

= coeficiente de fricción

= sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado, y el punto investigado.

= base de los logaritmos neperianos

Los valores de K y μ , según AASHTO LRFD 5.9.5.2.2b se pueden obtener dentro de los rangos de K y μ especificados en la siguiente tabla:

Cuadro N° 30 Coeficientes de fricción para tendones de postesado

Tipo de acero	Tipo de vaina	K (1/mm)	μ (-)
Alambres o cables	Vaina rígida y semirrígida de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,15-0,25
	Polietileno	$6,6 \times 10^{-7}$	0,23
	Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos	$6,6 \times 10^{-7}$	0,25
Barras de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,3

Fuente: AASHTO LRFD 2004 [Tablas 5.9.5.2.2b-1]

2.11.67. Acortamiento Elástico

En el caso de un miembro postesado, no se produce pérdida por acortamiento elástico si todos los tendones son tesados simultáneamente. No ocurre pérdida porque el acortamiento elástico del hormigón ya se produce en la operación del tesado. Si los tendones son tesados secuencialmente esto es uno a la vez, el primer tendón anclado experimenta la mayor pérdida debido al acortamiento del hormigón. Cada tendón siguiente experimenta una fracción de pérdida de pretensado, con el último tendón anclado sin pérdida.

La pérdida de pretensado debido al acortamiento elástico para miembros postesados con tendones tesados secuencialmente está dado por:

$$\Delta f_{p_{Es}} = \frac{N - 1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

Donde:

N = número de tendones de pretensado idénticos

= sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado después del tesado y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento

Los valores de f_{cgp} se pueden calcular usando una tensión del acero reducida por debajo del valor inicial en un margen que depende de los efectos del acortamiento elástico, la relajación y la fricción.

Para las estructuras postesadas con tendones adherentes, f_{cgp} se puede tomar en la sección central del tramo o, en el caso de construcciones continuas, en la sección de máximo momento.

$$f_{cgp} = -\frac{P_i}{A_g} - \frac{(P_i * e)e}{I_g} + \frac{M_{dg} * e}{I_g}$$

2.11.68. Pérdidas Diferidas

Con las fórmulas para las pérdidas por fluencia lenta, contracción y relajación presentadas aquí se obtiene valores bastante precisos (AASHTO LRFD 5.9.5.4), para elementos pretensados y postesados con:

- Longitudes de tramo de no más de 75 000 mm,
- Hormigón de densidad normal, y
- Resistencia mayor que 24 MPa en el momento del pretensado.

2.11.69. Contracción

Para elementos postesados, la pérdida por contracción se puede estimar con la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pSR} = (93 - 0,85 * H)$$

Donde:

H = humedad relativa ambiente anual media (porcentaje)

Δ = pérdida por contracción, en Mpa

2.11.70. Fluencia Lenta

La pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta se puede tomar como:

$$\Delta f_{pCR} = 12f_{cgp} - 7\Delta f_{cdp} \geq 0$$

Donde:

f_{cgp} = tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado en el momento de la transferencia

Δf_{cdp} = variación de la tensión en el hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a las cargas permanentes, a excepción de la carga que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado. Se debe calcular en la misma sección para la cual se calcula

$$f_{cgp} = -\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i * e_g}{I_g} + \frac{M_{dg} * e_g}{I_g}$$

$$\Delta f_{cdp} = \frac{M_{d1} * e_g}{I_g} + \frac{M_{d2} * e_c}{I_c}$$

2.11.71. Relajación

La pérdida por relajación después de la transferencia se obtiene con las siguientes expresiones:

• Para postesado con cables de aliviados de tensiones:

$$\Delta f_{pR2} = 138 \text{Mpa} - 0,3\Delta f_{pF} - 0,4\Delta f_{pEs} - 0,2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})$$

• Para postesado con cables de baja relajación de tensiones:

$$\Delta f_{pR2} = 0,3 \cdot 138 \text{Mpa} - 0,3\Delta f_{pF} - 0,4\Delta f_{pEs} - 0,2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})$$

Donde:

Δf_{pF} = pérdida por fricción en el punto considerado, en Mpa

Δf_{pEs} = pérdida por acortamiento elástico, en Mpa

Δf_{pSR} = pérdida por contracción, en Mpa

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón, en Mpa

1.12.0. Estribos

1.12.1. Definición

Los estribos son estructuras que soportan un tramo del puente y proporcionan un apoyo lateral para el material de relleno sobre el cual descansa el camino inmediatamente adyacente al puente, en la práctica se pueden utilizar diferentes tipos de estribos.

Figura N° 17 Componentes de un estribo

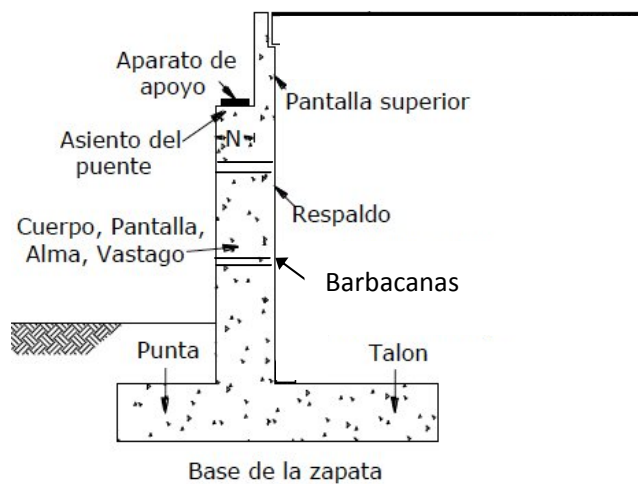


FIGURA 7.1 Componentes de un estribo.

1.12.2. Tipos de estribos

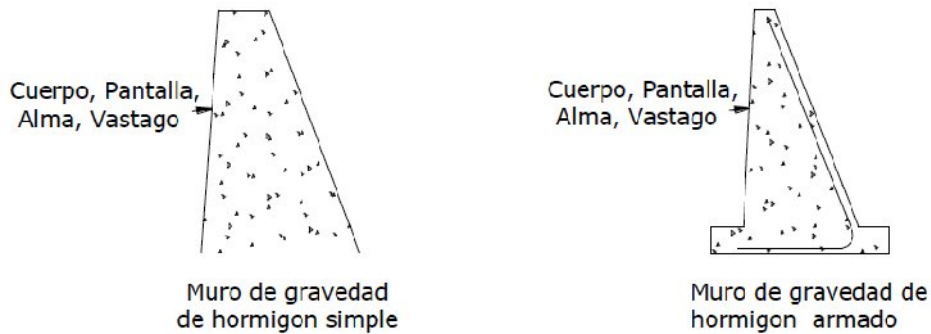
La variedad de tipos de estribos es muy amplia por lo cual se los puede dividir de diferentes maneras:

1.12.3. Estribo tipo gravedad

Se construyen con hormigón ciclópeo, simple o mampostería. Dependen de su peso propio y de cualquier suelo que descansa sobre la mampostería para su estabilidad, apenas se

coloca cuantía nominal de acero cerca de las caras expuestas para evitar fisuración superficial provocada por los cambios de temperatura.

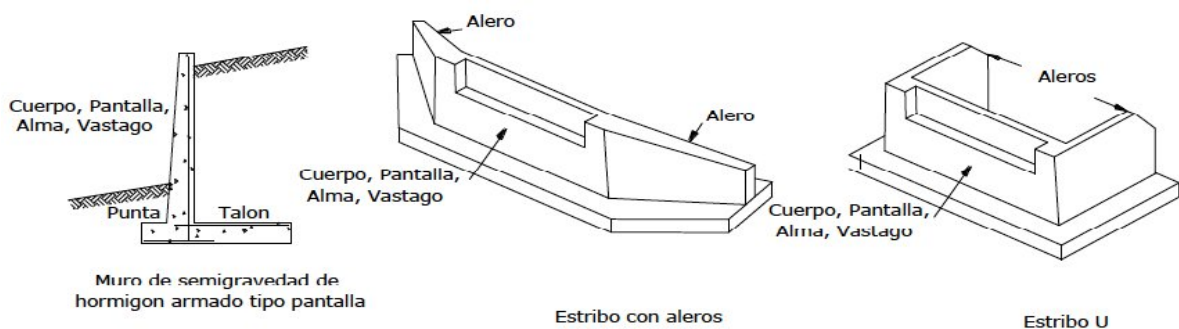
Figura N°18 Estribos tipo gravedad



1.12.4. Estribo tipo semigravedad en voladizo

Este estribo también conocido como estribo tipo pantalla consiste en una alma, cuerpo o vástago de hormigón y una losa base de hormigón, siendo ambos elementos relativamente esbeltos y totalmente armados para resistir los momentos y cortantes a los cuales están sujetos. Como se puede observar en la figura, estos estribos pueden tener alas o aleros para retener el terraplén de la carretera. En la siguiente figura, podemos observar un estribo con las alas perpendiculares al asiento del puente, este es conocido como estribo U.

Figura N° 19 Estribos tipo semigravedad en voladizo

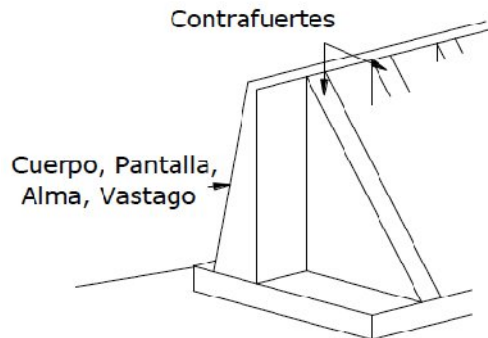


1.12.5. Estribo con contrafuertes

Este estribo consiste en una delgada losa de hormigón (generalmente vertical) que sirve como paramento, soportada del lado interno mediante losas o contrafuertes verticales que

forman ángulos rectos respecto del paramento. Tanto el paramento como los contrafuertes están conectados a una losa de base, y el espacio por encima de la losa de base y entre los contrafuertes se rellena con suelo. Todas las losas están totalmente armadas.

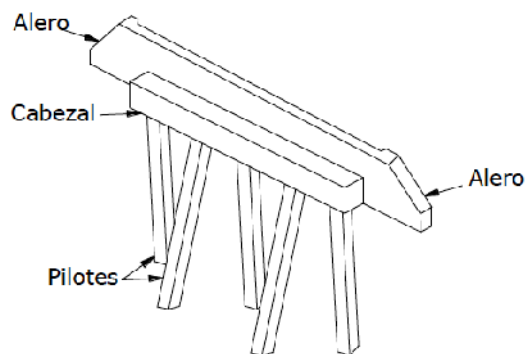
Figura N° 20 Estribos con contrafuertes



1.12.6. Estribo de caballete sobre pilotes con aleros

En este estribo los asientos del puente se apoyan sobre una viga la cual es soportada por una fila de pilotes.

Figura N° 21 Estribos de caballete sobre pilotes



1.12.7. Cargas que actúan en los estribos

Las cargas que actúan en un estribo son los siguientes:

-Carga debido a la reacción de la superestructura, correspondiente a carga permanente y carga viva.

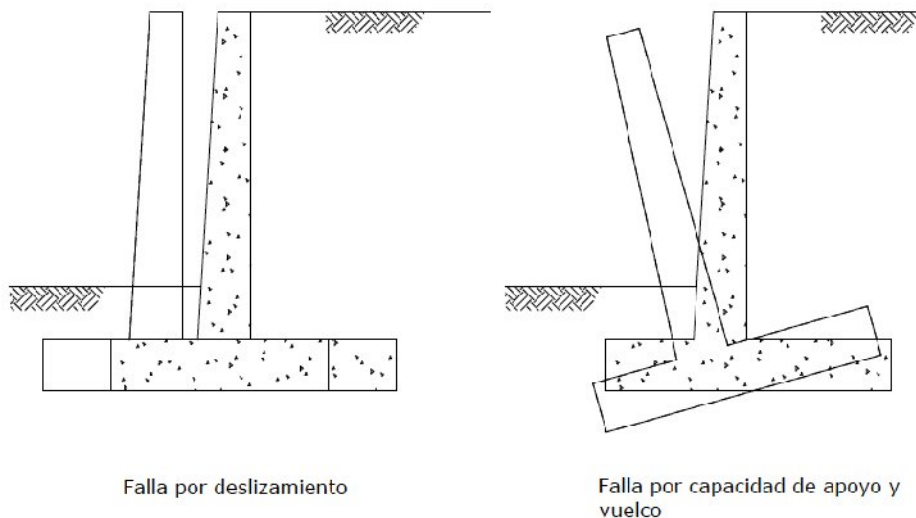
- Peso propio del estribo y del relleno que actúa sobre la base del estribo y contribuye a su estabilidad.
- Empuje de tierras, teniendo en cuenta el efecto debido a la sobrecarga por carga viva
- Fuerza debido al viento, ejercida sobre la superestructura y sobre la carga viva que se transmite a través del apoyo.
- Fuerza debido al empuje dinámico de las aguas y la fuerza de flotación
- Fuerza debido al frenado de los vehículos.
- Fuerza centrífuga, para el caso de puentes en curva.

1.12.8. Requisitos de diseño

Los estribos en el estado límite de Resistencia (11.6.3) se deben dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por capacidad de carga, vuelco y deslizamiento.

La falla por deslizamiento ocurre cuando la presión lateral de tierra ejercida sobre el estribo excede la capacidad de fricción de la fundación. Si la presión de apoyo es mayor que la presión del suelo, entonces ocurre una falla por capacidad de apoyo en la base

Figura N° 22 Tipos de falla en estribos



1.12.9. Capacidad de Carga

Si la presión de apoyo es mayor que la presión admisible del suelo, entonces ocurre una falla por capacidad de carga, para evitar ésta falla se debe verificar que $f_{max} \leq f_{adm}$ del terreno.

a) Si el estribo es soportado por una fundación en suelo

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

b) Si el estribo es soportado por una fundación en roca:

-Cuando la resultante cae dentro del tercio central de la base:

$$f_{\max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + 6 * \frac{e}{B}\right)$$

$$f_{\min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - 6 * \frac{e}{B}\right)$$

-Cuando la resultante cae fuera del tercio central de la base:

$$f_{\max} = \frac{2 * \sum V}{3\left(\frac{B}{2} - e\right)}$$

$$f_{\min} = 0$$

Donde:

$\sum V$ = Sumatoria de fuerzas verticales

B = Ancho de la zapata

1.12.10. Vuelco

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

$$e \leq e_{\max}$$

Donde:

$$e_{\max} = \frac{B}{4}$$

b) En las fundaciones en roca la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro de los tres cuartos centrales del ancho de la base, es decir:

$$e \leq e_{\max}$$

Donde:

$$e_{\max} = \frac{3}{8} B$$

1.12.11. Resbalamiento Lateral

La resistencia mayorada se toma como

$$Q_R = \Phi Q_n = \Phi_\tau Q_\tau$$

Donde:

Φ_τ = Factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación (0,80 para hormigón colocado en obra sobre suelo)

Q_τ = Resistencia nominal al corte entre el suelo y la fundación

$$Q_\tau = c * V$$

Para lo cual:

$c = \tan \delta = \tan \phi_f$ Para hormigón colocado contra suelo

$c = \tan \delta = 0,80 * \tan \phi$ Para zapatas de hormigón prefabricado

Donde:

c = Coeficiente de fricción entre el hormigón y el terreno

Para hormigón sobre grava, mezclas de grava y arena “c” se puede tomar entre 0,55 y 0,60 y sobre arena fina a media, arena limosa a gruesa, grava limosa y arcillosa de 0,45 a 0,55 (3.11.5.3-1)

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo (°)

V = Fuerza vertical total.

CAPITULO III

DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA

3.1. INGENIERÍA BÁSICA DEL PROYECTO

3.2. Terraplenes de acceso al proyecto (Anexo I)

Quedan definidos de acuerdo a la topografía y altura del puente.

3.3. Topografía(Anexo I)

Toda la información respecto a la topografía, curvas de nivel, perfiles, secciones transversales, niveles y elevaciones.

Con la ayuda del estudio hidrológico y el tirante máximo y las curvas de nivel y los accesos se obtuvo un puente de 25 m d luz.

3.4. Estudio Hidrológico (Anexo II)

3.4.1. Ubicación de la Cuenca.

- · Latitud Sur entre 21°54'47.52"
- · Longitud Oeste entre 64°45'37.44"

Elevación 1960 m.s.n.m.

Longitud del rio principal L= 7.8 km

Area de la cuenca A = 21.121[Km²]

Perímetro P = 20.4 [Km]

Tiempo de concentración de la cuenca Tc = 0.738[hrs]

Velocidad de rio Cabildito V = 2.94 m/s

3.4.2. Caudal máximo método racional Qmax= 109.83 [m³/seg]

El tirante máximo de máxima crecida con un periodo de retorno de 100 años en el rio Cabildito es 1.8 m

3.4.3. Caudal máximo método del hidrógrafa triangular

T [años]	Qmax [m³/seg]
50	175.66
100	189.75
200	203.85
500	222.49

3.5. Caudal máximo método de pendiente sección (Anexo III)

Área = 26.3 m²

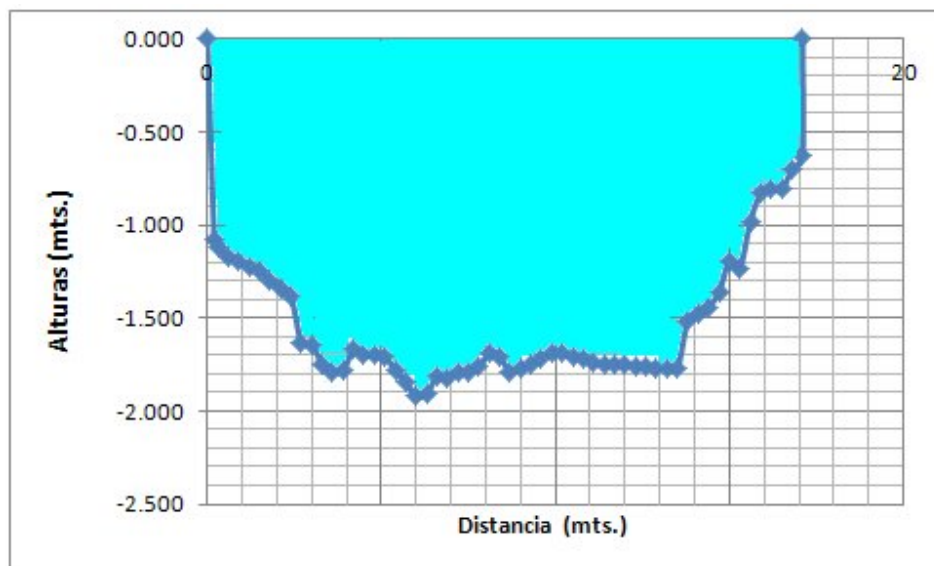
Perímetro = 19.16 m

Pendiente = 0.019 m/m

n = 0.044

QMAX = 101.76 m³/s

Ymax = 1.75 m



3.6. Caudal máximo método racional modificado temez (Anexo IV)

C = 0.28 (Anexo IX)

I_t = 61.46 mm/hr.

A = 21.12 km²

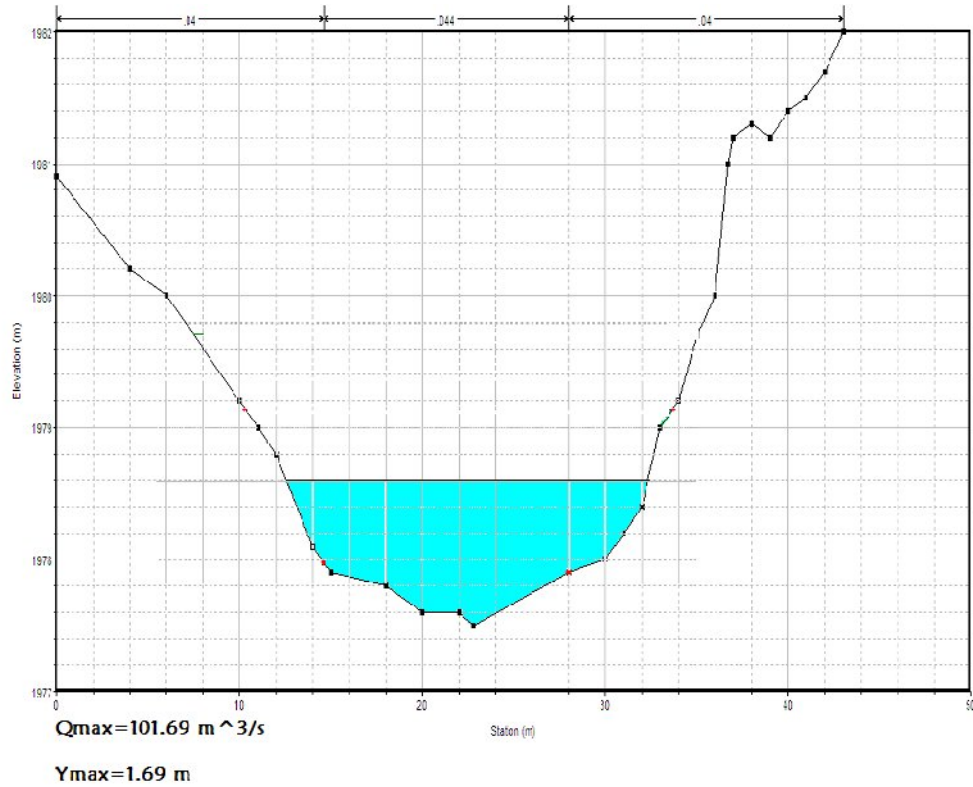
K = 1.05

Q Max = 106.31 m³/s Para T = 100 años

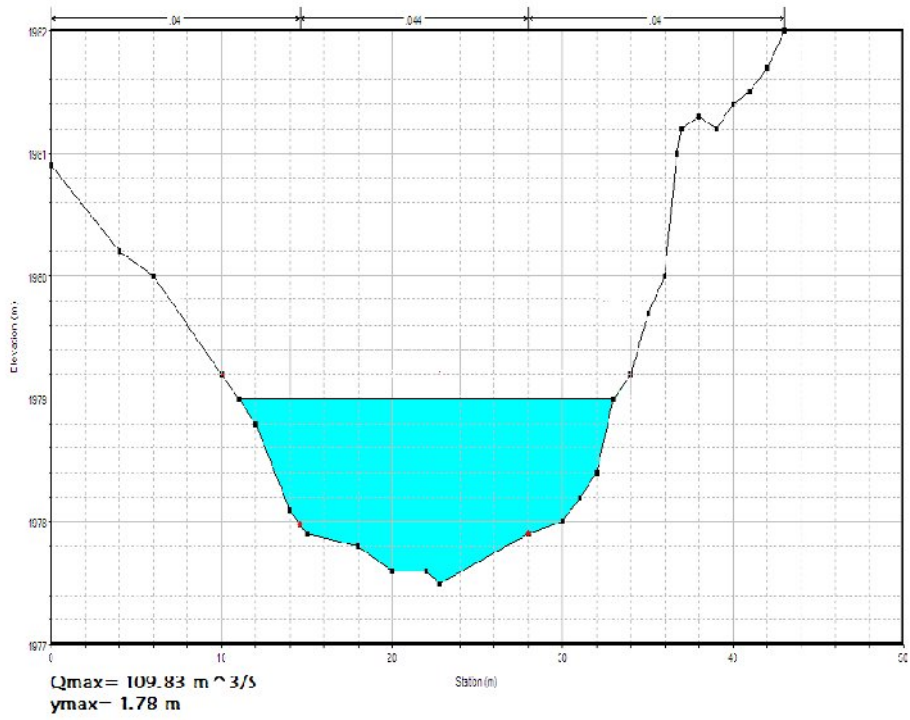
3.7. Tirante máximo método racional (Anexo V)

Q50=	101.67	m ³ /s
Q100=	109.83	m ³ /s
Q200=	117.99	m ³ /s
Q500=	128.78	m ³ /s
Y50=	1.690	m
Y100=	1.780	m
Y200=	1.850	m
Y500=	1.930	m

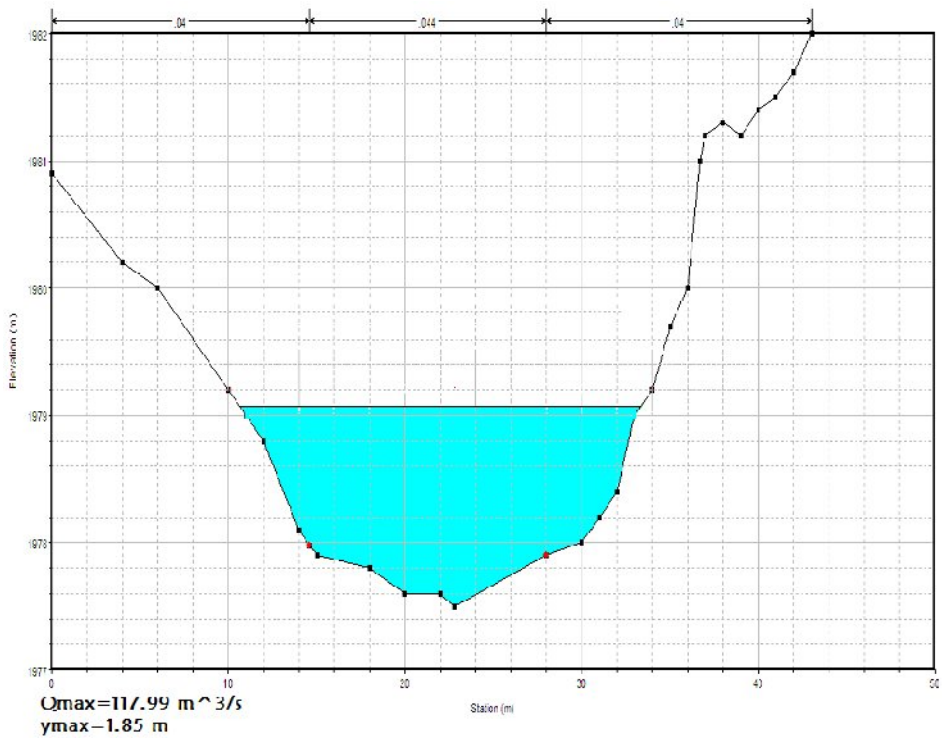
Para T= 50 años



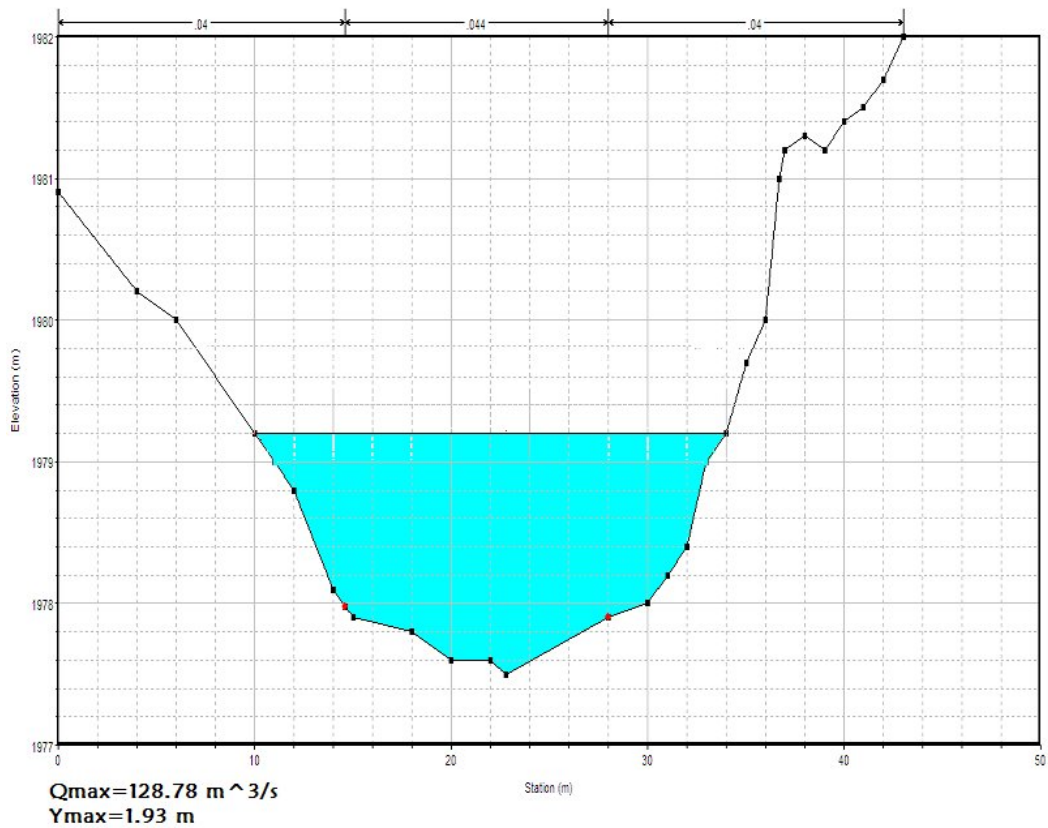
Para T= 100 años



Para T= 200 años



Para T= 500 años

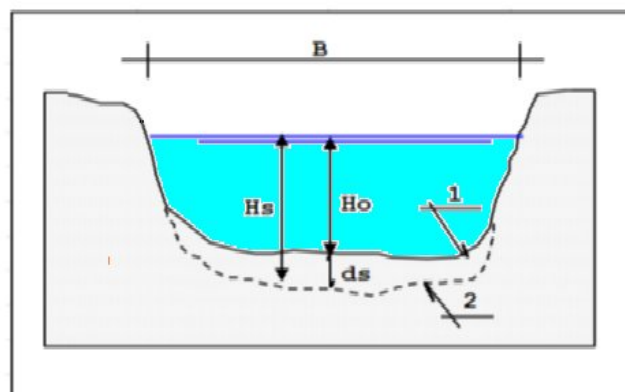


*por lo tanto en el estudio el caudal y el tirante máximo para el proyecto por el método racional

$Q_{max}= 109.83 \text{ [m}^3/\text{seg]}$

$Y_{max}= 1.78 \text{ m}$

3.8. Socavación cauce: (Anexo VI)



Socavación en estribos

Lischtvan - Levediev	3.56 m
Ing. Hugo Belmonte	3.08 m
frohlich	2.97 m
Liu, chang y skinner	2.74 m

3.9. Estudio de suelos Pozo 1 (Anexo VII)

3.9.1. Contenido de humedad

Promedio 6.00 %

Método Estandarizado: Método Horno A

3.9.2. Propiedades físicas de la lutita

3.9.2.1. Densidad

Promedio 2.15 (gr/cm³)

3.9.2.2. Peso Especifico Aparente (P.E.a) (KN/m³)

Promedio 2.15gr/cm³

3.9.2.3. Porosidad Aparente (p.a) %

Promedio 28.42%

3.9.2.4. Absorción (en peso) %

Promedio 13.18%

3.9.2.5. Propiedades mecánicas de la lutita

ESAYO DE COMPRESION SIMPLE

Propiedades de la Sección probeta seca delación de 2	P/A (Kgs/cm²)	σ_c (Kgs/cm²)
	28.14	23.03
	29.78	24.37
	34.74	28.43
	43.97	35.98
	41.40	33.88
	38.84	31.78

Propiedades de la Sección probeta seca relacion 1	69.21	69.21
	79.06	79.06
	62.64	62.64
	64.28	64.28
	67.56	67.56

3.9.2.6. Limites de atterberg.

No liquido no plástico

3.9.2.7. Peso especifico

Peso especifico del suelo 1.769 grs/cm³

3.9.3. Estudio de suelos Pozo 2 (Anexo VII)

3.9.3.1. Determinación Contenido de humedad

Promedio 18.57%

Método Estandarizado: Método Horno A

3.9.3.1. Determinación de límite líquido

% de humedad= 33.59%

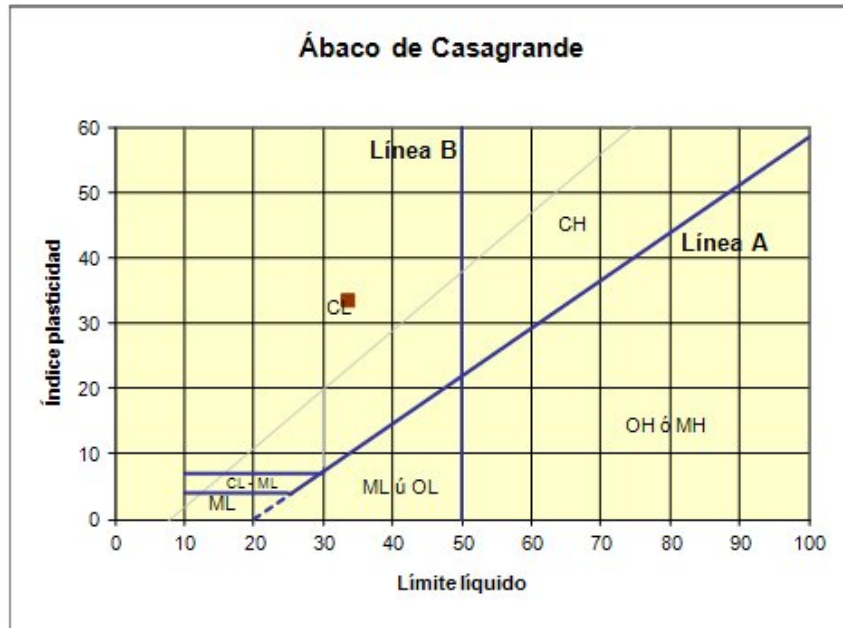
3.9.3.2. Determinación del límite plástico

No plástico

3.9.3.3. Determinación Peso especifico

Peso especifico del suelo 2.324 grs/cm³

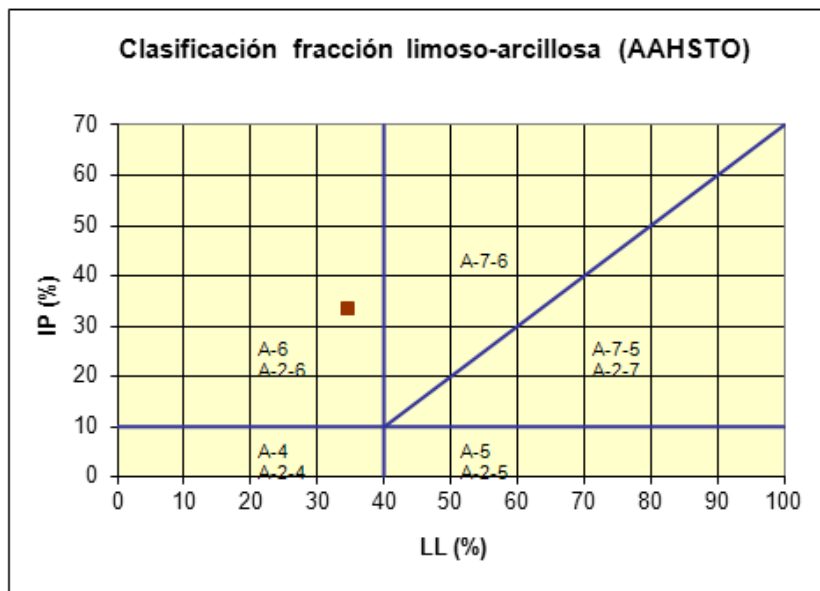
3.9.3.4. Clasificación de suelos



Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.)

Suelo de partículas gruesas. Suelo limpio.
Arena mal graduada SP

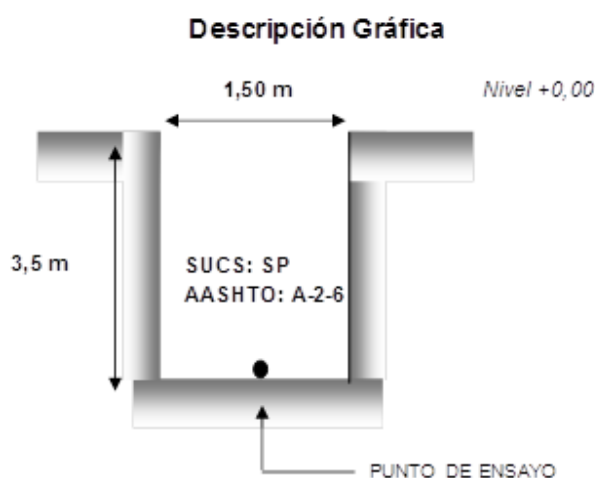
Clasificación AAHSTO



Material granular
 Excelente a bueno como subgrado
A-2-6 Grava y arena arcillosa o limosa

3.10. Ensayo de carga directa (S.P.T.)

Pozo	Profundidad	Nº	Resist. Adm.	Resist. Adm.	Clasificación del Suelo		
Nº	(m)	Golpes	Nat. (Kg/cm ²)	Seca (Kg/cm ²)			
1	3.50	14	2.52	3.0			
							SUCS: SP
							AASHTO: A-2-6



3.11. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.

3.11.1. Reglamentos y Normas Bases del Proyecto.

El presente proyecto tiene como base para su diseño y cálculo, las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el Método LRFD 2004, así como también las especificaciones del código ACI 318 — 2005 para el diseño de elementos de Hormigón Armado y Hormigón Pretensado. Debido a que ambos códigos tienen criterios coherentes y comunes entre sí.

3.11.2. Geometría de la Estructura.

La forma y las características geométricas de las partes componentes de la estructura se definieron tomando en cuenta: características particulares de la zona de emplazamiento, funcionalidad estructura y las especificaciones de las normas bases del proyecto.

3.11.3. Longitud.

En función de las características propias de la zona de emplazamiento, se determino que como longitud del puente vehicular $L = 25$ m. La estructura está compuesta de dos vigas postensadas de 25 m de longitud simplemente apoyadas, cuya altura de rasante de la calzada, será la que determine el tamaño y la forma de los accesos, tomando en cuenta criterios de funcionalidad y estética.

3.11.4. Ancho de Calzada.

Se puede considerar una franja de 3.15 m de ancho como el espacio necesario para que un vehículo pueda circular cómodamente. Pero considerando que es un camino vecinal solamente. Se adopta un ancho de calzada de 4.00 m por que no justificaría diseñar una calzada de dos carriles ya que como mencionamos anteriormente es un camino vecinal y no hay mucha circulación de vehículos de manera que el puente brindará fluidez y comodidad al tráfico vehicular, peatonal y ciclista.

3.11.5. Ancho de la Acera

Se adoptará un ancho de acera de 0.70 m por que es el ancho necesario para que una persona pueda circular cómodamente recomendaciones del Neufert es de 0.65m

3.11.6. Accesos.

Los accesos del puente son de mucha importancia, ya que los mismos determinarán la funcionalidad de la estructura. Se dispuso de accesos que permiten la circulación de vehículos y peatones a través del puente. Los mismos tienen una pendiente máxima del 15%, con longitudes está condicionadas por la altura de rasante de la calzada del puente.

3.11.7. Baranda Peatonal.

Las Barandas son elementos muy importantes, debido a que es el encargado de brindar seguridad a las personas que harán uso de puente. El diseño de las barandas debe darle al puente un aspecto de estética y sobre todo de seguridad.

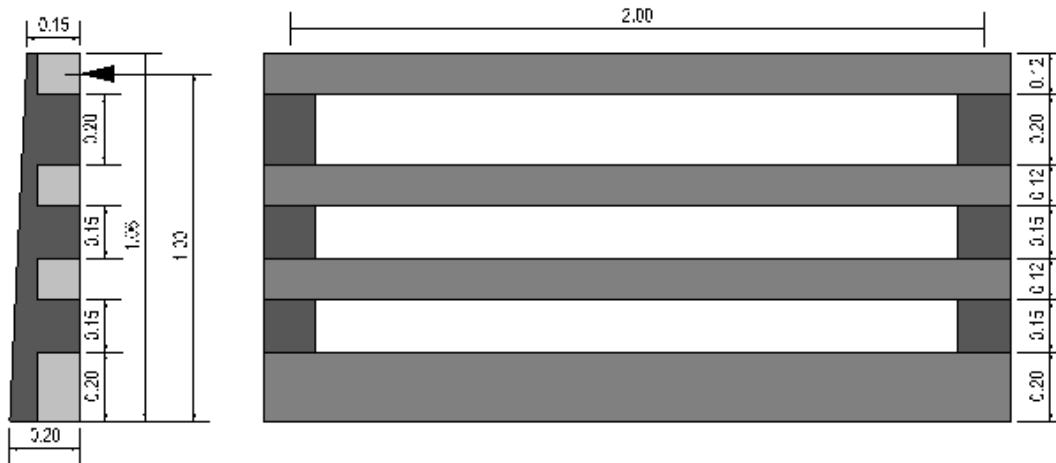
Las barandas deben ser diseñadas y calculadas en base a lo especificado en el

apartado 13.8 y 13.9 del código AASHTO LRFD 2004 donde se establecen las especificaciones para sobrecargas de diseño y condiciones geométricas para las barandas de puentes vehiculares.

Las mismas están constituidas por los elementos verticales (postes) y elementos horizontales (pasa manos) de las barandas, que son de Hormigón Armado.

Esquema de la Baranda

Fig. 14



3.11.8. Materiales

Como el puente vehicular es de hormigón armado con vigas de Hormigón Pretensado los materiales a utilizar son hormigón y acero. La resistencia característica del hormigón será de $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$ para la superestructura e infraestructura y la del acero será de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. La resistencia de los cables de pretensado son $f_{pu}=18900 \text{ kg/cm}^2$ el $f'_c=350 \text{ kg/cm}^2$ para las vigas.

3.11.9. Norma a utilizar

Para el diseño del puente se ha adoptado como norma base la AASHTO LRFD 2004 y ACI 2005 donde se explica a continuación de forma breve la filosofía de diseño.

3.11.10. Filosofía de diseño

El método de diseño LRFD (diseño por factores de carga y resistencia) se basa en el uso de factores de carga y resistencia obtenidos a partir de procedimientos estadísticos basados en la confiabilidad estructural.

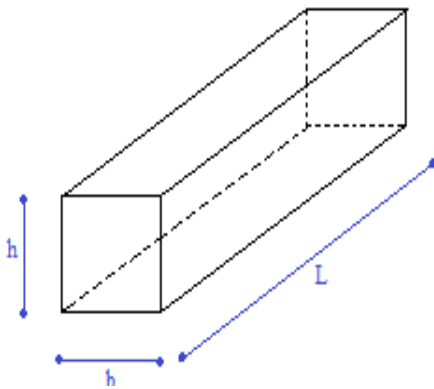
El LRFD especifica que los puentes deben estar diseñados para estados límites específicos para alcanzar los objetivos de constructibilidad, seguridad y funcionalidad. Cada elemento de la estructura debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\eta * \gamma * Q \leq \phi * R = R$$

3.12. Diseño Pasamanos de H°A°

3.12.1. Diseño a Flexión del Pasamanos

3.12.2. Geometría de la sección



$h = 0.12$ m Ancho del pasamanos

$b = 0.12$ m Alto del pasamanos

$L = 2$ m Distancia entre postes

$\gamma_H = 2400$ kg/m³ Peso específico del hormigón

3.12.3. Cargas actuantes en los pasamanos:

Carga distribuida debido al peso propio=

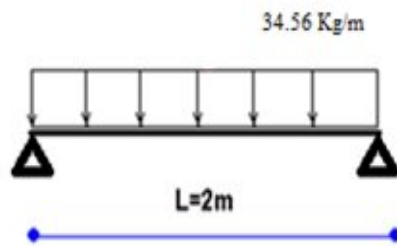
$$\gamma_H * b * h = 34.56 \text{ kg/m}$$

Carga distribuida debido a la carga viva (AASTHO 04)= $0.73 \text{ N/mm} = 73 \text{ kg/m}$

Carga puntual o resultante según (AASTHO 04)= $890 \text{ N} = 89 \text{ Kg}$

Según la normativa AASTHO LRFD 2004 en el capítulo 13 la sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como $w=0.73 \text{ N/mm}$, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N. La cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente mencionadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.

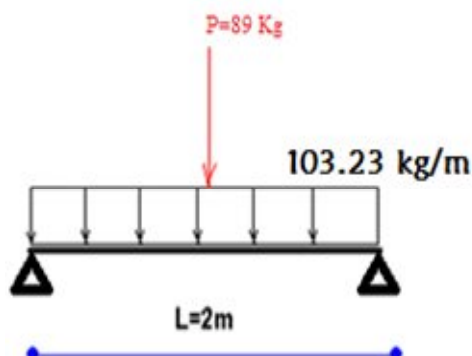
Esquema de carga de los pasamanos para flexión debido a la carga muerta (Fig.22)



3.12.4. Momento por carga muerta:

$$M_{cm} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{34.56 \cdot 2^2}{8} = 17.28 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Esquema de carga del pasamano para flexión debido a las cargas vivas (Fig.23)



3.12.5. Momento por carga viva:

$$M_{cv} = \text{Sobre carga peatonal} + \text{carga puntual} = 96.12 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momento de diseño para los pasamanos

Combinación de Cargas para las cargas actuando en forma vertical

Donde:

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

LS=Sobrecarga viva

3.12.6. Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

3.12.7. Combinacion por Resistencia I

Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Combinación de Cargas	DC	LL									Usar sólo uno por vez			
	DD DW EH EV ES EL	IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	

Tabla 3.4.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90

$$\gamma_p = 1.25$$

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

$$M_u = 1.25 * \text{Momento carga muerta} + 1.75 * \text{Momento de la carga viva}$$

$$M_u = 1.25 * 17.28 \text{ kg} * \text{m} + 1.75 * 96.12 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$M_u = 189.81 \text{ Kg} * \text{m}$$

3.12.8. Combinación por Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

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

Tabla 3.4.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1.25	0,90

$$Y_p=1.25$$

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

$$M_u=1.25*\text{Momento carga muerta}+0*\text{Momento de la carga viva}$$

$$M_u=1.25*17.28 \text{ kg*m}$$

$$M_u=21.6 \text{ Kg*m}$$

3.12.9. Combinacion por Resistencia V

Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Combinación de Cargas	DC	LL									Usar sólo uno por vez			
	DD	IM									EQ	IC	CT	CV
Estado Límite	DW	CE						TU						
	EH	BR						CR						
	EV	PL						SH	TG	SE				
	ES	LS	WA	WS	WL	FR								
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	

Tabla 3.4.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1.25	0,90

$$Y_p=1.25$$

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

$$M_u=1.25*\text{Momento carga muerta}+1.35*\text{Momento de la carga viva}$$

$$M_u=1.25*17.28 \text{ kg*m}+1.35*96.12 \text{ Kg*m}$$

$$M_u=151.362 \text{ Kg*m}$$

3.12.10. Combinacion por Servicio I

$$M_u=1*DC+1*LS$$

$$M_u=1*\text{Momento carga muerta}+1*\text{Momento de la carga viva}$$

$$M_u=1*17.28 \text{ kg*m}+1*96.12 \text{ Kg*m}$$

$$M_u=113.4 \text{ Kg*m}$$

Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Combinación de Cargas	DC	LL	IM	CE	BR	PL	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
	DD DW EH EV ES EL													EQ	IC	CT	CV
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	YTG	YSE	-	-	-	-				

Datos

3.12.11. Combinación seleccionada mas desfavorable Resistencia I

Materiales

γH° = 2400 Kg/M3
 F_y = 4200 Kg/CM2
 F_c = 210 Kg/CM2
 RECUBRIMIENTO = 0.02 m

3.12.12. Cargas

C_p = 89 Kg
 SC diseño = 103.24 Kg/m
 DC = 34.56 Kg/m

Geometria

LONG. DE VIGA = 2 m

3.12.13. Predimensionamiento

viga bia poyada $h=(L/15-L/18)$

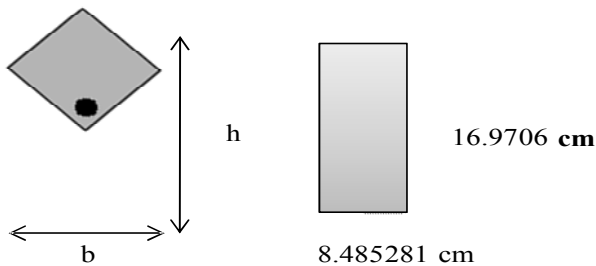
h = 11.1 asumir = 12 cm
 $base$ = 12 cm

El calculo deberá ser para la forma de la figura

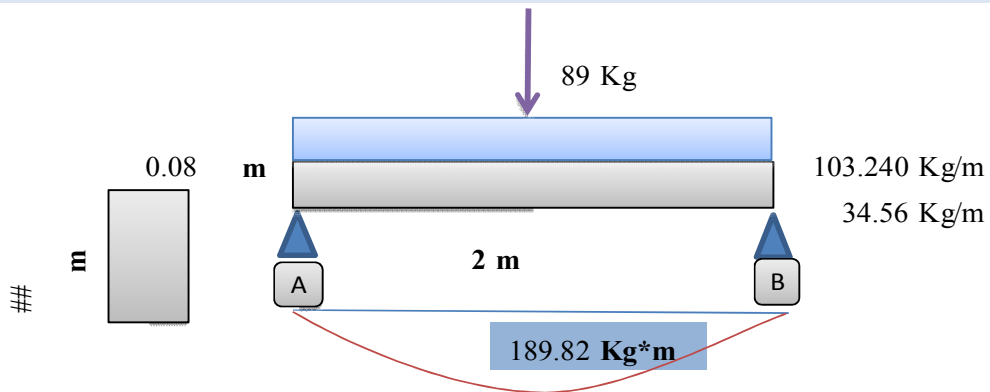
donde el area = $b \cdot h$ 144 cm2

calculo de la altura = $h' = \sqrt{b^2 \cdot h^2}$ 16.971 cm

calculo de la base = $b = \frac{A}{h'}$ 8.4853 cm



3.12.14. Calculo de acero en la sección



COMBINACIONES

ESTADO 1	PESO PROPIO (DC)
ESTADO 2	SOBRE CARGA PEATONAL
	CARGA PUNTUAL
ESTADO 3	SOBRE CARGA PEATONAL
	PESO PROPIO (DC)
	CARGA PUNTUAL

Reacciones del estado 1

$$R_A = 34.66 \text{ Kg} \quad R_B = 34.66 \text{ Kg}$$

Reacciones del estado 2

$$R_A = 147.74 \text{ Kg} \quad R_B = 147.74 \text{ Kg}$$

Reacciones del estado 3

$$R_A = 182.4 \text{ Kg} \quad R_B = 182.4 \text{ Kg}$$

Estado	DC (Kg·m)	LS (Kg·m)
I	17.29	0
II	0	96.12

Mayorada la cargas según Aastho LFRD resistencia I

MU= 1.25 DC 1.75 LS

MU= 189.8225 Kg·m

3.12.15. Mayorada la cargas según Aastho LFRD resistencia III

MU= 1.25 DC 0 LS

MU= 21.6125 Kg·m

3.12.16. Mayorada la cargas según Aastho LFRD resistencia V

MU= 1.25 DC 1.35 LS

MU= 151.3745 Kg·m

MOMENTO MAX

TRAMO

Mu A-B= 189.8225 Kg·m 18982.3 Km·cm

CALCULO DEL CANTO UTIL

d= 0.15 m 14.9706 cm

Calculo de Ru $Ru = \frac{Mu}{bd^2}$

Ru= 9.982 Kg/cm²

φ= 0.90

3.12.17. CALCULO DE LA CUANTIA NECESARIA

$$R_u = \phi \cdot \rho \cdot F_y \cdot \left(1 - 0,59 \cdot \frac{\rho \cdot F_y}{F_c} \right)$$

$$R_u \cdot f_c = \phi \cdot \rho \cdot f_y \cdot f_c - 0,59 \cdot \phi \cdot \rho^2 \cdot f_y^2$$

$$0,59 \cdot \rho^2 \cdot f_y^2 \cdot \phi - \rho \cdot \phi \cdot f_y \cdot f_c + R_u \cdot f_c = 0$$

$$P_{nec} = 0,00273$$

CALCULO DE LA CUANTIA BALANCEADA

$$P_b = 0,02125$$

CALCULO DE LA CUANTIA MAX

$$P_{b \max} = 0,015938$$

CALCULO DE LA CUANTIA MIN

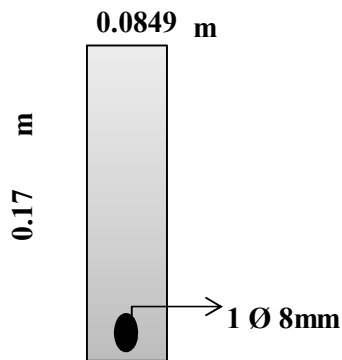
$$P_{\min} = 0,003333$$

3.12.18. CALCULO DEL ACERO

como la cuantía es menor que la mínima se usa la mínima

$$A_s = 0,423431 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

SECCION	A-B
Mu	189.8225 Kg*m
Ru	9.982 Kg/cm ²
P min	0.003333
P nec	0.00273
P max	0.015938
A min	0.426456 cm ²
A nec	0.423431 cm ²
A adp	0.5 cm ²
varillas eleg	1 Ø 8mm



VERIFICACIÓN DE LA ALTURA UTIL

w=	0.05457	
d=	14.20	cm
h=	16.20	cm
a=	1.17	cm

se a asumido 16.971 cm

3.12.19. VERIFICACION LA CUANTIA

P= 0.003472 CUANTIA EN LA SECCION

Pmin	P de la sección	p max
0.0033333	0.003472	0.015938

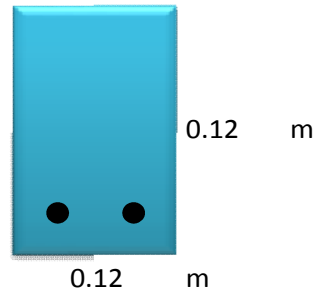
$$P_{min} < p_n < p_{max}$$

3.13. CALCULO DE ARMADURA CORTANTE DE UNA VIGA

DATOS

SECCION

BASE=	0.12 m
ALTURA=	0.12 m
RECUBRIMIENTO	0.02 m
d=	0.1 m
LONGITUD=	2 m



PROPIEDADES DE LA SECCION

fc=	210 Kg/cm ²
fy=	4200 Kg/cm ³

CARGAS

CARGAS MUERTAS

Pp=	34.56 Kg/m
-----	------------

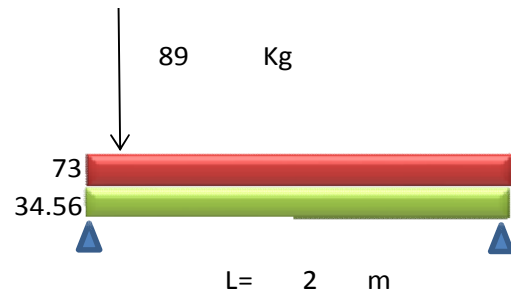
SUMATORIA=	34.56 Kg/m
------------	------------

CARGAS VIVAS

Sc=	73 Kg/m
-----	---------

CARGA PUNTUAL	89 Kg
---------------	-------

SUMATORIA=	73 Kg/m
------------	---------



COMBINACIONES DE CARGA

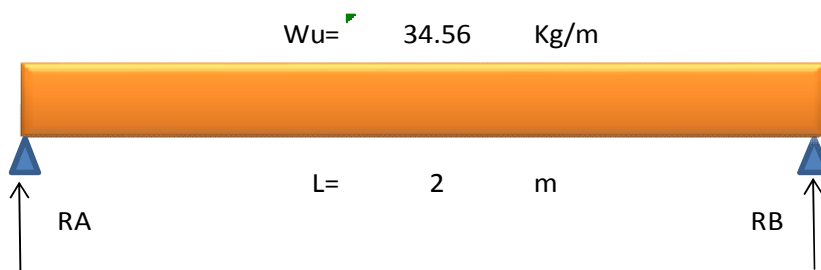
Wu=	107.56 Kg/m
-----	-------------

CALCULO DEL DIAGRAMA DE CORTANTES

Cortante debido al peso propio (DC)

RA=	34.56 Kg
-----	----------

RB=	34.56 Kg
-----	----------

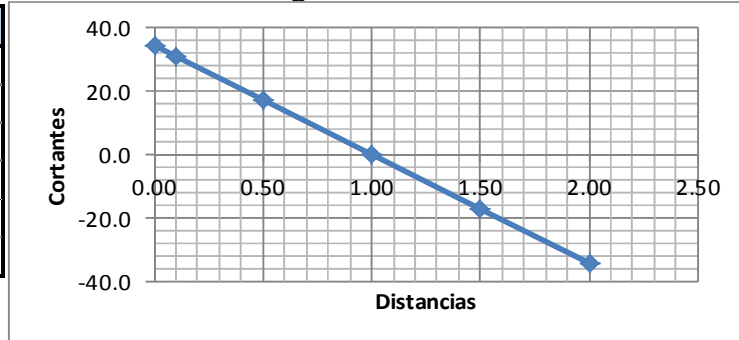


El calculo de se hara en la mitad de la seccion

COORDENADAS

X (m)	V (Kg)
0.00	34.6
0.10	31.1
0.50	17.3
1.00	0.0
1.50	-17.3
2.00	-34.6

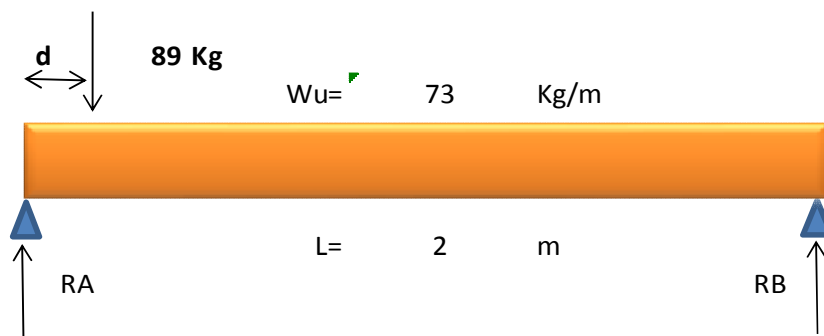
Diagrama de Cortantes



Cortante a una distancia d de la cara del apoyo DC = 31.1 Kg

Cortante debido al peso propio (LS)

RA= 157.55 Kg
RB= 77.45 Kg

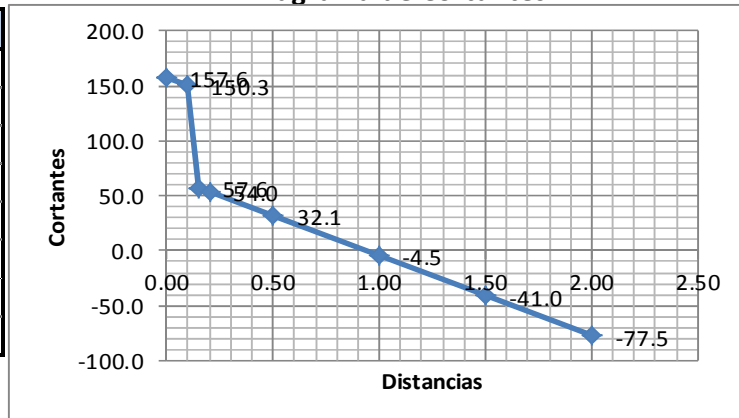


El calculo de se hara en la mitad de la seccion

COORDENADAS

X (m)	V (Kg)
0.00	157.6
0.10	150.3
0.15	57.6
0.20	54.0
0.50	32.1
1.00	-4.5
1.50	-41.0
2.00	-77.5

Diagrama de Cortantes



Cortante a una distancia d de la cara del apoyo LS = 150.3 Kg

resumen de la Cargas

DC= 31.1 Kg
LS= 150.3 Kg

Combinacioners e la Carga

Resistencia I

$$Vu = 1.25DC + 1.75 \cdot LS$$

VU= 301.8175 Kg

Cortante ultima de diseño Vu= 301.8 kg

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

Vc= 921.65156 kg

$Vu \leq \frac{Vc}{2}$ no necesita armadura de corte en tonces se dispode armadura minima

$Vu > 0.75 \cdot Vc$ indida que requiere esfuerzo por corte

Vc/2= 460.825781 Kg
0.75*Vc= 691.238671 kg
Vu= 301.8 kg

LA PIEZA no necesita armadura de corte en tonces se dispode armadura minima
no necesita armadura de corte en tonces se dispode armadura minima

ASUMIENDO EL ESPACIAMIENTO S: 20 cm

3.13.1.Calculo dfe la armadura minima

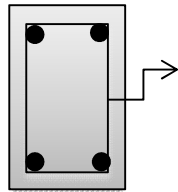
$$A_{v \min} = 0.2 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b \cdot s}{f_y}$$

A vmin= 0.17 cm2

$$A_{v \min} = 3.5 \cdot \frac{b \cdot s}{f_y}$$

A vmin= 0.2 cm2

La armadura es para una sola pierna o dos



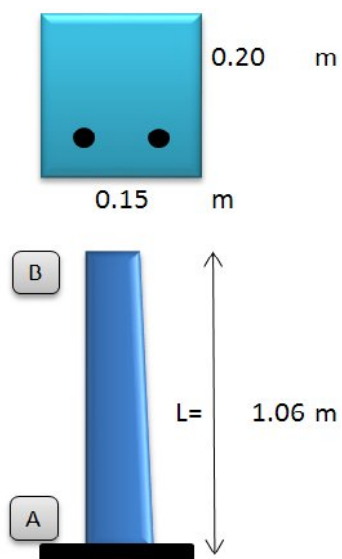
0.2 cm²

Φ6mm C/20

3.14. Diseño del poste de H°A°

3.14.1. Diseño a Flexión del Poste.

Fig.26 vista del poste



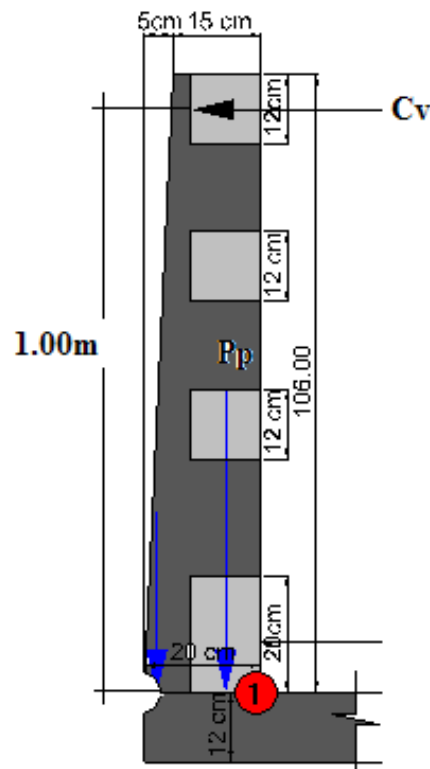
3.14.2. Cargas actuantes en el poste.

Carga puntual debido al peso propio= $H^{\circ} \cdot b \cdot h \cdot e$

Sobre carga concentrada= $P_{LL} = 890 + 0.73 \cdot L$ (AASTHO 04)

Según la normativa AASTHO LRFD 2004 en el capítulo 13 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 concentrada de diseño para los postes, P_{LL} , en N se deberá tomar como $P_{LL}=890+0.73*L$ donde L =separación entre postes.

Esquema de cargas del poste. (Fig. 27)



Para hallar los momentos máximos por carga muerta y viva se hace sumatoria de momentos en el punto 1

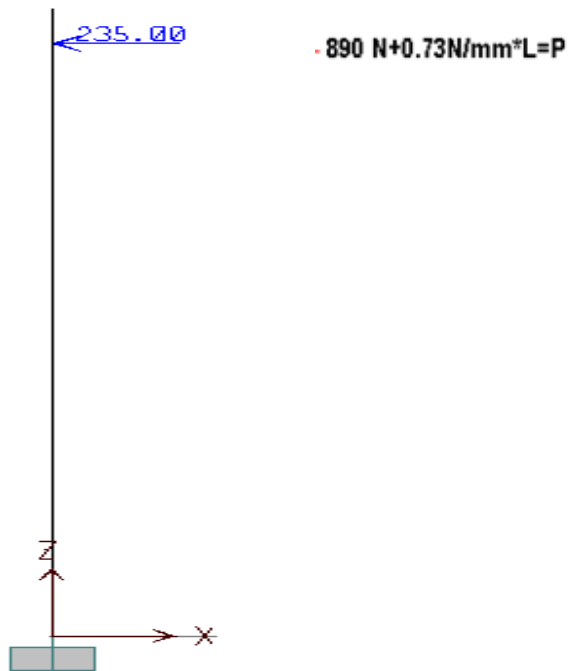
3.14.3. Cálculo de momentos por carga muerta:

$$= 0.15 * 0.2 * 2400 = 72$$

$$= (0.1 * 72) = 7.2 *$$

3.14.4. Cálculo de momentos por carga viva:

Fig.29



$$= 89 + 73 \cdot 2 \cdot 1.00 = 235 \cdot$$

$$= 23500 \cdot$$

3.14.5. Momento de diseño para el poste.

3.14.6. Combinación de Cargas par poste

Donde:

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

LS=Sobrecarga viva

3.14.7. Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

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

$$M_u = 1.25 * \text{Momento carga muerta} + 1.75 * \text{Momento de la carga viva}$$

$$M_u = 1.25 * 7.2 \text{ kg*m} + 1.75 * 235 \text{ Kg*m}$$

$$M_u = 420.25 \text{ Kg*m}$$

3.14.8. Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

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

$$M_u = 1.25 * \text{Momento carga muerta} + 0 * \text{Momento de la carga viva}$$

$$M_u = 1.25 * 7.2 \text{ kg*m}$$

$$M_u = 9 \text{ Kg*m}$$

3.14.9. Resistencia V

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

$$M_u = 1.25 * \text{Momento carga muerta} + 1.35 * \text{Momento de la carga viva}$$

$$M_u = 1.25 * 7.2 \text{ kg*m} + 1.35 * 235 \text{ Kg*m}$$

$$M_u = 326.25 \text{ Kg*m}$$

3.14.10. Servicio I

$$M_u = 1 * DC + 1 * LS$$

$$M_u = 1 * \text{Momento carga muerta} + 1 * \text{Momento de la carga viva}$$

$$M_u = 1 * 7.2 \text{ kg*m} + 1 * 235 \text{ Kg*m}$$

$$M_u = 242.2 \text{ Kg*m}$$

3.14.11. Utilizamos el momento máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el momento de la resistencia I

$M_u=420.25 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

$M_u=42025 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$

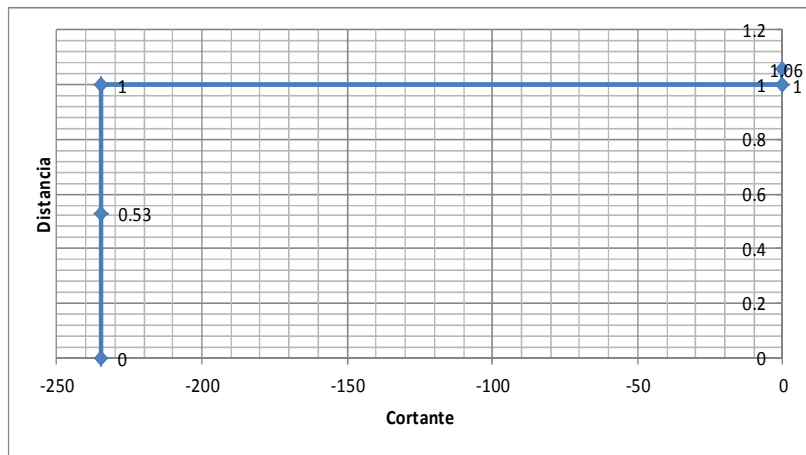
3.14.12. Cálculo de la armadura a flexión para los postes.

COMBINACIONES	CARGAS	
	CASO 1	PESO
CASO 2	PESO PROPIO	
CASO 3	CARGA CONCETRADA	

Cortantes

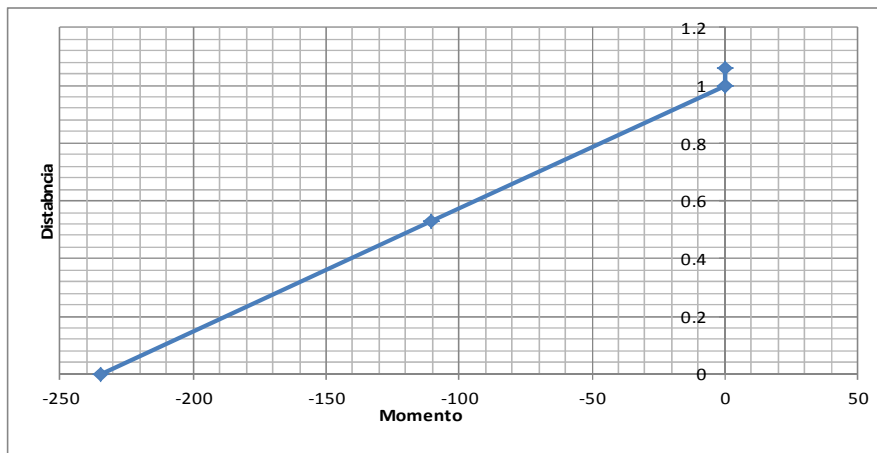
Elemento	Distancias	Casos	V2
	m		Kgf
1	0	CASO 1	-235
1	0.53	CASO 1	-235
1	1	CASO 1	-235
1	1	CASO 1	0
1	1.06	CASO 1	0
1	0	CASO 2	0
1	0.53	CASO 2	0
1	1	CASO 2	0
1	1	CASO 2	0
1	1.06	CASO 2	0
1	0	CASO 3	-235
1	0.53	CASO 3	-235
1	1	CASO 3	-235
1	1	CASO 3	0
1	1.06	CASO 3	0

Diagrama de Cortantes



Elemento	Distancia	Casos	V2
	s		Kgf
1	0	CASO 1	-235
1	0.53	CASO 1	-110.45
1	1	CASO 1	1.14E-13
1	1	CASO 1	1.14E-13
1	1.06	CASO 1	1.14E-13
1	0	CASO 2	0
1	0.53	CASO 2	0
1	1	CASO 2	0
1	1	CASO 2	0
1	1.06	CASO 2	0
1	0	CASO 3	-235
1	0.53	CASO 3	-110.45
1	1	CASO 3	1.14E-13
1	1	CASO 3	1.14E-13
1	1.06	CASO 3	1.14E-13

Diagrama de Momentos

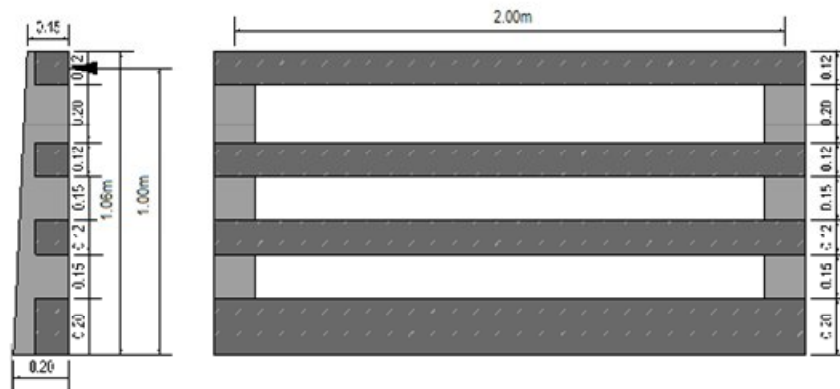


3.14.13. Diseño del Acero a Flexión del Poste.

Datos

Materiales

γH°	2400 Kg/M3
F_y	4200 Kg/CM2
F_c	210 Kg/CM2
RECUBRIMIENTO=	0.025 m



CARGAS

PP= 72 Kg/m

GEOMETRIA

LONG. DE VIGA 1.06 m

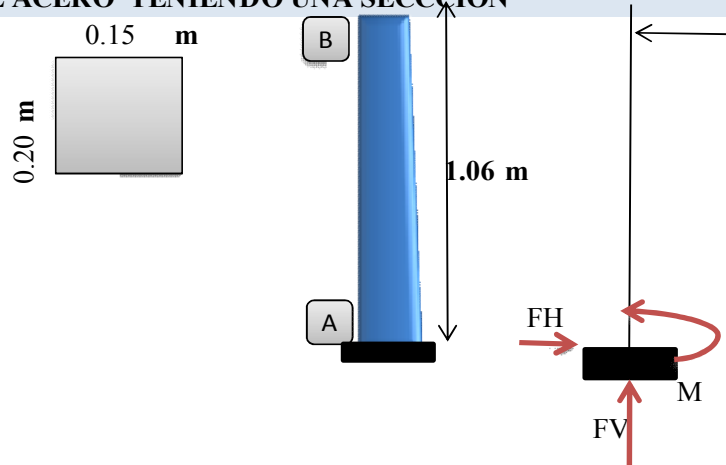
PREDIMENSIONAMIENTO

viga Empotrada $h=(L/9-L/10)$

b= 10.6 asumir = 20 cm

h= 15 cm

CALCULO DE ACERO TENIENDO UNA SECCION



MOMENTOS

DC 7.2 Kg·m
LS 235 Kg·m

MAYORANDO CARGAS SEGÚN RESISTENCIA I

MU= 1.25 DC 1.75 LS

MU= 420.25 Kg·m

MOMENTO MAX

TRAMO

Mu A-B= 420.25 Kg·m 42025 Km·cm

CALCULO DEL CANTO UTIL

d= 0.175 m 17.5 cm

Calculo de Ru $Ru = \frac{Mu}{bd^2}$

Ru= 9.148 Kg/cm²

φ= 0.9

CALCULO DE LA CUANTIA NECESARIA

$$Ru = \phi * \rho * Fy * \left(1 - 0,59 * \frac{\rho * Fy}{Fc}\right)$$

$$Ru * Fc = \phi * \rho * Fy * Fc - 0,59 * \phi * \rho^2 * Fy^2$$

$$0.59 \cdot \rho^2 \cdot fy^2 \cdot \phi - \rho \cdot \phi \cdot fy \cdot fc + Ru \cdot fc = 0$$

$$P = 0.00249$$

CALCULO DE LA CUANTIA BALANCEADA

Pb= 0.02125

CALCULO DE LA CUANTIA MAX

Pb max= 0.01594

CALCULO DE LA CUANTIA MIN

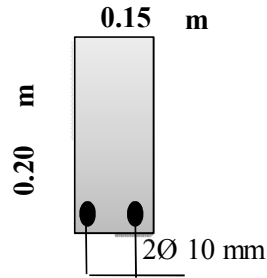
P_{min}= 0.00333

CALCULO DEL ACERO

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

A_S= 0.65456 cm²

SECCION	A-B
Mu	420.25 Kg*m
Ru	9.148 Kg/cm ²
P min	0.00333
P nec	0.00249
P max	0.01594
A min	1.175 cm ²
A nec	0.65456 cm ²
A adp	1.175 cm ²
varillas elegidas	2Ø 3/8 = 2Ø10



VERIFICACION DE LA ALTURA UTIL

w=	0.04987	
d=	16.60	cm
h=	19.10	cm
a=	1.03	cm

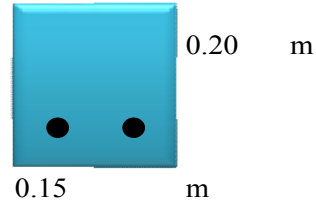
se a asumido 20 cm

3.14.14. CALCULO DE ARMADURA CORTANTE DE UNA VIGA

DATOS

SECCION

BASE=	0.15	m
ALTURA=	0.20	m
RECUBRIMIEN	0.025	m
d=	0.175	m
LONGITUD=	1.06	m



PROPIEDADES DE LA SECCION

f_c =	210	Kg/cm ²
f_y =	4200	Kg/cm ³

CARGAS

CARGAS MUERTAS

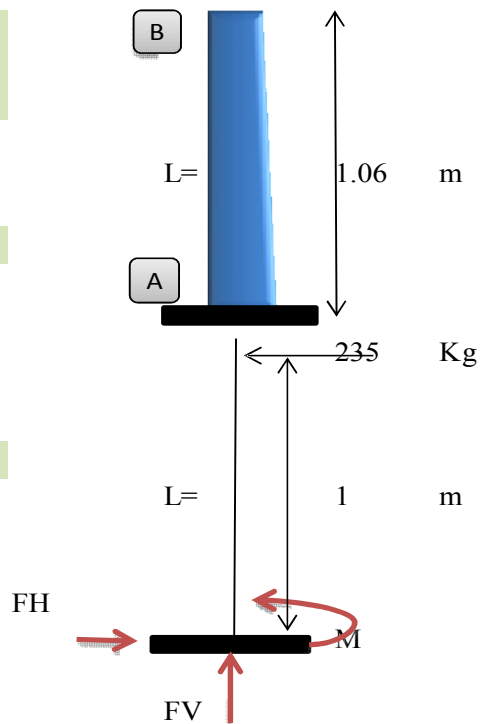
P_p =	72	Kg/m
---------	----	------

SUMATORIA= 72 Kg/m

CARGAS VIVAS

CARGA PUNTO 235 Kg

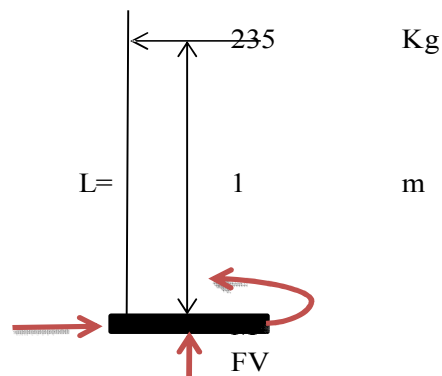
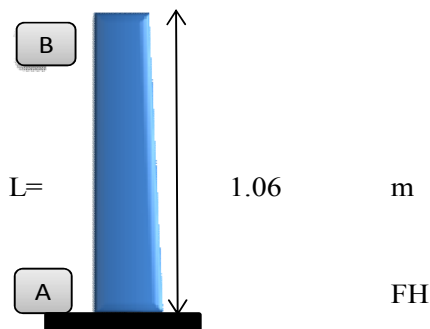
CARGA DE PESO PROPIO



CALCULO DEL DIAGRAMA DE CORTANTES

Cortante debido al peso propio (LS)

RA=	157.55	Kg
RB=	77.45	Kg

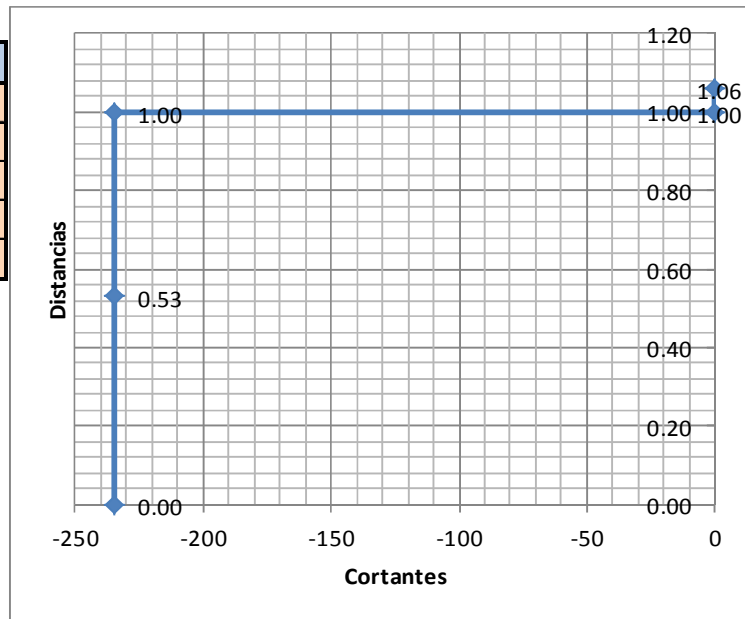


El calculo de se hara en la mitad de la seccion

Diagrama de Cortantes

COORDENADAS

X (m)	V (Kg)
0.00	-235
0.53	-235
1.00	-235
1.00	0
1.06	0



Cortante a una distancia d de la cara del apoyo LS = 235.0 Kg

resumen de la Cargas

DC= 0.0 Kg
 LS= 235.0 Kg

Combinacioners e la Carga

Resistencia I

$$Vu = 1.25DC + 1.75 \cdot LS$$

VU= 411.25 Kg

Cortante ultima de diseño Vu= 411.3 kg

$$Vc = 0.53 \cdot \sqrt{fc} \cdot b \cdot d$$

Vc= 2016.1128 kg

CASO 1

$Vu \leq \frac{Vc}{2}$ no necesita armadura de corte en tonces se dispode armadura minima

CASO 2

$Vu > 0.75 \cdot Vc$ indida que requiere esfuerzo por corte

$V_c/2=$	1008.06	Kg
$0.75 \cdot V_c=$	1512.08	kg
$V_u=$	411.3	kg

CASO 1

no necesita armadura de corte en tonces se dispode armadura minima

LA PIEZA

CASO 2

no necesita armadura de corte en tonces se dispode armadura minima

ASUMIENDO EL ESPACIAMIENTO 20 cm

Calculo dfe la armadura minima

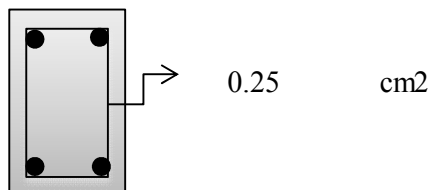
$$A_{v \min} = 0.2 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b \cdot s}{f_y}$$

$A_{v \min}= 0.276 \text{ cm}^2$

$$A_{v \min} = 3.5 \cdot \frac{b \cdot s}{f_y}$$

$A_{v \min}= 0.250 \text{ cm}^2$

La armadura es para una sola pierna o dos



Φ6mm C/20

3.15. Calculo de la Vereda de H°A°

3.15.1. Cargas actuantes en la vereda:

Carga distribuida debido al peso propio de la vereda, del poste y de los pasamanos

Carga distribuida debido a la carga viva peatonal (sección 3 AASTHO 04)= $3.6 \cdot 10^{-3}$ MPA
=360 kg/m²

Carga puntual debido al caso extremo de que una rueda de camión tipo HL-93 se suba a la Acera=72.5 KN=7250 Kg esta carga actuara a 0.3m del comienzo de los pasamanos.

3.15.2. Diseño a flexión en la vereda.

El dimensionamiento de la acera peatonal se hará en función de las cargas mostradas en la figura.

Para el cálculo de momentos se toma como sección crítica el punto “A”.

3.15.3. Ancho de faja para la acera. Tabla .9.

Tabla 4.6.2.1.3-1 – Fajas equivalentes

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: • Colado in situ	Vuelo	1140 + 0,833X

Armadura principal perpendicular al tráfico:

$$E = 0.833 \cdot X + 1140$$

$$E = 0.833 \cdot 150 + 1140 = 1264.95 \text{mm} = 1.26 \text{m}$$

3.15.4. Cálculo de momentos por carga muerta:

$$= 0$$

Peso propio de los pasamanos:

$$= 1 * = 219.18 * 0.51 = 111.7818 *$$

Peso propio del poste:

$$= 2 * = 57.24 * 0.525 = 30.051 *$$

$$= 3 * = 25.44 * 0.616 = 15.68 *$$

Peso propio de la acera:

$$= 0.65 * 0.15 * 1 * 2400 \text{ — } * \frac{0.65}{2} = 76.05 *$$

Momento total por carga muerta:

$$= + + +$$

$$= 111.78 * + 30.051 * + 15.68 * + 76.05 * \\ = 233.561 * = 23356.2 *$$

Cálculo de momentos por carga viva:

Para el cálculo de momentos por carga viva hay dos hipótesis

- I. Con la sobrecarga peatonal
- II. Con la rueda de camión tipo HL-93

Por que no hacemos actuar las dos cargas al mismo tiempo? Por la sencilla razón de que si está actuando la sobrecarga peatonal no puede actuar la carga de la rueda del camión.

$$= 0$$

3.15.5. Hipótesis I

Momento por carga peatonal

$$= \frac{*}{2} = \frac{360 \text{ — } * 1 * 0.45}{2} = 36.45 *$$

3.15.6. Hipótesis

Momento por carga de la rueda

$$= * = 7393 * 0.15 = 1108.95 *$$

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

$$= \frac{1108.95}{1.26} = 880.119 *$$

3.15.7. Combinación de Cargas para la Hipótesis I

Donde:

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

PL=Sobrecarga peatonal

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

$$Mu=1.25*DC+1.75*(PL)$$

Mu=1.25*Momento carga muerta+1.75*Momento de la carga viva

$$Mu=1.25*233.561 \text{ kg*m}+1.75*880.119 \text{ Kg*m}$$

$$Mu=1832.15 \text{ Kg*m}$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

$$Mu=1.25*DC+0*(PL)$$

Mu=1.25*Momento carga muerta+0*Momento de la carga viva

$$Mu=1.25*233.561 \text{ Kg*m}$$

$$Mu=291.95 \text{ Kg*m}$$

Resistencia V

$$Mu=1.25*DC+1.35*(PL)$$

Mu=1.25*Momento carga muerta+1.35*Momento de la carga viva

$$Mu=1.25*233.561 \text{ Kg*m} +1.35*880.119 \text{ Kg*m}$$

$$M_u = 1480.11 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Servicio I

$$M_u = 1 \cdot DC + 1 \cdot (PL)$$

$$M_u = 1 \cdot \text{Momento carga muerta} + 1 \cdot \text{Momento de la carga viva}$$

$$M_u = 1 \cdot 233.561 \text{ Kg}\cdot\text{m} + 1 \cdot 880.119 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$M_u = 1113.68 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Utilizamos el momento máximo de todas las combinaciones de carga:

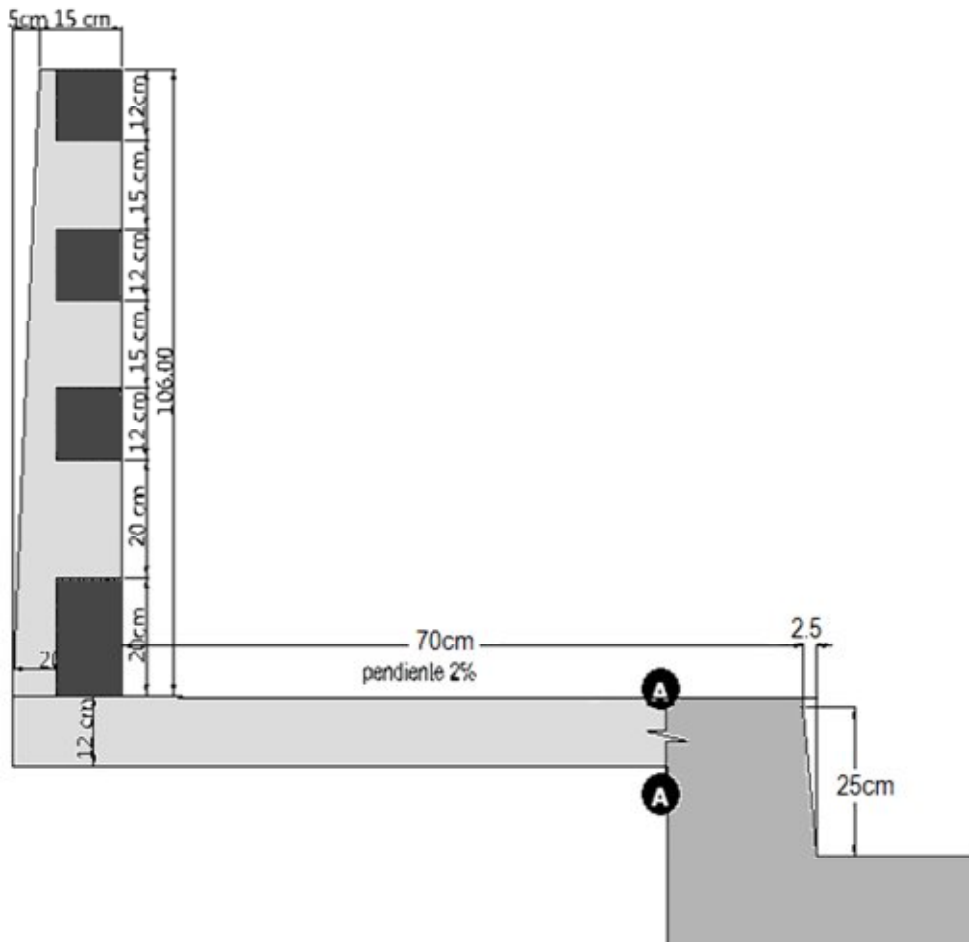
3.15.8. Este caso nos da el momento de la resistencia I

$$M_u = 1832.15 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$M_u = 183215 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

3.15.9. Predimensionamiento de la Vereda

recomendaciones del Neufert los espacios necesarios para una persona 0.625 m y nos recomienda que en movimiento se le debe aumentar un $\geq 10\%$ asumimos a 0.70 m



$$h = \frac{L}{10} \leq 12\text{cm} \quad \text{asumimos } 12\text{ cm}$$

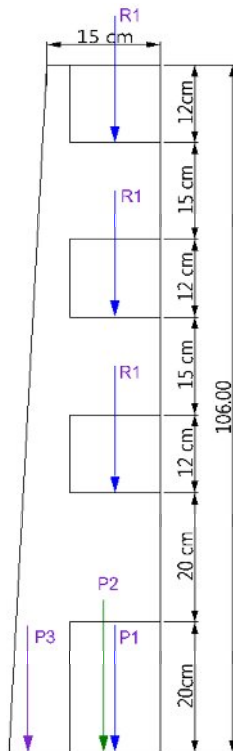
Análisis de cargas

carga peatonal de 3.6×10^{-3} Mpa 367.099 kg/m² ~ 370 kg/m²

carga de la rueda trasera 145000 N 7392.942544 7393 kg

a una distancia de 30 cm del poste

3.15.10. Análisis de las cargas del poste



Análisis de R1 las cargas transferidas al pasamanos

Análisis de peso propio

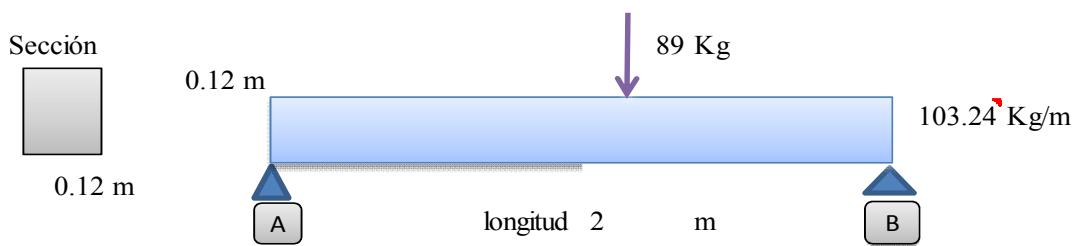


ESTADO 1	PESO PROPIO (DC)
-----------------	-------------------------

Reacciones del estado 1

RA=	34.66	Kg	RB=	34.66	Kg
------------	--------------	-----------	------------	--------------	-----------

Análisis de Sobre Carga de diseño para barandas

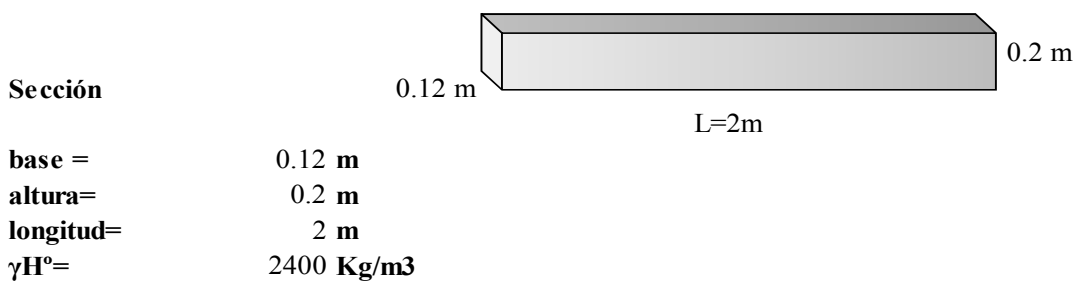


ESTADO 2 SOBRECARGA PEATONAL

Reacciones del estado 3

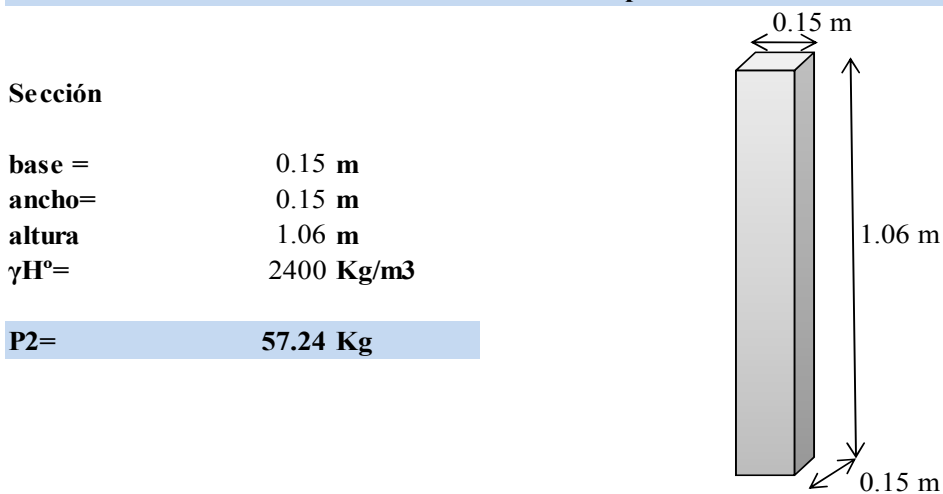
RA= 147.74 Kg RB= 147.74 Kg

Análisis de P1



P1= 57.6 Kg

Análisis de P2 sección del poste 15X15X1.06



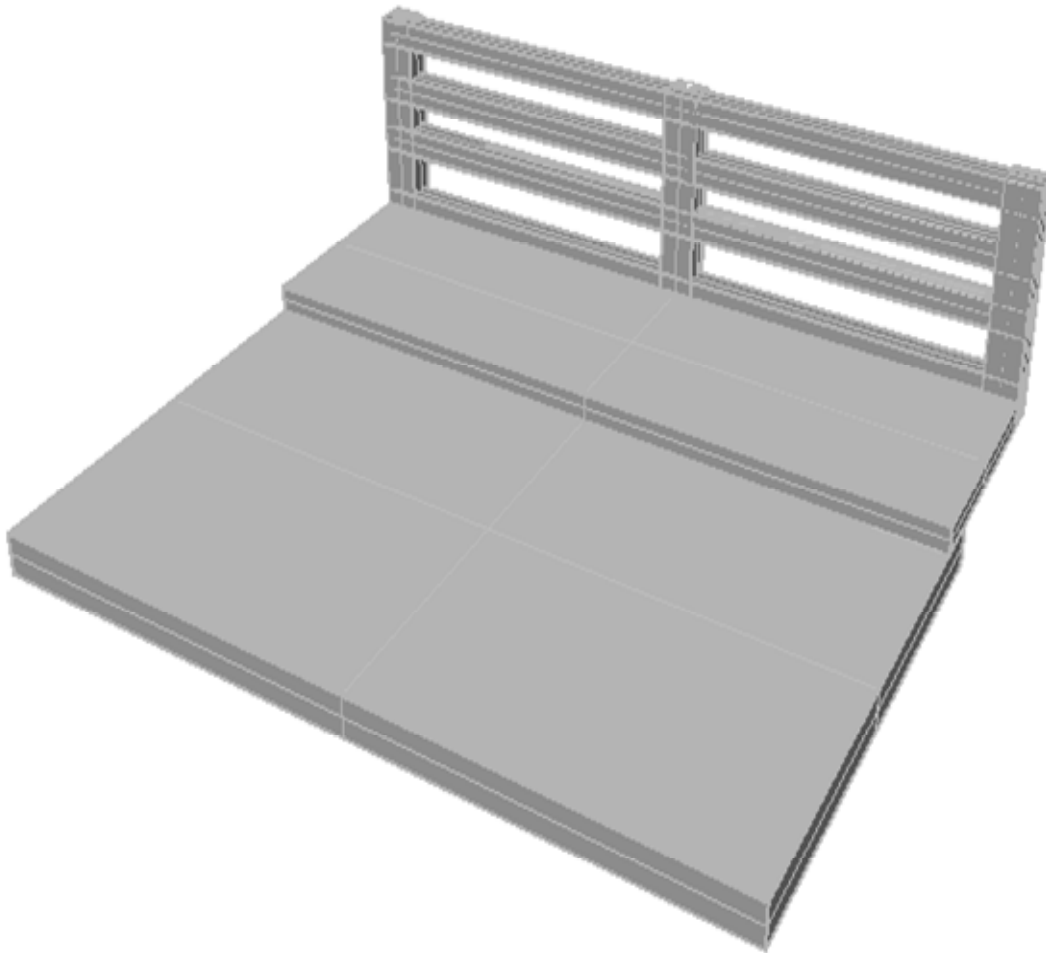
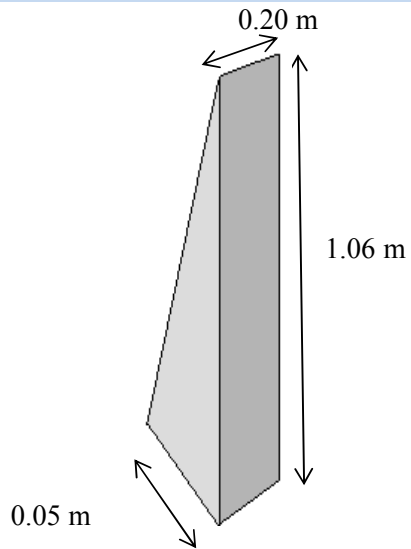
P2= 57.24 Kg

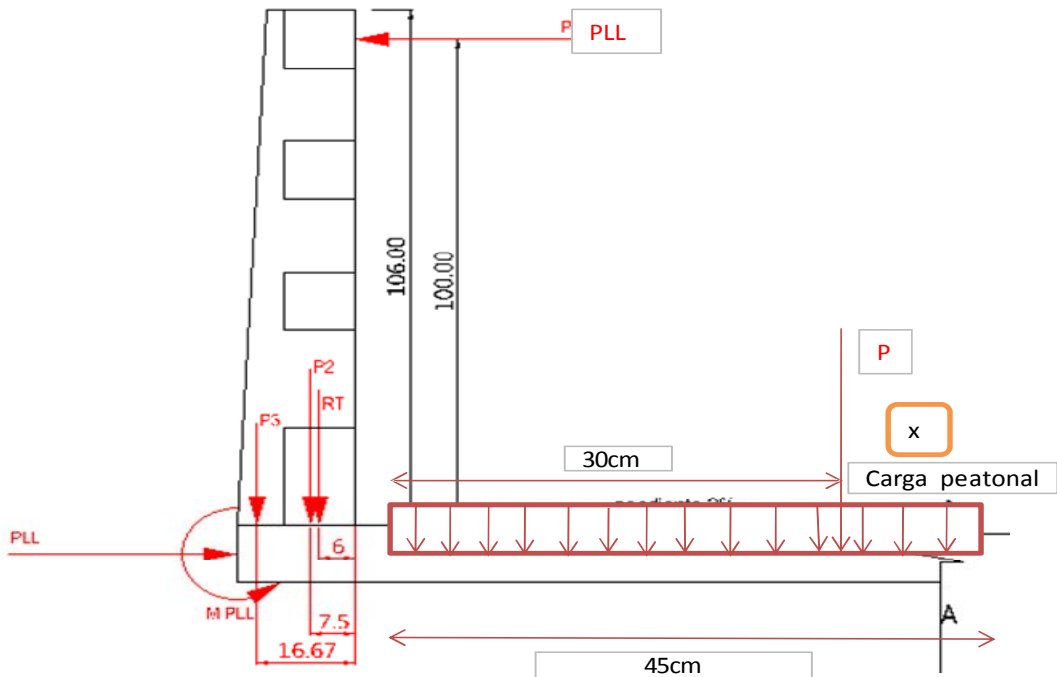
Análisis de P3 sección del poste

Sección

base = 0.2 m
ancho= 0.1 m
altura 1.06 m
volumen= 0.0106 m³
 γH° = 2400 Kg/m³

P3= 25.44 Kg





- PLL= 89 Kg
- P2= 57.24 Kg
- P3= 25.44 Kg
- RT1= 161.58 Kg
- RT2= 500.82 Kg
- MPLL= 89 Kg·m
- P= 7393 Kg
- C. peatonal= 370 Kg/m²

CARGAS QUE ACTUAN EN LA ESTRUCTURA DE LA VEREDA

Calculo Ancho de Faja para la acera

$$E = 0.833X + 1140$$

- X= 150 mm
- E= 1264.95 mm
- E= 1.26495 m

Calculo de Momentos

Designación	Efectos	Unidades	Distancia (cm)	Momento (kg·cm)
DC	PP	234	Kg	7605.0
	P2	57.24	Kg	3005.1
	P3	25.44	Kg	1568.8
	RT1=	161.58	Kg	8240.6
	RT2=	500.82	Kg	25541.8
LS	C peatonal=	370	kg/m	7816.3
	PLL	89	Kg	
	MPLL	89	Kg·m	8900
	P	7393	Kg	110895

Momento por carga de rueda para carga lineal se divide entre el ancho de faja

Mcr= 87667.497 Kg·cm

Análisis de las cargas

Tabla: de Combinaciones

Tabla: Combinación Definitions, Part 1 of 3				
Nombre de la Combinacion	Designacion	CaseType	CaseName	Factor
COMB1	DC	peso propio de la vereda (losa)	Pp losa	1.25
		Peso propio del pasamanos + seccion inferior de la vereda	RT1	1.25
		seccion rectangular del poste	P2	1.25
		seccion triangular del poste	P3	1.25
COMB2	DC ; LS	peso propio de la vereda (losa)	Pp losa	1.25
		Peso propio del pasamanos + seccion inferior de la vereda	RT1	1.25
		seccion rectangular del poste	P2	1.25
		seccion triangular del poste	P3	1.25
		Momento de sobre carga para el poste carga de diseño en barandas	MPLL	1.75
		carga de diseño en barandas	RT2	1.75
		carga peatonal	Cp	1.75
COMB3	DC ; LS	peso propio de la vereda (losa)	Pp losa	1.25
		Peso propio del pasamanos + seccion inferior de la vereda	RT1	1.25
		seccion rectangular del poste	P2	1.25
		seccion triangular del poste	P3	1.25
		Carga de la rueda delantera del camión de diseño HL93	P	1.75

Diagramas

Cortantes Combinacion 1



Cortantes Combinacion 2



Cortantes Combinacion 3



Diagramas

Momento Combinacion 1



Momento Combinacion 2



Momento Combinacion 3



3.15.11. Calculo de Armadura

DATOS

MATRIALES

- γH° 2400 Kg/M3
- Fy= 4200 Kg/CM2
- Fc= 210 Kg/CM2

RECUBRIMI 0.03 m

CARGAS

- M DC 204.2 Kg/m
- M LS 876.67 Kg/m

GEOMETRIA

LONG. DE VI 0.65 m

h= 15 cm

base= 100 cm

CALCULO DE ACERO TENIENDO UNA SECCION



MAYORANDO RESISTENCIA I AASHTO LRFD

$$MU = 1.25 \text{ DC} \quad 1.75 \text{ LS}$$

$$MU = 1789.42 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

MOMENTO MAX

TRAMO

$$Mu \text{ A-B} = 1789.425 \text{ Kg}\cdot\text{m} \quad 178942.4799 \text{ Km}\cdot\text{cm}$$

CALCULO DEL CANTO UTIL

$$d = 0.12 \text{ m} \quad 12 \text{ cm}$$

$$\text{Calculo de } R_u = \frac{Mu}{bd^2}$$

$$R_u = 12.427 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.9$$

CALCULO DE LA CUANTIA NECESARIA

$$R_u = \phi \cdot \rho \cdot F_y \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \frac{\rho \cdot F_y}{F_c}\right)$$

$$R_u \cdot F_c = \phi \cdot \rho \cdot F_y \cdot F_c - 0.59 \cdot \phi \cdot \rho^2 \cdot F_y^2$$

$$0.59 \cdot \rho^2 \cdot F_y^2 \cdot \phi - \rho \cdot \phi \cdot F_y \cdot F_c + R_u \cdot F_c = 0$$

$$\rho = 0.00343$$

CALCULO DE LA CUANTIA BALANCEADA

$$\rho_b = 0.02125$$

CALCULO DE LA CUANTIA MAX

$$\rho_{b \text{ max}} = 0.0159375$$

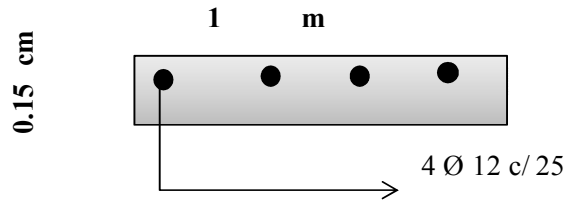
CALCULO DE LA CUANTIA MIN

$$\rho_{\text{min}} = 0.0033333$$

$$\text{CALCULO DEL ACERO } \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$A_s = 4.111377 \text{ cm}^2$$

SECCION	A-B
Mu	1789.42480 Kg*m
Ru	12.42656 Kg/cm ²
P min	0.00333
P nec	0.00343
P max	0.01594
A min	4.02857 cm ²
A nec	4.11114 cm ²
A adp	4.11114 cm ²
varillas elegid	4 Ø 12 c/ 25



PARA UN METRO DE LOSA

calculo de la nueva cuantía

Area de acero= 4.52 cm² para 4 barra de 12 mm
 cuantia de acer= 0.003767

w=	0.06852
d=	11.38 cm
h=	14.38 cm
a=	0.97 cm

se a asumido h= 15 cm

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

a=	0.9671993
----	-----------

A nec	4.110597 cm ²
-------	--------------------------

Calculo del espaciamiento

$$ESP = \frac{b - rec - (N^{\circ} fe * \phi)}{N^{\circ} fe * \phi - 1}$$

Esp= 24.26 asumir = 25cm

3.15.12. Calculo de la Armadura de Distribución

Refuerzo por contracción y temperatura

El refuerzo de temperatura recomendado por el código es igual a (ACI-7.12):

1. Para losas con refuerzo grado 40 ó 50 0.0020bh



Cortante a una distancia d de la cara del apoyo LS = 1410.3 Kg

resumen de la Cargas

DC= 423.47 Kg

LS= 1410.3 Kg

Combinaciones e la Carga

Resistencia I

$$V_u = 1.25DC + 1.75 \cdot LS$$

VU= 2997.4192 Kg

Cortante ultima de diseño Vu= 2997.4 kg

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

Vc= 9216.52 kg

CASO 1

$V_u \leq \frac{V_c}{2}$ no necesita armadura de corte en tonces se dispone armadura mínima

Vc/2= 4608.26 Kg

Vu= 2997.4 kg

$$V_u \leq \frac{V_c}{2}$$

2997.4 < 4608.26

CASO 1

LA PIEZA No necesita Armadura a corte

3.16. Diseño de la Viga de Borde (Bordillo).

3.16.1. Cargas actuantes en el bordillo:

Carga distribuida debido al peso propio de la vereda, del poste, de los pasamanos y del bordillo

Carga distribuida debido a la carga viva peatonal (sección 3 AASTHO 04)= $3.6 \cdot 10^{-3}$ MPA
=360 kg/m²

Carga puntual debido al caso extremo de que una rueda de camión tipo HL-93 se suba a la Acera=72.5 KN=7250 Kg esta carga actuara a 0.3m del comienzo de los pasamanos.

3.16.2. Diseño a flexión en el bordillo.

El dimensionamiento del bordillo se hará en función de las cargas mostradas en la figura.

Para el cálculo de momentos se toma como sección crítica el punto “C”.

Ancho de faja para el bordillo.

Tabla 4.6.2.1.3-1 – Fajas equivalentes

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: • Colado in situ	Vuelo	1140 + 0,833X

Armadura principal perpendicular al tráfico:

$$E = 0.833 \cdot X + 1140$$

$$E = 0.833 \cdot 275 + 1140 = 1369.075 \text{ mm}$$

$$E = 1.369 \text{ m}$$

3.16.3. Cálculo de momentos por carga muerta:

Peso propio del bordillo:

$$= 0.43 \cdot 0.22 \cdot 1 \cdot 2400 \cdot 0.16 = 36.3264 \cdot$$

$$= 0.43 * \frac{0.05}{2} * 1 * 2400 - * \frac{1}{3} * 0.05 = 1.00716 *$$

Designacion	Efectos	Unidades	Distancia (cm)	Momento (kg·cm)	
DC	PP vereda	223.2	Kg	38.75	8649.0
	P2	57.24	Kg	65	3720.6
	P3	25.44	Kg	74.167	1886.8
	RT1=	219.18	Kg	63.5	13917.9
	RT2=	558.42	Kg	63.5	35459.7
	PB1	227.04	Kg	16	3632.6
	PB2	25.8	Kg	1.667	43008.6
LS	C peatonal=	370	kg/m		11111.6
	PLL	89	Kg		
	MPLL	89	Kg m		8900
	P	7393	Kg	27.5	203307.5

Donde:

PPvereda=Peso propio de la vereda

P2=poste sección rectangular

P3=poste sección triangular

RT1=reacciones de lo pasamanos

PB1= sección del bordillo rectangular

PB2=sección del bordillo triangular

Dc= PPvereda +P2+P3+RT1+PB1+PB2=**31850.1kg*cm**

Dc=318.50kg*m

3.16.4. Cálculo de momentos por carga viva:

Para el cálculo de momentos por carga viva hay dos hipótesis

- I. Con la sobrecarga peatonal
- II. Con la rueda de camión tipo HL-93

Por que no hacemos actuar las dos cargas al mismo tiempo? Por la sencilla razón de que si está actuando la sobrecarga peatonal no puede actuar la carga de la rueda del camión.

$$= 0$$

Hipótesis I

Momento por carga peatonal

$$MCP = 11111.6 \text{ kg*cm}$$

$$MCP = 111.116 \text{ kg*m}$$

Hipótesis II

Momento por carga de la rueda

$$= * = 7393 * 0.275 = 2033.075 *$$

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

$$= \frac{2033.075}{1.37} = 1484.99 *$$

Combinación de Cargas para la Hipótesis I

Donde:

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

PL=Sobrecarga peatonal

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

$$Mu = 1.25 * DC + 1.75 * (PL)$$

$$Mu = 1.25 * \text{Momento carga muerta} + 1.75 * \text{Momento de la carga viva}$$

$$Mu = 1.25 * 318.5 \text{ kg*m} + 1.75 * (111.116 \text{ Kg*m})$$

$$Mu = 592.578 \text{ Kg*m}$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

$$M_u = 1.25 * DC + 0 * (PL)$$

$$M_u = 1.25 * \text{Momento carga muerta} + 0 * \text{Momento de la carga viva}$$

$$M_u = 1.25 * 318.5 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$M_u = 398.125 \text{ Kg} * \text{m}$$

Resistencia V

$$M_u = 1.25 * DC + 1.35 * (PL)$$

$$M_u = 1.25 * \text{Momento carga muerta} + 1.35 * \text{Momento de la carga viva}$$

$$M_u = 1.25 * 318.5 \text{ Kg} * \text{m} + 1.35 * (111.116 \text{ Kg} * \text{m})$$

$$M_u = 548.1316 \text{ Kg} * \text{m}$$

Servicio I

$$M_u = 1 * DC + 1 * (PL)$$

$$M_u = 1 * \text{Momento carga muerta} + 1 * \text{Momento de la carga viva}$$

$$M_u = 1 * 318.5 \text{ Kg} * \text{m} + 1 * (111.116 \text{ Kg} * \text{m})$$

$$M_u = 429.626 \text{ Kg} * \text{m}$$

Utilizamos el momento máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el momento de la resistencia I

$$M_u = 592.578 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$M_u = 59257.8 \text{ Kg} * \text{cm}$$

Combinación de Cargas para la Hipótesis II

Donde:

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

LS= Sobrecarga viva

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

$$M_u = 1.25 * DC + 1.75 * (LS)$$

$$M_u = 1.25 * \text{Momento carga muerta} + 1.75 * \text{Momento de la carga viva}$$

$$M_u = 1.25 * 318.5 \text{ Kg*m} + 1.75 * (1484.9 \text{ Kg*m})$$

$$M_u = 2996.7 \text{ Kg*m}$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

$$M_u = 1.25 * DC + 0 * (LS)$$

$$M_u = 1.25 * \text{Momento carga muerta} + 0 * \text{Momento de la carga viva}$$

$$M_u = 1.25 * 318.5 \text{ Kg*m}$$

$$M_u = 397.5 \text{ Kg*m}$$

Resistencia V

$$M_u = 1.25 * DC + 1.35 * (LS)$$

$$M_u = 1.25 * \text{Momento carga muerta} + 1.35 * \text{Momento de la carga viva}$$

$$M_u = 1.25 * 318.5 \text{ Kg*m} + 1.35 * (1484.9 \text{ Kg*m})$$

$$M_u = 2402.74 \text{ Kg*m}$$

Servicio I

$$M_u = 1 * DC + 1 * (LS)$$

$$M_u = 1 * \text{Momento carga muerta} + 1 * \text{Momento de la carga viva}$$

$$M_u = 1 * 318.5 \text{ Kg*m} + 1 * (1484.9 \text{ Kg*m})$$

$$M_u = 1803.4 \text{ Kg*m}$$

Utilizamos el momento máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el momento de la resistencia I

$$M_u = 2996.7 \text{ Kg*m}$$

$$M_u = 299670 \text{ Kg*cm}$$

Analizando las combinaciones de carga para ambas Hipótesis llegamos a la conclusión de trabajar con la Hipótesis II por es la da momento más desfavorable.

Mu= 299670 Kg*cm

3.16.5. Analisis de Cargas

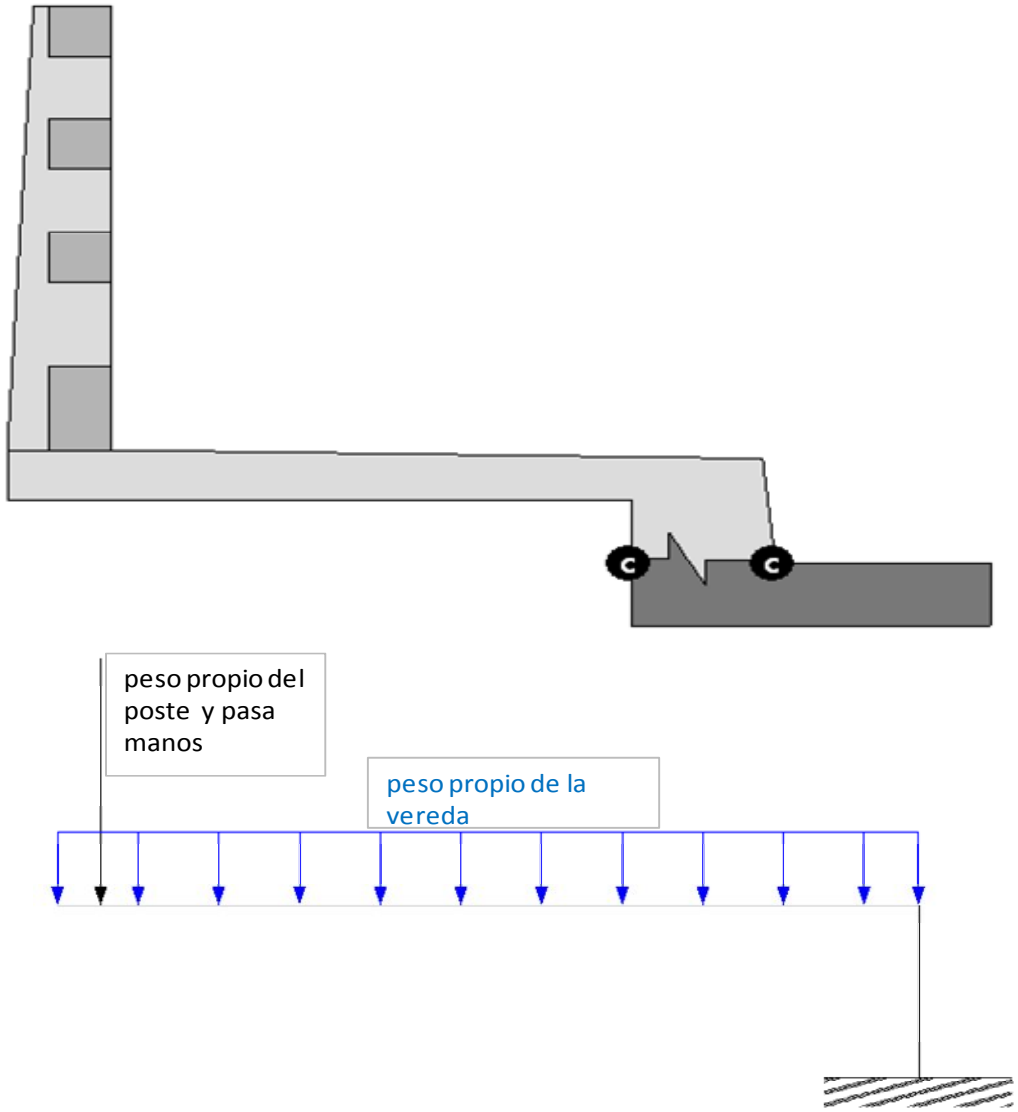
fuerza de choque .- es la fuerza horizontal de 7.5kn/m provocada por el choque lateral de los vehiculos

contra los bordillos

se aplica a una altura maxima de 0.25 m por encima de la cara de rodadura en caso de que el bordillo sea menor esta altura se aplicara en al parte superior

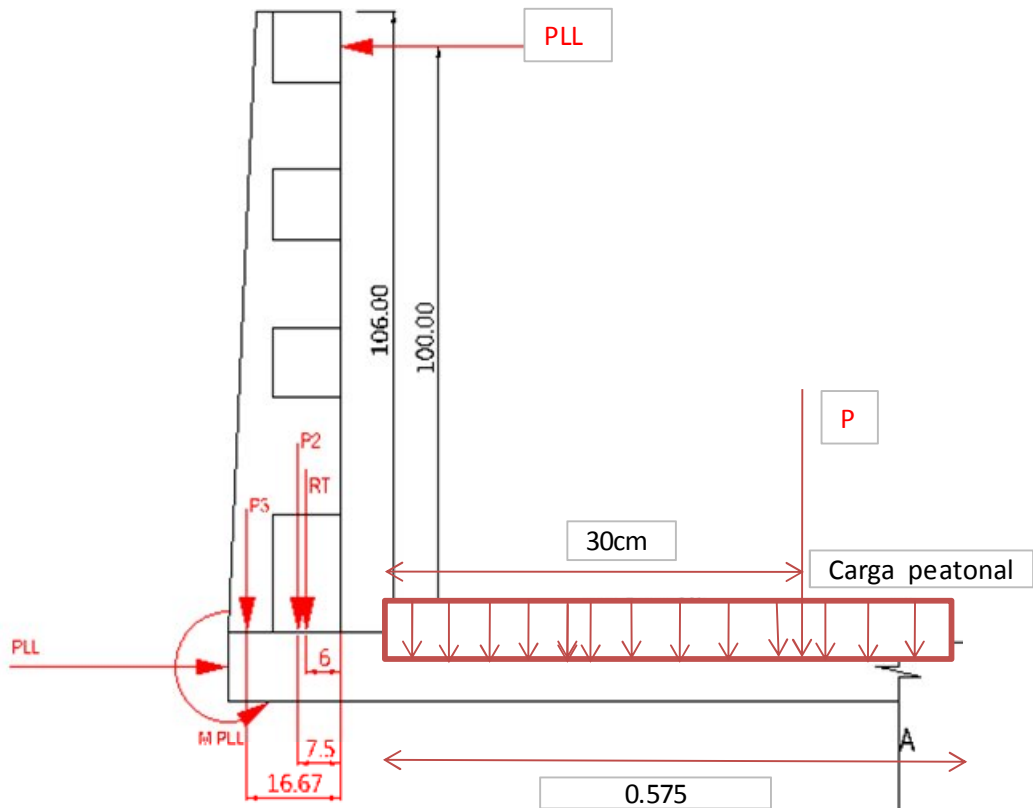
Tabla: de Combinaciones

Table: Combination Definitions, Part 1 of 3

Nombre de la Combinacion	Designacion	CaseType	CaseName	Factor	
					

3.16.6. Combinaciones de cargas				
COMB1	DC	peso propio de la vereda (losa)	Pp losa	1.25
		Peso propio del pasamanos + seccion inferior de la vereda	RT1	1.25
		seccion rectangular del poste	P2	1.25
		seccion triangular del poste	P3	1.25
		seccion del bordillo	PB	1.25
COMB2	DC : LS	peso propio de la vereda (losa)	Pp losa	1.25
		Peso propio del pasamanos + seccion inferior de la vereda	RT1	1.25
		seccion rectangular del poste	P2	1.25
		seccion triangular del poste	P3	1.25
		Momento de sobre carga para el poste	MPLL	1.75
		carga de diseño en barandas	RT2	1.75
		C peatonal	Cp	1.75
COMB3	DC ; LS	peso propio de la vereda (losa)	Pp losa	1.25
		Peso propio del pasamanos + seccion inferior de la vereda	RT1	1.25
		seccion rectangular del poste	P2	1.25
		seccion triangular del poste	P3	1.25
		Carga de la rueda delantera del camion de diseño HL93	P	1.75
COMB4	DC ; LS	peso propio de la vereda (losa)	Pp losa	1.25
		Peso propio del pasamanos + seccion inferior de la vereda	RT1	1.25
		seccion rectangular del poste	P2	1.25
		seccion triangular del poste	P3	1.25
		FUERZA DE CHOQUE	Fch	1.75

Analisi de las Cargas



PLL=	89 Kg
P2=	57.24 Kg
P3=	25.44 Kg
RT1=	219.18 Kg
RT2=	558.42 Kg
MPLL=	89 Kg·m
P=	7393 Kg
C. peatonal=	370 Kg/m ²

CARGAS DE LA ESTRUCTURA DE LA BEREDA

Calculo Ancho de Faja para la acera

$$E = 0.833X + 1140$$

X=	275 mm
E=	1369.075 mm
E=	1.369075 m

Calculo de Momentos

Designacion	Efectos	Unidades	Distancia (cm)	Momento (kg·cm)	
DC	PP vereda	223.2	Kg	38.75	8649.0
	P2	57.24	Kg	65	3720.6
	P3	25.44	Kg	74.167	1886.8
	RT1=	219.18	Kg	63.5	13917.9
	RT2=	558.42	Kg	63.5	35459.7
	PB1	227.04	Kg	16	3632.6
	PB2	25.8	Kg	1.67	43.1
LS	C peatonal=	370	kg/m		11111.6
	PLL	89	Kg		
	MPLL	89	Kg·m		8900
	P	7393	Kg	27.5	203307.5

Momento por carga de rueda para carga lineal se divide entre el ancho de faja

Mcr= 148499.9 Kg*cm 1484.999 Kg*m

Analisis de las cargas

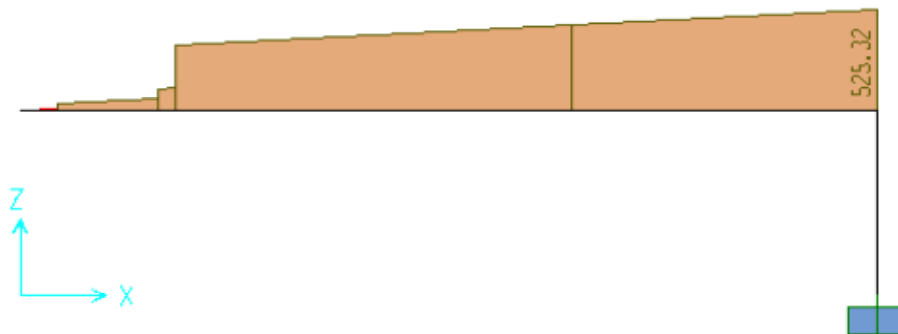
Table: De Cortantes

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

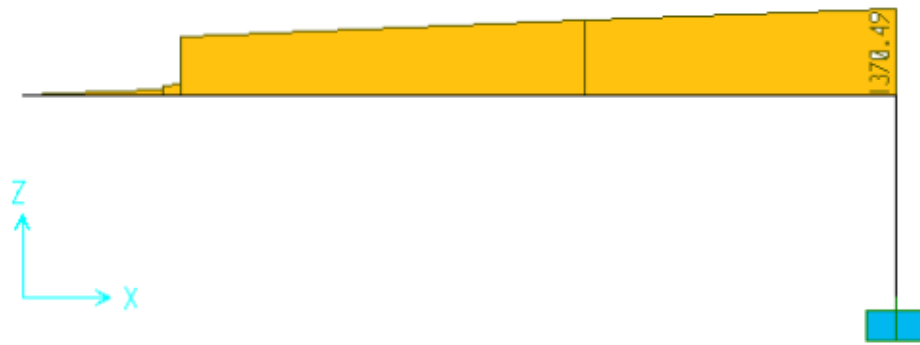
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3
	m			Kgf	Kgf	Kgf
1	0	COMB1	Combination	0	-7.99E-14	0
1	0.0333	COMB1	Combination	0	9.6	0
1	0.0333	COMB1	Combination	0	35.04	0
1	0.125	COMB1	Combination	0	61.48	0
1	0.125	COMB1	Combination	0	118.72	0
1	0.14	COMB1	Combination	0	123.05	0
1	0.14	COMB1	Combination	0	342.23	0
1	0.5	COMB1	Combination	0	446.03	0
1	0.5	COMB1	Combination	0	446.03	0
1	0.775	COMB1	Combination	0	525.32	0
1	0	COMB2	Combination	0	1.05E-13	0
1	0.0333	COMB2	Combination	0	21.92	0
1	0.0333	COMB2	Combination	0	47.36	0
1	0.125	COMB2	Combination	0	107.73	0
1	0.125	COMB2	Combination	0	164.97	0
1	0.14	COMB2	Combination	0	174.85	0
1	0.14	COMB2	Combination	0	952.45	0
1	0.5	COMB2	Combination	0	1189.45	0
1	0.5	COMB2	Combination	0	1189.45	0

1	0.775	COMB2	Combination	0	1370.49	0
1	0	COMB3	Combination	0	-7.99E-14	0
1	0.0333	COMB3	Combination	0	9.6	0
1	0.0333	COMB3	Combination	0	35.04	0
1	0.125	COMB3	Combination	0	61.48	0
1	0.125	COMB3	Combination	0	118.72	0
1	0.14	COMB3	Combination	0	123.05	0
1	0.14	COMB3	Combination	0	342.23	0
1	0.5	COMB3	Combination	0	446.03	0
1	0.5	COMB3	Combination	0	7839.03	0
1	0.775	COMB3	Combination	0	7918.32	0
1	0	COMB4	Combination	0	-6.57E-14	0
1	0.0333	COMB4	Combination	0	9.6	0
1	0.0333	COMB4	Combination	0	35.04	0
1	0.125	COMB4	Combination	0	61.48	0
1	0.125	COMB4	Combination	0	118.72	0
1	0.14	COMB4	Combination	0	123.05	0
1	0.14	COMB4	Combination	0	342.23	0
1	0.5	COMB4	Combination	0	446.03	0
1	0.5	COMB4	Combination	0	446.03	0
1	0.775	COMB4	Combination	0	525.32	0
2	0	COMB1	Combination	-525.32	5.68E-14	0
2	0.095	COMB1	Combination	-541.15	5.68E-14	0
2	0.19	COMB1	Combination	-560.13	5.68E-14	0
2	0	COMB2	Combination	-1370.49	0	0
2	0.095	COMB2	Combination	-1386.32	0	0
2	0.19	COMB2	Combination	-1405.3	0	0
2	0	COMB3	Combination	-7918.32	5.68E-14	0
2	0.095	COMB3	Combination	-7934.15	5.68E-14	0
2	0.19	COMB3	Combination	-7953.13	5.68E-14	0
2	0	COMB4	Combination	-525.32	764.79	0
2	0.095	COMB4	Combination	-541.15	764.79	0
2	0.19	COMB4	Combination	-560.13	764.79	0

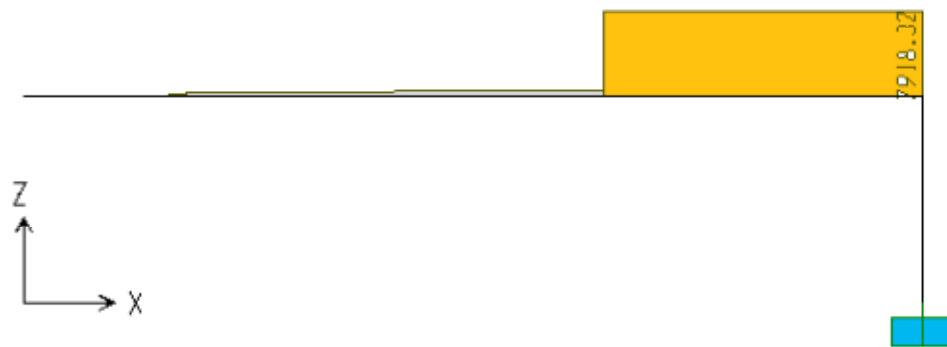
Cortante Combinacion 1



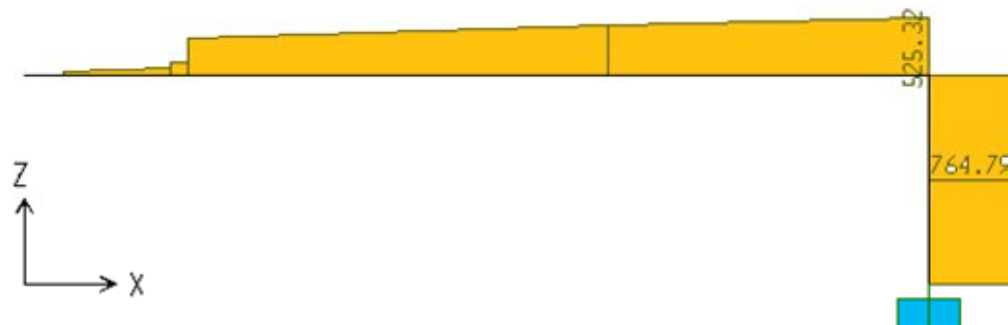
Cortante Combinacion 2



Cortante Combinacion 3



Cortante Combinacion 4



Diagramas de Normal Combinacion 1



Diagramas de Normal Combinacion 2



Diagramas de Normal Combinacion 3



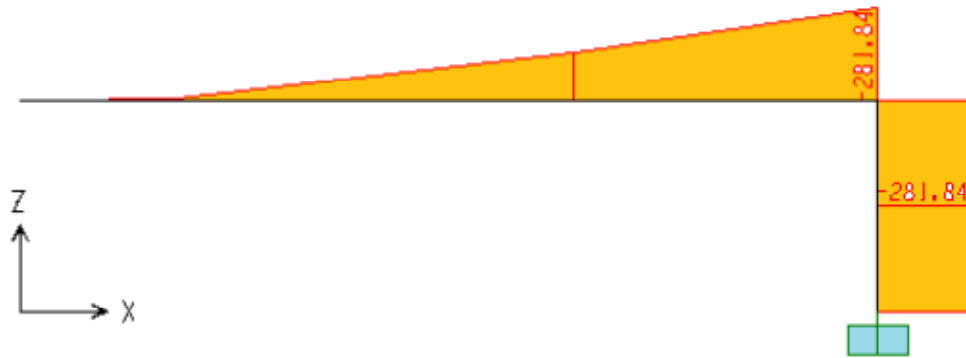
Diagramas de Normal Combinacion 3



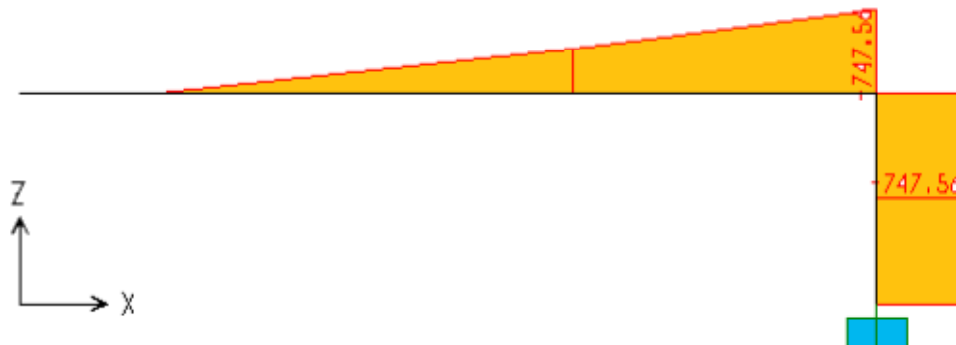
Table: Element Forces - Frames, Part 2 of 2			
Elemento	Seccion	Caso	M3
	m		Kgf-m
5	0	COMB1	-4.00E-14
5	0.0333	COMB1	-0.16
5	0.0333	COMB1	-0.16
5	0.125	COMB1	-4.59
5	0.125	COMB1	-4.59
5	0.14	COMB1	-6.4
5	0.14	COMB1	-6.4
5	0.5	COMB1	-148.28
5	0.5	COMB1	-148.28
5	0.775	COMB1	-281.84
5	0	COMB2	1.08E-13
5	0.0333	COMB2	-0.37
5	0.0333	COMB2	-0.37
5	0.125	COMB2	-7.48
5	0.125	COMB2	-7.48
5	0.14	COMB2	-10.02
5	0.14	COMB2	-10.02
5	0.5	COMB2	-395.57
5	0.5	COMB2	-395.57
5	0.775	COMB2	-747.56
5	0	COMB3	-2.11E-13
5	0.0333	COMB3	-0.16
5	0.0333	COMB3	-0.16
5	0.125	COMB3	-4.59
5	0.125	COMB3	-4.59
5	0.14	COMB3	-6.4
5	0.14	COMB3	-6.4
5	0.5	COMB3	-148.28
5	0.5	COMB3	-148.28
5	0.775	COMB3	-2314.92
5	0	COMB4	-3.82E-14
5	0.0333	COMB4	-0.16
5	0.0333	COMB4	-0.16
5	0.125	COMB4	-4.59
5	0.125	COMB4	-4.59
5	0.14	COMB4	-6.4
5	0.14	COMB4	-6.4
5	0.5	COMB4	-148.28
5	0.5	COMB4	-148.28
5	0.775	COMB4	-281.84
6	0	COMB1	-281.84
6	0.095	COMB1	-281.84

6	0.19	COMB1	-281.84
6	0	COMB2	-747.56
6	0.095	COMB2	-747.56
6	0.19	COMB2	-747.56
6	0	COMB3	-2314.92
6	0.095	COMB3	-2314.92
6	0.19	COMB3	-2314.92
6	0	COMB4	-281.84
6	0.095	COMB4	-354.5
6	0.19	COMB4	-427.15

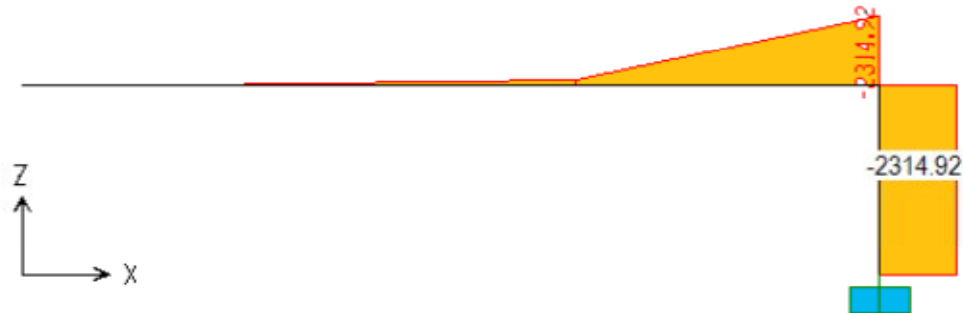
Diagramas de Momentos Combinacion 1



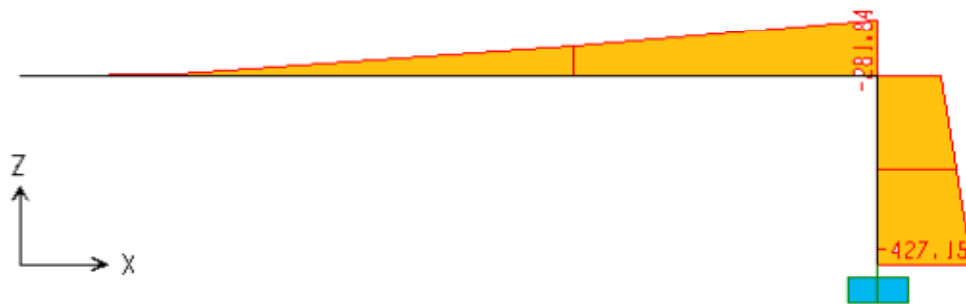
Diagramas de Momentos Combinacion 2



Diagramas de Momentos Combinacion 3



Diagramas de Momentos Combinacion 4



3.16.7. Calculo de Armadura

DATOS

MATRIALES

γH°	2400 Kg/M3
F_y	4200 Kg/CM2
F_c	210 Kg/CM2
Recub=	0.03 m

CARGAS

M DC=	318.5 Kg/m
M LS=	1485.00 Kg/m

GEOMETRIA

LONG. DE VIGA 1 m

h=	25 cm
base=	27.5 cm

CALCULO DE ACERO TENIENDO UNA SECCION



MAYORANDO RESISTENCIA I AASHTO LRFD

MU= 1.25 DC 1.75 LS

MU= 2996.874 Kg·m

MOMENTO MAX

TRAMO

Mu A-B= 2996.874 Kg·m 299687.4 Km·cm

CALCULO DEL CANTO UTIL

d= 0.22 m 22 cm

Calculo de Ru $Ru = \frac{Mu}{bd^2}$

Ru= 22.516 Kg/cm²

θ= 0.9

CALCULO DE LA CUANTIA NECESARIA

$$Ru = \phi * \rho * Fy * \left(1 - 0,59 * \frac{\rho * Fy}{Fc} \right)$$

$$Ru * Fc = \phi * \rho * Fy * Fc - 0,59 * \phi * \rho^2 * Fy^2$$

$$0,59 * \rho^2 * Fy^2 * \phi - \rho * \phi * Fy * Fc + Ru * Fc = 0$$

Pn= 0.00645

CALCULO DE LA CUANTIA BALANCEADA

Pb= 0.02125

CALCULO DE LA CUANTIA MAX

Pb max= 0.0159375

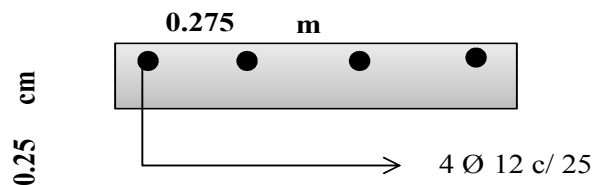
CALCULO DE LA CUANTIA MIN

Pmin= 0.0033333

CALCULO DEL ACERO $\rho = \frac{As}{b * d}$

AS= 3.9004747 **cm²**

SECCION	A-B
Mu	2996.874 Kg*m
Ru	22.516 Kg/cm²
P min	0.00333333
P nec	0.00644707
P max	0.01593750
A min	2.03107143 cm²
A nec	3.90047472 cm²
A adp	3.90047472 cm²
varillas elegi	4 Ø 12 c/ 25



calculo de la nueva cuantia

Area de acero 4.52 cm²

aun que necesitaba menos armadura se tuvo que igualara la vereda

cuantiade acer 0.0074711 ver si no se pasa de la cuantia maxima

Comprovacion del Calculo

w=	0.12894
d=	20.87 cm
h=	23.87 cm
a=	3.34 cm

se a asumido h= 25 cm

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

a=	3.3364094
-----------	-----------

A nec	3.8994285 cm ²
--------------	---------------------------

Calculo del espaciamiento

$$Esp = \frac{b - rec - (N^\circ fe * \phi)}{N^\circ fe * \phi - 1}$$

Esp= 24.69 **asumir = 25 cm**

Calculo de armadura longitudinal

$$\text{Area} = 0.06875 \text{ m}^2$$

CALCULO DE LA CUANTIA MIN

$$P_{\min} = 0.0033333$$

$$A_s = 2.2916667 \text{ cm}^2 \quad 4\phi 10\text{mm}$$

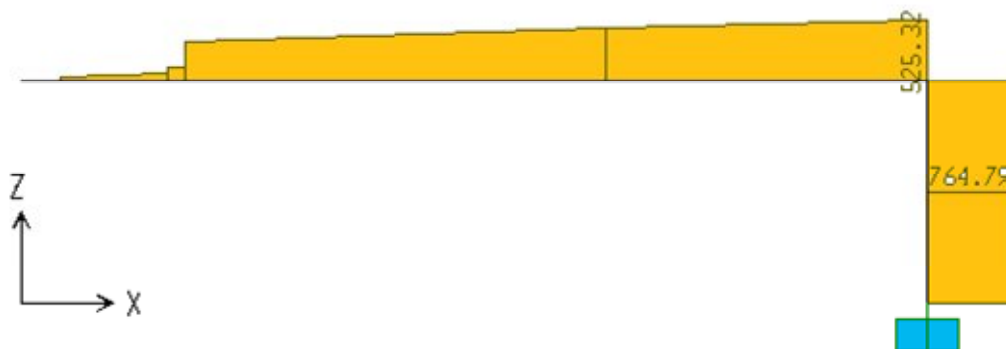
3.16.8. El calculo de la Armadura de corte

para ello se hara la referencia d la combinacion cuatro donde actua fuerza de choque .- es la fuerrza horizontal de 7.5 kn /m provocada por el choque lateral de los vehiculos según Hugo Belmonte G.

contra los bordillos

se aplica a una altura maxima de 0.25 m por encima de la cara de rodadura en caso de que el bordillo sea menor esta altura se aplicara en al parte superior

Diagrama de Cortantes
Cortante Combinacion 4



Cortante a una distancia d de la cara del apoyo LS 764.8 Kg

resumen de la Cargas

DC= 777.9 Kg
LS= 764.8 Kg

Combinacioners e la Carga

Resistencia I

$$Vu = 1.25DC + 1.75LS$$

VU= 2310.7575 Kg

Cortante ultima de diseño Vu= 2310.8 kg

$$Vc = 0.53 \cdot \sqrt{fc} \cdot b \cdot d$$

Vc= 4646.66 kg

CASO 1

$Vu \leq \frac{Vc}{2}$ no necesita armadura de corte en tonces se dispode armadura minima

Vc/2= 2323.33 Kg

Vu= 2310.8 kg

$$vu \leq \frac{Vc}{2}$$

$$2310.8 \leq 2323.33$$

CASO 1

LA PIEZA No nesecita Armadura a corte

3.17. Diseño de la Losa

3.17.1. Predimensionamiento de la losa y separación de las vigas

3.17.2. Definición del canto total y del canto útil de la losa

Según la tabla 2.5.2.6.3-1 de la sección 2 de la Normativa AASHTO LRFD 2004 nos recomienda las profundidades mínimas para diferentes tipos de losas.

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas cajón	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,033 L$	$0,030 L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,030 L$	$0,025 L$
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	$0,040 L$	$0,032 L$
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	$0,033 L$	$0,027 L$
	Cerchas	$0,100 L$	$0,100 L$

Tabla.7. Profundidades mínimas para diferentes tipos de losa

Según la tabla para losas de Hormigón Armado, tipo losas con armadura principal perpendicular al tráfico utilizamos la siguiente fórmula:

$$\frac{+ 3000}{30} \geq 175$$

Pero si adoptamos una losa de 180 mm de espesor necesitamos hallar S

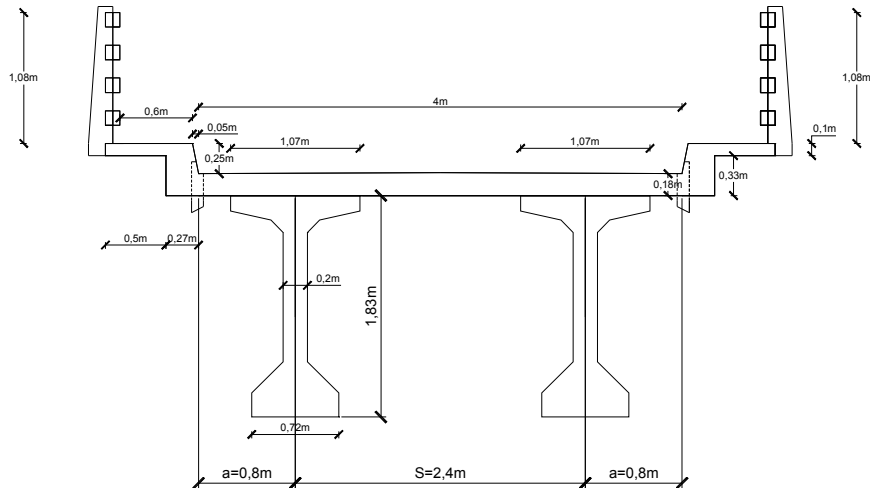
Entonces de la anterior ecuación despejamos y hallamos:

$$= 180 * 30 - 3000$$

$S=2400 \text{ mm}=2.4\text{m}$

3.17.3. Separación entre vigas:

Fig. 17



La separación entre vigas es:

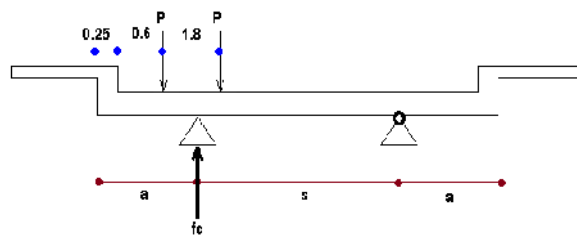
$S=2.40 \text{ m}$

$a=0.80 \text{ m}$

3.17.4. Fracción de carga:

Fracción de carga exterior:

Fig. 18



Ley de momentos:

En este caso solo tenemos la fracción de carga externa por qué no hay vigas internas.

Por ley de momentos tenemos:

$$= \frac{(0.85) + (3.45 - 2.65)}{2.4} = 1.417$$

Fracción de carga por rueda = 1.417

Fracción de carga por eje = $\frac{1.417}{2} = 0.7085$

3.17.5. Mínima altura y recubrimiento para la losa:

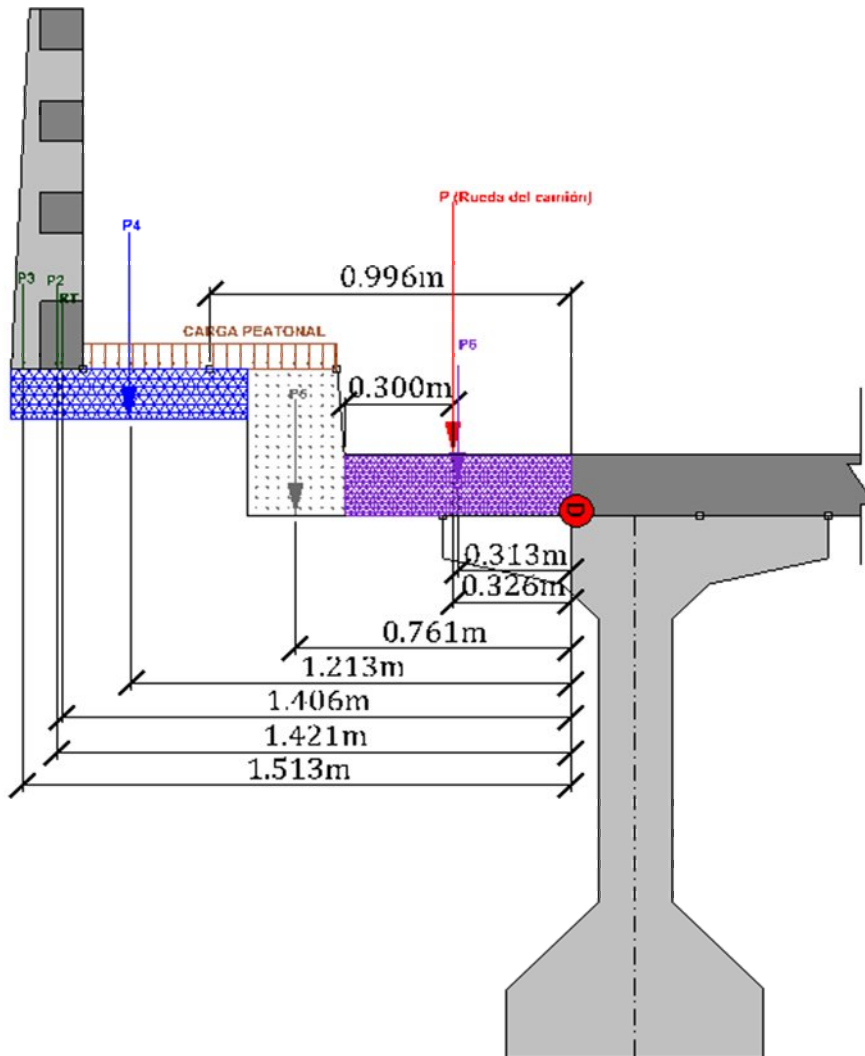
Nosotros adoptamos un canto para la losa de 18 cm para que constructivamente sea más fácil.

El recubrimiento será de 25 mm según lo prescrito en el punto 5.12.3 de la sección 5 de la normativa AASHTO LRFD 2004

Tabla.8. recubrimiento

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

3.17.6. Analisis de cargas



3.17.7. Armadura principal perpendicular al tráfico:

$$X = 440.00 \text{ mm}$$

$$E = 0.833 * X + 1140$$

$$E = 1506.52 \text{ mm} \quad 1.51 \text{ m}$$

peso de la capa de rodadura

e=	0.05 m
γ_{cr} =	2200 kg/m ²
longitud de la losa	0.72 m
PP _{cr} =	79.20 Kg

La carga de Impacto:

Según la norma AASHTO LFRD 2004 la carga de impacto es igual al 33% del momento máximo por carga vehicular.

$$IM=0.33*((3252)/1.506) \text{ kg*m/m} \quad 508.19 \text{ kg*m/m}$$

Nombre	Fuerzas	Distancia	Momento
RT=	161.58 Kg	1.40 m	226.21 Kg·m
P2=	57.24 Kg	1.42 m	81.28 Kg·m
P3=	25.44 Kg	1.51 m	38.41 Kg·m
P4=	234.00 Kg	1.21 m	283.14 Kg·m
P5=	258.00 Kg	0.76 m	196.08 Kg·m
P6=	306.72 Kg	0.31 m	95.08 Kg·m
Carga Peatonal=	370.00 Kg	1.00 m	370.00 Kg·m
P(carga del camión)=	7250.00 Kg	0.32 m	1539.97 Kg·m
PPcr=	79.20 Kg	0.31	24.55 Kg·m
IM=			508.19 kg*m/m

Momento por carga muerta:

$$MDC= \quad 920.21 \text{ Kg}\cdot\text{m} \quad 92021.04 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

Momento por carga peatonal:

$$Mcp= \quad 370.00 \text{ Kg}\cdot\text{m} \quad 37000.00 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

Momento por carga de camión:

$$Mpc= \quad 1539.97 \text{ Kg}\cdot\text{m} \quad 153997.29 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

Momento carpeta de rodadura :

$$Mcr= \quad 24.55 \text{ Kg}\cdot\text{m} \quad 2455.20 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

Momento por impacto:

$$MIM= \quad 508.19 \text{ kg}\cdot\text{m/m} \quad 50819.11 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

3.17.8. Combinación de cargas para flexión en la losa exterior

Donde:

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

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

LL= Sobrecarga vehicular

PL= sobrecarga peatonal

IM= incremento por carga vehicular dinámica.

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

$$M_u = 1.25 \cdot DC + 1.5 \cdot DW + 1.75 \cdot (LL + PL + IM)$$

$$M_u = 541887.80 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

$$M_u = 1.25 \cdot DC + 1.5 \cdot DW$$

$$M_u = 118709.10 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

Resistencia V

$$M_u = 1.25 \cdot DC + 1.5 \cdot DW + 1.35 \cdot (LL + PL + IM)$$

$$M_u = 445161.24 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

Servicio I

$$M_u = 1 \cdot DC + 1 \cdot DW + 1 \cdot (LL + PL + IM)$$

$$M_u = 336292.64 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

Utilizamos el momento máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el momento de la resistencia I

$$M_u = 541887.80 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

Cálculo de la armadura a flexión para la losa exterior.

Dimensionamiento de la armadura de la sección rectangular de Ho Ao

$$M_u = 541887.80 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

3.17.9. Calculo de Armadura

DATOS

MATERIALES

$$\gamma_H = 2400.00 \text{ Kg/M}^3$$

$$F_y = 4200.00 \text{ Kg/CM}^2$$

$$F_c = 210.00 \text{ Kg/CM}^2$$

$$\text{RECUBRIMIENTO} = 0.03 \text{ m}$$

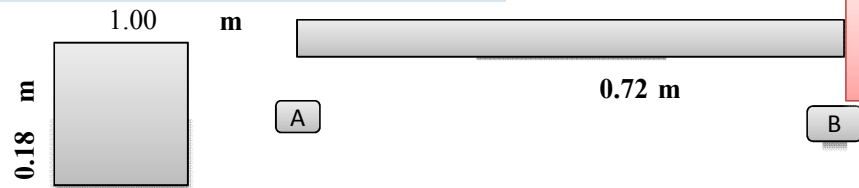
GEOMETRIA

$$\text{LONG. DE VIGA} = 0.72 \text{ m}$$

$$h = 18.00 \text{ cm}$$

$$\text{base} = 100.00 \text{ cm}$$

CALCULO DE ACERO TENIENDO UNA SECCION



TRAMO

Mu A-B= 5418.88 Kg*m 541887.80 Km*cm

CALCULO DEL CANTO UTIL

d= 0.15 m 15.00 cm

Calculo de Ru $Ru = \frac{Mu}{bd^2}$

Ru= 24.08 Kg/cm²

φ= 0.90

CALCULO DE LA CUANTIA NECESARIA

$$Ru = \phi * \rho * Fy * \left(1 - 0,59 * \frac{\rho * Fy}{Fc} \right)$$

$$Ru * Fc = \phi * \rho * Fy * Fc - 0,59 * \phi * \rho^2 * Fy^2$$

$$0,59 * \rho^2 * Fy^2 * \phi - \rho * \phi * Fy * Fc + Ru * Fc = 0$$

P= 0.00694

CALCULO DE LA CUANTIA BALANCEADA

Pb= 0.0212500

CALCULO DE LA CUANTIA MAX

Pb max= 0.015938

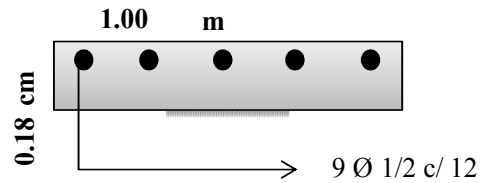
CALCULO DE LA CUANTIA MIN

P_{min}= 0.003333

CALCULO DEL ACERO $\rho = \frac{A_s}{b * d}$

AS= 10.41 cm²

SECCION	A-B
Mu	5418.88 Kg*m
Ru	24.08 Kg/cm ²
P min	0.003333
P nec	0.006940
P max	0.015938
A min	5.04 cm ²
A nec	10.41 cm ²
A adp	10.41 cm ²
varillas elegidas	9 Ø 1/2 c/ 12



PARA UN METRO DE LOSA

calculo de la nueva cuantía

Area de acero= 11.61 cm²

cuantia de acero= 0.007740

w=	0.14
d=	14.23 cm
h=	17.23 cm
a=	2.45 cm

se a asumido h= 18.00 cm

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

a=	2.45 cm
----	---------

A nec	10.41 cm ²
-------	-----------------------

Calculo del espaciamiento

$$Esp = \frac{b - 2 * rec}{N \circ fe - 1}$$

Esp= 12.14 asumir = 12 cm

3.17.10. Cálculo de la Armadura de Distribución

Refuerzo por contracción y temperatura

El refuerzo de temperatura recomendado por el código es igual a (ACI-7.12):

1. Para losas con refuerzo grado 40 ó 50 0.0020bh

2. Para losas con refuerzo grado 60 o malla electrosoldada 0.0018bh

3. Para losas con refuerzo cuyo esfuerzo de fluencia, medido a una deformación unitaria de 0.35%, es superior a 4200 kg/cm² 0.001 8x4200xbh/fY

donde: b: Ancho de la losa.

h: Peralte total de la losa.

As temp= 3.24 cm²

Nº de fierros X m²= 4.56 asumir 4 fierros de Φ10mm

Cálculo del espaciamiento

$$Esp = \frac{b - rec - (N^\circ fe * \phi)}{N^\circ fe * \phi - 1}$$

Esp= 29.80 asumir = 30cm

3.17.11. Armadura de distribución:

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

Lc=luz de cálculo de la losa en metros

Tomamos el 67 % para la armadura de distribución.

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{2.2}} = 0.82 \quad \text{mayor que } 0.67$$

$$As = 13.03\text{cm}^2 * 0.67 = 8.73\text{cm}^2$$

$$As = 8.73 \quad \text{cm}^2$$

Nº de fierros X m²= 7.73 asumir 8 fierros de Φ12mm

$$Esp = \frac{b - rec - (N^\circ fe * \phi)}{N^\circ fe * \phi - 1}$$

Esp= 10.50 asumir = 10cm

3.17.12. Armadura de Distribución

Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$3840/S \leq 67$ por ciento

donde:

S = longitud de tramo efectiva considerada igual a la longitud efectiva especificada en el Artículo 9.7.2.3 (mm)

S= 2200.00 mm
D= 81.87 0.67

ADIST= ASP*0.67= 8.73 cm²

3.17.13. Calculo de la Armadura de corte

Nombre	Fuerzas	
RT=	161.58	Kg
P2=	57.24	Kg
P3=	25.44	Kg
P4=	234.00	Kg
P5=	258.00	Kg
P6=	306.72	Kg
Carga Peatonal=	370.00	Kg
P(carga del camión)=	7250.00	Kg
PPcr=	79.20	Kg

Peso propio de los pasamanos:
 Peso propio del poste:
 Peso propio del poste:
 Peso propio de la acera:
 Peso propio del bordillo:
 Peso propio del la losa exterior:
 Peso de la capa de rodadura:

Verificación por cortante para la losa exterior.

Cálculo de cortante por carga muerta:

$$\sum F_y = 0$$

Cortante por carga muerta:

VDC= 1042.98 Kg.

Cortante por carga de la capa de rodadura:

VCR= 79.20 Kg

Cálculo de cortante por carga viva:

Cortante por carga de la rueda

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

VCVR= 4812.42 Kg/m

Cortante por la carga peatonal

$$VCP= 370.00 \quad \text{Kg}$$

3.17.14. Combinación de Cargas Cortante de diseño para la losa exterior

Donde:

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

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

LL=Sobrecarga vehicular

PL=sobrecarga peatonal

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

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

$$V_u= 2070.03 \text{ Kg}$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

$$V_u=1.25*DC+1.5*DW$$

$$V_u= 1422.53 \text{ Kg}$$

Resistencia V

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia V

$$V_u=1.25*DC+1.5*DW +1.35*(LL+PL)$$

$$V_u= 1922.03 \text{ Kg}$$

Servicio I

Combinaciones de carga y factores de carga para el Servicio I

$$V_u=1*DC+1*DW +1*(LL+PL)$$

$$V_u= 1492.18 \text{ Kg}$$

Utilizamos el Cortante máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el cortante de la resistencia I

$$V_u= 2070.03 \text{ Kg}$$

$$V_u= 2070.03 \text{ Kg}$$

Cortante ultima de diseño

$$V_u= 2070.03 \text{ kg}$$

$\sqrt{\quad}$

$$V_c= 11520.64 \text{ kg}$$

CASO 1

$$V_u \leq \frac{V_c}{2}$$

no necesita armadura de corte en tonces se dispone armadura mínima

$$V_c/2 = 5760.32 \text{ Kg}$$

$$V_u = 2070.03 \text{ kg}$$

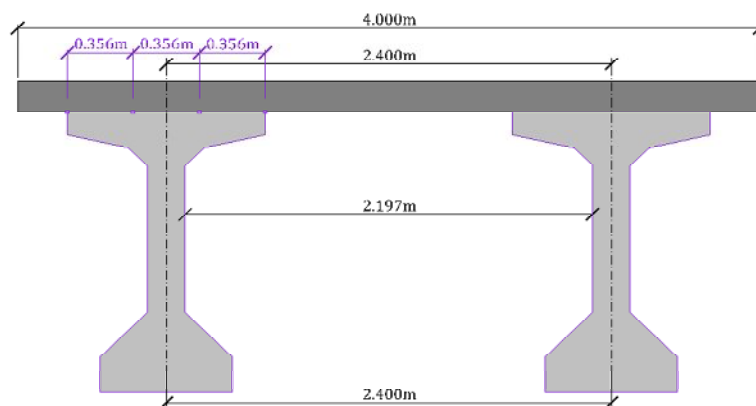
$$v_u \leq \frac{V_c}{2}$$

$$2070.03 < 5760.32$$

LA PIEZA **No necesita Armadura a corte**

3.17.15. Diseño de la Losa Interior.

Esquema de la losa interior (Fig.37)



3.17.16. Cargas actuantes para la losa interior:

Carga distribuida debido al peso propio de toda la losa (exterior e interior) Carga debido a la capa de rodadura.

Cargas puntuales del camión HL-93 7250 kg estas cargas actuarán de manera que generen máximos momentos positivos y negativos.

3.17.17. Diseño a flexión de la losa interior.

Debemos encontrar los máximos momentos positivos y negativos que actúan en la sección transversal de la losa.

3.17.18. Anchos de faja para la losa interior.

Tabla 4.6.2.1.3-1 – Fajas equivalentes

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: • Colado in situ	Vuelo	1140 + 0,833X
	Paralela o perpendicular	+M: 660 + 0,55S -M: 1220 + 0,25S

3.17.19. Ancho de faja para momento positivo:

$$E+ = 660 + 0.55(2400) = 1980\text{mm} = 1.980\text{m}$$

Ancho de faja para momento negativo:

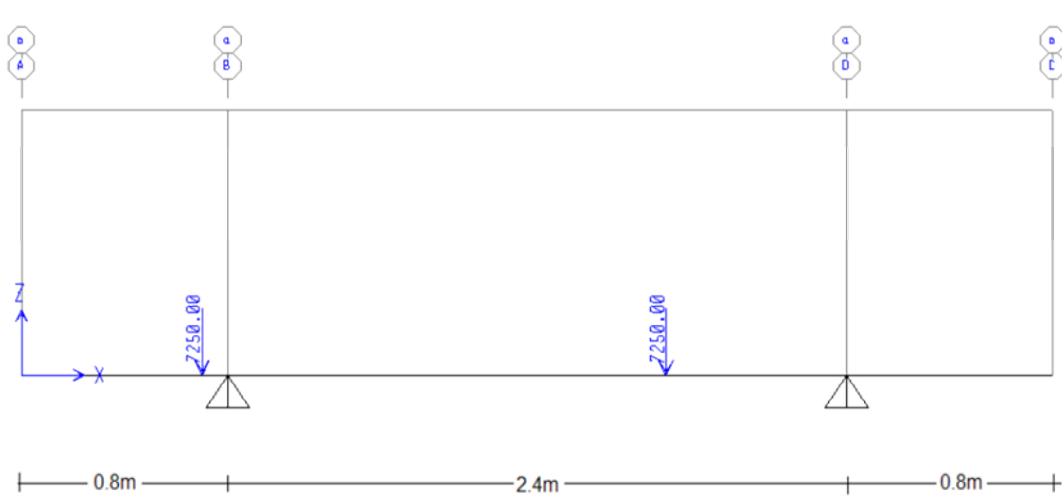
$$E- = 1220 + 0.25*(2400) = 1820\text{mm} = 1.820\text{m}$$

3.17.20. Cálculo del momento máximo positivo:

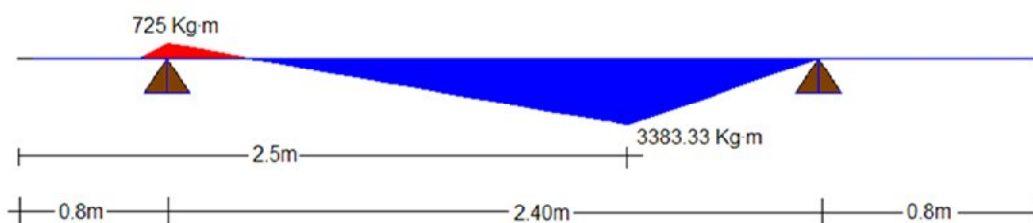
Debemos hacer actuar la carga de las ruedas del camión en el lugar más desfavorable:

Hicimos actuar las cargas en el programa Sap-2000, haciendo variar las ruedas del camión y el lugar más desfavorable nos da según la siguiente gráfica:

las cargas para máximo momento positivo



Resolviendo la anterior estructura hallamos el momento máximo positivo (Fig.39):



El momento máximo positivo se produce a una distancia de 2.5 m del comienzo de la viga y tiene un valor de 3383.33 kg·m.

Para volverlo al momento por metro de ancho lo dividimos entre el ancho de faja positivo.

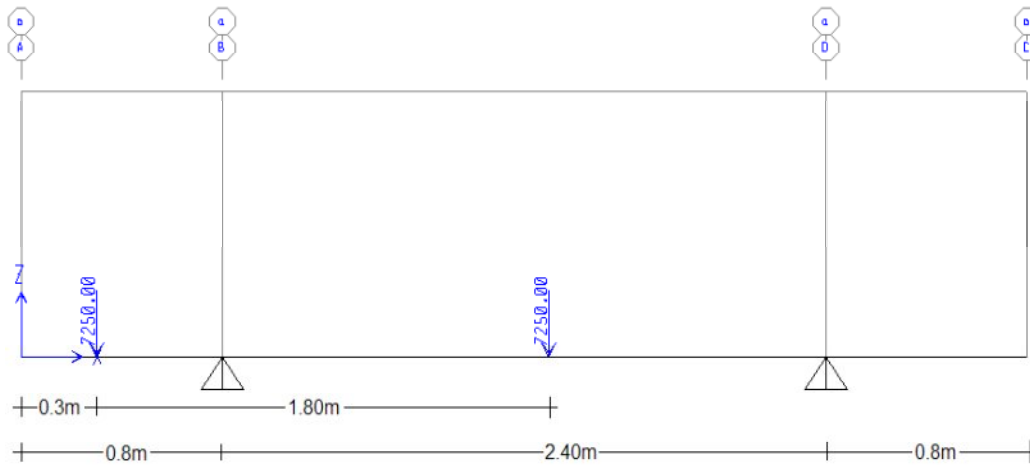
$$M+ = \frac{3383.33}{1.980} = \mathbf{1708.75 \text{ Kg/m}}$$

3.17.21. Cálculo del momento máximo negativo:

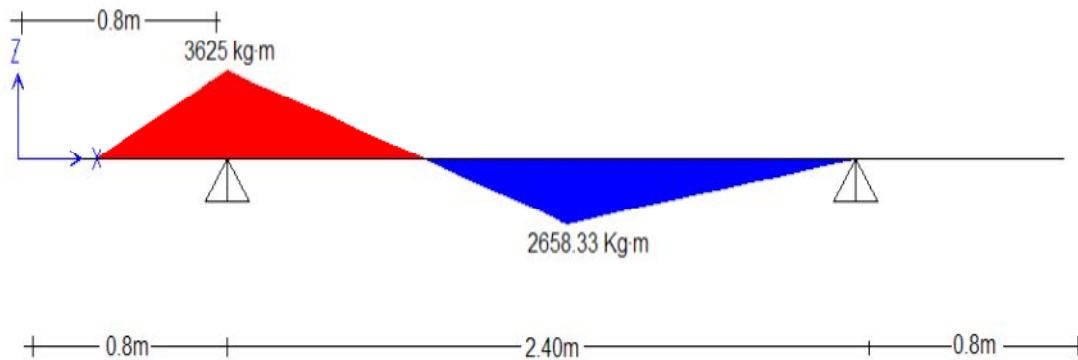
Debemos hacer actuar la carga de las ruedas del camión en el lugar más desfavorable:

Hicimos actuar las cargas en el programa Sap-2000, haciendo variar las ruedas del camión y el lugar más desfavorable nos da según la siguiente figura:

Fig.40 Ubicación de las cargas para máximo momento negativo



Resolviendo la anterior estructura hallamos el momento máximo negativo (Fig 41):



El máximo momento negativo se produce a una distancia de 0.8 m del comienzo de la viga y tiene un valor de 3625 kg*m

$$M - = \frac{3625}{1.820} = \mathbf{1991.76 \text{ Kg/m}}$$

3.17.22. Cálculo de los momentos máximos producidos por la carga muerta:

Cálculo de la carga muerta:

La carga muerta para la losa interior es por el peso propio de toda la losa

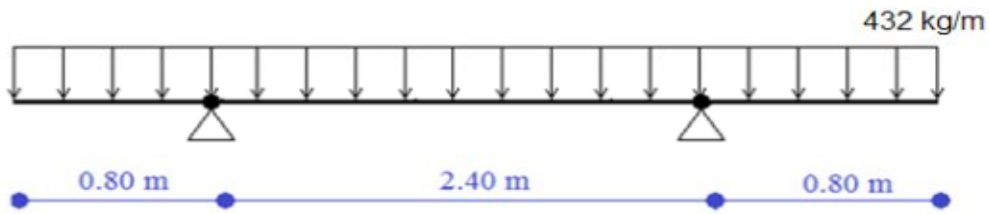
Nombre	base (m)	altura (m)	Carga por metro lineal
P. P. de la losa	1.00	0.18	432.00 Kg/m
P.P. C rodadura	1.00	0.05	110.00 Kg/m

Peso específico del hormigón 2400 Kg/m³

Peso específico capa de rodadura 2200 Kg/m⁴

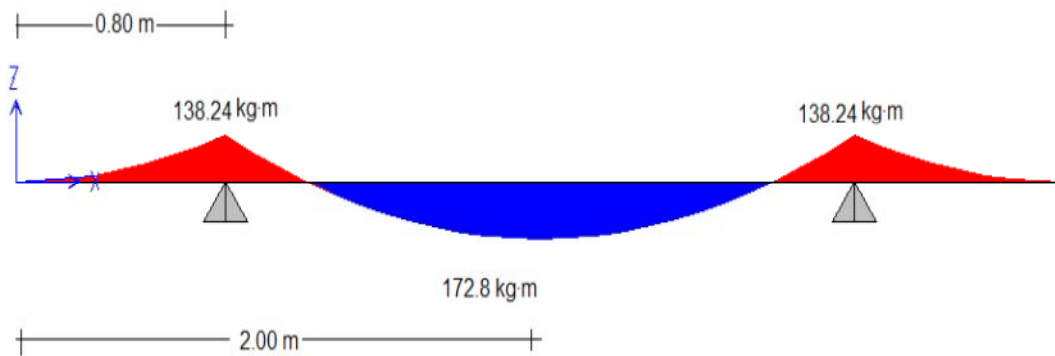
La carga para peso propio distribuida será=432 kg/m

Fig.42 Carga distribuida de peso propio



Resolviendo la anterior estructura hallamos el momento máximo positivo y negativo:

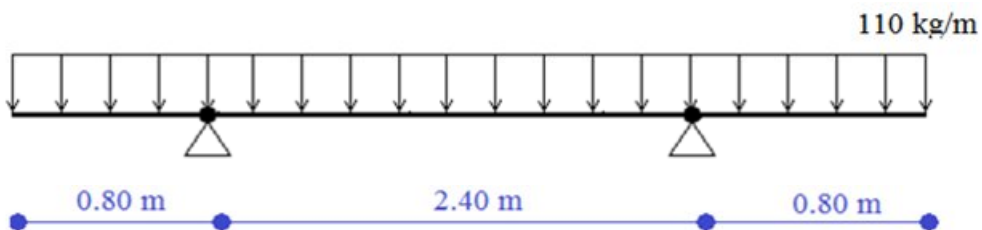
Fig.43 Diagrama de momentos debido al peso propio



Nombre	distancia	Momento
Momento negativo	0.8(m)	138.24 kg·m
Momento positivo	2.0(m)	172.80 kg·m

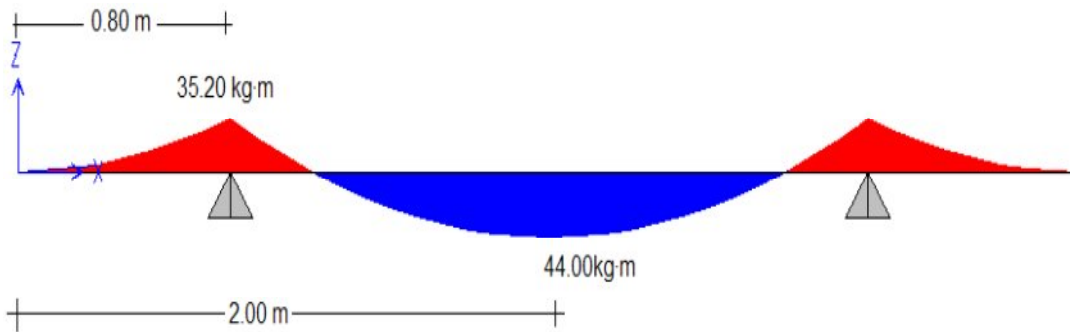
La carga para por capa de rodadura distribuida será=110 kg/m

Fig.44 Carga distribuida de capa de la rodadura



Resolviendo la anterior estructura hallamos el momento máximo positivo y negativo:

Fig.45 Diagrama de momentos debido a la capa de rodadura



Nombre	distancia	Momento
Momento negativo	0.8(m)	35.20 kg·m
Momento positivo	2.0(m)	44.00 kg·m

3.17.23. La carga de Impacto:

Según la norma AASHTO LFRD 2004 la carga de impacto es igual al 33% del momento máximo positivo y negativo por carga vehicular.

$$IM+ = 0.33 * 1970 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{m} = 650.1 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$IM- = 0.33 * 1991.7582 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{m} = 657.25 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{m}$$

Nombre	% IM	Momento max. Carga vehicular	
Momento negativo	0.33	1991.76 kg·m	657.28 kg·m
Momento positivo	0.33	1708.75 kg·m	563.89 kg·m

Resumen

Nombre	(M+)		(M-)	
Carga vehicular	1708.75	Kg·m/m	1991.76	Kg·m/m
P. P. de la losa	172.80	Kg·m/m	138.24	Kg·m/m
P. P. de C de Rodadura	44.00	Kg·m/m	35.20	Kg·m/m
Impacto	657.28	Kg·m/m		

3.17.24. Combinación de cargas para flexión en la losa interior para momento positivo

Donde:

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

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

LL=Sobrecarga vehicular.

IM=incremento por carga vehicular dinámica.

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

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

$$M_u = 4422.56 \text{ Kg}^*m$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

$$M_u = 1.25 * DC + 1.5 * DW + 0 * (LL + IM)$$

$$M_u = 282.00 \text{ Kg}^*m$$

Resistencia V

$$M_u = 1.25 * DC + 1.5 * DW + 1.35 * (LL + IM)$$

$$M_u = 3476.14 \text{ Kg}^*m$$

Servicio I

$$M_u = 1 * DC + 1 * DW + 1 * (LL + IM)$$

$$M_u = 2582.83 \text{ Kg}^*m$$

Utilizamos el momento máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el momento de la resistencia I

$$M_{u+} = 4422.56 \text{ Kg}^*m$$

3.17.25. Combinación de cargas para flexión en la losa interior para momento negativo

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

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

$$M_u = 4861.42 \text{ Kg}^*m$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

$$M_u = 1.25 * DC + 1.5 * DW + 0 * (LL + IM)$$

$$M_u = 225.60 \text{ Kg}^*m$$

Resistencia V

$$M_u = 1.25 * DC + 1.5 * DW + 1.35 * (LL + IM)$$

$$M_u = 3801.80 \text{ Kg}^*m$$

Servicio I

$$M_u = 1 * DC + 1 * DW + 1 * (LL + IM)$$

$$M_u = 2822.48 \text{ Kg}^*m$$

Utilizamos el momento máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el momento de la resistencia I

$$M_u = 4861.42 \text{ Kg}^*m$$

3.17.26. Cálculo de la armadura a flexión positiva para la losa interior.

Dimensionamiento de la armadura de la sección rectangular de Ho Ao

3.17.27. Calculo de Armadura Positiva

DATOS

MATERIALES

γH°	2400.00 Kg/M3
F_y	4200.00 Kg/CM2
F_c	210.00 Kg/CM2

RECUBRIMIENTO= 0.03 m

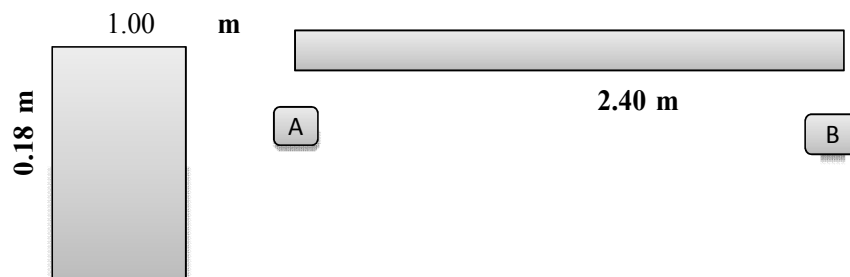
GEOMETRIA

LONG. DE VIGA 2.40 m

h= 18.00 cm

base= 100.00 cm

CALCULO DE ACERO TENIENDO UNA SECCION



TRAMO

Mu A-B= 4422.56 Kg*m 442255.73 Km*cm

CALCULO DEL CANTO UTIL

d= 0.15 m 15.00 cm

Calculo de Ru $Ru = \frac{Mu}{bd^2}$

Ru= 19.66 Kg/cm²

ϕ = 0.90

CALCULO DE LA CUANTIA NECESARIA

$$R_u = \phi * \rho * F_y * \left(1 - 0,59 * \frac{\rho * F_y}{F_c} \right)$$

$$R_u * F_c = \phi * \rho * F_y * F_c - 0,59 * \phi * \rho^2 * F_y^2$$

$$0,59 * \rho^2 * f_y^2 * \phi - \rho * \phi * f_y * f_c + R_u * f_c = 0$$

P= 0.00557

CALCULO DE LA CUANTIA BALANCEADA

Pb= 0.0212500

CALCULO DE LA CUANTIA MAX

Pb max= 0.01593750

CALCULO DE LA CUANTIA MIN

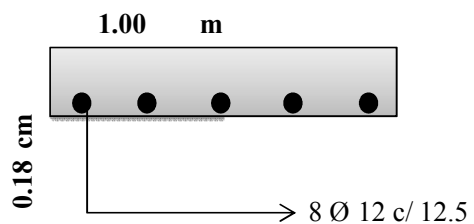
Pmin= 0.003333

CALCULO DEL ACERO

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

AS= 8.35 cm²

SECCION	A-B
Mu	4422.56 Kg*m
Ru	19.66 Kg/cm ²
P min	0.003333
P nec	0.005565
P max	0.015938
A min	5.04 cm ²
A nec	8.35 cm ²
A adp	8.35 cm ²
varillas elegidas	8 Ø 12 c/ 12.5



PARA UN METRO DE LOSA

calculo de la nueva cuantía

Area de acero= 9.04 cm²
 cuantía de acero= 0.01

w=	0.11
d=	14.23 cm
h=	17.23 cm
a=	1.96 cm

se a asumido h= 18.00 cm

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

a=	1.96 cm
----	---------

A nec	8.35 cm ²
-------	----------------------

Calculo del espaciamiento

$$Esp = \frac{b - 2 * rec}{N^{\circ} fe - 1}$$

Esp= 12.49 asumir = 12.5cm

3.17.28. Cálculo de la armadura a flexión negativa para la losa interior.

Dimensionamiento de la armadura de la sección rectangular de Ho Ao

3.17.29. Calculo de Armadura Negativa

DATOS

MATERIALES

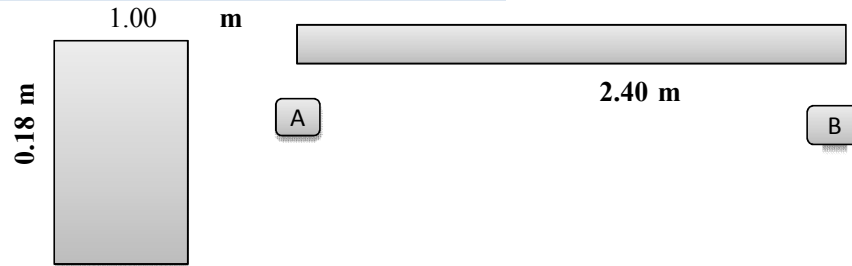
γH° 2400.00 Kg/M³
 Fy= 4200.00 Kg/CM²
 Fc= 210.00 Kg/CM²
 RECUBRIMIENTO= 0.03 m

GEOMETRIA

LONG. DE VIGA 2.40 m

h= 18.00 cm
 base= 100.00 cm

CALCULO DE ACERO TENIENDO UNA SECCION



TRAMO

Mu A-B= 4861.42 Kg*m 486141.73 Km*cm

CALCULO DEL CANTO UTIL

d= 0.15 m 15.00 cm

Calculo de Ru $Ru = \frac{Mu}{bd^2}$

Ru= 21.61 Kg/cm²

φ= 0.90

CALCULO DE LA CUANTIA NECESARIA

$$Ru = \phi \cdot \rho \cdot Fy \cdot \left(1 - 0,59 \cdot \frac{\rho \cdot Fy}{Fc} \right)$$

$$Ru \cdot Fc = \phi \cdot \rho \cdot Fy \cdot Fc - 0,59 \cdot \phi \cdot 5^2 \cdot Fy^2$$

$$0.59 \cdot \rho^2 \cdot fy^2 \cdot \phi - \rho \cdot \phi \cdot fy \cdot fc + Ru \cdot fc = 0$$

P= 0.006164

CALCULO DE LA CUANTÍA BALANCEADA

Pb= 0.02125

CALCULO DE LA CUANTIA MAX

Pb max= 0.01594

CALCULO DE LA CUANTIA MIN

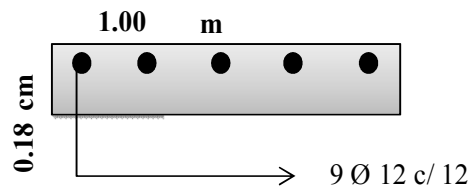
Pmin= 0.003333

CALCULO DEL ACERO

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

AS= 9.25 cm²

SECCION	A-B
Mu	4861.42 Kg*m
Ru	21.61 Kg/cm ²
P min	0.003333
P nec	0.006164
P max	0.015938
A min	5.04 cm ²
A nec	9.25 cm ²
A adp	9.25 cm ²
varillas elegidas	9 Ø 12 c/ 12



PARA UN METRO DE LOSA

calculo de la nueva cuantía

Area de acero= 10.17 cm²
 cuantía de acero= 0.01

w=	0.12
d=	14.23 cm
h=	17.23 cm
a=	2.18 cm

se a asumido h= 18.00 cm

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

a=	2.18 cm
----	---------

A nec	9.24 cm ²
-------	----------------------

Calculo del espaciamiento

$$Esp = \frac{b - 2 * rec}{N^o fe - 1}$$

Esp= 10.78 asumir = 12 cm

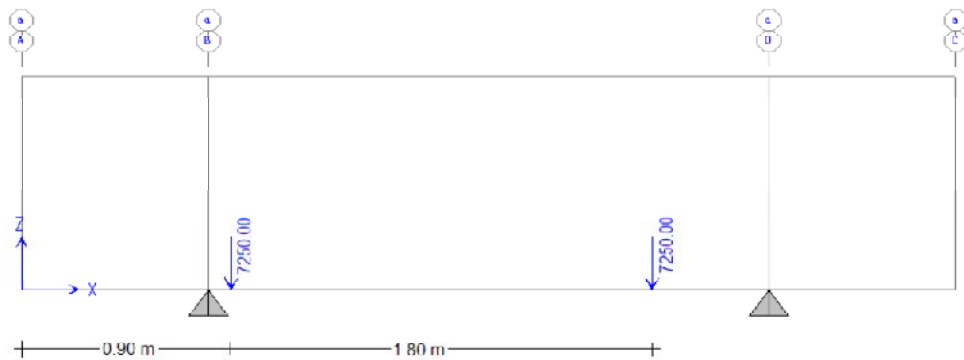
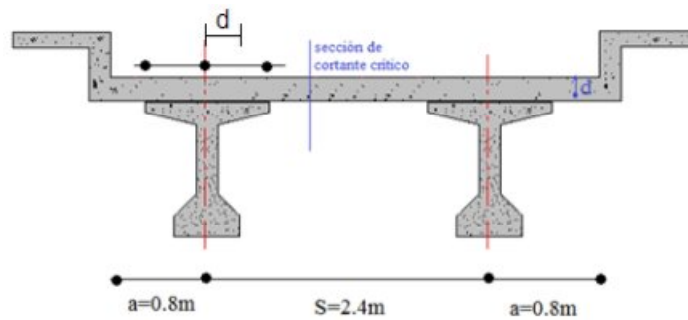
3.17.29. Verificación por cortante para la losa interior

3.17.30. Cortante máximo por carga viva

Para hallar el cortante máximo por carga viva debemos hacer actuar las ruedas del camión de manera que produzca las máximas solicitaciones.

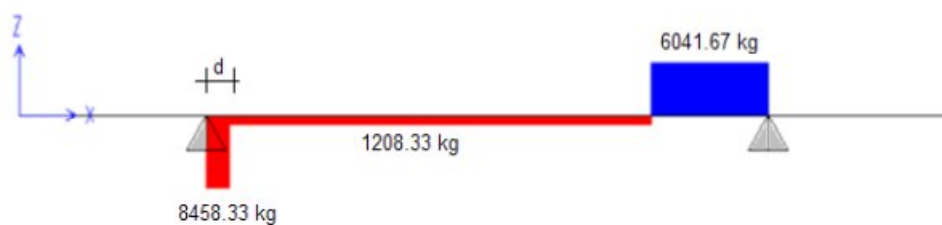
Nosotros hicimos actuar en el programa Sap-2000 y nos dio el cortante máximo haciendo actuar la primer rueda a 0.9m

Fig.46 ubicación de las cargas para cortante máximo



Resolviendo la anterior estructura hallamos el cortante máximo:

Fig.47 Diagrama de cortante debido a la carga viva



Pero nosotros necesitamos el cortante crítico que esta una distancia “d” de la cara del apoyo

El cortante crítico a una distancia “d” del apoyo es:

$$V_{CRITICO} = 1208.33 \text{ Kg}$$

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

$$V_{CVR} = 1208.33 \text{ kg}$$

3.17.31. Cortante máximo por carga muerta

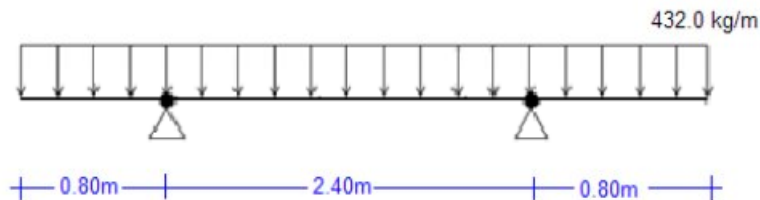
Las cargas que actúan para el cortante por carga muerta son el peso propio de las losas interna y externa y por la capa de rodadura.

$$\text{Peso propio} = 0.18\text{m} \times 1\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 432 \text{ kg/m}$$

$$\text{Rodadura} = 0.05\text{m} \times 1\text{m} \times 2200 \text{ kg/m}^3 = 110 \text{ kg/m}$$

La carga para peso propio distribuida será=432 kg/m

Fig.49 carga distribuida de peso propio para cortante



Resolviendo la anterior estructura hallamos el cortante máximo:

Fig.50 diagrama de cortantes debido al peso propio

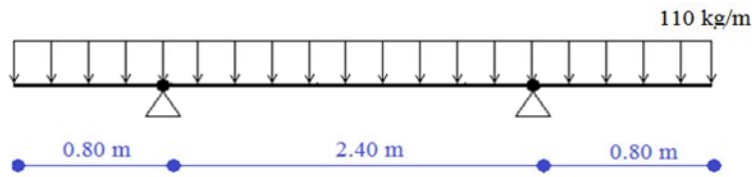


El máx. cortante se produce en los apoyos y es 519 kg y el cortante crítico se produce a 0.98 m del eje del apoyo y es **441.15 kg**

3.17.32. Cortante máximo por capa de rodadura

La carga para por capa de rodadura distribuida será=110 kg/m

Fig.51 Carga distribuida de la capa de rodadura para cortante



Resolviendo la anterior estructura hallamos el cortante máximo:
de cortantes debido a la capa de rodadura



El máx. cortante se produce en los apoyos y tiene un valor de 132 kg y el cortante crítico se produce a 0.705 m del eje del apoyo y es **112.20 kg**

Resumen

Cortante Máximo por carga de camión	1208.33	kg
Cortante por peso propio	441.15	kg
Cortante por capa de rodadura	112.20	kg

3.17.33. Combinación de Cargas Cortante de diseño para la losa interior.

Donde:

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

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

LL=Sobrecarga vehicular

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

$$V_u = 1.25 \cdot DC + 1.5 \cdot DW + 1.75 \cdot LL$$

$$V_u = 2834.32 \text{ Kg}$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

$$V_u = 1.25 \cdot DC + 1.5 \cdot DW$$

$$V_u = 719.74 \text{ Kg}$$

Resistencia V

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia V

$$V_u = 1.25 \cdot DC + 1.5 \cdot DW + 1.35 \cdot LL$$

$$V_u = 2350.98 \text{ Kg}$$

Servicio I

Combinaciones de carga y factores de carga para el Servicio I

$$V_u = 1 \cdot DC + 1 \cdot DW + 1 \cdot LL$$

$$V_u = 1761.68 \text{ Kg}$$

Utilizamos el Cortante máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el cortante de la resistencia I

$$V_u = 2834.32 \text{ kg}$$

3.17.34. Verificar si necesita armadura a corte para la losa interior.

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

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante Factorizada en la sección

V_n = Resistencia Nominal al Cortante.

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c = Resistencia Nominal al cortante proporcionada por el concreto

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

ϕ = Factor de reducción de resistencia = 0.9 (AASTHO 04)

Donde :

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

f_c = Resistencia específica a la compresión

b = Ancho de la cara en compresión

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

$$f_c = 210.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$d = 15.00 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90$$

$$V_c = 11520.64 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \frac{V_c}{2}$$

No necesita armadura de corte

$$2834.32$$

$$5760.32$$

Verificamos que el hormigón No necesita armadura a corte

$$V_c = \frac{10}{6} \times b_w \times d \times \sqrt{f_c}$$

$V_c = 36228.44 \text{ kg}$

si $V_u \leq 0.5 \times \emptyset \times V_c$ **No necesita armadura a corte**

si $0.5 \times \emptyset \times V_c < V_u < \emptyset \times V_c$ **Av mínima**

si $V_u > \emptyset V_c$ **Necesita armadura a corte**

$0.5 \times \emptyset \times V_c = 16302.80 \text{ kg}$

$\emptyset \times V_c = 32605.60 \text{ kg}$

$V_u = 2834.32 \text{ kg}$

No necesita armadura a corte

3.18. Diseño de las vigas de Hormigón Pretensado.

3.18.1. Dimensionamiento de la sección

Datos previos.

Viga simplemente apoyada:

Luz de la viga:

$L = 25 \text{ m.}$

3.18.2. Propiedades Geométrica de la viga

Puente simplemente apoyado de un solo tramo

Numero de carriles:	NL=	1
Longitud de la viga:	L=	25 m
Longitud de la viga:	Lc=	24.65 m
Numero de vigas:	NV=	2
Separación de la vigas:	SV=	2.40 m

3.18.3. Propiedades geométricas del tablero

Ancho de calzada	WC=	4 m
Ancho de acera	W _{sw} =	0.7 m
Ancho del bordillo	Wb=	0.25 m
Espesor de la capa de rodadura	t _{CR} =	0.05 m
Espesor de la losa	t _s =	0.18 m

3.18.4. Propiedades de los materiales

Resistencia característica del hormigón de la losa clase A		210 Kg/cm ²
Resistencia característica del hormigón de la viga clase p		350 Kg/cm ²
Densidad del hormigón	ρ _c =	2400 kg/m ³
Peso unitario del hormigón	γ _c =	23.54 kN/m ³
Modulo de elasticidad de la viga		
$E_{cv} = 0.043 \times \rho^{1.5} \times \sqrt{f_c}$	E _{cv} =	29910.2 N/mm ²
Modulo de elasticidad de la losa		
$E_{cl} = 0.043 \times \rho^{1.5} \times \sqrt{f_c}$	E _{cl} =	23168.3 N/mm ²

3.18.5. Propiedades del acero

Tensión de fluencia del acero de refuerzo	$f_y =$	4200 kg/cm ²
modulo de elasticidad del acero de refuerzo	$E_s =$	203800 kg/cm ²
Resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado grado 270 Ksi (N/mm ²)	$f_{pu} =$	18960
Area del torón de 1/2" de baja relajación	$A_{sp} =$	0.9871 cm ²
modula de elasticidad del acero de pretensado	$E_{sp} =$	2007430 kg/cm ²

3.18.6. Ancho de Ala Efectivo

$$b_{eE} - \frac{b_{e1}}{2} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{8} = 3.125 \text{ m} \\ 6t_s + \frac{b_f}{4} = 1.205 \text{ m} \\ VL = 0.8 \text{ m} \end{array} \right. \quad \text{Viga Exterior}$$

$$b_{eE} - \frac{b_{e1}}{2} = 0.8$$

$$b_e = 2.0 \text{ m}$$

3.18.7. Relación de módulos:

$$n_i = \frac{E_{CL}}{E_{CV}} \quad n_i = 0.77$$

Ancho de la losa transformada en metros $n_i \cdot b_e = 1.55 \text{ m}$

3.18.8. Factores de resistencia

Construcción convencional

Los factores de resistencia serán formados como:

para flexión y tracción de concreto pre-esforzado	1
para corte y torsión concreto de densidad normal:	0.9
concreto de baja densidad	0.7
compresión en zonas de anclaje	0.8

3.18.9. Análisis de cargas transversalmente.

La carga muerta constituida por postes, pasamanos, aceras, bordillos, rodadura y losas se las distribuye entre las dos vigas:

Carga muerta:

pasamanos:

carga de los pasamanos=	$(0.12m*0.12m*2m)*2400kg/m^3*3=$	207.36 kg
peso del bloque inferior =	$(0.12m*0.20m*2m*2400kg/m^3)=$	115.2 kg
	peso total=	322.56 kg
Numero de pasamanos	14	
	Pt=	4515.84 kg
longitud del puente=	25m	
	peso total=	180.63 kg/m

Postes:

carga de 1 poste en el calculo de la vereda ya esta calculada

		Pposte =	82.68 kg
Numero de postes	13		
		Pt=	1074.84 kg
longitud del puente=	25m		
	peso total=	42.99 kg/m	

Aceras:

Pacera =	$0.70 m*0.15 m*2400 kg/m^3=$	252 kg/m
	P acera=	252 kg/m

Bordillos:

P Bordillo=	$(0.25m*0.43m*2400 kg/m^3):$	258 kg/m
	P Bordillo=	258 kg/m

Losa:

P losas=	$(4m*0.18m*2400 kg/m^3)=$	1728 kg/m	para 2 vigas
	P losas=	864 kg/m	

Rodadura:

$$P_{rodadura} = 4m * 0.05m * 2200 \frac{kg}{m^3} = \frac{440 \frac{kg}{m}}{2_{vigas}} = 220 \frac{kg}{m}$$

	P cr=	220 kg/m
--	--------------	-----------------

Resumen viga exterior

Elemento	Cargas
Pasamanos:	180.63 kg/m
Postes:	42.99 kg/m
Aceras:	252.00 kg/m
Bordillos:	258.00 kg/m
Losa:	864.00 kg/m
Rodadura:	220.00 kg/m

Peso Total 1597.63 kg/m

Entonces el total peso propio que debe resistir la viga sin contar con la viga es:

PP= 1597.63 kg/m

Calculo de momento máx. Producido en la viga debido a la carga muerta del peso propio de la estructura.

$$M_{cm} = \frac{q * L^2}{8} =$$

Mcm= 124814.625 kg*m

Momento del peso propio de la viga:

La carga distribuida para el peso propio de la viga será:

Area de la viga en tiempo "0" = 0.6535 m²

q=Area x peso especifico del H° = 1568.51 Kg/m

$$M_{viga} = \frac{q * L^2}{8} =$$

Mviga= 122540.078 kg*m

Análisis 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 será considerado como el 33% del momento.

Mo viga= 122540.078 kg*m

Momento total por carga muerta

Elementos	Momentos
Accesorios	124814.63 kg*m
Viga	122540.08 kg*m
Viga x 33%	122540.08 kg*m

MoT= 247354.70 kg*m

3.18.10. Momento de la carga viva:

Para hallar el máximo momento por carga viva debemos hacer las combinaciones ya sea camión + carril ó tándem +carril trabajando con la que resulte mayor.

Camión de diseño:

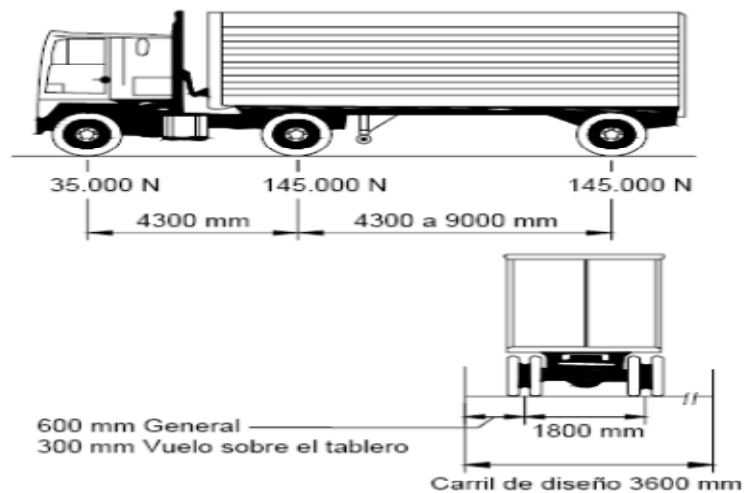
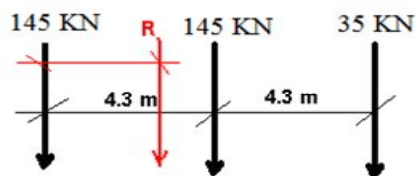


Figura 3.6.1.2.2-1 – Características del camión de diseño

3.18.11. Cálculo de momento máximo mediante el teorema de barré

Camión:

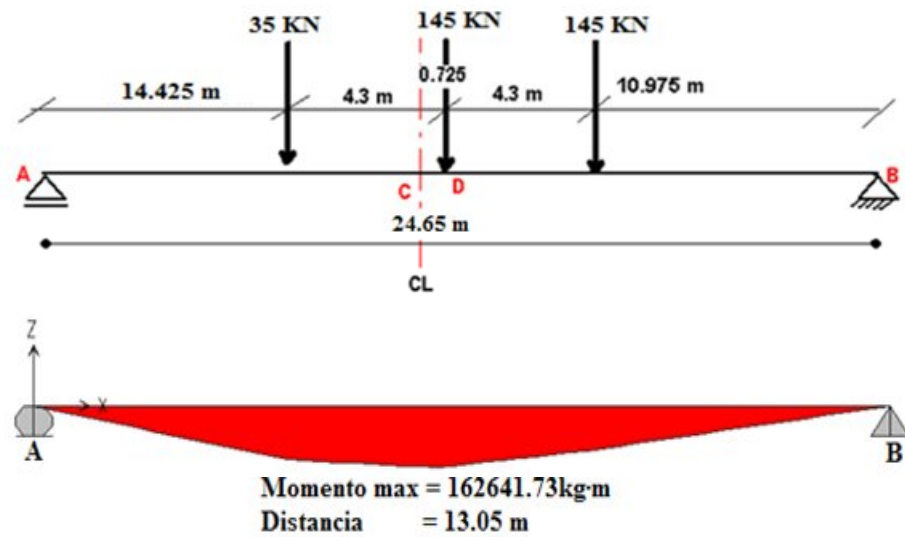
Posición de la resultante:



$$Rx = 145 * 4.3 + 35 * 8.60$$

$$x = \frac{145 * 4.3 + 35 * 8.60}{325} = 2.85 \text{ m}$$

$$x1 = \frac{4.30 - 2.85}{2} = 0.725 \text{ m}$$



Calculando tenemos:

$M_{max} = 162641.73 \text{ kg-m}$

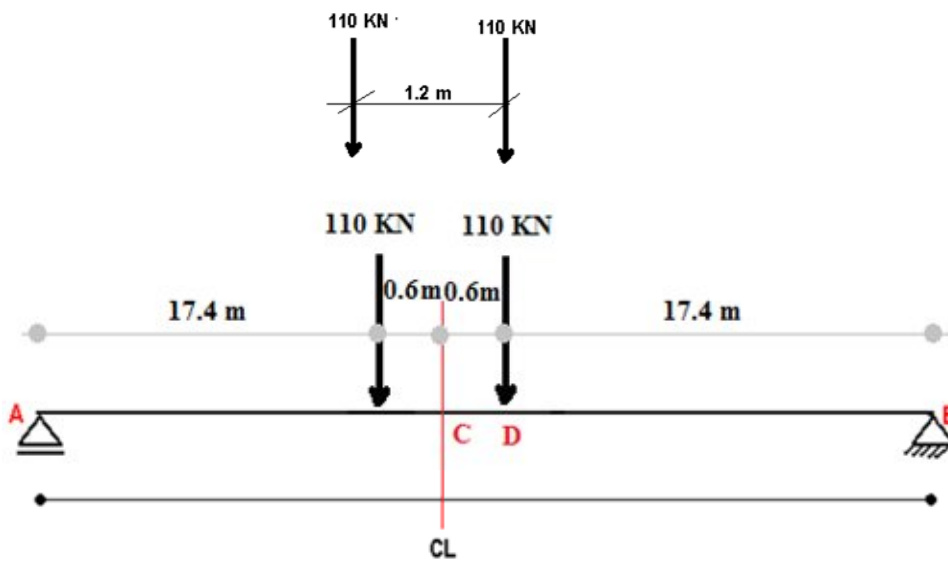
Distancia = 13.05 m

Fracción de carga = 0.7085

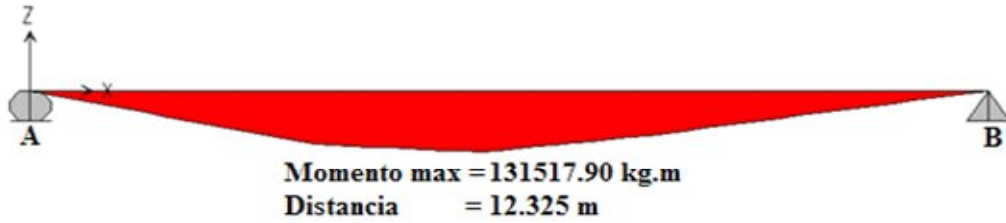
Max* fe = 115231.666 kg m

3.18.12. Tándem de diseño: 3.6.1.2.3

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110 kN con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica. (AASHTO 04 sección 3)



$$x = \frac{110 * 1.2}{220} = 0.6m$$

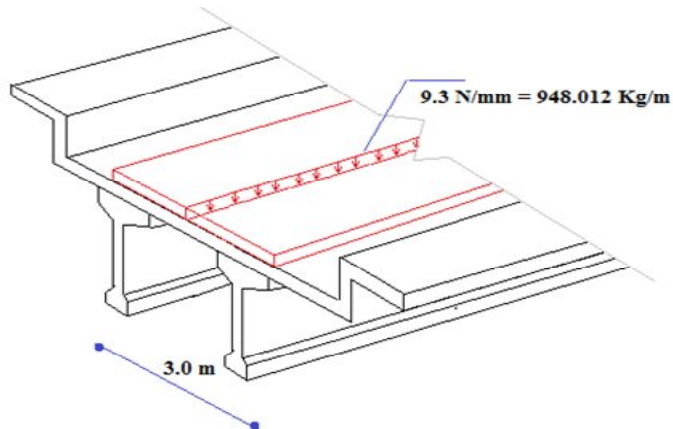


Calculando tenemos:

Mmax = 131517.9 kg.m
Distancia = 12.325 m
Fracción de carga = 0.7085

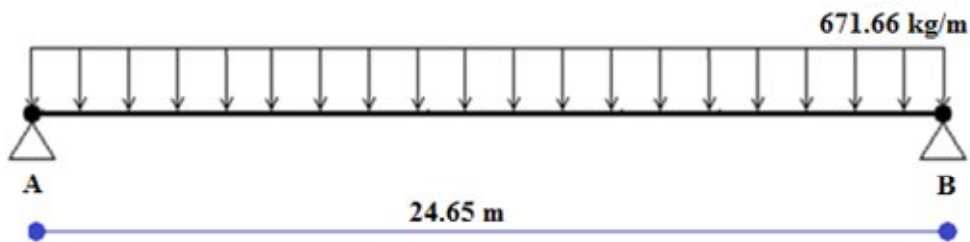
$$\text{Max* fe} = 93180.4322 \text{ kg m}$$

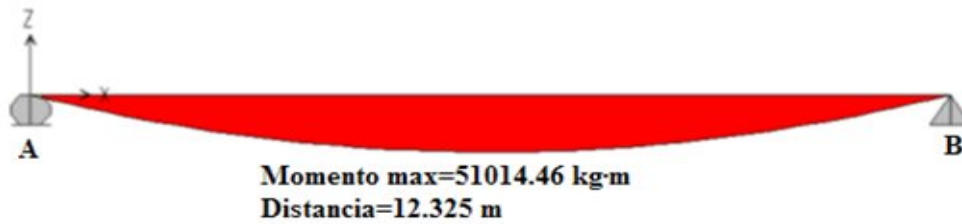
3.18.13. Máximo momento por la carga de carril.



La carga de carril para distribuirla sobre la viga debemos antes multiplicarla por la fracción de carga (0.7085)

$$948.012 \text{ kg/m} * 0.7085 = 671.666502 \text{ kg/m}$$





Momento en centro luz

$$M_{carril} = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

carga= 671.66 kg/m
Lc= 25 m
Mcarril= 52473.44 kg·m

Elemento	Momentos
Camión de diseño	115231.67 kg m
Tándem	93180.43 kg m
Carga de carril	52473.44 kg m

Combinaciones	Momentos
Camión + carril	167705.10 kg m
tándem + Carril	145653.87 kg m

3.18.14. Incremento por carga dinámica

Tabla 3.6.2.1-1 – Incremento por Carga Dinámica, *IM*

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%

Impacto $IM = \left(1 + \frac{33}{100}\right) = 1.33$

Donde

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

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

IM = incremento por carga vehicular dinámica

LL = sobrecarga vehicular

Resumen

Momento DC peso propio:	247354.70	kg m
Momento Dw capa de rodadura:	17187.50	kg m
Momento LL + Carga de carril:	167705.10	kg m
Momento IM:	38026.45	kg m

3.18.15. Factores de carga y combinaciones de carga

Estado limite de servicio I

$$U=1.0 \cdot (DC+DW)+1.0 \cdot (LL+IM)$$

$$U= 470273.76 \quad \text{kg}\cdot\text{m}$$

Estado limite de servicio III

$$U=1.0 \cdot (DC+DW)+0.8 \cdot (LL+IM)$$

$$U= 429127.4448 \quad \text{kg}\cdot\text{m}$$

Resumen

Estado limite de servicio I	470273.76	kg·m
Estado limite de servicio II	429127.44	kg·m

3.18.16. Calculo de la Fuerza de pretensado

La fuerza de pretensado es calculada con las siguientes inecuaciones:

$$f'c \quad 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'ci \quad 245 \text{ kg/cm}^2$$

Tiempo inicial:

$$t = 0$$

$$f_1 = -\frac{M_o * C_1}{I_{cg}} + \frac{P_o * e * C_1}{I_{cg}} - \frac{P_o}{A} \leq 0.8 \sqrt{f'_{ci}}$$

$$t = 0$$

$$f_2 = +\frac{M_o * C_2}{I_{cg}} - \frac{P_o * e * C_2}{I_{cg}} - \frac{P_o}{A} \geq -0.6 f'_{ci}$$

Tiempo infinito:

$$f_1 = -\frac{M_T * C_1}{I} + \frac{\eta P_o * e * C_1}{I} - \frac{\eta P_o}{A} \geq -0.45 f_c$$

$$f_2 = \frac{M_T * C_2}{I} - \frac{\eta P_o * e * C_2}{I} - \frac{\eta P_o}{A} \leq 1.60 \sqrt{f_c}$$

Donde :

Mo = Momento debido al peso propio de la viga

MT = Momento total debido a todas las cargas vivas y muertas

C1 = Distancia del centroide de la sección a las fibras superiores de la sección.

C2 = Distancia del centroide de la sección a las fibras inferiores de la sección

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

Po = Fuerza de pretensado inicial

Icg = Inercia de la sección en el centro de gravedad de la pieza

n = Eficiencia.

A = Área de la sección.

Estado limite de servicio I

3.18.17. Calculo de fuerza de pretensado en tiempo inicial:

Datos:

MVIGA (Kg*cn)	C1 (cm)	C2 (cm)	e (cm)	Icg (cm4)	A(cm2)
24735470.25	78.85	81.17	71.17	21692161.5	6535.47

$$P_o \leq \frac{M_o c_{10} + 0.80 I_o \sqrt{f'_{ci}}}{e_o c_{10} - \frac{I_o}{A_o}}$$

$$P_o \leq 969210.0669 \text{ kg}$$

$$t = 0$$

$$f_1 = -\frac{M_o * C_1}{I_{cg}} + \frac{P_o * e * C_1}{I_{cg}} - \frac{P_o}{A} \leq 0.8 \sqrt{f'ci}$$

$$f_1 = 12.5220 \leq 12.5220$$

$$P_o \leq \frac{M_o c_{20} + 0.60 I_o f'ci}{e_o c_{20} + \frac{I_o}{A_o}}$$

$$P_o \leq 571297.5147 \text{ kg}$$

$$t = 0$$

$$f_2 = +\frac{M_o * C_2}{I_{cg}} - \frac{P_o * e * C_2}{I_{cg}} - \frac{P_o}{A} \geq -0.6 f'ci$$

$$f_2 = -147 \geq -147$$

3.18.18. Calculo de fuerza de pretensado en tiempo oo solo de la viga:

Datos:

MT Kg*cm	C1 (cm)	C2 (cm)	e (cm)	Icg (cm4)	A(cm2)	n
47027375.54	52.57	107.45	97.45	36857668.5	9325.47	0.80

$$P_o \geq \frac{M_T c_{1\infty} - 0.45 I_\infty f'_c}{\eta \left[e_\infty c_{1\infty} - \frac{I_\infty}{A_\infty} \right]}$$

$$P_o \geq -3559530.26 \text{ kg}$$

$$f_1 = -\frac{M_T * C_1}{I} + \frac{\eta P_o * e * C_1}{I} - \frac{\eta P_o}{A} \geq -0.45 f_c$$

$$f_{100} = -157.5 \geq -157.5 \quad \mathbf{0 \text{ ok}}$$

$$P_o \geq \frac{M_T c_{2\infty} - 1.60 I_\infty \sqrt{f'_c}}{\eta \left[e_\infty c_{2\infty} + \frac{I_\infty}{A_\infty} \right]}$$

$$P_o \geq 342308.5968 \text{ kg}$$

$$f_2 = \frac{M_T * C_2}{I} - \frac{\eta P_o * e * C_2}{I} - \frac{\eta P_o}{A} \leq 1.60 \sqrt{f_c}$$

f200= 29.9 <= 29.9 0E+00 ok

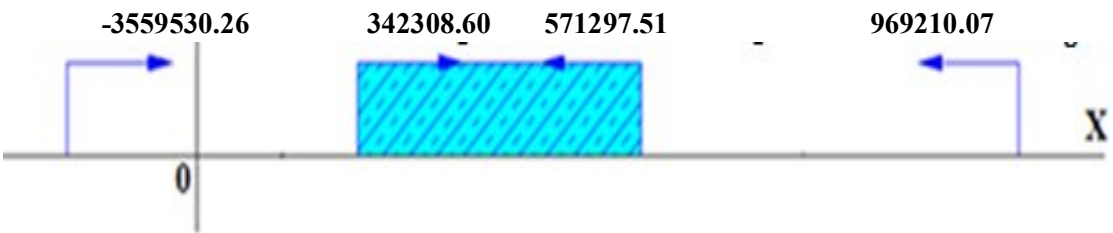
Resumen

t=0		
Po ≤	969210.07	kg
Po ≤	571297.51	kg
t=∞		
Po ≥	-3559530.26	kg
Po ≥	342308.60	kg

3.18.19. Resumen de la fuerza de pretensado

Estado limite de servicio I

t=0	
Po ≤	969210.07 kg
Po ≤	571297.51 kg
t=∞	
Po ≥	-3559530.26 kg
Po ≥	342308.60 kg



3.18.20. Fuerza de pretensado Adoptada

Pi= 342309 kg

3.18.21. Determinación del número de torones

Esfuerzos Permisibles del Acero de pre-tensado, indicados en las tablas anteriormente mostradas

PRODUCTO	Especificación ASTM	Grado o Tipo	Resistencia mínima a la fluencia		Resistencia mínima a la tensión	
			f_{FV}		f_{pu}	
			Klb/pulg2	Kg/cm2	Klb/pulg2	Kg/cm2
Torones de preesfuerzo	A 416	250	212,5	14900	250	17500
		270	230	16170	270	18900

Esfuerzo admisible indicados por el código ACI 318-77

Esfuerzo admisible para torones post-tesados inmediatamente después del anclaje

$$f_{p adm} = 0,74 * f_{pu}$$

$$f_{s adm} = 13986 \text{ Kg/cm}^2$$

Área nominal del acero elegido diámetro= 1/2 plg

$$\text{Área Torón (At)} = 0.987 \text{ cm}^2$$

Fuerza de pretensado inicial Pi determinada anteriormente es:

$$P_i = 342309 \text{ kg}$$

Fuerza tensora por tendón o Torón

$$f_{pt} = A_t * f_{s adm} = 13804.182 \text{ Kg}$$

3.18.22. El número de torones

$$N^{\circ} \text{ Torones} = P_i / f_{pt} = 24.80 \implies 27 \text{ torones}$$

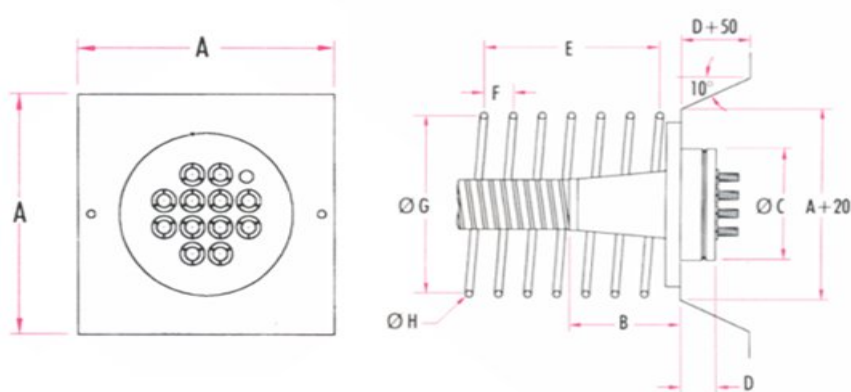
1 Vainas de 9	Torones
1 Vainas de 9	Torones
1 Vainas de 9	Torones

N° total de Cables	3	27
--------------------	---	----

3.18.23. Calculo de la nueva fuerza de pretensado

$$P_0 = 372712.914 \text{ Kg}$$

Dimensiones del anclaje:



A = 240 mm

C = 157 mm

A = 24 cm

B = 250 mm

3.18.24. Calculo de la trayectoria de los cables

t=0

$$e_{(x)} \leq \frac{0.8\sqrt{f_{ci}} I_o}{P_o C_{1o}} + \frac{I_o}{A_o C_{1o}} + \frac{M_{O(X)}}{P_o}$$

117.703 cm

$$e_{(x)} \leq \frac{0.6 f_{ci} I_o}{P_o C_{2o}} - \frac{I_o}{A_o C_{2o}} + \frac{M_{O(X)}}{P_o}$$

212.660 cm

t=∞

$$e_{(x)} \geq -\frac{0.45 f_c I_\infty}{P_e C_{1\infty}} + \frac{I_\infty}{A_\infty C_{1\infty}} + \frac{M_{T(X)}}{P_e}$$

-137.459 cm

$$e_{(x)} \geq -\frac{1.6\sqrt{f_{ci}} I_\infty}{P_e C_{2\infty}} - \frac{I_\infty}{A_\infty C_{2\infty}} + \frac{M_{T(X)}}{P_e}$$

86.503 cm

Resumen

t=0

117.703 cm
212.660 cm

t=∞

-137.459 cm
86.503 cm

Dato T=0

Carga (Kg/cm)	C1 (cm)	C2 (cm)	e (cm)	Icg (cm4)	A(cm2)
36.84	78.85	81.17	71.17	21692161.5	6535.47

TIEMPO T = 0

L= 2500 cm
 fci= 245 kg/cm2
 Po= 372713 kg

$$e_{(x)} \leq \frac{0.8\sqrt{f_{ci}} I_o}{P_o C_{1o}} + \frac{I_o}{A_o C_{1o}} + \frac{M_{o(x)}}{P_o}$$

Nº	X (cm)	Mox (Kg*cm)	e(x)
1	0	0	51.337
2	50	2256296.56	57.391
3	100	4420499.38	63.197
4	150	6492608.46	68.757
5	200	8472623.8	74.069
6	250	10360545.4	79.135
7	300	12156373.3	83.953
8	350	13860107.4	88.524
9	400	15471747.8	92.848
10	450	16991294.5	96.925
11	500	18418747.4	100.755
12	550	19754106.6	104.338
13	600	20997372	107.674
14	650	22148543.7	110.762
15	700	23207621.7	113.604
16	750	24174606	116.198
17	800	25049496.5	118.546
18	850	25832293.2	120.646
19	900	26522996.3	122.499
20	950	27121605.5	124.105
21	1000	27628121.1	125.464

22	1050	28042542.9	126.576
23	1100	28364871	127.441
24	1150	28595105.3	128.059
25	1200	28733245.9	128.429
26	1250	28779292.8	128.553
27	1300	28733245.9	128.429
28	1350	28595105.3	128.059
29	1400	28364871	127.441
30	1450	28042542.9	126.576
31	1500	27628121.1	125.464
32	1550	27121605.5	124.105
33	1600	26522996.3	122.499
34	1650	25832293.2	120.646
35	1700	25049496.5	118.546
36	1750	24174606	116.198
37	1800	23207621.7	113.604
38	1850	22148543.7	110.762
39	1900	20997372	107.674
40	1950	19754106.6	104.338
41	2000	18418747.4	100.755
42	2050	16991294.5	96.925
43	2100	15471747.8	92.848
44	2150	13860107.4	88.524
45	2200	12156373.3	83.953
46	2250	10360545.4	79.135
47	2300	8472623.8	74.069
48	2350	6492608.46	68.757
49	2400	4420499.38	63.197
50	2450	2256296.56	57.391
51	2500	0	51.337

$$e_{(x)} \leq \frac{0.6 f_{ci} I_0}{P_o C_{2o}} - \frac{I_0}{A_o C_{2o}} + \frac{M_{O(X)}}{P_o}$$

Nº	X (cm)	Mox (Kg*cm)	e(x)
1	0	0	146.294
2	50	2256296.56	152.347
3	100	4420499.38	158.154
4	150	6492608.46	163.714
5	200	8472623.8	169.026
6	250	10360545.4	174.091
7	300	12156373.3	178.910
8	350	13860107.4	183.481
9	400	15471747.8	187.805

10	450	16991294.5	191.882
11	500	18418747.4	195.712
12	550	19754106.6	199.295
13	600	20997372	202.630
14	650	22148543.7	205.719
15	700	23207621.7	208.560
16	750	24174606	211.155
17	800	25049496.5	213.502
18	850	25832293.2	215.602
19	900	26522996.3	217.456
20	950	27121605.5	219.062
21	1000	27628121.1	220.421
22	1050	28042542.9	221.533
23	1100	28364871	222.397
24	1150	28595105.3	223.015
25	1200	28733245.9	223.386
26	1250	28779292.8	223.509
27	1300	28733245.9	223.386
28	1350	28595105.3	223.015
29	1400	28364871	222.397
30	1450	28042542.9	221.533
31	1500	27628121.1	220.421
32	1550	27121605.5	219.062
33	1600	26522996.3	217.456
34	1650	25832293.2	215.602
35	1700	25049496.5	213.502
36	1750	24174606	211.155
37	1800	23207621.7	208.560
38	1850	22148543.7	205.719
39	1900	20997372	202.630
40	1950	19754106.6	199.295
41	2000	18418747.4	195.712
42	2050	16991294.5	191.882
43	2100	15471747.8	187.805
44	2150	13860107.4	183.481
45	2200	12156373.3	178.910
46	2250	10360545.4	174.091
47	2300	8472623.8	169.026
48	2350	6492608.46	163.714
49	2400	4420499.38	158.154
50	2450	2256296.56	152.347
51	2500	0	146.294

T=∞

Carga (Kg/cm ²)	C1 (cm)	C2 (cm)	e (cm)	I _{cg} (cm ⁴)	A(cm ²)	n
60.20	52.57	107.45	97.45	36857668.5	9325.47	0.80

TIEMPO T = ∞

L= 2500 cm
 f c= 350 kg/cm2
 Po= 372713 kg

$$e_{(x)} \geq -\frac{0.45 f_c I_\infty}{P_e C_{1\infty}} + \frac{I_\infty}{A_\infty C_{1\infty}} + \frac{M_{T(x)}}{P_e}$$

Nº	X (cm)	Mox (Kg*cm)	e(x)
1	0	0	-295.178
2	50	3686946.24	-282.813
3	100	7223404.88	-270.953
4	150	10609375.9	-259.597
5	200	13844859.4	-248.746
6	250	16929855.2	-238.399
7	300	19864363.4	-228.558
8	350	22648384.1	-219.221
9	400	25281917.1	-210.388
10	450	27764962.5	-202.061
11	500	30097520.3	-194.238
12	550	32279590.6	-186.920
13	600	34311173.2	-180.106
14	650	36192268.2	-173.797
15	700	37922875.6	-167.993
16	750	39502995.5	-162.694
17	800	40932627.7	-157.899
18	850	42211772.3	-153.609
19	900	43340429.3	-149.824
20	950	44318598.7	-146.543
21	1000	45146280.5	-143.767
22	1050	45823474.7	-141.496
23	1100	46350181.3	-139.730
24	1150	46726400.3	-138.468
25	1200	46952131.7	-137.711
26	1250	47027375.5	-137.459
27	1300	46952131.7	-137.711
28	1350	46726400.3	-138.468
29	1400	46350181.3	-139.730
30	1450	45823474.7	-141.496
31	1500	45146280.5	-143.767
32	1550	44318598.7	-146.543
33	1600	43340429.3	-149.824
34	1650	42211772.3	-153.609
35	1700	40932627.7	-157.899

36	1750	39502995.5	-162.694
37	1800	37922875.6	-167.993
38	1850	36192268.2	-173.797
39	1900	34311173.2	-180.106
40	1950	32279590.6	-186.920
41	2000	30097520.3	-194.238
42	2050	27764962.5	-202.061
43	2100	25281917.1	-210.388
44	2150	22648384.1	-219.221
45	2200	19864363.4	-228.558
46	2250	16929855.2	-238.399
47	2300	13844859.4	-248.746
48	2350	10609375.9	-259.597
49	2400	7223404.88	-270.953
50	2450	3686946.24	-282.813
51	2500	0	-295.178

$$e_{(x)} \geq -\frac{1.6\sqrt{f_{ci}} I_{\infty}}{P_e C_{2\infty}} - \frac{I_{\infty}}{A_{\infty} C_{2\infty}} + \frac{M_{T(x)}}{P_e}$$

Nº	X (cm)	Mox (Kg*cm)	e(x)
1	0	0	-71.217
2	50	3686946.24	-58.852
3	100	7223404.88	-46.991
4	150	10609375.9	-35.636
5	200	13844859.4	-24.784
6	250	16929855.2	-14.438
7	300	19864363.4	-4.596
8	350	22648384.1	4.741
9	400	25281917.1	13.573
10	450	27764962.5	21.901
11	500	30097520.3	29.724
12	550	32279590.6	37.042
13	600	34311173.2	43.855
14	650	36192268.2	50.164
15	700	37922875.6	55.968
16	750	39502995.5	61.267
17	800	40932627.7	66.062
18	850	42211772.3	70.352
19	900	43340429.3	74.137
20	950	44318598.7	77.418
21	1000	45146280.5	80.194
22	1050	45823474.7	82.465
23	1100	46350181.3	84.231
24	1150	46726400.3	85.493
25	1200	46952131.7	86.250

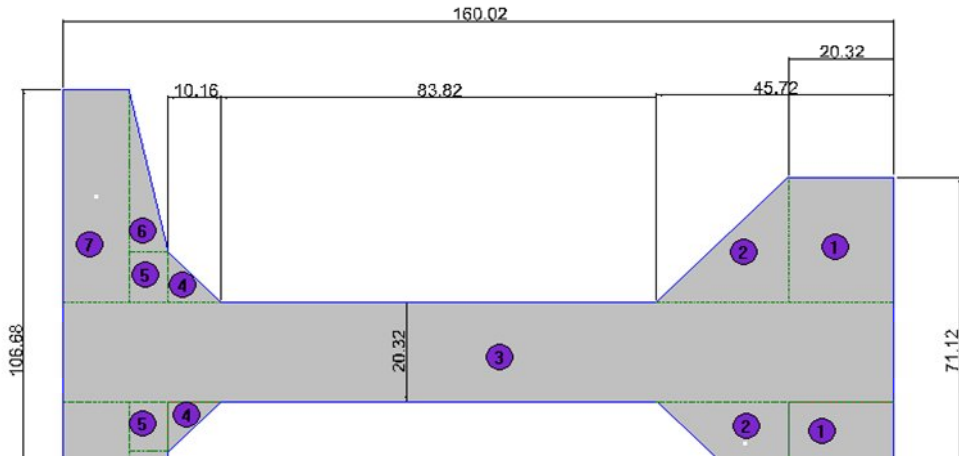
26	1250	47027375.5	86.503
27	1300	46952131.7	86.250
28	1350	46726400.3	85.493
29	1400	46350181.3	84.231
30	1450	45823474.7	82.465
31	1500	45146280.5	80.194
32	1550	44318598.7	77.418
33	1600	43340429.3	74.137
34	1650	42211772.3	70.352
35	1700	40932627.7	66.062
36	1750	39502995.5	61.267
37	1800	37922875.6	55.968
38	1850	36192268.2	50.164
39	1900	34311173.2	43.855
40	1950	32279590.6	37.042
41	2000	30097520.3	29.724
42	2050	27764962.5	21.901
43	2100	25281917.1	13.573
44	2150	22648384.1	4.741
45	2200	19864363.4	-4.596
46	2250	16929855.2	-14.438
47	2300	13844859.4	-24.784
48	2350	10609375.9	-35.636
49	2400	7223404.88	-46.991
50	2450	3686946.24	-58.852
51	2500	0	-71.217

N°	X	Y1	Y2	Y3	Y4
1	0	29.83	-65.12	402.63	178.67
2	50	23.78	-71.18	390.27	166.30
3	100	17.97	-76.98	378.41	154.44
4	150	12.41	-82.54	367.05	143.09
5	200	7.10	-87.86	356.20	132.24
6	250	2.04	-92.92	345.85	121.89
7	300	-2.78	-97.74	336.01	112.05
8	350	-7.35	-102.31	326.67	102.71
9	400	-11.68	-106.63	317.84	93.88
10	450	-15.76	-110.71	309.51	85.55
11	500	-19.59	-114.54	301.69	77.73
12	550	-23.17	-118.12	294.37	70.41
13	600	-26.50	-121.46	287.56	63.60
14	650	-29.59	-124.55	281.25	57.29
15	700	-32.43	-127.39	275.45	51.48
16	750	-35.03	-129.98	270.15	46.19
17	800	-37.38	-132.33	265.35	41.39
18	850	-39.48	-134.43	261.06	37.10

19	900	-41.33	-136.29	257.28	33.32
20	950	-42.94	-137.89	254.00	30.03
21	1000	-44.29	-139.25	251.22	27.26
22	1050	-45.41	-140.36	248.95	24.99
23	1100	-46.27	-141.23	247.18	23.22
24	1150	-46.89	-141.85	245.92	21.96
25	1200	-47.26	-142.22	245.16	21.20
26	1250	-47.38	-142.34	244.91	20.95
27	1300	-47.26	-142.22	245.16	21.20
28	1350	-46.89	-141.85	245.92	21.96
29	1400	-46.27	-141.23	247.18	23.22
30	1450	-45.41	-140.36	248.95	24.99
31	1500	-44.29	-139.25	251.22	27.26
32	1550	-42.94	-137.89	254.00	30.03
33	1600	-41.33	-136.29	257.28	33.32
34	1650	-39.48	-134.43	261.06	37.10
35	1700	-37.38	-132.33	265.35	41.39
36	1750	-35.03	-129.98	270.15	46.19
37	1800	-32.43	-127.39	275.45	51.48
38	1850	-29.59	-124.55	281.25	57.29
39	1900	-26.50	-121.46	287.56	63.60
40	1950	-23.17	-118.12	294.37	70.41
41	2000	-19.59	-114.54	301.69	77.73
42	2050	-15.76	-110.71	309.51	85.55
43	2100	-11.68	-106.63	317.84	93.88
44	2150	-7.35	-102.31	326.67	102.71
45	2200	-2.78	-97.74	336.01	112.05
46	2250	2.04	-92.92	345.85	121.89
47	2300	7.10	-87.86	356.20	132.24
48	2350	12.41	-82.54	367.05	143.09
49	2400	17.97	-76.98	378.41	154.44
50	2450	23.78	-71.18	390.27	166.30
51	2500	29.83	-65.12	402.63	178.67

3.18.25. Propiedades de la viga en $t=0$

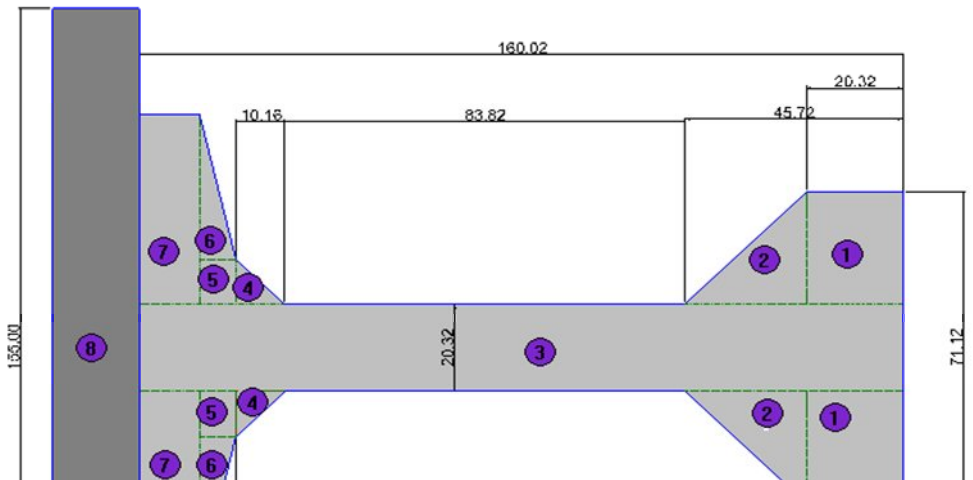
COMÉTRICAS TIEMPO "0"



Área	Base cm	Altura cm	Cantidad	Área cm ²
1	25.40	20.32	2.00	1032.26
2	25.40	25.40	2.00	645.16
3	20.32	160.02	1.00	3251.61
4	10.16	10.16	2.00	108.23
5	10.16	7.62	2.00	154.84
6	33.02	7.62	2.00	251.61
7	43.18	12.70	2.00	1096.77
			Area Total	6535.47
C_x	78.850 cm			$\bar{y} =$
C_y	81.170 cm			Inercia Y
S_x	275106.505 cm ³			35518.41
S_y	267243.744 cm ³			23123.97
I_x	21692161.49 cm ⁴			6938494.618
I_y	3319.14 cm ⁴			591.9735831
				749.2165661
				811.6512799
				14741.52966

3.18.26. Propiedades de la viga en $t=00$

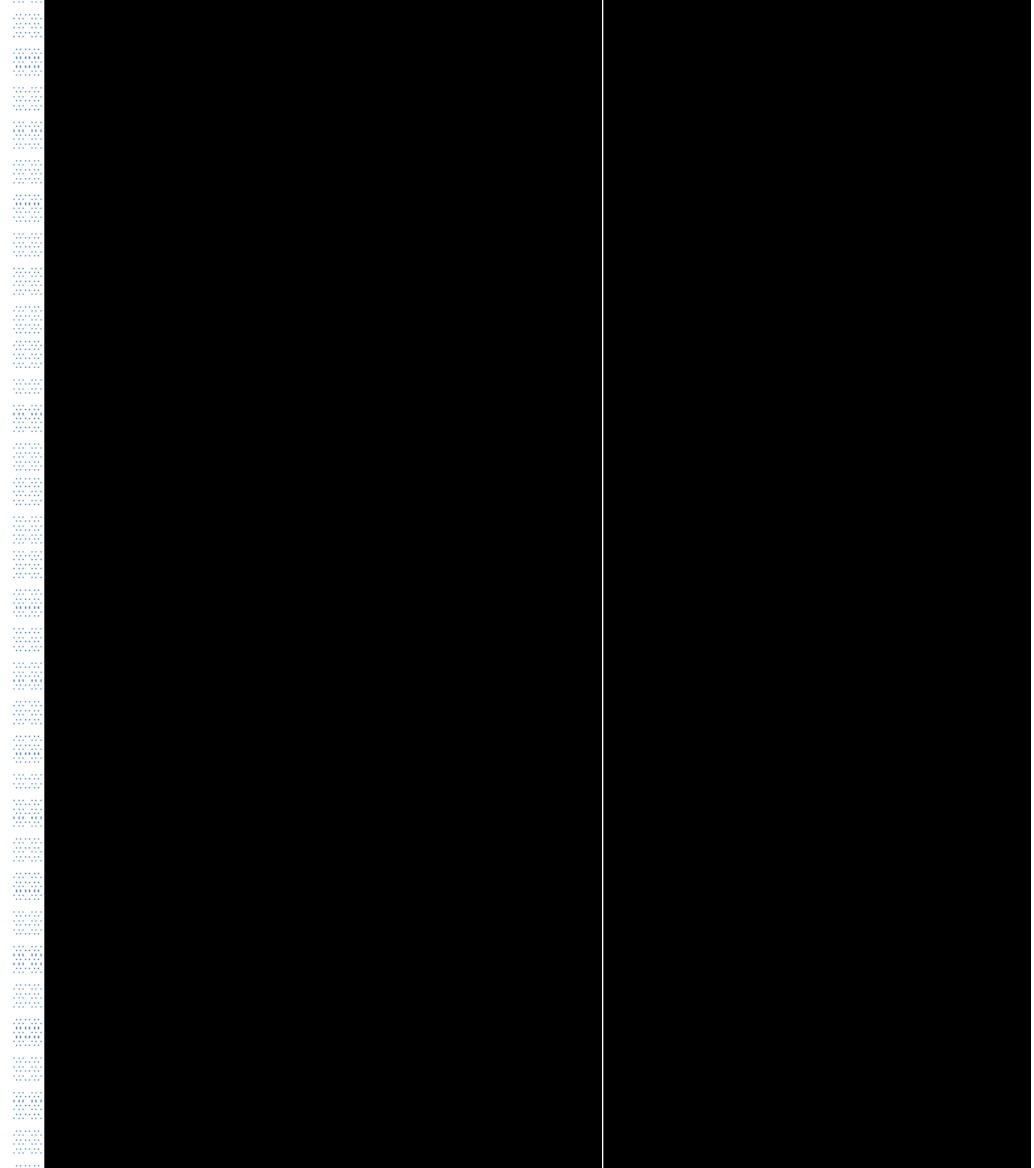
GEOMÉTRICAS TIEMPO "00"



Área	Base cm	Altura cm	Cantidad	Área cm ²
1	25.40	20.32	2.00	1032.26
2	25.40	25.40	2.00	645.16
3	20.32	160.02	1.00	3251.61
4	10.16	10.16	2.00	103.23
5	10.16	7.62	2.00	154.84
6	33.02	7.62	2.00	251.61
7	43.18	12.70	2.00	1096.77
8	155.00	18.00	1.00	2790.00
			Area Total	9325.47 cm ²
C ₁		52.567 cm		ȳ =
C ₂		107.453 cm		Inercia Y
S ₁		701155.775 cm ³		35518.41
S ₂		343012.060 cm ³		23123.97
I =		36857668.53 cm ⁴		6938494.618
I ² =		3952.37 cm ²		591.9735831
				749.2165661
				811.6512799
				14741.52966
				75330

3.18.27. Excentricidad de la viga

Excentricidad de la viga



3.18.28. Trayectoria del cable

Para encontrar la ecuación de la parábola la aproximamos a partir de las gráficas de tendencia en el computador a partir de 3 puntos

Excentricidad constructiva

$$Y_{\text{centro}} = 10.00 \text{ m}$$

Cable 1

$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$\begin{cases} 138.00 \\ 12.50 \\ 138.00 \end{cases} = \begin{cases} 0 A + 0 B + C \\ 1562500 A + 1250 B + C \\ 6250000 A + 2500 B + C \end{cases}$$

	X	Y
P1	0	138.00
P2	1250	12.50
P3	2500	138.00

Solución

$$A = 8E-05$$

$$B = -0.2008$$

$$C = 138$$

$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$y = 8E-05 x^2 + -0.201 x + 138.0$$

Cable 2

$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$\begin{cases} 104.00 \\ 12.50 \\ 104.00 \end{cases} = \begin{cases} 0 A + 0 B + C \\ 1562500 A + 1250 B + C \\ 6250000 A + 2500 B + C \end{cases}$$

	X	Y
P1	0	104.00
P2	1250	12.50
P3	2500	104.00

Solución

$$A = 5.9E-05$$

$$B = -0.1464$$

$$C = 104$$

$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$y = 6E-05 x^2 + -0.1464 x + 104.0$$

Cable 2

$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$\begin{cases} 70.00 \\ 12.50 \\ 70.00 \end{cases} = \begin{cases} 0 A + 0 B + C \\ 1562500 A + 1250 B + C \\ 6250000 A + 2500 B + C \end{cases}$$

	X	Y
P1	0	70.00
P2	1250	12.50
P3	2500	70.00

Solución

$$A = 3.7E-05$$

$$B = -0.092$$

$$C = 70$$

$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$y = 4E-05 x^2 + -0.0920 x + 70.0$$

N°	X (cm)	Cable 1	Cable 2	Cable 3
1	0	138.00	104.00	70.00
2	50	128.16	96.83	65.49
3	100	118.72	89.95	61.17
4	150	109.69	83.36	57.03
5	200	101.05	77.06	53.07
6	250	92.82	71.06	49.30
7	300	84.99	65.35	45.71
8	350	77.56	59.93	42.31
9	400	70.53	54.81	39.09
10	450	63.90	49.98	36.05
11	500	57.68	45.44	33.20
12	550	51.86	41.19	30.53
13	600	46.44	37.24	28.05
14	650	41.42	33.58	25.75
15	700	36.80	30.21	23.63
16	750	32.58	27.14	21.70
17	800	28.76	24.36	19.95
18	850	25.35	21.87	18.39
19	900	22.34	19.67	17.01
20	950	19.73	17.77	15.81
21	1000	17.52	16.16	14.80
22	1050	15.71	14.84	13.97
23	1100	14.31	13.82	13.33
24	1150	13.30	13.09	12.87
25	1200	12.70	12.65	12.59
26	1250	12.50	12.50	12.50
27	1300	12.70	12.65	12.59
28	1350	13.30	13.09	12.87
29	1400	14.31	13.82	13.33
30	1450	15.71	14.84	13.97
31	1500	17.52	16.16	14.80
32	1550	19.73	17.77	15.81
33	1600	22.34	19.67	17.01
34	1650	25.35	21.87	18.39
35	1700	28.76	24.36	19.95
36	1750	32.58	27.14	21.70
37	1800	36.80	30.21	23.63
38	1850	41.42	33.58	25.75
39	1900	46.44	37.24	28.05
40	1950	51.86	41.19	30.53
41	2000	57.68	45.44	33.20
42	2050	63.90	49.98	36.05
43	2100	70.53	54.81	39.09
44	2150	77.56	59.93	42.31
45	2200	84.99	65.35	45.71
46	2250	92.82	71.06	49.30
47	2300	101.05	77.06	53.07
48	2350	109.69	83.36	57.03
49	2400	118.72	89.95	61.17
50	2450	128.16	96.83	65.49
51	2500	138	104	70.00

3.18.29. trayectoria de tres cables

Trayectoria del cable



3.18.30. Calculo de perdidas

Datos de Diseño

e=	28.02 pulg
L=	984.3 pulg
Ap=	3.82 pulg ²
Ac=	1013 pulg ²
Ic=	521156.26 pulg ⁴
Ec=	4286826 lb/pulg ²
Ep=	29000000 lb/pulg ³
Po=	821691.46 lb
σ_{tp} =	214841.94 lb/pulg ²

Estimación de la pérdida de Pretensado

En elementos postesados se tiene:

- En elementos postesados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad (5.9.5.1-2)$$

Determinación de perdidas de pretensado

a).- Perdidas por deslizamiento en el anclaje Δf_{pA}

Estimando el hundimiento de anclajes de acuerdo a nuestro sistema de pretensado PROTENDE nos dice que si usamos el gato de pretensar AMC-115 tendremos hundimientos de 4 a 7 mm en torones de 0.5 pulgadas

Δf =	6 mm
Δf =	0.236 pulg.
L=	984.3 pulg.
Ep=	29000000 lb/pulg. ²

Δf_{pA} =	6959.99 lb/pulg. ²	3.24 %
-------------------	-------------------------------	--------

b).- Perdida por acortamiento elástico

pi=	0.9* Po
Pi=	739522.32 lbs.
Mo=	21469455.15 lbs.*pulg.
r ² =	514.47 cm ²

Donde:

fcgp = sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado en el momento de la transferencia y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento

$$fcgp = -689.8 \text{ [lb/pulg}^2 \text{]}$$

$$n_p = \frac{E_p}{E_c}$$

$$np = 6.76$$

$$N = 2 \quad \text{Numero de tesados}$$

$$n = \frac{N-1}{2N} \cdot np$$

$$n = 1.691$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

1166.611 [lb/pulg²] 0.543 %
--

c) Perdida por fricción

Para el cálculo de las pérdidas por fricción, el perfil parabólico del tendón se aproximara mediante un arco circular.

Con la siguiente ecuación:

Replanteo de los Cables a cada

X	Y1	α1	Y2	α2
0	1.380	0.2008	1.040	0.1464
6.5	0.414	0.1998	0.336	0.1456
12.5	0.125	0.1988	0.125	0.1449
18.5	0.414	0.1978	0.336	0.1442
25	1.380	0.1968	1.040	0.1435

α = esta variable esta dada en radianes con respecto a la horizontal

HALLAMOS LOS ANGULOS PARA CADA TRAMO

X	Cable 1	Cable 2
6.5	0.0010	0.0008
12.5	0.0020	0.0015
18.5	0.0030	0.0022
25	0.0040	0.0029

$$k = 6.60E-04 \quad 1/m$$

$$\mu = 0.2$$

verificar si: $k*x + \mu*\alpha \leq 0.3$

X	Cable 1	Cable 2
6.5	0.0045	0.0002
12.5	0.0087	0.0003
18.5	0.0128	0.0004
25	0.0173	0.0006

Pérdida por Fricción. Según AASHI $\Delta f_{pF} = f_{pj} (1 - e^{-\mu(\alpha+0.04)})$ (5.9.5.2.2b-2)

fpj

X	Cable 1	Cable 2
6.5	67.80	2.34
12.5	130.12	4.51
18.5	192.18	6.67
25	259.11	9.02

Determinamos el % de los esfuerzos finales después de la pérdida por fricción en cada tramos en los diferentes cables:

X	Perdidas por Fricción en	
7.5	0.45%	0.02%
15	0.86%	0.03%
22.5	1.27%	0.04%
30	1.72%	0.06%

PERDIDAS INSTANTANEAS

$$f_{mi} = 206456.2$$

$$P_i = 789619.20$$

d).-Perdida por Contracción del Hormigón

- Para elementos postesados:

$$\Delta f_{pSR} = (93 - 0,85H) \text{ (MPa)} \quad (5.9.5.4.2-2)$$

donde:

H = humedad relativa ambiente anual media (porcentaje)

H = humedad relativa ambiente anual media (porcentaje)

H = 60 En Tarja

$\Delta f_{pSR} =$	42	Mpa	=	6091.586 lb/pulg ²	2.84%
--------------------	----	-----	---	-------------------------------	-------

d).-Perdida por Fluencia Lenta del Hormigón

Según la ACI

Mcds = Momento debido a cargas permanentes

$$\begin{aligned} qd &= 20.57 \text{ lb/pulg} \\ Mcds &= 2490638.56 \text{ lb}\cdot\text{pulg} \\ e &= 28.02 \text{ pulg} \\ Ig &= 521156.2644 \text{ plg}^4 \\ \Delta f_{cdp} &= 133.91 \text{ lb/pulg}^2 \\ f_{cgp} &= -689.801303 \text{ [lb/pulg}^2 \text{]} \end{aligned}$$

$$\Delta f_{pCR} = 12 * f_{cgp} - 7 * \Delta f_{cdp} \geq 0$$

$\Delta f_{cdp} =$	7340.26 [lb/pulg ²]	3.417 %
--------------------	----------------------------------	---------

f).- Pérdida por Relajación

$$\begin{aligned} t &= 43800 \text{ [Horas]} \quad 5 \text{ años} \\ f_{py} &= 230000 \text{ [lb/pulg}^2 \text{]} \end{aligned}$$

$$185810.61 \text{ [lb/pulg}^2 \text{]}$$

- Para cable de baja relajación:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24,0t)}{40,0} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0,55 \right] f_{pj} \quad (5.9.5.4.4b-2)$$

$\Delta f_{pR1} =$	22239.80588 [lb/pulg ²]	10.35 %
--------------------	--------------------------------------	---------

PERDIDAS

Perdidas instantáneas	8386	[lb/pulg ²]
Perdidas diferidas	35672	[lb/pulg ²]
TOTAL PERDIDAS	44057	[lb/pulg ²]
FUERZA EN EL GATO	214841.94	[lb/pulg ²]

% PERDIDAS	20.5	%
-------------------	-------------	----------

Fuerza de pretensado efectiva

$$Pe = 653188.2387 \text{ lb}$$

Pe = 293934.7074	kg
-------------------------	-----------

3.19. Diseño por corte:

Datos

Pe= 287694.2 kg
Ac= 9325.47 cm²
C2= 107.4 cm
bw= 20 cm
Ic= 36857668.52 cm⁴
dp= 146.3 cm

Calculo de la exentricidad e ecuacion del cable

$$y = 5.779E-05 x^2 + -0.14448 x + 104$$

x= 80
y= 92.81 cm
e= 92.81 cm

Cortante en la sección estudiada debido al peso propio de la viga solamente

qv= 2238.11 Kg/m

L= 25 m

Vo= 26185.9 kg

Momentopor peso propio

X= 0.8 m

max= 174852.34

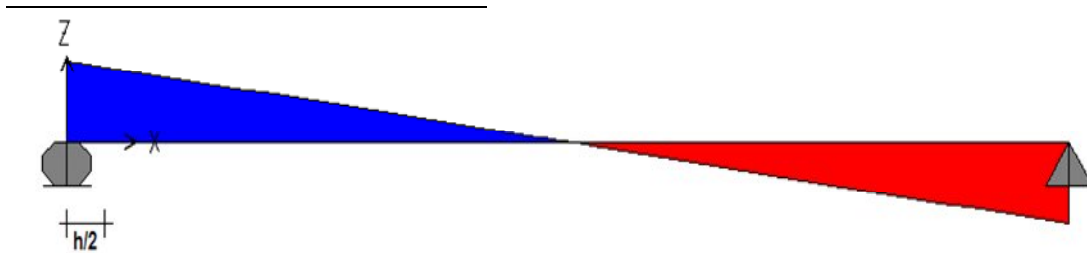
m 0.8= 21664.9

Mo= 21664.9 Kg·m

2166490

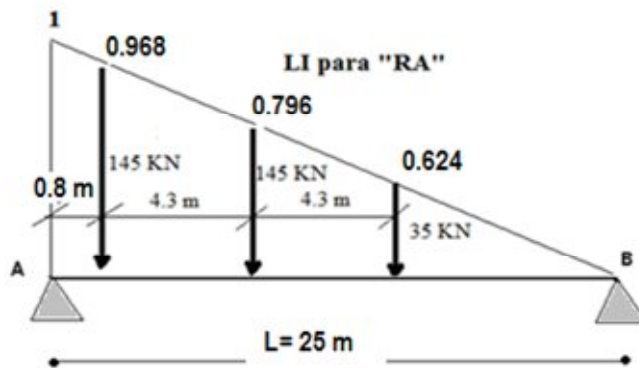
Carga muerta:

Elemento	Cargas
Pasamanos:	90.31 kg/m
Postes:	21.49 kg/m
Aceras:	252.00 kg/m
Bordillos:	258.00 kg/m
Losa:	864.00 kg/m
Rodadura:	220.00 kg/m
Viga	2238.11 Kg/m
Total	3943.91 Kg/m



VD= 46141.67 kg

Linea de influencia de la reaccion en el apoyo



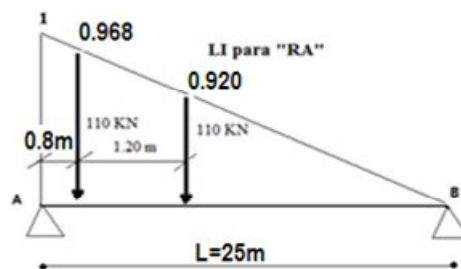
P= 14785.80 kg
P/4= 3696.45 kg

Vcrt.= 28388.74 kg

El cortante crítico lo multiplicamos por la fracción de carga =0.7085

Vcrt.= 20113.42 kg

Por el tándem de diseño:



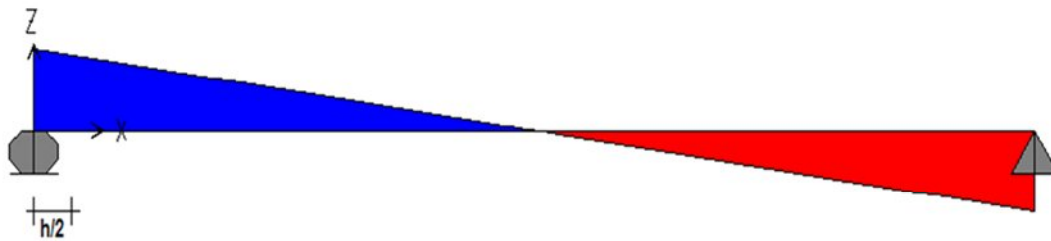
$P = 11216.87 \text{ kg}$

Vert. = 21177.45 kg

El cortante crítico lo multiplicamos por la fracción de carga =0.7085

Vert. = 15004.22 kg

Cortante por la carga de carril



Vcrit = 7859 kg

La carga de carril para distribuirla sobre la viga debemos antes multiplicarla por la fracción de carga (0.7085)

Vcrit = 5567.75 kg

Resumen de cortantes:

Carga muerta:	46141.67 kg
Carga viva Camion de diseño:	20113.42 kg
Cortante por la carga de carril	5567.75 kg
Por el tándem de diseño:	15004.22 kg
IM	11588.82 kg
Momento max del Camion de diseño	62480.89 kg·m

Combinación de Cargas

Donde:

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

LL=Sobrecarga vehicular

IM=incremento por carga vehicular dinámica

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

$$V_u = 1.25 \cdot DC + 1.75 \cdot (LL + IM)$$

$$V_u = 113156.01 \text{ Kg}$$

El esfuerzo en el hormigón en la cara inferior debido solamente al Presfuerzo es:

$$f_{2p} = -\frac{P_e}{A_c} - \frac{P_e \cdot e \cdot c^2}{I_c}$$

$$f_{2p} = -108.66 \text{ kg/cm}^2$$

El momento M_o produce un esfuerzo en la parte inferior de la viga igual a:

$$f_o = \frac{M_o \cdot c^2}{I_c}$$

$$f_o = 6.3130 \text{ kg/cm}^2$$

El momento que produce el agrietamiento por flexión es:

$$M_{cr} = \frac{I_c}{c^2} (0.50 \sqrt{f_c'} + |f_{2p}| - |f_o|)$$

$$M_{cr} = 3210269.2 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

Cortante en la sección estudiada debido a la carga Muerta +carga viva

$$V_{D+L} = 66255.09 \text{ kg}$$

$$M_{D+L} = 8414579.0 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

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

$$V_{cr} = 25277.16149 \text{ kg}$$

El cortante que produciría una falla por flexión-cortante es:

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

$$V_{ci} = 60166.773 \text{ kg}$$

Cálculo de V_p

Derivando la ecuación del cable

$$dy/dx = 2 \cdot 0.000057792 \cdot x - 0.14448$$

Si	X =	0.8 m			
	tg a =	0.144387533 rad	→	a =	8.21 °
				Pf =	287694.2 Kg

$$V_p = \text{sen } a \cdot P_f \quad V_p = 41083.22 \text{ Kg}$$

$$f_{pc} = \frac{P_f}{A} = 30.850 \text{ Kg/cm}^2$$

Resistencia Nominal cuando se produce Agrietamiento en el alma

$$V_{cw} = (0.928 \cdot \sqrt{f'c} + 0.3 f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$V_{cw} = 118962.81 \text{ kg}$$

Resumen

$V_{cw} =$	118962.8 kg
$V_{ci} =$	60166.77 kg

Para determinar V_n se toma el menor de V_{ci} y V_{cw} :

$$V_n = 60166.8 \text{ kg}$$

Reduciendo el cortante nominal $\Phi V_n = 0.90 \cdot V_n = 54150.0954 \text{ kg}$

$\Phi V_n =$	54150.10 kg
$V_u =$	113156.01 kg

$$V_u \leq \Phi V_n$$

Verificacion de la necesidad de armadura.

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

NECESARIA Av.

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

$$V_s = 65562.12789 \text{ kg}$$

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

N° barras	1	1	1	1
f (mm)	6	8	10	12
A (cm²)	0.283	0.503	0.785	1.13

S (cm)

$$S \text{ (cm)} = 20 \text{ espaciamento calculado}$$

Por tanto se distribuiran estribos de 12mm cada 20cm en los 1/5 laterales de la viga y estribos de 12mm cada 35cm en el tercio central de la viga.

3.20. VERIFICACION EN ESTADOS LIMITES ULTIMOS.

Para el calculo del momento ultimo de diseño se recurrirá al análisis de cargas usado para la

$$M_U = 1.25 * (D_C + D_W) + 1.75 * (L_L + I_M)$$

Momento DC peso propio:	238619.26 kg·m
Momento Dw capa de rodadura:	17187.5 kg·m
Momento LL + Carga de carril:	166246.1 kg·m
Momento IM:	38026.4 kg·m

$$M_u = 677235.325 \text{ kg·m}$$

Calculo del momento nominal a Flexión

fc'=	350 kg/cm2		
B1=	0.65		
fpu=	18900 Kg/cm2		
hf=	18 cm		
hv=	160.0 cm		
e=	13 cm		
dp=	147.0		
b=	155 cm		
fpv=	16170 Kg/cm2		
NºT=	27		
Aps=	26.649 cm ²	2664.9	
Nde barras=	7		
As1=	5.1 cm2	diametro de la barra 25.4 mm	
As=	35.7 cm2	Area de acero a tracción =	35.7 cm2
fy=	4200 Kg/cm2	3570	
fc=	210 Kg/cm2		
Nde barras=	6		
As2=	1.13 cm2	diametro de la barra 12 mm	
A's=	6.78 cm2	Area de acero a compresión =	6.78 cm2
bw=	20 cm		
ds'=	49.56 cm		
ds=	157 cm		

Tensión en el acero de pretensado Adherente

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

$$k = 0.22$$

Asumiendo comportamiento de sección rectangular

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y}{0,85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

C= 34.882 cm

como C es mayor a C 18 cm en toces se comporta como sección T

para comportamiento de sección Te:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0,85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0,85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.1-3)$$

C= 111.63 cm

a= c β1; altura del diagrama de tensiones equivalente

a= 72.561 cm

f_{ps}= esfuerzo en el acero de presforzado en la resistencia nominal

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (5.7.3.1.1-1)$$

f_{ps}= 15742 Kg/cm²

Resistencia a la Flexión

$$M_r = \phi M_n \quad (5.7.3.2.1-1)$$

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s \cdot f'_y \cdot \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0,85 \cdot f'_c \cdot (b - b_w) \cdot \beta_1 \cdot h_f \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

M_n= 76004558.56 kg*cm

φ= 0.9

M_r= 68404102.7 kg*cm

M_u= 67723532.5 kg*cm

Verifica en estados limites de Resistencia

ARMADURA DE PIEL

Datos:

$$\begin{aligned} A_{vh} &= 1.01 \text{ [cm}^2\text{]} && (2 \phi 10 \text{ mm}) \\ b_w &= 20 \text{ [cm]} \end{aligned}$$

$$S_{piel} = \frac{A_{vh}}{0.0015 * b_w}$$

$$S_{piel} = 33.51 \text{ [cm]}$$

$$S_2 = \left\{ \begin{array}{l} d / 6 \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

*Colocar barras de 10 mm @ 25 cm en cada cara de la viga, en todo el peralte de la viga.

3.21. DISEÑO DE LA ZONA DE ANCLAJE.

Según AASHTO:

Longitud del bloque.

Datos

$$\begin{aligned} dp &= 146.3 \text{ cm} \\ Lba &> 0.75 dp & dp &= 109.73 \text{ cm} \\ Lba &> 60 \text{ cm} \end{aligned}$$

Para zonas de anclaje en los extremos de una componente o elemento, la dimensión transversal puede ser tomada como la profundidad y ancho de la sección

$$Lba = 160 \text{ cm}$$

Se adoptara como longitud del bloque de anclaje igual a 160 cm

Esfuerzos admisibles en la zona de anclaje.

Esfuerzo de contacto en el concreto cuando actua la fuerza inicial de preesfuerzo P_i

En tiempo inicial

Datos

Placa de anclaje

$$\begin{aligned} b &= 24 \text{ cm} \\ a &= 24 \text{ cm} \\ A_1 &= 576 \text{ cm}^2 \\ A_2 &= 1600 \text{ cm}^2 \\ f'_c &= 35 \text{ Mpa} \\ f'_{ci} &= 28 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$t=0$

$$\sigma_{bi} = 0.80 f'_{ci} \sqrt{\frac{A_2}{A_1} - 0.20} \leq 1.25 f'_{ci}$$

$$\sigma_{bi} = 8.96 \text{ kg/cm}^2 \quad 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_2/A_1 > 2.7 \quad 2.7778$$

En tiempo infinito.

$T=\infty$

$$\sigma_b = 0.60 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f'_c$$

$$\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2 \quad 35 \text{ kg/cm}^2$$

Determinacion de la armadura necesaria.

Ac=	6535.47 cm ²	Area
e =	10.74 cm	Excentricidad
Pi =	358908.73 Kg	Fuerza de pretensado inicial
C1 =	78.85 cm	Distancia desde el centroide de la sección a la fibra superior
C2=	81.17 cm	Distancia desde el centroide de la sección a la fibra inferior
h =	160 cm	Altura total de la viga
I =	21692161.49 cm ⁴	Momento de inercia
I i=	-18940963.19	
S1 =	-240215.1 cm ³	Módulo de la sección I/C1
S2 =	-233349.3 cm ³	Módulo de la sección I/C2
b=	71.12 cm	
Ks=	35.71	
Ki=	-36.76	

Calculo del nucleo limite

Esfurzo de compresion

$\sigma_{yi} = 54.92 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_y = 43.93 \text{ kg/cm}^2$

Etapas inicial

$\sigma_{ti} = -0.25 \cdot (f_{ci})^{0.5} = -1.3 \text{ Mpa}$

$\sigma_{ci} = 0.6 \cdot f_{ci} = 16.8 \text{ Mpa}$

etapas de servicio

$\sigma_{ts} = -0.5 \cdot (f_c)^{0.5} = -2.96 \text{ Mpa}$

$\sigma_{ci} = 0.45 \cdot f_c = 15.75 \text{ Mpa}$

$$K's = \begin{cases} k_i \left(1 - \frac{\sigma_{cs}}{\sigma_y} \right) & 95.01148 \\ k_s \left(1 - \frac{\sigma_{ts}}{\sigma_y} \right) & 59.74517 \end{cases} \quad \boxed{K's = 95.01}$$

$$K'_{i'} = \left\{ \begin{array}{l} k_i \left(1 - \frac{\sigma_{ti}}{\sigma_{yi}} \right) = -45.6095 \\ k_s \left(1 - \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{yi}} \right) = -73.5224 \end{array} \right.$$

$$K'_{i'} = -73.5224$$

T = Fuerza de tensión que resisten los estribos

C = Fuerza de compresión en la zona de agrietamiento.

Esfuerzos en la fibra superior.

$$\sigma_s = \frac{P_i}{A} - \frac{e * P_i}{S_1}$$

$$\sigma_s = 70.97 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos en la fibra inferior.

$$\sigma_i = \frac{P_i}{A} + \frac{e * P_i}{S_2}$$

$$\sigma_i = 38.39 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos Normales en Función de "y"

Y (cm)	Esfuerzos normales Kg/cm2
0	38.39
10	40.43
20	42.46
30	44.50
40	46.54
50	48.57
60	50.61
70	52.64
80	56.12
81.17	56.2
90	54.68
91.5	57.10
100	56.72
110	58.75
120	60.79
130	62.83
140	64.86
150	66.90
160	70.97

80.00	56.12
81.17	55.95
90.00	54.68

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:

$$M_{Pi} = Pi (y - C_2)$$

Momento Neto.

$$M_N = M_{\sigma} - M_{Fi}$$

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	0	0
10	138932.4845	0	138932.4845
20	565384.3236	0	565384.3236
30	1293837.096	0	1293837.096
40	2338772.379	0	2338772.379
50	3714671.753	0	3714671.753
60	5436016.794	0	5436016.794
70	7517289.082	0	7517289.082
80	10082143.92	0	10082143.92
81.17	10385450.82	0	10385450.82
90	12622040.4	0	12622040.4
91.5	13286352.64	0	13286352.64
100	15824125.57	3050724.205	12773401.37
110	19439237.11	6639811.505	12799425.6
120	23481856.59	10228898.81	13252957.78
130	27966465.59	13817986.11	14148479.49
140	32907545.7	17407073.41	15500472.29
150	38319578.49	20996160.71	17323417.78
160	44834926.21	24585248.01	20249678.21

La fuerza de tensión T por su brazo con respecto a C debe ser igual al máximo momento neto.

$$T \left(\frac{3}{4} h \right) = M_{N \text{ M\u00e1ximo}}$$

MN max= 13286353 kg
h= 160 cm

$$T = 110719.6 \text{ kg}$$

Calculo del acero de refuerzo.

f_s = 1400 Kg/cm²

$$A_s = \frac{T}{f_s}$$

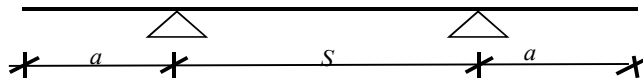
$$A_s = 79.09 \text{ cm}^2 \text{ para dos piernas}$$

$$A_s = 19.77 \text{ cm}^2 \text{ para cuatro piernas}$$

$$18 \ \phi 12 \text{ mm c/9}$$

3.2.2. Diseño de los diafragmas.

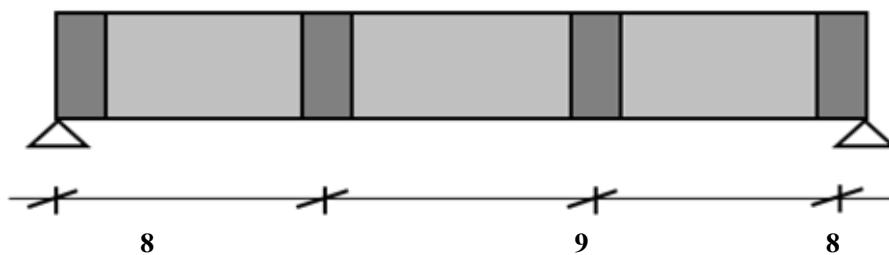
Las vigas transversales o diafragma son estructuras rígidas, no existiendo rotación en sus apoyos pero sí deformaciones debido a los asentamientos.



$$a = 0.8 \text{ m}$$

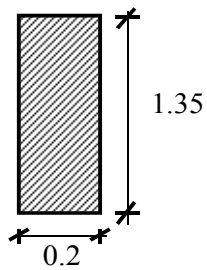
$$S = 2.4 \text{ m}$$

Ubicación de los diafragmas:



Cargas permanentes.-

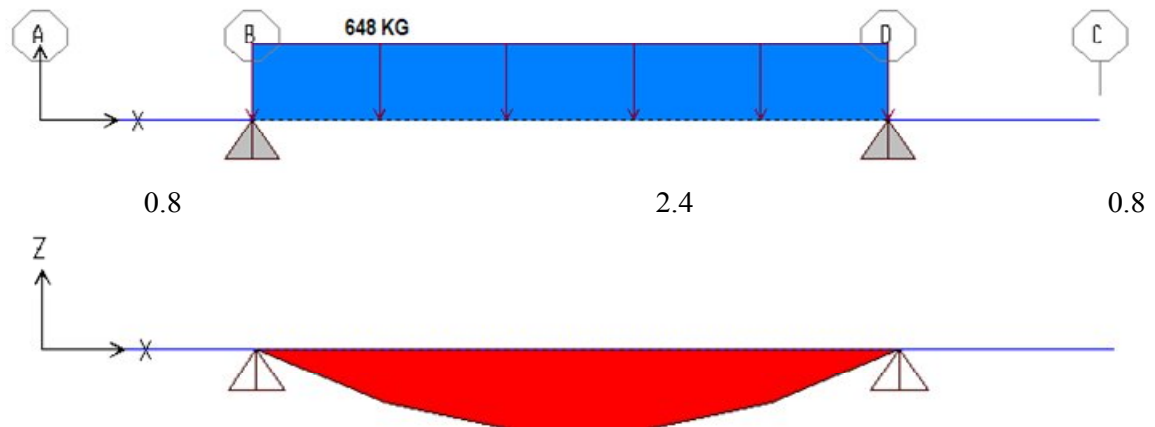
La base de las vigas transversales deben ser por lo menos de 15 cm para que se pueda colocar doble armadura. La altura se lo adopta descontando la losa y una altura libre de 25 cm



$$P_{\text{propio}} = b * h * \gamma_{H^A}$$

$$\gamma_{H^A} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

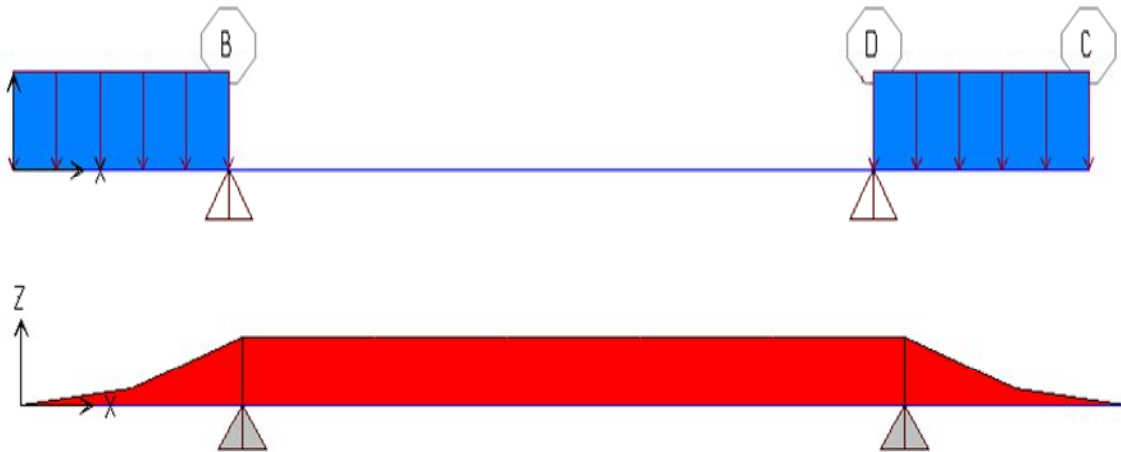
$$P_{\text{propio}} = 648 \text{ Kg/m}$$



$$M_{DC} = 467 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$V_{DC} = 778 \text{ Kg}$$

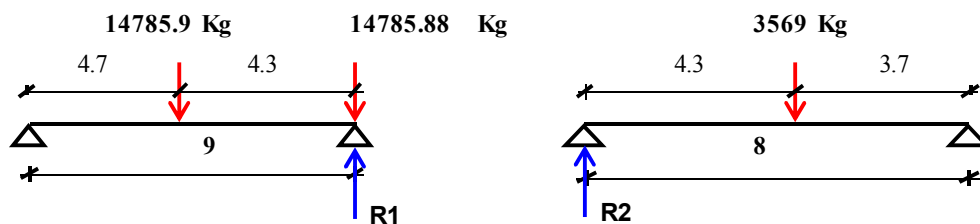
Para el momento negativo hacemos actuar el peso propio de los voladizos con su longitud (a).



$$M = \frac{q_{P_propio} * a^2}{2} = 207 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Sobrecarga vehicular.-

Calculamos la reacción de la fila de ruedas que actúan en el diafragma central. Nos asumimos dos tramos isostáticos que provocan una reacción "R".



$$\frac{14785.9 * 4.7 + 14785.9 * 9}{9} = R1 = 22507$$

$$\frac{3569 * 4.7}{8} = R2 = 1650.7$$

$$R = R1 + R2 = 24157.663 \text{ Kg}$$

multiplicamos por la carga de carril = 0.7085

$$R = 17115.704 \text{ kg}$$

Según la norma a la que nos basamos añadimos el impacto un porcentaje del 33%.

$$R + (IM) = 22763.9 \text{ Kg}$$

Calculo del momento maximo por carga viva

Ahora calculamos los efectos de la carga viva que serán:

Según Courbon, la distancia X a la cual el momento es máximo está dada por:

$$X = e + d$$

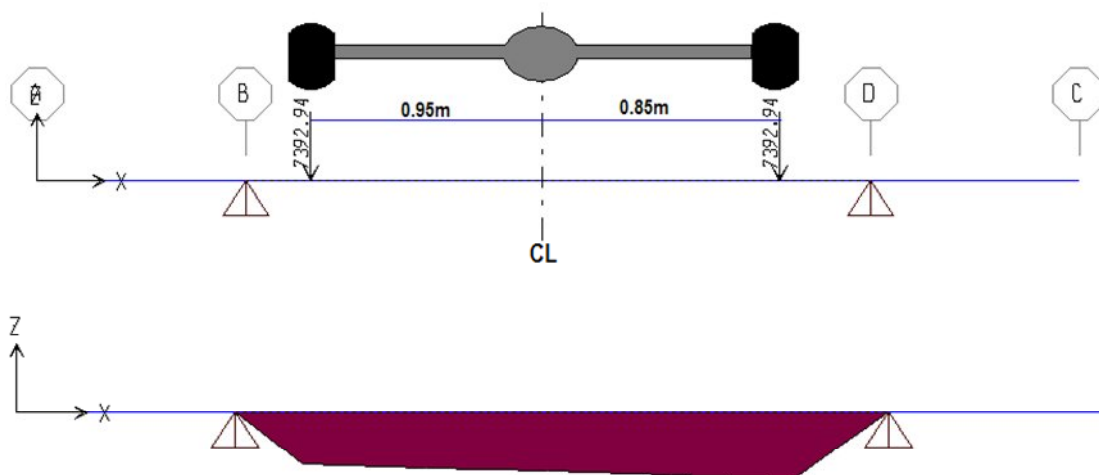
$$e = (S/6) - (d/2)$$

d = Distancia de una de las filas de ruedas interiores al centro de gravedad del conjunto de filas de ruedas.

$$d = 1,8 / 2 = 0,9 \text{ m}$$

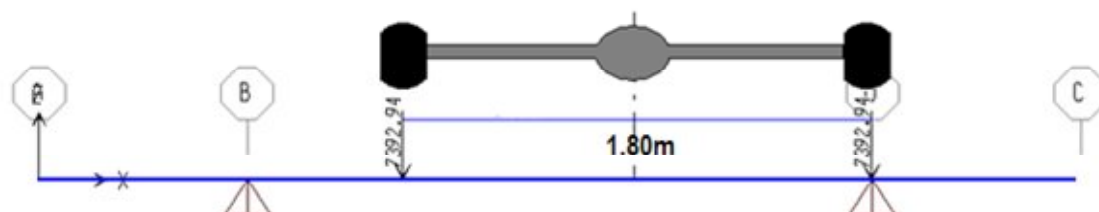
$$e = (S/6) - (d/2) = -0,05 \text{ m}$$

$$X = 0,85 \text{ m}$$



$$M_{LL} = 2479,72 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

para el cortante máximo solo hacemos actuar una de las ruedas en el apoyo





$$V_{LL} = 5544.71 \quad \text{Kg}$$

Solicitaciones mayoradas.-

Tomaremos en cuenta que solo interviene efectos por carga permanente y sobrecarga vehicular que ya viene afectada por el impacto del 33%.

$$M_u(+)=1.25 * M_{dc} + 1.75 * (M_{LL} + IM) = \quad \quad \quad \mathbf{6355.3 \quad Kg * m}$$

$$M_u(-) = 1 * (1.25 * M_{DC}) = \quad \quad \quad \mathbf{264.96 \quad Kg * m}$$

$$V_u = 1 * \{ 1.25 * V_{DC} + 1.75 * V_{LL} \} = \quad \quad \quad \mathbf{50513 \quad Kg}$$

Resumen

Momento (+) kg*m	6355.3 Kg*m
Momento (-) kg*m	264.96 kg*m
Cortante	50513 kg

Cálculo de armaduras.-

* Armadura a flexión.- As (+)

$$\text{Momento último (Mu)} = 635529.83 \quad \text{Kg*cm}$$

$$r \text{ (recubrimiento)} = 3 \quad \text{cm}$$

$$h \text{ (altura del diafrag.)} = 135 \quad \text{cm}$$

$$d \text{ (altura efectiva)} = 132 \quad \text{cm}$$

$$b \text{ (base del diafrag)} = 20 \quad \text{cm}$$

$$f'c = 210 \quad \text{Kg/cm}^2$$

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

$$f = 1.6 \quad \text{cm}$$

Para aplicar el diseño por flexión se debe cumplir:

$$\frac{h}{ln} > 0.4 \Rightarrow 0.61$$

1 para $1 \leq \frac{L}{h} < 2$ $z = 0.2 * (L + 2 * h)$

2 para $\frac{L}{h} < 1$ $z = 0.6 * L$

Donde

$$h = 1.35 \text{ m}$$

Calculo L

$$L = 2.4 \text{ m}$$

$$L = 2.53 \text{ m}$$

Adoptamos la menor

$$L = 2.4 \text{ m}$$

para 1 1.8 el brazo sera $z = 0.2 * (L + 2 * h)$

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

$$z = 1.02 \text{ m}$$

$$z = 102 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.648329 \text{ cm}^2$$

Calculo de la armadura minima

$$A_{smin} = 0.8 * \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} * b_w * d$$

$$A_{smin} = \frac{14.1}{f_y} * b_w * d$$

$$A_{smin} = 7.3 \text{ cm}^2$$

$$8.8629 \text{ cm}^2$$

Adoptamos Amin= 8.862857 cm2

$$7.843236$$

N° de barras = 8 ϕ 12 mm c/7

El refuerzo por flexión debe distribuirse en una franja igual

$$Y = 0.25 * h - 0.05 * L$$

$$y \leq 0.2 * h$$

$$y = 21.8 \text{ cm}$$

$$y = 27.0 \text{ cm}$$

Adoptamos = 21.8 cm

* Armadura a flexión.- As (-)

Momento último (Mu) =	26496.0	Kg*cm
r (recubrimiento) =	3	cm
h (altura del diafrag.) =	135	cm
d (altura efectiva) =	132	cm
b (base del diafrag) =	20	cm
f'c =	210	Kg/cm ²
fy =	4200	Kg/cm ²

$$As = 0.11405 \text{ cm}^2$$

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

Calculo de la armadura minima

$$A_{smin} = 0.8 * \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} * b_w * d$$

$$A_{smin} > \frac{14.1}{f_y} * b_w * d$$

$$Asmin = 7.3 \text{ cm}^2$$

$$8.8629 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adoptamos } A_{min} = 8.862857 \text{ cm}^2$$

El refuerzo para momento negativo sobre los apoyos deberá repartirse en dos franjas paralelas al eje de la viga.

La primera, con una fracción del área total igual a

$$0.5 \left(\frac{L}{h} - 1 \right) A_s$$

, deberá repartirse en una altura igual a $0.2h$

y la segunda con el resto del área, se repartirá en una franja igual a $0.6h$ debajo de la primera.

$$As1 = 3.45 \text{ cm}^2$$

(Primera franja).

a una altura de $0.2 * h$

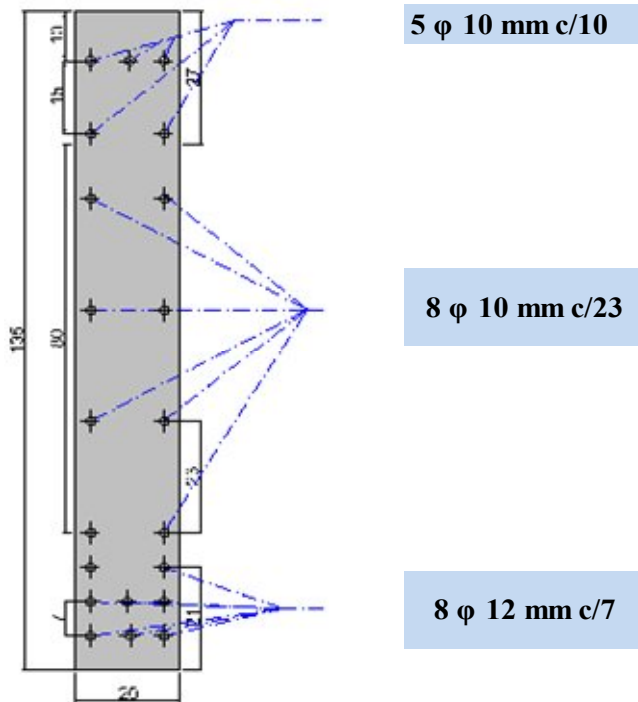
$$As2 = 5.42 \text{ cm}^2$$

(Franja intermedia).

a una altura de $0.6 * h$

$$\text{(Primera franja). } 5 \phi 10 \text{ mm c/10}$$

$$\text{(Franja intermedia). } 8 \phi 10 \text{ mm c/23}$$



5 ϕ 10 mm c/10

8 ϕ 10 mm c/23

8 ϕ 12 mm c/7

3.22.1. Diseño por corte:

Aplicar el diseño por corte se debe cumplir:

$$\frac{l_n}{d} < 5 \quad 1.82 < 5$$

Para el diseño a corte debemos considerar el V_u y M_u que se produce en la sección crítica. La sección crítica para el corte medida desde la cara del apoyo debe tomarse como

$$X' = 0.15 \cdot h = 36.0 \text{ cm}$$

$$X = 46.0 \text{ cm}$$

$$V_u = 50513 \text{ kg}$$

$$M_u = 6355.3 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

entonces:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = 59426.52 \text{ kg}$$

$$l_n/h = 1.8$$

$$V_n \leq 2.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \quad \text{si} \quad l_n/2 < 2$$

$$59427 \leq 80340.19 \quad (\text{cumple})$$

La resistencia al corte proporcionado por el hormigón se toma como:

$$V_c = \left[3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u * d} \right] \left[0.5 \sqrt{f'c} + 176 \rho_w \frac{V_u * d}{M_u} \right] * b_w * d$$

El termino

$$\left[3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u * d} \right] \leq 2.5 \quad 3.3 \quad 2.5$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w * d} = 0.00321$$

$$\frac{V_u * d}{M_u} = 1049.15$$

$$V_c = 3961259.9 \text{ kg}$$

Pero no debe ser mayor que

$$1.6 \sqrt{f'c} * b_w * d \quad 61211.58 \text{ kg} \quad \text{Cumple!!}$$

$$\text{Se toma } V_c = 61211.6 \text{ kg}$$

$$V_s = V_n - V_c$$

$$V_s = -1785.05 \text{ kg}$$

aplicando el código del ACI se debe proporcionar acero con la cuantía mínima.

Nota: Se asume estribos de 10mm = 0.71 cm² para la armadura vertical

Para Av el acero de refuerzo no debe ser menor que $0.0015b * S$

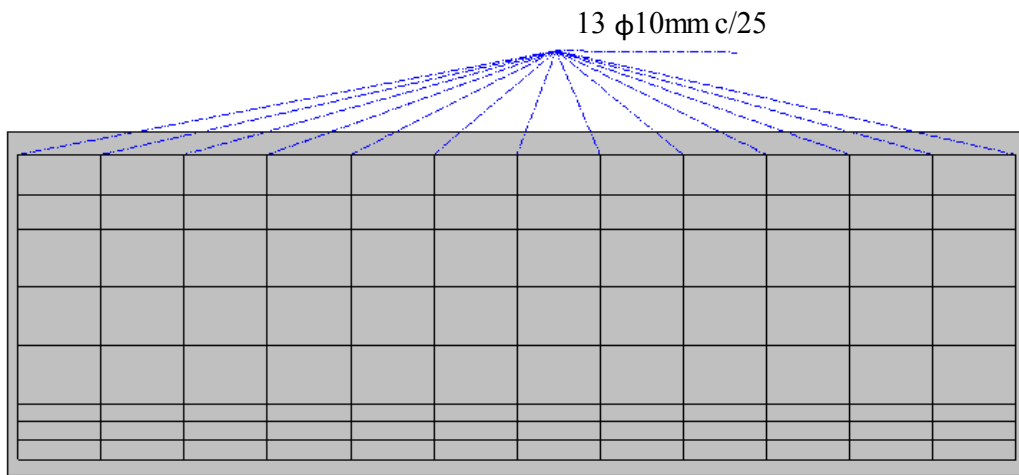
con una separación máxima de $S_v \leq \frac{d}{5}$ ó $S_v < 50\text{cm}$

$$S_v = 24 \text{ cm}$$

$$S_v = 26 \text{ cm}$$

Adoptar una separación de 25 cm

$A_v/2 = 0.375 \text{ cm}^2$



3.23. Calculo del apoyo de Neopreno

Datos

Fuerza de Frenado: BR

La fuerza de frenado 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

BR= 3696,47 kg

Camion de diseño

BR= 2804,22 kg

Tandem de diseño

BR= 1411,00 kg

Camión de diseño más la carga del carril

BR= 594,42 kg

Tandem de diseño más la carga del carril

Carga de accesorios

q= 1485,81 kg/m



Reacción RA= 18312,61 kg

RB= 18312,61 kg

Carga de la viga

q= 1568,51 kg/m



Reaccion RA= 19331,89 kg

RB= 19331,89 kg

Camión de diseño



Reaccion RA= 3824,45 kg

RB= 29316,32 kg

Reaccion Total

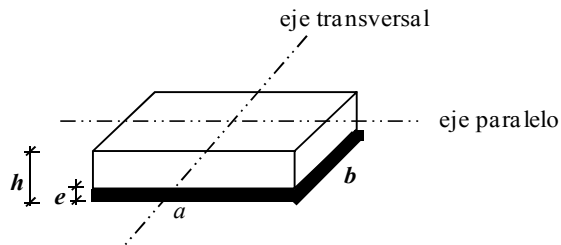
RA= 41468,95 kg
RB= 66960,82 kg

Fuerza horizontal

BR= 3696,47 kg

Diseño de los apoyos de neopreno.

N = 66960,82 Kg



Predimensionamiento.-

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

A = Superficie teórica de contacto entre placas (m2)

N = Carga máxima en estado de servicio

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

$$\beta_{nm} = 10 \text{ Mpa} = 1, \text{E}+07 \text{ Kg/m}^2$$

$$A = \frac{N}{\beta_{nm}} = 0,067 \text{ m}^2$$

β_n = Fatiga de trabajo en compresión para el neopreno (Mpa)

a = Dimensión menor del neopreno y en el sentido paralelo al tráfico

b = Dimensión mayor del neopreno y en el sentido transversal al tráfico

e = Espesor de una de las placas que constituyen el neopreno, como ser 0.8; 1.0; 1.2; 1.5 cm en casos especiales de 0.5 y 2.0 cm

Un valor tentativo será de: $a = \sqrt{A} = 0,26 \text{ m}$

Conocido "a" se adopta un espesor "e" de modo que satisfaga la condición.

$$e = 0,015 \text{ m} \quad 12 < \frac{a}{e} < 22$$

$$e = 1,50 \text{ cm} \quad 12,00 < 17,25 < 22,00$$

Se establece la fatiga máxima admisible con la siguiente expresión:

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

$$\beta_n = 10,35 < 13,20 \text{ Mpa} \quad \text{cumple!!!}$$

El área requerida será:

$$A_{req} = \frac{N}{\beta_n} = 0,06 \text{ m}^2$$

La otra dimensión de la placa será:

$$b = \frac{A_{req}}{a} = 0,25 \text{ m}$$

Pero debemos cuidar que se cumpla:

$$a \leq b$$

$$a = 0,25 \text{ m} \quad b = 0,40 \text{ m}$$

La fatiga media del aparato de apoyo será:

$$\beta_m = \frac{N}{a * b} = 6,70 \text{ Mpa} < 12,00 \text{ Mpa} \quad \text{cumple}$$

Tomando $G = 0,90 \text{ MPa}$ calculamos:

* La distorsión por fluencia lenta:

$$\mu_i = \frac{H_{ii}}{a * b * G} = \frac{0.01}{0.30 * 0.30 * 0.9} = 0,1111 < 0,70$$

* La distorsión por cargas instantáneas:

$$\mu_{ii} = \frac{H_{ii}}{a * b * G} = \frac{0.02}{0.30 * 0.30 * 0.9} = 0,2222 < 1,20$$

H = Fuerza horizontal

G = Módulo de elasticidad transversal del neopreno (0.8; 1.0) MPa

μ = Distorsión debida a la retracción, deformación lenta, frenado, viento etc

Estimaremos una deformación horizontal transmitida por la superestructura de:

$$d = 0,03 \text{ m}$$

Ahora determinamos la altura "h" de las placas de neopreno:

$$h = \frac{d}{\mu_i + \mu_{ii}} = 0,08 \text{ m}$$

El número de placas será:

$$n = \frac{h}{e} = 5,00 \cong 5,00 \text{ placas}$$

Adoptamos **5,00** placas de **1,50 cm**

Totalizando una altura de: **h = 0,08 m**

En estas condiciones, la rotación de la placa es:

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

$$\Omega = 0,0074 \text{ rad}$$

Siendo la rotación máxima para todo el apoyo de : $n * \Omega$

$$n * \Omega = 0,0369 \text{ rad}$$

La fricción entre neopreno y viga es:

H= 3696,47 kg fuerza horizontal

N= 66960,82 kg fuerza vertical

$$\mu = \left(\frac{H}{N} \right) \leq 0.4$$

$$\mu = 0,06 \quad \text{OK!!}$$

Verificación de deformación vertical del neopreno:

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

$\phi=0,75$ para placas rectangulares

$$E_n = 125,00 \text{ Mpa}$$

$$\partial_h = \frac{\beta_m * h}{E_n}$$

$$\partial_h = 0,0040 \text{ m}$$

La fátiga en las placas de 1 mm de acero que van intercaladas en la goma es:

$$\beta_a = 0,75 * \frac{e}{s} * \beta_m$$

$$\beta_a = 75,33 < 140 \text{ Mpa} \quad \text{OK!!}$$

Cálculo de la armadura de los dados de apoyo

Armadura paralela a "a"

Datos:

$$N = 66960,82 \text{ kg}$$

$$a = 50,00 \text{ cm}$$

$$a_o = 30,00 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_d = 98359,19 \text{ kg}$$

$$A_{s, \parallel f_{yd}} = 0,3 N_d \left(\frac{a - a_1}{a} \right) \text{ en sentido paralelo a «a»}$$

$$A_{sa} = 1,91 \text{ cm}^2$$

$$3,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = \frac{0,3 * N * \frac{a - a_o}{a}}{f_y}$$

Armadura paralela a "b"

Datos:

$$N = 66960,82 \text{ kg}$$

$$b = 50,00 \text{ cm}$$

$$b_o = 30,00 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_d = 98359,19 \text{ kg}$$

$$A_{s, \parallel f_{yd}} = 0,3 N_d \left(\frac{b - b_1}{b} \right) \text{ en sentido paralelo a «b»}$$

$$A_{sa} = 3,23 \text{ cm}^2$$

Calculo espasamiento

Sa= 11,00 cm

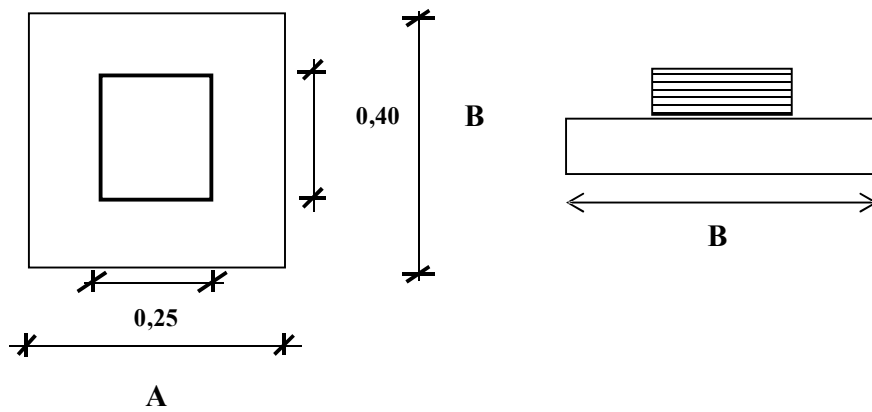
Sb= 11,00 cm

Numero de barras

Nº a= 4,55 \cong 5,00

Nº b= 4,55 \cong 5,00

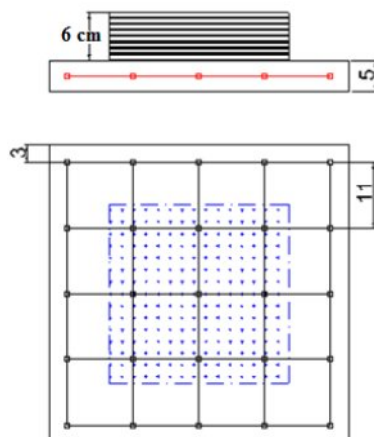
Dados.- VISTA EN PLANTA



Asumimos:

A = 50,00 cm

B = 50,00 cm

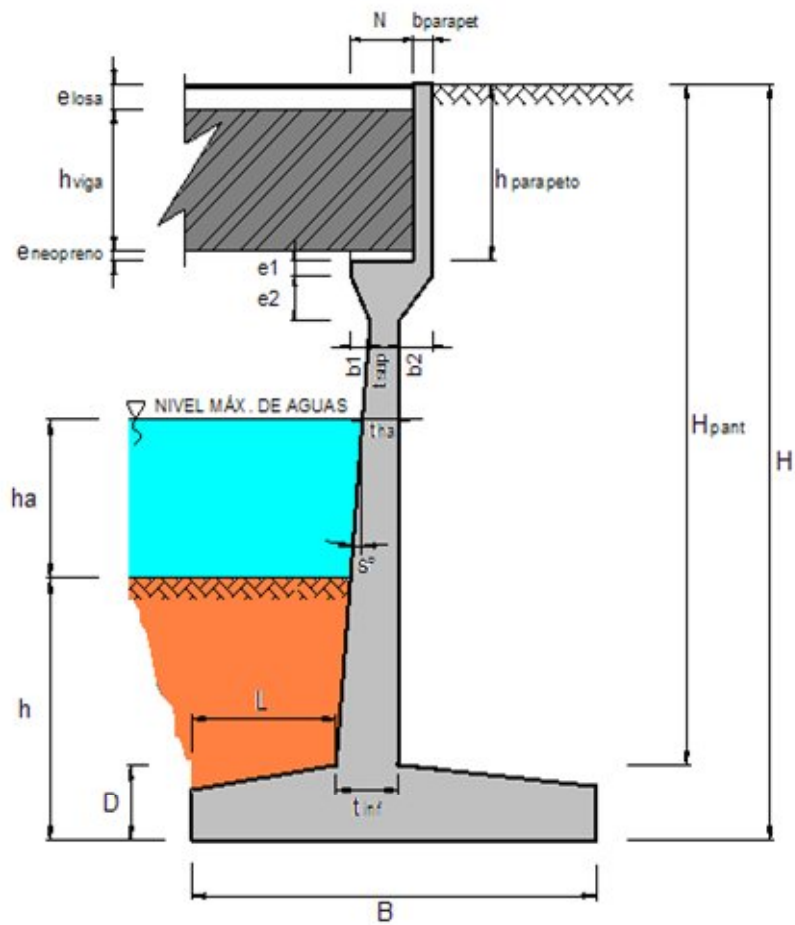


Armadura X= 5 ϕ 10 c/11

Armadura Y= 5 ϕ 10 c/11

3.24. DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBO

PROYECTO: PUENTE CRUCE ROSILLAS
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 25
ANCHO TOTAL: 5.4 (Ancho de vía + veredas)
FECHA: 08/12/2011



DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
H	8.6	8.6	Dato
h	3.5	3.5	Dato

(1)	B=0.6H	5.16	5.5	Criterio
(1)	D=0.1H	0.86	0.9	Criterio
	tsup	0.3	0.3	Valor mínimo
(1)	tin _f =0.1H	0.86	0.9	Criterio
(1)	L=B/3	1.72	1.75	Criterio
	elosa	0.18	0.18	Dato
	hvig _a	1.6	1.6	Dato
	eneopreno	0.06	0.06	Dato
	hparapeto	1.84	1.84	elosa+hvig _a +eneop
	bparapeto	0.2	0.2	Asumido
	e1	0.15	0.15	Asumido
	e2	0.45	0.45	Asumido
	DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
	b1	0.2	0.2	Asumido
	b2	0.35	0.35	Asumido
	s°	6.76°	6.76°	Calculado
(2)	N _{mínimo}	0.2438862	--	Según Norma MTC
	N	0.65	0.65	Calculado
	ha	1.8	1.8	Dato
	tha	0.3782609	0.37826087	Calculado
	H _{pant}	7.7	7.7	Calculado

NOTAS:

- (1) Predimensionamiento tomado del texto "*Principios de Ingeniería de Cimentaciones*" de Braja M. Das, p_{gna}. 389
- La longitud de la cajuela $N=(200+0.0017L+0.0067H)(1+0.000125s^\circ)$
- (2) en mm, donde H=0 en puentes de una sola luz. Del "*Manual de Diseño de Puentes 2002*" del MTC, título 2.11.2

2. PESO PROPIO (DC) Y DEL SUELO (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	2.75	6.60	2.75	18.15
2	1.71	4.11	2.50	10.28
3	1.58	3.79	2.15	8.14
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
4	0.05	0.11	2.28	0.25
5	0.08	0.19	2.77	0.52
6	0.13	0.31	2.58	0.79
7	0.37	0.88	2.90	2.56
10	0.36	0.86	1.20	1.04
11	0.36	0.86	2.25	1.94
12	0.56	1.34	3.63	4.88
Σ	--	19.06	--	48.55
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
8	1.92	3.46	2.83	9.76
9	19.25	34.65	4.25	147.26
Σ	--	38.11	--	157.02

$$DC = 19.06 \text{ Ton} \quad EV = 38.11 \text{ Ton}$$

$$x = 2.547607128 \quad x = 4.120775812$$

3. PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DC):

$$DC = 9.755 \text{ Ton/m}$$

$$x = 2.475$$

4. CARGA MUERTA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DW):

$$DW = 0.678 \text{ Ton/m}$$

$$x = 2.475$$

5. PRESION ESTATICA DEL SUELO (EH Y EV):

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\cos(\beta + \delta) \cos(\beta - i)}} \right]^2} \quad (4.1)$$

$$\delta = \phi/2 = 15.5^\circ$$

$$\gamma_m = 1.80 \text{ g/cm}^3$$

$$(3) K_a = 0.2896$$

Empuje estático:

$$E = 19.28 \text{ Ton}$$

$$EH = 18.57 \text{ Ton}$$

$$EV = 5.15 \text{ Ton}$$

$$y = 2.866666667$$

$$x = 5.5$$

6. CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (LL):

$$\begin{aligned} LL &= 7.33 \text{ Ton/m} \\ x &= 2.475 \end{aligned}$$

7. FUERZA DE FRENADO Y ACELERACION (BR):

$$\begin{aligned} (4) \text{ BR} &= 5\%LL = 0.37 \text{ Ton} \\ h_{BR} &= 1.8 \\ y &= 10.4 \end{aligned}$$

8. SOBRECARGA PEATONAL PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (PL):

$$\begin{aligned} PL &= 1.14 \text{ Ton/m} \\ x &= 2.475 \end{aligned}$$

9. SOBRECARGA SUPERFICIAL Y DE TRAFICO (LS):

$$\begin{aligned} p_H &= 0.43 \text{ Ton/m} \\ L_{SH} &= 3.66 \text{ Ton} & L_{Sv} &= 4.19 \text{ Ton} \\ y &= 4.3 & x &= 4.075 \end{aligned}$$

10. COMBINACION DE CARGAS

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	n
RESISTENCIA 1	0.90	0.65	1.50	1.35	1.75	1.00	1.00
RESISTENCIA 1	0.90	1.50	1.50	1.35	1.75	1.00	1.00
RESISTENCIA 1	1.25	0.65	1.50	1.35	1.75	1.00	1.00
RESISTENCIA 1	1.25	1.50	1.50	1.35	1.75	1.00	1.00

NOTAS:

- (1) Incremento de carga viva por efectos dinámicos, Tabla 2.4.3.3 del "Manual de Diseño de Puentes" del MTC
- (2) q puede ser asumido como la sobrecarga distribuida del vehículo de diseño.
- (3) Ka obtenido de las ecuaciones propuestas por la teoría de empujes de Coulomb, según el "Manual de Diseño de Puentes 2002" del MTC, Apéndice C.
- (4) Punto de aplicación de la fuerza de frenado y aceleración a 1.8m sobre el tablero, según el "Manual de Diseño de Puentes 2002" del MTC, título 2.4.3

3.24.2. VERIFICACION DE ESTABILIDAD

PROYECTO: PUENTE CRUCE ROSILLAS
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 25
ANCHO TOTAL: 5.4 (Ancho de vía + veredas)
FECHA: 08/12/2011

1. DATOS PREVIOS

F.S.D.= 1.50 μ = 0.60
 F.S.V.= 2.00 σ_t = 3.00 Kg/cm²

2. FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS

FUERZAS ACTUANTES (Ton)				
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	nΣF
RESISTENCIA 1	27.86	6.41	0.64	34.91
RESISTENCIA 1	27.86	6.41	0.64	34.91
RESISTENCIA 1	27.86	6.41	0.64	34.91
RESISTENCIA 1	27.86	6.41	0.64	34.91

MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)				
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	nΣM
RESISTENCIA 1	79.87	27.55	6.67	114.09
RESISTENCIA 1	79.87	27.55	6.67	114.09
RESISTENCIA 1	79.87	27.55	6.67	114.09
RESISTENCIA 1	79.87	27.55	6.67	114.09

3. FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

FUERZAS RESISTENTES (Ton)							
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	PL	Ev	LS _v	nΣF
RESISTENCIA 1	25.93	0.44	12.83	2.00	58.40	7.33	106.92
RESISTENCIA 1	25.93	1.02	12.83	2.00	58.40	7.33	107.50
RESISTENCIA 1	36.01	0.44	12.83	2.00	58.40	7.33	117.01
RESISTENCIA 1	36.01	1.02	12.83	2.00	58.40	7.33	117.58

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)							
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	PL	Ev	LS _v	nΣM
RESISTENCIA 1	65.42	1.09	31.75	4.94	250.23	29.88	383.31
RESISTENCIA 1	65.42	2.52	31.75	4.94	250.23	29.88	384.73
RESISTENCIA 1	90.87	1.09	31.75	4.94	250.23	29.88	408.75
RESISTENCIA 1	90.87	2.52	31.75	4.94	250.23	29.88	410.17

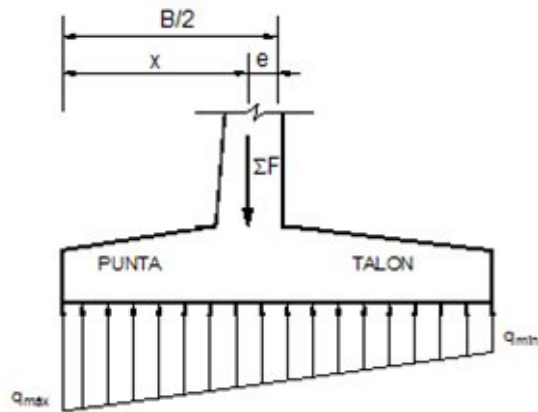
4. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

COMBINACION	$\mu \Sigma F_V / \Sigma F_H$	
RESISTENCIA 1	1.838	OK!
RESISTENCIA 1	1.848	OK!
RESISTENCIA 1	2.011	OK!
RESISTENCIA 1	2.021	OK!

5. ESTABILIDAD AL VOLTEO

COMBINACION	$\Sigma M_R / \Sigma M_A$	
RESISTENCIA 1	3.360	OK!
RESISTENCIA 1	3.372	OK!
RESISTENCIA 1	3.583	OK!
RESISTENCIA 1	3.595	OK!

6. PRESIONES SOBRE EL SUELO

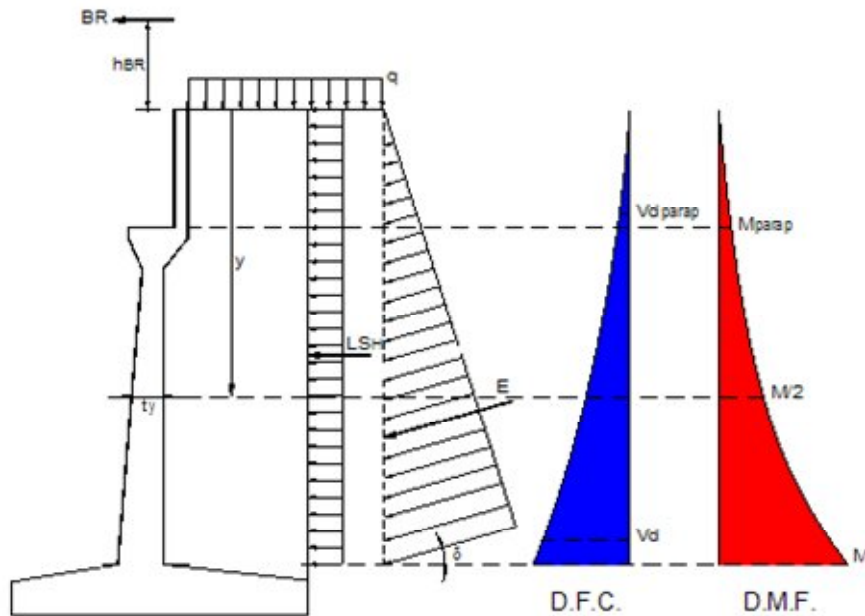


$$B/6 = 0.917$$

COMBINACIÓN	x (m)	e (m)		qmax (Ton/m)		qmin (Ton/m)	
RESISTENCIA 1	2.518	0.232	OK!	24.36	OK!	14.52	OK!
RESISTENCIA 1	2.518	0.232	OK!	24.50	OK!	14.59	OK!
RESISTENCIA 1	2.518	0.232	OK!	26.65	OK!	15.90	OK!
RESISTENCIA 1	2.518	0.232	OK!	26.79	OK!	15.97	OK!

3.24.3. ANALISIS ESTRUCTURAL

PROYECTO: PUENTE CRUCE ROSILLAS
DESCRIPCION: ESTRIBO
LONGITUD: 25
ANCHO TOTAL: 5.4 (Ancho de vía + veredas)
FECHA: 08/12/2011



1. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO DE DISEÑO (EN LA BASE DE LA PANTALLA)

$$y = 7.7$$

COMBINACIÓN	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA			
	E _H	LS _H	BR	nΣVd
RESISTENCIA 1	21.93	5.68	0.64	28.26
RESISTENCIA 1	21.93	5.68	0.64	28.26
RESISTENCIA 1	21.93	5.68	0.64	28.26
RESISTENCIA 1	21.93	5.68	0.64	28.26

COMBINACIÓN	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO			
	E _H	LS _H	BR	nΣM
RESISTENCIA 1	57.33	22.08	6.09	85.50
RESISTENCIA 1	57.33	22.08	6.09	85.50
RESISTENCIA 1	57.33	22.08	6.09	85.50
RESISTENCIA 1	57.33	22.08	6.09	85.50

2. UBICACIÓN DE M/2 PARA EL CORTE DEL ACERO:

$$y = 5.340 \text{ m}$$

$$t_y = 0.631 \text{ m}$$

Mu= 85.50 Ton-m
 Mu/2= 42.77 Ton-m

OK!

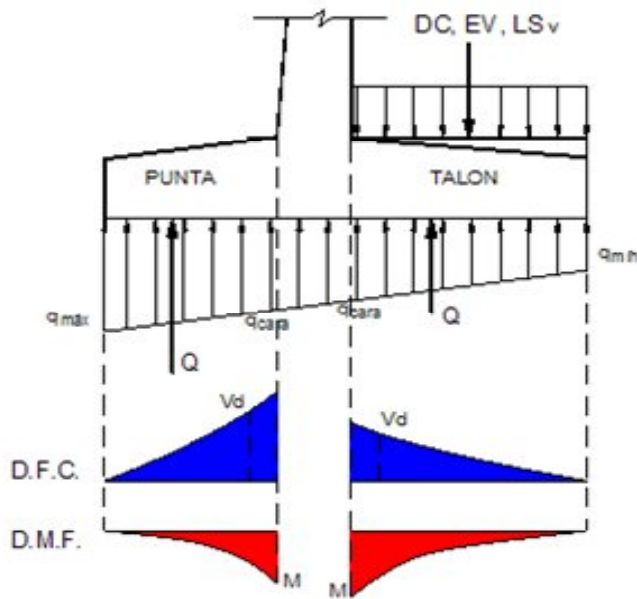
COMBINACIÓN	MOMENTO M/2 (Ton-m)			
	E _H	LS _H	BR	nΣ(M/2)
RESISTENCIA 1	27.57	10.62	4.58	42.77
RESISTENCIA 1	27.57	10.62	4.58	42.77
RESISTENCIA 1	27.57	10.62	4.58	42.77
RESISTENCIA 1	27.57	10.62	4.58	42.77

3. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA BASE DEL PARAPETO

COMBINACIÓN	CORTANTE V _{dparap} (Ton) - A "d" DE LA CARA			
	E _H	LS _H	BR	nΣV _d
RESISTENCIA 1	1.18	1.32	0.64	3.14
RESISTENCIA 1	1.18	1.32	0.64	3.14
RESISTENCIA 1	1.18	1.32	0.64	3.14
RESISTENCIA 1	1.18	1.32	0.64	3.14

COMBINACIÓN	MOMENTO M _{parap} (Ton-m) - MÁXIMO			
	E _H	LS _H	BR	nΣM
RESISTENCIA 1	3.27	1.26	2.33	6.87
RESISTENCIA 1	3.27	1.26	2.33	6.87
RESISTENCIA 1	3.27	1.26	2.33	6.87
RESISTENCIA 1	3.27	1.26	2.33	6.87

4. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN EL TALON DE LA ZAPATA



COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA				
		DC	LSv	EV	Q	nΣVd
RESISTENCIA 1	19.619	-5.40	-7.33	-51.44	61.14	-3.04
RESISTENCIA 1	19.725	-5.40	-7.33	-51.44	61.47	-2.71
RESISTENCIA 1	21.469	-7.51	-7.33	-51.44	66.89	0.61
RESISTENCIA 1	21.575	-7.51	-7.33	-51.44	67.22	0.94

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
		DC	LSv	EV	Q	nΣM
RESISTENCIA 1	19.619	-7.90	-10.45	-73.31	92.52	0.87
RESISTENCIA 1	19.725	-7.90	-10.45	-73.31	93.03	1.39
RESISTENCIA 1	21.469	-10.97	-10.45	-73.31	101.22	6.50
RESISTENCIA 1	21.575	-10.97	-10.45	-73.31	101.73	7.01

5. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA PUNTA DE LA ZAPATA

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA		
		DC	Q	nΣV
RESISTENCIA 1	21.230	-3.27	38.30	35.03
RESISTENCIA 1	21.346	-3.27	38.51	35.24
RESISTENCIA 1	23.229	-4.54	41.90	37.36
RESISTENCIA 1	23.345	-4.54	42.11	37.57

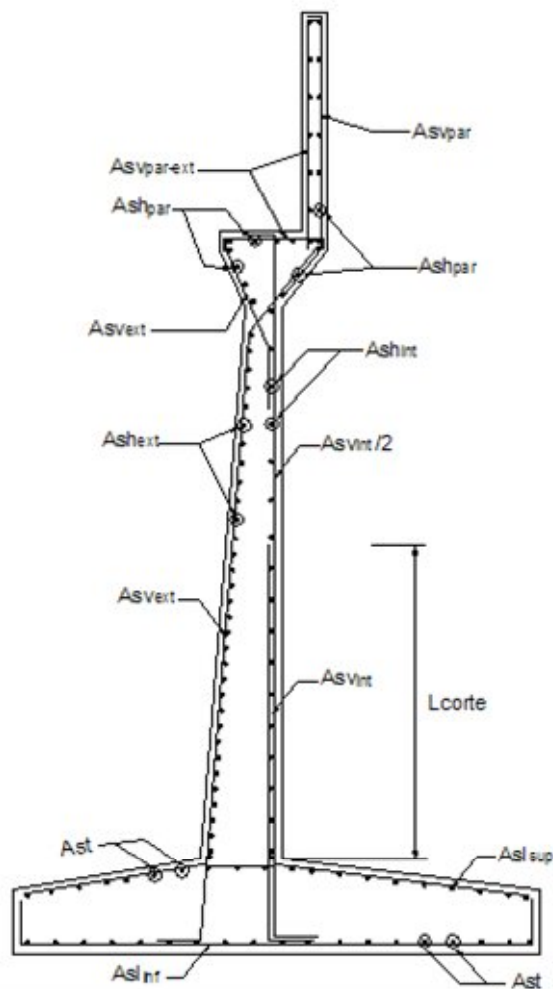
COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO		
		DC	Q	nΣM
RESISTENCIA 1	21.230	-2.98	38.90	35.93
RESISTENCIA 1	21.346	-2.98	39.12	36.15
RESISTENCIA 1	23.229	-4.13	42.55	38.42
RESISTENCIA 1	23.345	-4.13	42.77	38.64

3.24.4. DISEÑO ESTRUCTURAL

PROYECTO:	PUENTE CRUCE ROSILLAS
DESCRIPCION:	ESTRIBO
LONGITUD:	25
ANCHO TOTAL:	5.4 (Ancho de vía + veredas)
FECHA:	08/12/2011

1. DATOS

$f_c =$	210 Kg/cm ²	$f_y =$	4200 Kg/cm ²
$r(\text{pant}) =$	0.07 m	$r(\text{zapata}) =$	0.07 m
ϕ (Flexión) =	0.90	ϕ (Corte) =	0.90



2. DISEÑO DE LA PANTALLA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 57.37 \text{ Ton}$$

$$V_u = 28.26 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO VERTICAL

CARA INTERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	85.50 Ton-m
d	0.83
a	6.68 cm
As	28.40 cm ²
ρ	0.0034
ρ_{min}	0.0015
20 mm	2.85 cm ²
Nº Aceros	9.96
s (Calculado)	10.04 cm
s (Redond.)	10 cm
As _{Vint}	mm20@10
Ld	0.72
Lcorte (calc)	3.08
Lcorte (redond)	3
As _{Vint} /2	mm20@20

OK!

CARA EXTERIOR	
DESC.	VALOR
20 mm	2.85 cm ²
As _{min}	12.45 cm ²
Nº Aceros	4.37
s (Calculado)	22.89 cm
s (Redond.)	23 cm
As _{Vext}	mm20@23

ACERO HORIZONTAL

PARTE INFERIOR	
DESC.	VALOR
12.7 mm	1.27 cm ²
ρ	0.0020
Ash	16.60 cm ²
Ash/3	5.53 cm ²
Nº Aceros	4.36
s (Calculado)	22.95 cm
s (Redond.)	23 cm
Ash _{int}	mm12.7@23
16 mm	1.98 cm ²
2*Ash/3	11.07 cm ²
Nº Aceros	5.59
s (Calculado)	17.89 cm
s (Redond.)	18 cm
Ash _{ext}	mm12.7@18

PARTE SUPERIOR	
DESC.	VALOR
12.7 mm	1.27 cm ²
ρ	0.0020
Ash	11.22 cm ²
Ash/3	3.74 cm ²
Nº Aceros	2.94
s (Calculado)	33.97 cm
s (Redond.)	30 cm
Ash _{int}	mm12.7@30
16 mm	1.98
2*Ash/3	7.48 cm ²
Nº Aceros	3.78
s (Calculado)	26.48 cm
s (Redond.)	25 cm
Ash _{ext}	mm12.7@25

RESUMEN:	Ash _{int}	mm12.7,1@5,13@23,r@30
	Ash _{ext}	mm16,1@5,17@18,r@25

3. DISEÑO DEL PARAPETO

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 8.99 \text{ Ton}$$

$$V_u = 3.14 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO VERTICAL INTERIOR

DESC.	VALOR
Mu	6.87 Ton-m
d	0.13
a	3.86 cm
As	16.42 cm ²
ρ	0.0126
ρ_{\min}	0.0015
16 mm	1.98 cm ²
Nº Aceros	8.29
s (Calculado)	12.06 cm
s (Redond.)	12 cm
As _{vpar}	mm16@12

OK!

ACERO VERTICAL EXTERIOR

As _{vpar-ext}	mm12.7@30
------------------------	-----------

ACERO HORIZONTAL

Ash _{par}	mm12.7@30
--------------------	-----------

4. DISEÑO DEL TALON DE LA ZAPATA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 57.37 \text{ Ton}$$

$$V_u = 0.94 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	7.01 Ton-m
d	0.83
a	0.53 cm
As	2.24 cm ²
ρ	0.0003
ρ_{\min}	0.0015
20 mm	2.85 cm ²
Nº Aceros	4.37
s (Calculado)	22.89 cm
s (Redond.)	23 cm
As _{linf}	mm20@23

Usar As_{min}!

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
20 mm	2.85 cm ²
As _{min}	12.45 cm ²
Nº Aceros	4.37
s (Calculado)	22.89 cm
s (Redond.)	23 cm
As _{lsup}	mm20@23

ACERO TRANSVERSAL

Ast	mm20@23
-----	---------

5. DISEÑO DE LA PUNTA DE LA ZAPATA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 57.37 \text{ Ton}$$

$$V_u = 37.57 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	38.64 Ton-m
d	0.83
a	2.95 cm
As	12.54 cm ²
ρ	0.0015
ρ_{min}	0.0015
20 mm	2.85 cm ²
N° Aceros	4.40
s (Calculado)	22.73 cm
s (Redond.)	22.5 cm
As _{inf}	mm20@22.5

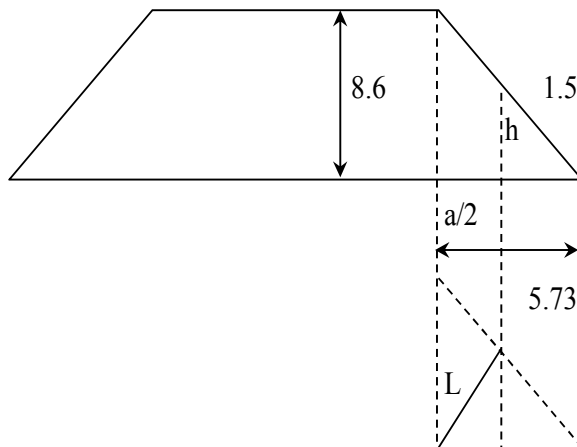
OK!

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
20 mm	2.85 cm ²
As _{min}	12.45 cm ²
N° Aceros	4.37
s (Calculado)	22.89 cm
s (Redond.)	23 cm
As _{sup}	#20@23

ACERO TRANSVERSAL

Ast	#20@23
-----	--------

3.25. Calculo del Estribo Lateral



$$a = 5.73 \text{ m}$$

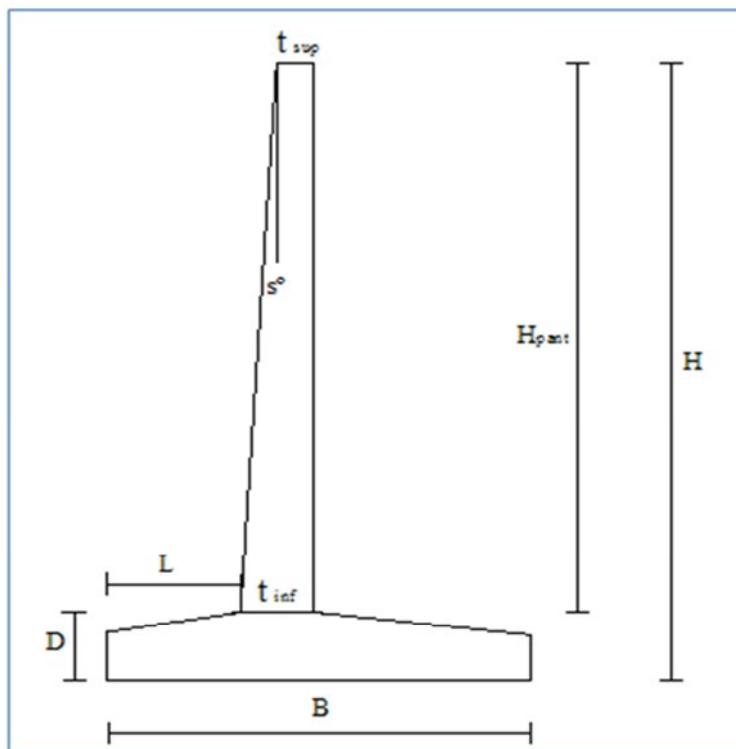
$$a/2 = 2.87 \text{ m}$$

$$h = 4.3 \text{ m}$$

$$L = 5.17 \text{ m}$$

3.25.1. DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBO

PROYECTO: PUENTE CRUCE ROSILLAS
DESCRIPCION: ESTRIBO ESTE
LONGITUD: 25.00 m
ANCHO TOTAL: 5.40 m (Ancho de vía + veredas)



DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
H	7.80 m	7.80 m	Dato
h	3.50 m	3.50 m	Dato
$B=0.6H$	4.68 m	4.70 m	Criterio
$D=0.1H$	0.78 m	0.80 m	Criterio
t_{sup}	0.30 m	0.30 m	Valor mínimo
$t_{inf}=0.1H$	0.78 m	0.80 m	Criterio
$L=B/3$	1.56 m	1.60 m	Criterio
s°	4.61°	4.61°	Calculado
H_{pant}	7.00 m	7.00 m	Calculado

3.25.2. DEFINICION DE CARGAS

PROYECTO: PUENTE CRUCE ROSILLAS

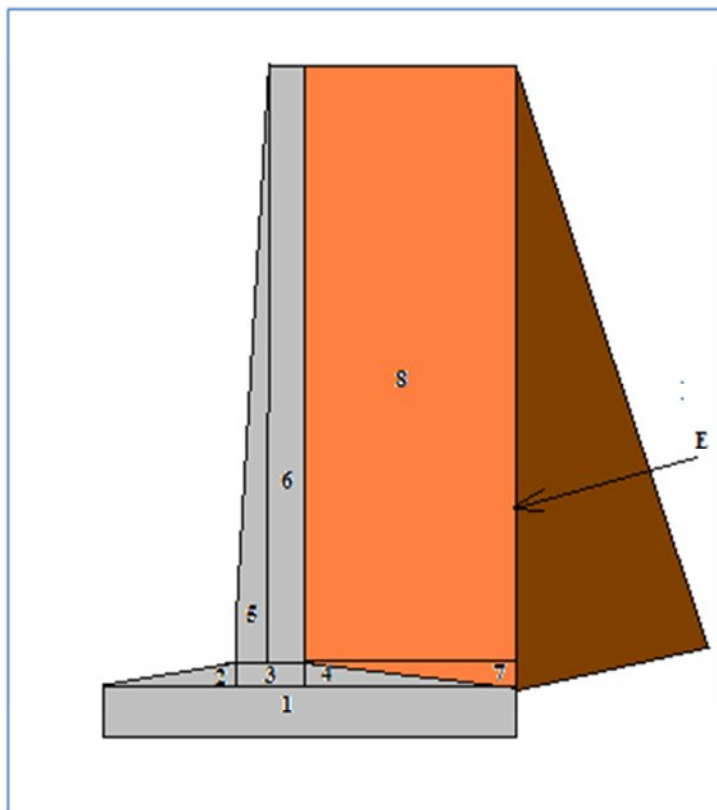
DESCRIPCION: ESTRIBO ESTE

LONGITUD: 25.00 m

ANCHO TOTAL: 5.40 m (Ancho de vía + veredas)

1. DATOS PREVIOS

$g_{\text{concreto}} = 2.40 \text{ Ton/m}^3$
 $g_m = 1.80 \text{ Ton/m}^3$
 $f = 31^\circ$



2. PESO PROPIO (DC) Y DEL SUELO (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	2.35	5.64	2.35	13.25
2	0.24	0.58	1.07	0.61
3	0.24	0.58	2.00	1.15
4	0.644	1.55	3.17	4.89
5	1.75	4.20	1.93	8.12
6	3.50	8.40	1.93	16.24
S	--	20.94	--	44.27
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
7	0.35	0.62	3.93	2.44
8	16.10	28.98	3.55	102.88
S	--	29.60	--	105.32

$$DC = 20.94 \text{ Ton} \quad EV = 29.60 \text{ Ton}$$

$$x = 2.11 \text{ m} \quad x = 3.56 \text{ m}$$

PRESION ESTATICA DEL SUELO (EH Y EV):

$$d = f/2 = 15.5^\circ$$

$$gm = 1.80 \text{ g/cm}^3$$

$$Ka = 0.2896$$

Empuje estático:

$$E = 15.86 \text{ Ton}$$

$$EH = 15.28 \text{ Ton}$$

$$EV = 4.24 \text{ Ton}$$

$$y = 2.60 \text{ m}$$

$$x = 4.70 \text{ m}$$

COMBINACION DE CARGAS

ESTADO	DC	DW	EH	EV	n
RESISTENCIA I	0.90	0.65	1.50	1.35	1.00
RESISTENCIA I	0.90	1.50	1.50	1.35	1.00
RESISTENCIA I	1.25	0.65	1.50	1.35	1.00
RESISTENCIA I	1.25	1.50	1.50	1.35	1.00

3.25.3. VERIFICACION DE ESTABILIDAD

PROYECTO: PUENTE SAN CRISTOBAL
DESCRIPCION: ESTRIBO ESTE
LONGITUD: 25.00 m
ANCHO TOTAL: 5.40 m (Ancho de vía + veredas)

1. DATOS PREVIOS

F.S.D.= 1.50 $\mu=$ 0.60
F.S.V.= 2.00 $\sigma_t=$ 3.00 Kg/cm²

2. FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS

FUERZAS ACTUANTES (Ton)		
COMBINACIÓN	E _H	nΣF
RESISTENCIA 1	22.92	22.92
RESISTENCIA 1	22.92	22.92
RESISTENCIA 1	22.92	22.92
RESISTENCIA 1	22.92	22.92

MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)

COMBINACIÓN	E _H	nΣM
RESISTENCIA 1	59.59	59.59
RESISTENCIA 1	59.59	59.59
RESISTENCIA 1	59.59	59.59
RESISTENCIA 1	59.59	59.59

3. FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

FUERZAS RESISTENTES (Ton)

COMBINACIÓN	DC	E _v	nΣF
RESISTENCIA 1	18.84	45.68	64.53
RESISTENCIA 1	18.84	45.68	64.53
RESISTENCIA 1	26.17	45.68	71.85
RESISTENCIA 1	26.17	45.68	71.85

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)

COMBINACIÓN	DC	E _v	nΣM
RESISTENCIA 1	39.85	169.07	208.92
RESISTENCIA 1	39.85	169.07	208.92
RESISTENCIA 1	55.34	169.07	224.41
RESISTENCIA 1	55.34	169.07	224.41

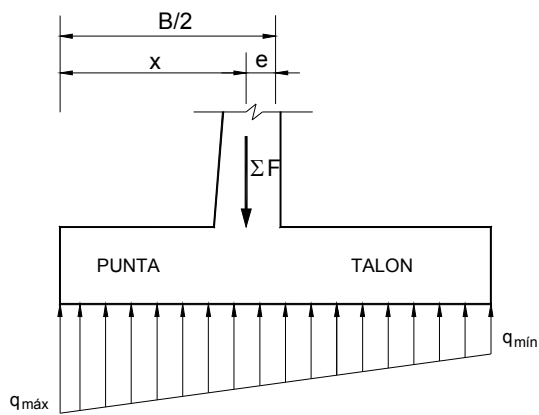
4. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

COMBINACION	$\mu \Sigma F_v / \Sigma F_H$	
RESISTENCIA 1	1.689	OK!
RESISTENCIA 1	1.689	OK!
RESISTENCIA 1	1.881	OK!
RESISTENCIA 1	1.881	OK!

5. ESTABILIDAD AL VOLTEO

COMBINACION	$\Sigma M_R / \Sigma M_A$	
RESISTENCIA 1	3.506	OK!
RESISTENCIA 1	3.506	OK!
RESISTENCIA 1	3.766	OK!
RESISTENCIA 1	3.766	OK!

6. PRESIONES SOBRE EL SUELO

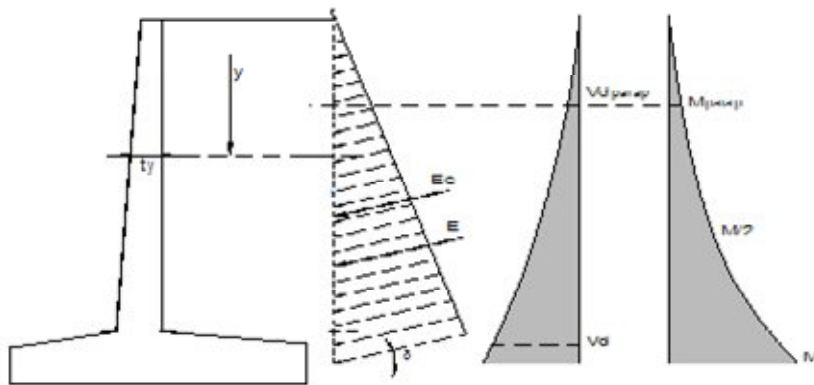


$$B/6 = 0.78 \text{ m}$$

COMBINACIÓN	x (m)	e (m)		qmax (Ton/m)		qmin (Ton/m)	
RESISTENCIA 1	2.314	0.036	OK!	14.36	OK!	13.10	OK!
RESISTENCIA 1	2.314	0.036	OK!	14.36	OK!	13.10	OK!
RESISTENCIA 1	2.294	0.056	OK!	16.38	OK!	14.19	OK!
RESISTENCIA 1	2.294	0.056	OK!	16.38	OK!	14.19	OK!

3.25.4. ANALISIS ESTRUCTURAL

PROYECTO: PUENTE CRUCE ROSILLAS
DESCRIPCION: ESTRIBO ESTE
LONGITUD: 25.00 m
ANCHO TOTAL: 5.40 m (Ancho de vía + veredas)



1. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO DE DISEÑO (EN LA BASE DE LA PANTALLA)

$$y = 7.00 \text{ m}$$

COMBINACIÓ N	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA	
	EH	nSVd
RESISTENCIA 1	18.09	18.09
RESISTENCIA 1	18.09	18.09
RESISTENCIA 1	18.09	18.09
RESISTENCIA 1	18.09	18.09

COMBINACIÓ N	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO	
	EH	nSM
RESISTENCIA 1	43.07	43.07
RESISTENCIA 1	43.07	43.07
RESISTENCIA 1	43.07	43.07
RESISTENCIA 1	43.07	43.07

2. UBICACIÓN DE M/2 PARA EL CORTE DEL ACERO:

$$y = 4.950 \text{ m}$$

$$t_y = 0.654 \text{ m}$$

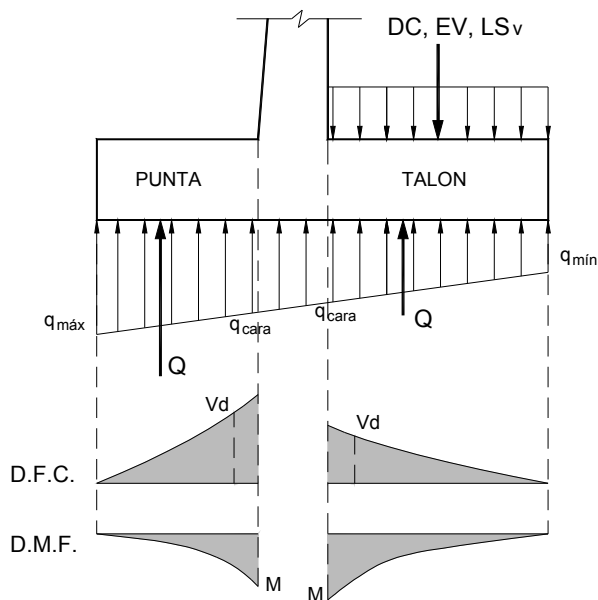
$$M_u = 43.07 \text{ Ton-m}$$

$$M_{u/2} = 21.54 \text{ Ton-m}$$

OK!

COMBINACIÓ N	MOMENTO M/2 (Ton-m)	
	EH	nS(M/2)
RESISTENCIA 1	21.54	21.54
RESISTENCIA 1	21.54	21.54
RESISTENCIA 1	21.54	21.54
RESISTENCIA 1	21.54	21.54

4. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN EL TALON DE LA ZAPATA



COMBINACIÓ N	qcara (Ton/m)	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA			
		DC	EV	Q	nSVd
RESISTENCIA 1	13.716	-3.85	-39.96	31.30	-12.51
RESISTENCIA 1	13.716	-3.85	-39.96	31.30	-12.51
RESISTENCIA 1	15.265	-5.35	-39.96	35.29	-10.02
RESISTENCIA 1	15.265	-5.35	-39.96	35.29	-10.02

COMBINACIÓ N	qcara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO			
		DC	EV	Q	nSM
RESISTENCIA 1	13.716	-4.57	-45.96	37.41	-13.12
RESISTENCIA 1	13.716	-4.57	-45.96	37.41	-13.12
RESISTENCIA 1	15.265	-6.35	-45.96	42.35	-9.95
RESISTENCIA 1	15.265	-6.35	-45.96	42.35	-9.95

**5. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA PUNTA
DE LA ZAPATA**

COMBINACIÓ N	qcara (Ton/m)	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA		
		DC	Q	nSV
RESISTENCIA 1	13.929	-2.64	21.64	18.99
RESISTENCIA 1	13.929	-2.64	21.64	18.99
RESISTENCIA 1	15.638	-3.67	24.50	20.82
RESISTENCIA 1	15.638	-3.67	24.50	20.82

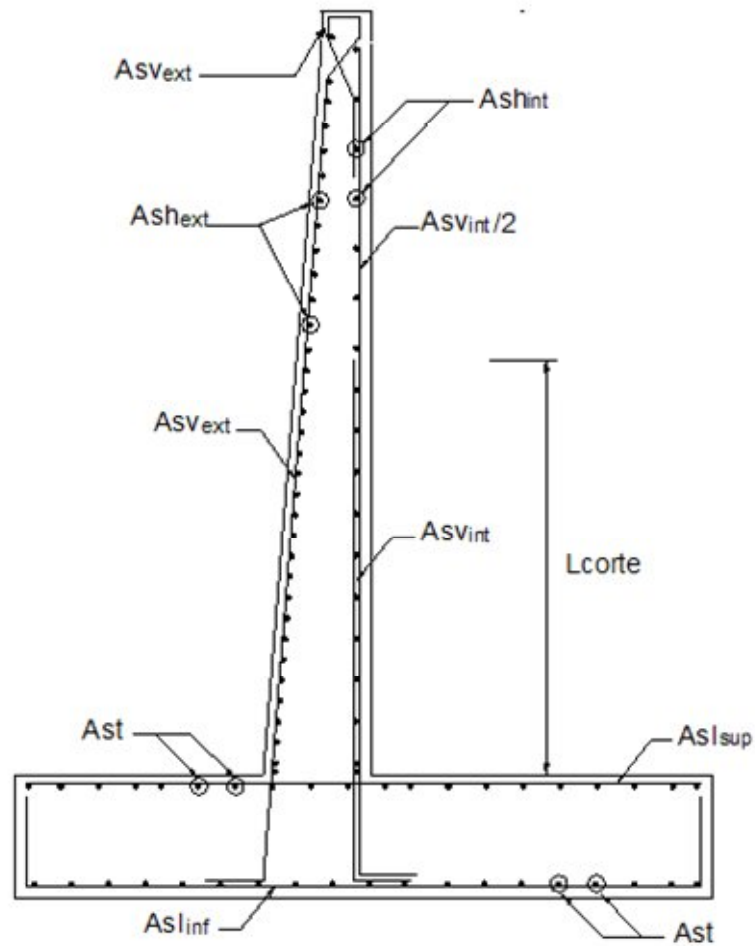
COMBINACIÓ N	qcara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO		
		DC	Q	nSM
RESISTENCIA 1	13.929	-2.21	18.56	16.35
RESISTENCIA 1	13.929	-2.21	18.56	16.35
RESISTENCIA 1	15.638	-3.07	21.29	18.22
RESISTENCIA 1	15.638	-3.07	21.29	18.22

3.25.5. DISEÑO ESTRUCTURAL

PROYECTO:	PUENTE CRUCE ROSILLAS
DESCRIPCION:	ESTRIBO ESTE
LONGITUD:	25.00 m
ANCHO TOTAL:	5.40 m (Ancho de vía + veredas)

1. DATOS

$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
$r(\text{pant}) = 0.07 \text{ m}$	$r(\text{zapata}) = 0.07 \text{ m}$
$f(\text{Flexión}) = 0.90$	$f(\text{Corte}) = 0.90$



2. DISEÑO DE LA PANTALLA

VERIFICACION DE CORTANTE

$fVc = 50.46 \text{ Ton}$

$Vu = 18.09 \text{ Ton}$

OK!

ACERO VERTICAL

CARA INTERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	43.07 Ton-m
d	0.73 m
a	3.77 cm
As	16.02 cm ²
r	0.0022
rmin	0.0015
20.0mm	2.85 cm ²
Nº Aceros	5.62
s (Calculado)	17.79 cm
s (Redond.)	15 cm
Asvint	20@15
Ld	0.72 m
Lcorte (calc)	2.77 m
Lcorte (redond)	3.00 m
Asvint/2	20@30

OK!

CARA EXTERIOR	
DESC.	VALOR
16.0mm	1.98 cm ²
Asmin	10.95 cm ²
Nº Aceros	5.53
s (Calculado)	18.08 cm
s (Redond.)	15 cm
Asvext	16@15

ACERO HORIZONTAL

PARTE INFERIOR	
DESC.	VALOR
12.7mm	1.27 cm ²
r	0.0020
Ash	14.60 cm ²
Ash/3	4.87 cm ²
Nº Aceros	3.83
s (Calculado)	26.10 cm
s (Redond.)	25 cm
Ashint	12.7@25
16.0mm	1.98 cm ²
2*Ash/3	9.73 cm ²
Nº Aceros	4.92
s (Calculado)	20.34 cm
s (Redond.)	20 cm
Ashex	12.7@20

PARTE SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#10	0.71 cm ²
r	0.0020
Ash	11.67 cm ²
Ash/3	3.89 cm ²
Nº Aceros	5.48
s (Calculado)	18.25 cm
s (Redond.)	18 cm
Ashint	10@18
#16	1.98
2*Ash/3	7.78 cm ²
Nº Aceros	3.93
s (Calculado)	25.45 cm
s (Redond.)	25 cm
Ashex	10@25

4. DISEÑO DEL TALON DE LA ZAPATA

VERIFICACION DE CORTANTE

$fV_c = 50.46 \text{ Ton}$

$V_u = -10.02 \text{ Ton}$ **OK!**

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	-9.95 Ton-m
d	0.73 m
a	-0.84 cm
As	-3.59 cm ²
r	-0.2338
rmin	0.0015
20.0mm	2.85 cm ²
Nº Aceros	3.84
s (Calculado)	26.03 cm
s (Redond.)	25 cm
Aslinf	20@25

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
20.0mm	2.85 cm ²
Asmin	10.95 cm ²
Nº Aceros	3.84
s (Calculado)	26.03 cm
s (Redond.)	25 cm
Aslsup	20@25

Usar Asmin!

ACERO TRANSVERSAL

Ast	20@25
-----	-------

5. DISEÑO DE LA PUNTA DE LA ZAPATA

VERIFICACION DE CORTANTE

$fV_c = 50.46 \text{ Ton}$

$V_u = 20.82 \text{ Ton}$ **OK!**

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	18.22 Ton-m
d	0.73 m
a	1.57 cm
As	6.67 cm ²
r	0.1256
rmin	0.0015
20.0mm	2.85 cm ²
Nº Aceros	2.34
s (Calculado)	42.70 cm
s (Redond.)	25 cm
Aslinf	20@25

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
20.0mm	2.85 cm ²
Asmin	10.95 cm ²
Nº Aceros	3.84
s (Calculado)	26.03 cm
s (Redond.)	25 cm
Aslsup	20@25

OK!

ACERO TRANSVERSAL

Ast	20@25
-----	-------

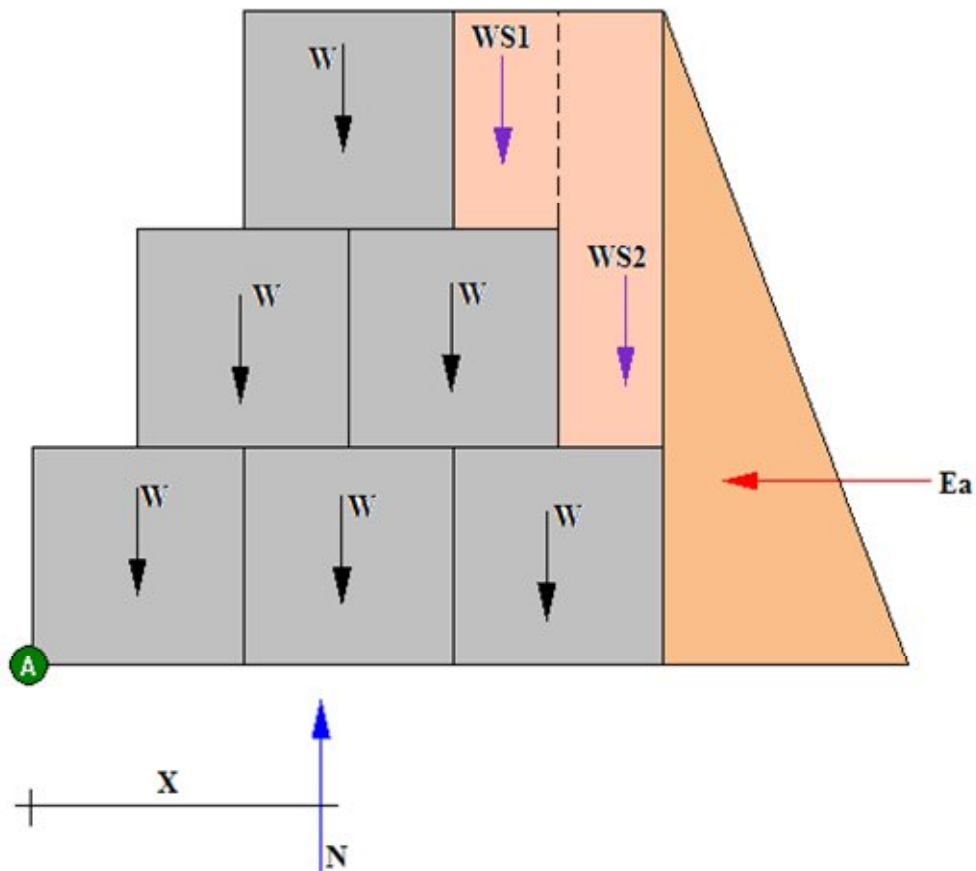
3.26. PROTECION DE MURO DE GAVIONES.

Datos:

a =	1,00 m
b =	1,00 m
h =	1,00 m
γ roca =	2800,00 Kg/cm ³
γ suelo =	1800,00 Kg/cm ³
σadmissible =	3,00 Kg/cm ²
ϕ =	30,00
H =	4,50 m
Ba =	3,00 m
Ka =	0,33
μ =	0,577
Pe =	2,0 m

Estos tipos de muro se analiza por Volcamiento y Deslizamiento.

La longitudde 3 metros en la base es suficiente para el chequeo por volcamientoy deslizamiento.



Calculo del Empuje Activo:

$$Ea = 1/2 * \sigma_{suelo} * H^2 Ka$$

$$Ea = 6014,25 \text{ kg}$$

Momento por Volcamiento:

$$YVA = 1,50 \text{ m}$$

$$MVA = 9021,38 \text{ kg*m}$$

Momento Estabilizante:

Se estabiliza con el peso de los bloques y el peso de cada cuña de suelo sobre cada bloque. Se calcula el peso total de los bloques, se multiplica por el 80% "(roca= 2800 Kg./m³), como existe una relación de vacíos del 20 % entre roca y roca, el cual se rellenan con material granular.

Entonces:

$$WT = \sum_{i=1}^n w_i$$

$$XWY = 1,50 \text{ m}$$

$$WT = 13440,00 \text{ kg}$$

Se calcula la cuña de cada bloque.

$$XS1 = 2,25 \text{ m}$$

$$WS1 = 900,00 \text{ kg}$$

$$XS2 = 2,75 \text{ m}$$

$$WS2 = 1800,00 \text{ kg}$$

Resumen

descripcion	Fuerza (kg)	Brazo (m)	Momento (kg*m)
Empuje Activo:	6014,25 kg	1,50 m	9021,375
WT =	13440,00 kg	1,50 m	20160
WS1 =	900,00 kg	2,25 m	2025
WS2 =	1800,00 kg	2,75 m	4950

$$N = 16140,00 \text{ kg}$$

Factor de Seguridad al Volcamiento

$$FS_v = \frac{M_E}{M_v} \geq 2 \quad 3,0 \text{ OK!}$$

Factor de Seguridad al Deslizamiento:

$$FS_v = \frac{\mu * N}{Ea} \geq 1.5 \quad 1,5 \text{ OK!}$$

Punto de Aplicación de La "N":

$$X = 1,122 \text{ m}$$

Calculo de la Excentricidad:

$$e = \frac{B}{2} - x \leq \frac{B}{6}$$

$$e = 0,378 < 0,500 \text{ No hay tracciones}$$

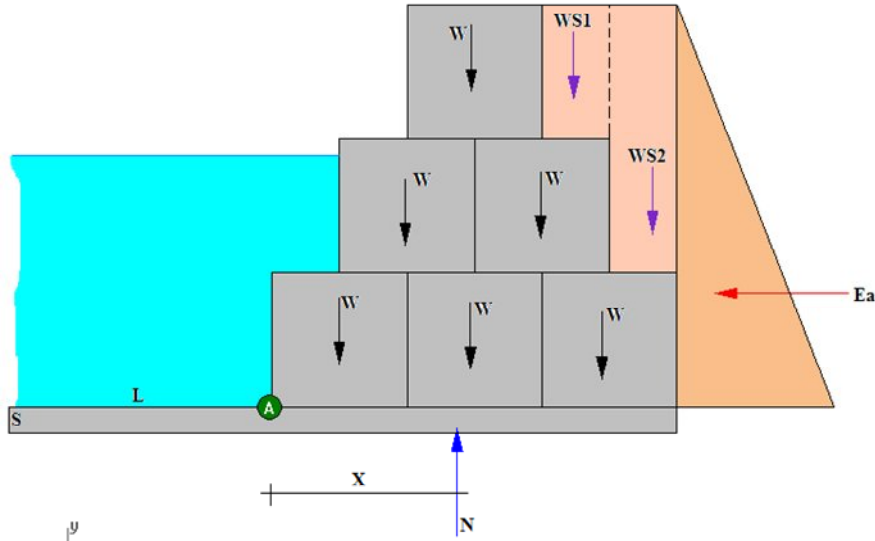
$$\sigma_1 = \frac{N}{Agavion} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = 0,94 \text{ kg/cm}^2 < 3,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0,13 \text{ kg/cm}^2 < 3,00 \text{ kg/cm}^2$$

Si fuera dado negativo, hay tracciones, entonces el empuje activo (Ea) tiende a volcar el muro.

Dimencionamiento de la Plataforma de Formación:



Deben ser verificado:

S = Espesor

L = Largura

La necesidad de un filtro entre el terreno y el colchón Reno

La largura L :

La verificación, en función de la máxima erosión prevista, debe ser

$$L > 1.5 - 2.0 Pe$$

donde Pe = máxima erosión prevista

$$L = 4,00 \text{ m} > 4,00 \text{ m}$$

El espesor S :

La verificación, en función de la velocidad de la corriente y de las dimensiones de las piedras de relleno, es la misma de los revestimientos de cauces.

$$S = 0,20 \text{ m}$$

3.27. Estado Límite de Servicio

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

Las deflexiones inmediatas de elementos de

concreto preesforzado Clase U no fisurados

deben ser calculadas por los métodos o fórmulas usuales

para deflexiones elásticas, y se permite utilizar el

momento de inercia de la sección total de concreto, I_g ,

para los elementos a flexión Clase U, como se define en 18.3.3.

métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas,

utilizando el momento de inercia de la sección total de

concreto (sin fisurar) y el módulo de elasticidad del concreto especificado en 8.5.1.

Deflexiones

R9.5.4.1 — Las deflexiones inmediatas de elementos de concreto preesforzado Clase U pueden calcularse por los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas, utilizando el momento de inercia de la sección total de concreto (sin fisurar) y el módulo de elasticidad del concreto especificado en 8.5.1.

REVISIÓN DE DEFLEXIONES

TRANSFERENCIA

Debida al preesfuerzo

$$\Delta_{\text{Presf.}} = - \frac{1 \cdot P_i \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E \cdot I_{SS}}$$

$$f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 14000\sqrt{f_c}$$

$$E = 261916,0171 \text{ Kg/cm}^2$$

$$13804,182 \text{ Kg.}$$

$$P_i = 372712,914 \text{ kg.}$$

$$e = 71,16995064 \text{ cm}$$

$$L = 2500 \text{ cm}$$

$$I_{SS} = 21692161,49 \text{ Cm}^4$$

$$I_{sc} = 36857668,53 \text{ Cm}^4$$

$$\Delta_{\text{presf.}} = -3,647507965 \text{ cm}$$

Debido al peso propio

$$\Delta_{PP} = \frac{5 \cdot W \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{SS}}$$

Resumen viga exterior

Elemento	Cargas
Pasamanos:	180,6 kg/m
Postes:	43,0 kg/m
Aceras:	252,0 kg/m
Bordillos:	258,0 kg/m
Losa:	864,0 kg/m
Rodadura:	220,0 kg/m

$$W_{pp} = 1817,6 \text{ kg/m}$$

$$W_{pp} = 18,176 \text{ kg/cm}$$

$$E = 261916,02 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I_{SS} = 21692161 \text{ Cm}^4$$

$$\Delta_{pp} = 1,63 \text{ cm}$$

$$\Delta_{Tot} = \Delta_{PP} - \Delta_{Presf.}$$

$$\Delta_{Tot} = -2,02 \text{ cm}$$

$$\Delta_{Perm} = \frac{L}{240} + 0,5$$

$$\Delta_{Perm} = 10,9167 \text{ cm}$$

$$\Delta_{Tot} < \Delta_{Perm} \quad \text{Ok!}$$

Etapas Final

$$\Delta T = -\Delta_{Pe} - \frac{\Delta_{Pi} + \Delta_{Pe}}{2} \cdot Cu + (\Delta_0 + \Delta_{CM}) \cdot (1 + Cu) + \Delta_{Cl}$$

Debida al presfuerzo

$$\Delta_{Pi} = + \frac{1}{8} \frac{P \cdot e \cdot L^2}{E \cdot I_{SS}}$$

$$P_e = 293934,7074 \text{ kg}$$

$$e = 97,45 \text{ cm}$$

$$\Delta_{Pi} = 0,492 \text{ cm}$$

$$\Delta_{Pe} = \Delta_{Pi} \cdot \frac{P_e}{P_i}$$

$$\Delta_{Pe} = 0,388 \text{ cm}$$

Debida a la carga viva

Elemento	Momentos
Camión de diseño	115231,67 kg·m
Tándem	93180,432 kg·m
Carga de carril	52473,438 kg·m

$$W_{...} = 1474,965321 \text{ kg/m}$$

$$W_{CV} = 1192,709532 \text{ kg/m}$$

$$W_{cv} = 671,66 \text{ kg/m}$$

W_{cv}	14,750 kg/cm
W_{cv}	11,927 kg/cm
W_{cv}	6,7166 kg/cm

$$\Delta_{CV} = \frac{5 \cdot W_{CV} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{SC}}$$

$$\Delta_{CV} = 1,32 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CV} = 1,07 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CV} = 0,60 \text{ cm}$$

Elemento	
Camión de diseño	14,750 kg/cm
Tándem	11,927 kg/cm
Total	26,677 kg/cm

$$\Delta_{CV} = \frac{5 \cdot W_{CV} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{SC}}$$

$$\Delta_{CV} = 1,41 \text{ cm}$$

Elemento	
Camión de diseño	14,750 kg/cm
Carga de carril	6,7166 kg/cm
Total	21,466 kg/cm

$$\Delta_{CV} = \frac{5 \cdot W_{CV} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{SC}}$$

$$\Delta_{CV} = 1,13 \text{ cm}$$

Debida al peso propio

$$1,63 \text{ cm}$$

Debida a las cargas muertas

$$\Delta_{losa} = \frac{5 \cdot W_{CV} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{SS}}$$

Losa: 864 kg/m
Losa: 8,64 kg/cm

$$\Delta_{losa} = 0,77 \text{ cm}$$

Deflexión Total

Camión de diseño

$$\Delta T = -\Delta_{pe} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pe}}{2} \cdot Cu + (\Delta_0 + \Delta_{CM}) \cdot (1 + Cu) + \Delta_{CV}$$

$$\Delta T = 7,84 \text{ cm}$$

Ok!

Tándem

$$\Delta T = 7,59 \text{ cm}$$

$$\Delta_{Tot.} < \Delta_{Perm.} \quad \text{Ok!}$$

Carga de carril

$$\Delta T = 7,12 \text{ cm}$$

$$\Delta_{Tot.} < \Delta_{Perm.}$$

$$\Delta_{Perm.} = \frac{L}{240} + 0,5$$

$$\Delta_{Perm.} = 10,9167 \text{ cm}$$

$$\Delta_{Tot.} < \Delta_{Perm.} \quad \text{Ok!}$$

Por lo tanto el elemento no tiene problemas de deflexiones.

3.28. Calculo Del Momento Critico

$$M_{cr} = S_c (f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right)$$

donde:

f_{cpe} = tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas

(una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (MPa)

M_{dnc} = momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta (N·mm)

S_c = módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm³)

S_{nc} = módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm³)

Datos

fcpe =	15,75 (MPa)
Mdnc =	1224013342,3 (N·mm)
Sc =	343012059,6 (mm³)
Snc =	267243743,7 (mm³)

• Para hormigón de densidad normal:

Fr=	0,63Vfc'
Fr=	3,727 (MPa)

$$M_{cr} = S_c (f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right)$$

Mcr=	6333861191,26	(N·mm)
Estado limite de servicio I	470273,7554	
Estado limite de servicio I	4611810123,27	kg·m
Dato de Analisis de la vigta Pretensada		(N·mm)
Ma<Mcr	NO SE FISURA	

R18.3.3 — Esta sección define las tres clases de comportamiento de los elementos preesforzados a flexión. Los elementos de la Clase U se supone que poseen un comportamiento como elementos no fisurados.

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. 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 25 m., es la estructura adecuada y factible para el lugar de emplazamiento.
- ✚ En los estudios de suelos se encontrado un extracto rocoso denominada lutita su resistencia a compresión simple es de 23 kg/cm² en el pozo 1 se desprecio su resistencia en el calculo de estribos por que la lutita al saturarse no se comporta como una roca presenta fallas por lo cual es dificil estimar su resistencia a compresión ver las fotos en el anexo VIII
- ✚ En el estudio hidrológico el máximo caudal por el método del hidrograma triangular es de 189.75 m³/ s se desprecio este caudal por los dos estudios anteriores de método racional y temez modificado están entre 106 y 109 m³/s ver anexo II. Y en el estudio de pendiente sección en el lugar de emplazamiento del puente y en base preguntas de los comunarios que residen mas de 30 años en el lugar se pudo determinar el tirante máximo de un evento que se tuvo en el lugar de estudio y se pudo terminar un caudal de 104.78 m³/s por lo cual se diseño con un caudal de 109 m³/s teniendo una estructura mas económica ver el anexo III y la fotos en el anexo VIII
- ✚ 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 25 cm. como máximo con referencia a la calzada y un ancho de vereda de 0.70 m y con una pendiente del 2%. 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 del estribo 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.

4.2. RECOMENDACIONES.

- ✚ Es recomendable que en toda la estructura de H^oA^o y en especial en la viga de H^oP^o se disponga de probetas testigo para verificar la resistencia del hormigón y dicha dosificación

- ✚ Importante cuando se trate de terminar la resistencia real u otras cualidades del hormigón en obra las probetas deben conservarse en las condiciones tan próximas como sea posible a las de la estructura en cuestión.
- ✚ 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.
- ✚ Colocación de la armaduras deben colocarse limpias, exentas de oxido no adherido (se admite oxido que queda después de cepillar las barras con cepilla de alambre), si como libres de pintura grasa, hielo, o cualquier otra sustancia perjudicial. Deberán sujetarse al encofrado y entre si de modo que se mantenga en su posición correcta, sin experimentar movimientos durante el vibrado y compactación del hormigón, y permita envolverla a la armadura sin formar coqueras.
- ✚ Empalmes de las armaduras pueden efectuarse por solapo, por soldadura
- ✚ Evitar los empalmes de a armaduras que sean alejados de las zonas en que las armaduras trabajen en su máxima carga. También es conveniente alejar los empalmes que se encuentre en una misma posición
- ✚ Armadura en secciones delgadas las barras de tracción o compresión que se coloquen en las alas deben distribuirse de modo que su separación no sea superior a tres veces su espesor del ala para asegurar la transición de cortante al alma
- ✚ Encuentros y nudos de las armaduras. En los las zonas donde exista excedencia de la armadura se deberá hacer un análisis en función del hormigonado y la vibración pidiendo salvar esta situación con sustituir la barra de acero a un mayor diametro para que la separación se incremente y el numero de barras de acero se reduzcan.
- ✚ Deberá de tomarse en cuenta que el acero de preesfuerzo 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 preesfuerzo 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.
- ✚ Se recomienda que para la ejecución del proyecto se disponga de un estudio de suelos con mas precisión o sondeos