

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1.1 EL PROBLEMA.

En el departamento de Tarija con el venir de los años, se ha tenido un incremento considerable del parque automotor, lo cual hace que las calles, avenidas, puentes existentes trabajen al límite de su capacidad, generando en algunos casos, congestionamientos, un nivel de servicio muy bajo y peligro para la población tarijeña.

Figura 1.1 Intersección de la Calle Santa Cruz y Av. Circunvalación.



Figura 1.2 Intersección de la Calle 14 de Junio y la Calle Santa Cruz.



Tal caso ocurre también con el puente vehicular “6 de Agosto” que conecta los barrios “San José” y “6 de Agosto” sobre la quebrada El Monte en la calle Santa Cruz, siendo un puente inapropiado para la zona urbana de Tarija.

1.1.1 Planteamiento.

El puente existente tiene un ancho de calzada demasiado estrecha, por lo que estrangula la vía de acceso, ocasionando que la circulación por dicha intersección sea caótica y peligrosa, tanto para los vehículos como para los peatones. Según el informe de la Unidad Operativa de Tránsito Tarija se han producido hasta la fecha 20 incidentes de tránsito.

Conforme a la información obtenida, el puente actual tiene las siguientes características:

- El puente “6 de Agosto” es un puente de vigas de hormigón armado fabricado In Situ, la infraestructura consta de una pila intermedia de alzado y estribos cerrados a los extremos con cimentaciones de carga directa.
- La longitud total del puente es de 30.60 m.
- La calzada consta de dos carriles con un ancho de 5 m.
- Los dos accesos al puente tienen un ancho de 8 m cada uno.
- Posee un ancho de acera de 0.50 m con una altura de bordillo de 0.25 m.
- Tiene un barandado de 0.85 m con una separación de pasamanos de 0.50 m superior y 0.20 del pasamanos inferior, con separación entre postes de 2 m.
- Posee barbacanas cada 5 m en ambos lados de la calzada del puente.

Figura 1.3 Calle Santa Cruz - Puente Vehicular 6 de Agosto.



Las principales causas que originan el problema en la zona son:

- En el año 1963 el puente fue construido con las características de un puente rural en ese entonces, sin tomar en cuenta en el diseño el crecimiento la mancha urbana, por lo

tanto la calle Santa Cruz debería ser de un solo sentido y el ancho del puente corresponde a una vía de un solo carril, por que según la clasificación AASHTO actual para puentes urbanos se debería diseñar con un ancho mínimo de calzada de 7.3 m o más, dependiendo del volumen de tráfico para una vía de dos carriles.

- La orientación de las calles es inapropiada, debido a que varias calles convergen en una sola calle y las intersecciones están desplazadas, tal caso ocurre en la intersección entre la calle Santa Cruz y 14 de Junio.
- La vía tiene un alto tráfico vehicular TPDA¹ 7656 veh/día, y no existe una adecuada infraestructura vial, que responda a las necesidades actuales.
- El puente “6 de Agosto” posee aceras peatonales demasiado angostas, y los pasamanos de sus barandados son demasiados separados entre sí, características propias de una baranda vehicular, por lo que son inseguros para los peatones.

La situación actual, genera molestias en los vecinos, conductores y transeúntes, de mantenerse así generaría un mayor congestionamiento de la vía, se incrementarían los accidentes y en consecuencia pérdidas económicas.

1.1.2 Formulación.

Según el análisis hecho de la problemática se llegó a siguiente conclusión:

- La optimización se traduciría en mejorar los flujos de tráfico y sentidos de las calles, técnicamente esta alternativa es inviable por que no hay por donde desviar el flujo de la zona, necesariamente hay que crear una vía de descongestionamiento vehicular.
- Por otra parte sería la ampliación de la calzada del puente vehicular “6 de Agosto”, que cubriría con alguna de las mejoras de la situación caótica de tráfico en la zona, pero también es técnicamente inviable, porque pondría en riesgo la respuesta resistente del puente; además que este proceso enmienda un estudio de fatiga, un estudio de las condiciones actuales, el retirar la capa de rodadura antigua, el uso de aditivos para la adherencia del hormigón (entre otros); este proceso tiene un costo elevado y también crearía inseguridad, susceptibilidad en la población tarijeña y aún más en los vecinos al proyecto. Estas optimizaciones no permitirían la modernización de la ciudad ni la solución total al problema descrito anteriormente.

¹ Estudio de tráfico realizado por el postulante (Ver Anexo A.3).

- Por lo tanto, se considera necesario abrir una nueva vía y además construir un puente vehicular cercano al puente “6 de Agosto” que alivie el tráfico saliente de la calle 14 de Junio, de esta manera se reorientaría el flujo vehicular convirtiendo la vía de la calle Santa Cruz de un sólo sentido y brindaría confort a toda la población.

1.1.3 Sistematización.

Con la finalidad de resolver los problemas arriba mencionados, los vecinos del barrio “6 de Agosto” en el año 2009 presentan la problemática a su junta directiva y por medio de su presidente de barrio al Gobierno Municipal de provincia Cercado el cual ha priorizado dentro de su programación de operaciones anual (POA) 2012, la construcción de un nuevo puente vehicular en la zona, es de aquí que proviene el nombre del proyecto.

1.2 OBJETIVOS.

1.2.1 Objetivo General.

- ☞ Realizar el diseño estructural del puente vehicular “6 de Agosto II” entre los distritos 8 y 9 de la ciudad de Tarija aplicando la normativa AASHTO LRFD 2004, que formará parte del proyecto a diseño final para su construcción.

1.2.2 Objetivos Específicos.

- ☞ Contribuir a una mejor y eficiente planificación vial ante el acelerado y desordenado crecimiento del parque automotor,
- ☞ Procurar mejorar los niveles y condiciones de transitabilidad del flujo vehicular, durante todo el año.
- ☞ Contribuir a la reducción de accidentes de tránsito en la zona.
- ☞ Propender a embellecer y modernizar la ciudad de Tarija mejorando la infraestructura urbana, implementando una obra de necesidad para la población que vaya en armonía con el medio ambiente.

1.3 ALCANCE DEL PROYECTO.

- ✓ Realizar un levantamiento topográfico a detalle del área de influencia del proyecto.
- ✓ Realizar el estudio de suelos.
- ✓ Realizar el estudio hidráulico.
- ✓ Realizar el estudio de tráfico.
- ✓ Realizar el diseño geométrico de los accesos del puente.

- ✓ Realizar el diseño de la superestructura.
- ✓ Realizar el diseño de la infraestructura.
- ✓ Realizar las especificaciones técnicas del puente.
- ✓ Realizar un cronograma de ejecución de la obra.
- ✓ Realizar los planos estructurales.
- ✓ Realizar el presupuesto de la superestructura e infraestructura.
- ✓ Realizar el presupuesto general de la obra.

1.4 JUSTIFICACIÓN.

1.4.1 Académica.

Estudiar y analizar las diferentes variables intervinientes en el diseño de un puente de vigas de hormigón pretensado, profundizando los conocimientos previamente adquiridos acerca del tema.

Aplicar los conocimientos adquiridos a lo largo de la formación académica en la aplicación a la ingeniería básica y al diseño de puentes de vigas con armaduras postesadas y estribos de hormigón armado.

1.4.2 Técnica.

Técnicamente la construcción de un puente paralelo o cercano al puente existente es lo más apropiado para solucionar el problema caótico de tránsito que atraviesa la zona, creando una nueva vía que aliviaría el tráfico de las calles Santa Cruz, Junín y 14 de Junio, además se reorientarían algunas calles para lograr este objetivo, en cuanto a la aplicación de la normativa AASHTO LRFD 2004 es técnicamente aplicable por que considera aspectos de seguridad que no son tomados en cuenta en los diseños de los puentes actuales.

1.4.3 Social - Institucional.

Contribuir a la sociedad con una alternativa de solución adecuada a la problemática actual garantizando seguridad y un mayor confort a la población tarijeña para evitar las pérdidas humanas y económicas conforme a los acuerdos entre la Universidad Autónoma “Juan Misael Saracho” y el Gobierno Municipal de la ciudad de Tarija y la provincia Cercado.

1.5 APORTE ACADÉMICO.

Brindar un estudio de alternativas de construcción del puente que hagan frente a la problemática de la zona en base a estudios de ingeniería básica, aspectos económicos,

urbanísticos, procesos constructivos, materiales y eficiencia estructural.

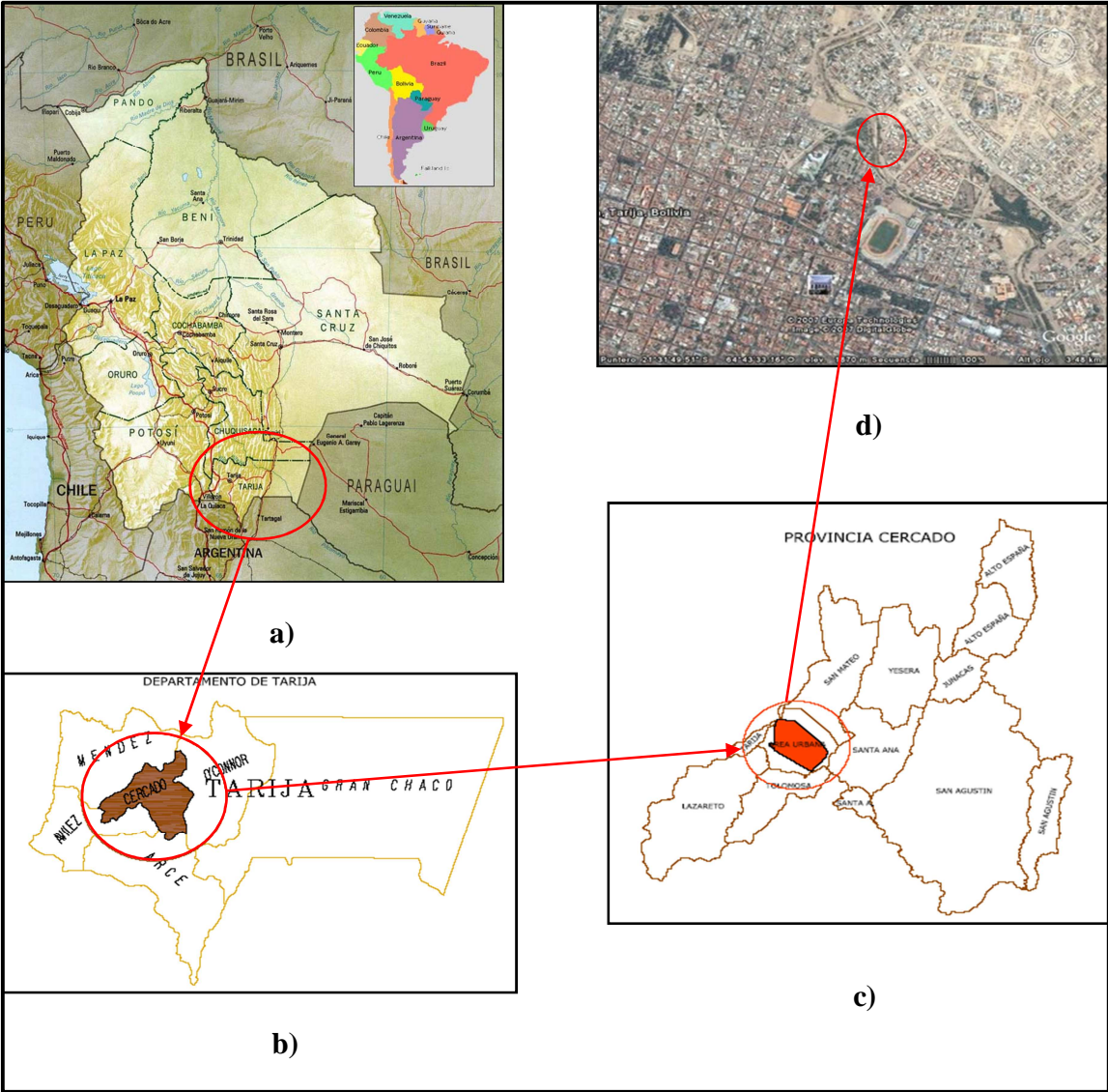
1.6 ASPECTOS GENERALES.

1.6.1 Ubicación.

1.6.1.1 Macro Ubicación.

El proyecto se encuentra ubicado geográficamente en la ciudad de Tarija del departamento de Tarija, a 21° 31' 39.79'' de Latitud Sur y 64°43' 30.84'' de Longitud Oeste, a una altitud de 1874 metros sobre el nivel del mar ocupando 37.623 kilómetros cuadrados, equivalentes al 3% del territorio nacional.

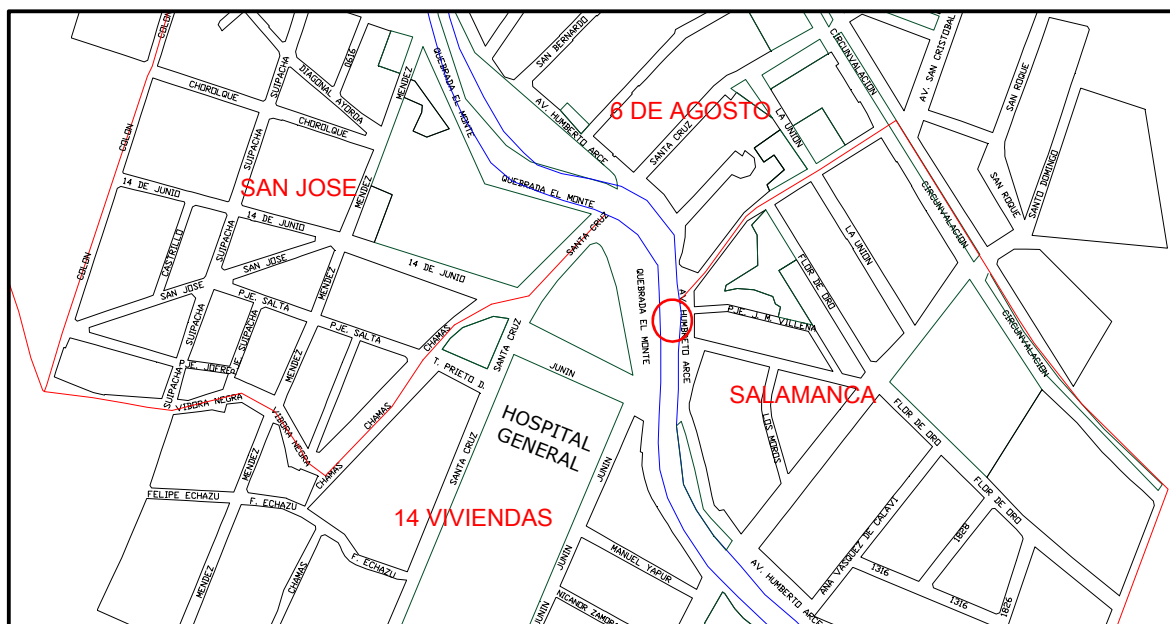
Figura 1.4 Macro Ubicación.



1.6.1.2 Micro Ubicación.

El puente estará ubicado aguas abajo del puente vehicular 6 de agosto y aguas arriba del puente peatonal “Dr. Oscar Zamora” sobre la quebrada “El Monte”, conectando las calles 14 de Junio del barrio “San José”, la calle Junín del barrio “14 Viviendas” pertenecientes al distrito 8 con la Av. Humberto Arce del barrio “Salamanca” perteneciente al distrito 9 de la ciudad de Tarija.

Figura 1.5 Micro Ubicación.



1.6.2 Aspectos Demográficos.

1.6.2.1 Indicadores Poblacionales.

1. Tasa de mortalidad	19.04 %
2. Mortalidad general	0.54 %
3. Tasa de mortalidad materna	229 por cada 100000
4. Tasa Global de Fecundidad municipio de Tarija	3.1 %
5. Tasa Global de Fecundidad Dental.	3.9 %
6. Tasa de mortalidad infantil	53.0 %
7. Tasa de crecimiento poblacional Departamental	3,8 %
8. Esperanza de vida Mujeres	66 a 90 años
9. Esperanza de vida Hombres	62 a 88 años

1.6.2.2 Población Beneficiada.

Tarija se encuentra en el cuarto lugar de crecimiento poblacional, con un moderado 30% en una década. Este departamento hasta 2001 contaba con una población de 391.226 habitantes hasta 2013 incrementó a 508.757 según censo de población y vivienda 2012. “El crecimiento de Tarija en población ha ido disminuyendo desde que llegó el presidente Evo Morales.

El municipio Tarija, concentra la mayor parte de la población con 40%, siguiéndole en importancia Yacuiba con 23%.

Cuadro 1.1 Población y Densidad por Municipios, Año 2012.

MUNICIPIO	POBLACIÓN (HAB.)	SUPERFICIE (KM ² .)	DENSIDAD (HAB/KM ²)
Ciudad de Tarija	171.476	1.835,4°	93,43
Departamento de Tarija	508.757	37.623,6	13,52

Fuente: CNPV- 2001 y 2012 (INE); ZONISIG.

El área benéfica cercana consta de los distritos 8 y 9, con los barrios más cercanos al proyecto: Barrio “La Pampa”, “San José”, “6 de Agosto” y “14 Viviendas”, con una población estimada para el año 2013 de 8169 habitantes, con un porcentaje de 49.19% de hombres y un 50.81% de mujeres contando un total de 56 familias.

1.6.2.3 Crecimiento de la Mancha Urbana.

La ciudad inicia su crecimiento a lo largo del río Guadalquivir, manteniendo un esquema básico de damero ortogonal, constituyéndose como eje de todo el sistema urbano la plaza central “Luis de Fuentes”.

Luego se vence un umbral físico como el río Guadalquivir creándose en el sector oeste de la ciudad asentamientos humanos planificados y no planificados. Debido a la migración existente, el crecimiento de estos asentamientos es caótico a lo largo de la carretera Panamericana, en terrenos erosionados, sin lineamientos ni servicios básicos, etc.

El Plan Regulador Urbano define una nueva área poblacional que se encuentra en proceso de consolidación en 99 hectáreas, con un índice promedio de incremento anual de 33 hectáreas, en el mismo plano se define un área de tendencia de expansión de 796 hectáreas y en la actualidad superó las 1400 hectáreas.

1.6.2.3.1 Uso Actual del Suelo y Equipamiento Urbano.

El espacio territorial de la mancha urbana se clasifica en: área residencial, área no edificada, vías, áreas verdes, área productiva, área de equipamientos distribuido en equipamiento de educación, equipamiento de salud, equipamiento de transporte, equipamiento industrial, equipamiento de servicios públicos y equipamiento diverso.

Cuadro 1.2 Usos del Suelo y Equipamiento Urbano.

USOS	SUPERFICIE m2	PORCENTAJE %
Área residencial	18'520.403	52.75
Áreas no edificadas	4'006.908	11.31
Vías	4'603.540	12.99
Áreas verdes	1'117.318	3.15
Área productiva	3'522.369	9.44
Equipamiento de educación	300.926	0.85
Equipamiento de salud	73.403	0.21
Equipamiento deportivo	304.643	0.86
Equipamiento de comercio	44.555	0.13
Equipamiento de administración y gestión	398.997	1.13
Equipamiento de transporte	2'081.910	5.88
Equipamiento industrial	173.185	0.49
Equipamiento de servicios públicos	171.193	0.48
Equipamientos diversos	112.350	0.32
TOTAL	35'431.700	100

Fuente: Estudio socioeconómico: Diseño final "construcción de un paso a desnivel en la intersección de las avenidas panamericana y alto de la alianza de la ciudad de Tarija".

1.6.2.4 Estudio Socio - Económico.

1.6.2.4.1 Actividades Económicas.

Pese a ser el departamento con mayores ingresos económicos y más alto PIB, no existe gestión de los recursos que tiene por concepto de la renta petrolera, existe problemas en la administración masista y en la ejecución de las inversiones, no hay proyectos que transformen la riqueza económica en bienestar.

Cuadro 1.3 Población Económicamente Activa.

MUNICIPIO	POBLACION (%)			
	PD/PEA	ID/1000	O/CP	PO/AGROP
Tarija	4	1,64	39	12

Fuente: Indicadores de Salud - Ministerio de Salud.

PD/PEA = Población desocupada sobre la población económicamente activa.

ID/100 = Índice de dependencia (por cada 1000 ocupados, tantos...no trabajan).

O/CP = Población ocupada por cuenta propia sobre la población total ocupada.

PO/ AP = Población ocupada en agropecuaria sobre la población total ocupada.

Cuadro 1.4 Actividades Económicas en la Ciudad de Tarija.

ACTIVIDAD	HABITANTES	PORCENTAJE
Agricultura, Ganadería, Silvicultura,	2.010	2
Industria Manufacturera	5.998	5
Producción y Distribución de Energía, Agua, Gas	328	0
Construcción	5.650	5
Comercio por Mayor y Menor	12.331	11
Servicio Hoteles y Restaurantes	2.772	2
Transporte, Comunicación, Almacenamiento	3.899	3
Servicios Inmobiliarios	2.095	2
Administración Pública, Defensa y Seguridad	2.171	2
Educación	3.096	3
Servicios Sociales y de Salud	1.734	2
Servicios Comunitarios, Sociales y Personales	2.025	2
Servicios Domésticos	3.911	3
Servicios de Organizaciones y Órganos Extraterritoriales	2.482	2
Sin Especificar	64.525	56
TOTAL	114.749	100

Fuente: INE- Censo 2012.

1.6.2.4.2 Nivel de Ingreso Familiar.

El nivel de ingreso familiar se presenta de acuerdo a la actividad económica que desarrolla cada familia, siendo éste en promedio aproximado de mil bolivianos al mes.

1.6.2.4.3 Rol de las Mujeres y los Hombres.**Cuadro 1.5** Rol de las Mujeres y los Hombres según Actividad por Sector.

ACTIVIDADES/SECTOR	HOMBRES (%)	MUJERES (%)
ÁREA URBANA		
Relación con instituciones u organizaciones de base	70	30
Ser autoridad/dirigente	60	40
Asistencia a la escuela de los hijos	40	60
Comercio en general	45	55
Transporte público y privado	90	10
Actividades publicas y privadas	75	25
Construcciones	99	1
Migración	50	50
Quien decide la visita al centro de salud o médico	40	60
Esparcimiento	50	50

Fuente: Estudio socioeconómico: Diseño final "Construcción de un Paso a Desnivel en la Intersección de las avenidas Panamericana y Alto de la Alianza de la ciudad de Tarija".

1.6.2.4.4 Horarios y Actividades.

Cuadro 1.6 Horarios según Sector de Actividades.

SECTOR	HORARIOS	
	DE:	A:
Comercio en General	7:30 a.m.	7:30 p.m.
Transporte Publico	6:30 a.m.	9:00 p.m.
Transporte Privado	24 horas	24 horas
Alimentos y Otros	7:30 a.m.	7:30 p.m.
Actividades Publicas y Privadas	8:30 a 12:30 a.m.	2:30 a 6:30 p.m.
Construcción	8:00 a 12:30 a.m.	2:30 a 6:30 p.m.
Estudiantes	7:30 a 12:30 a.m.	2:00 a 6:30 p.m.
Agricultura	6:00 a.m.	7:00 a.m.

Fuente: Elaboración propia.

1.6.2.4.5 Costumbres.

Las costumbres comunes están adentradas en las festividades religiosas y tradicionales enmarcadas en la religión católica, entre las cuales se pueden indicar:

- ✚ Festividad de los Santos Reyes, 6 de Enero.
- ✚ Carnaval Chapaco, (Febrero – Marzo).
- ✚ Festividad del día del Padre, 19 de Marzo.
- ✚ Festividad de la Pascua Florida, (Entre el 22 de Marzo y el 25 de Abril).
- ✚ Festividad del aniversario de Tarija, 15 de Abril.
- ✚ Festividad del día de la Madre, 25 de Mayo.
- ✚ Festividad de Santa Anita, 26 de Julio.
- ✚ Festividad de San Roque, (Agosto – Septiembre).
- ✚ Festividad de la Virgen de Chaguaya, 16 de Agosto.

1.6.2.5 Información Básica.

1.6.2.5.1 Estudio Legal.

El lugar de emplazamiento del proyecto no tiene ningún conflicto legal, las áreas verdes y las vías urbanas de acceso vehicular al puente son de propiedad del Gobierno Municipal de Tarija y la provincia Cercado.

Existe normativa legal que apoya y sustenta el emplazamiento de la obra civil que se detalla a continuación:

Ley 2028; Ley de Municipalidades; Ley declara en materia de infraestructura, en su segundo capítulo:

1. Construir, equipar y mantener la infraestructura en los sectores de educación, salud, cultura, deportes, micro-riego, saneamiento básico, vías urbanas y caminos vecinales.
2. Otorgar en concesión al sector privado y establecer mecanismos de financiamiento para la construcción, equipamiento y mantenimiento de infraestructura y servicios en los sectores de educación, salud, cultura, deportes, micro-riego, saneamiento básico, vías urbanas, caminos vecinales, otras obras, servicios y explotaciones de la jurisdicción municipal.

Además que esta zona, conforme a la Dirección Departamental de Planificación y Ordenamiento Territorial, registra que sus terrenos (Pertenecientes al Municipio) están destinados para el uso de áreas verdes y equipamiento.

1.6.2.5.2 Energía Eléctrica.

a) Estructura Institucional.

La dotación de energía, así como la administración y control del suministro está a cargo de la empresa de servicios eléctricos de Tarija (SETAR), actualmente organizada en forma de sociedad anónima, tiene en energía monofásica y bifásica.

b) Cobertura del Servicio.

La gran parte de los barrios cuenta con el tendido eléctrico, llegando a una cobertura de 86.66%, en la ciudad de Tarija y el 13.44 % de hogares no cuentan con servicios de energía eléctrica.

En la zona del proyecto todas las casas cuentan con energía eléctrica y servicio de alumbrado público, con un suministro de 220V de potencia.

Cuadro 1.8 Cobertura de Luz Eléctrica.

BARRIO	PORCENTAJE
San José	100,00
Salamanca	100,00
Promedio	100,00

Fuente: Diagnostico Distrito 8 y 9.

1.6.2.5.3 Agua Potable y Alcantarillado Sanitario.

a) Estructura Institucional.

La administración de los sistemas de agua potable y alcantarillado, están parcialmente a cargo de la Cooperativa de Servicios de Agua y Alcantarillado de Tarija (COSSALT).

b) Cobertura del Servicio.

Se tiene registrado 21.505 socios con alcantarillado sanitario, significando una cobertura del 86,1 % en agua y 73,2 % en alcantarillado. La producción de agua en el año 1992 alcanzo a 10.107.288,00 m³y en el año 2006 alcanzo a 14.857.256,70 m³.

El servicio de agua potable por cañería, al igual que la cobertura al sistema de servicio de alcantarillado sanitario cubre en un 100 % los distritos 8 y 9 de la ciudad de Tarija. La empresa administradora de este servicio cuenta con los siguientes pozos:

Cuadro 1.7 Pozos Perforados por COSSALT.

UBICACIÓN	BARRIO ZONA A SERVIR	METROS PERF.	COSTO APROX. \$US	CAUDAL Lts /seg	ÁREA SERVIDA Has.	ENTIDAD EJECUTORA
Lourdes	Lourdes, la Florida, Avaróa Norte, 12 de Octubre	200	56000	11	33	FNDR-COSAALT
1° de Mayo	1° de mayo, 2 de Mayo, El Constructor, San Bernardo	200	56000	14.5	68	JICA-COSAALT
19 de mayo	19 de Marzo, Las Pascuas, Los Chapacos, 3 de Mayo	150	42000	10.5	30	JICA-COSAALT
	TOTAL	550	154000	36	131	

Fuente: Memoria COSAALT 2004.

1.6.2.5.4 Gas Domiciliario.

a) Estructura Institucional.

La ciudad de Tarija cuenta con gas domiciliario dotado por la Empresa tarijeña del Gas EMTAGAS. Según Decreto Supremo 22048 (EMTAGAS), es una empresa pública descentralizada con autonomía de gestión técnica, económica y administrativa, patrimonio propio y duración indefinida.

El sistema tarifario de EMTAGAS, se encuentra regulado por la Superintendencia Nacional de Energía e Hidrocarburos, dependiendo del sistema de Regulación Sectorial (SIRESE).

b) Cobertura del Servicio.

Los precios de las tarifas son de carácter nacional y se encuentran estipulados en Resolución Administrativa SSDH. No. 386/98 de fecha 05/11/98 donde autoriza a EMTAGAS una tarifa de acuerdo al siguiente detalle:

- Tarifa categoría industrial \$us. 1,70 el MPC.
- Tarifa categoría comercial \$us. 3,45 el MPC.
- Tarifa categoría domestica \$us. 3,25 el MPC (Promedio).

La principal red primaria de gas natural instalada por Y.P.F.B. cruza el Depto. de Tarija de Este a Noroeste desde Villa Montes hasta el municipio del Puente, capital de la segunda sección de la Provincia Méndez. La red secundaria de gas natural cuenta a la fecha con una extensión de 142.734.00 metros lineales, el número de usuarios en la categoría industrial es de 67, en la categoría comercial 254 y en la categoría doméstica 2.345, teniendo un total de 2.666 usuarios, alcanzando en la ciudad de Tarija una cobertura del 75%.

La red matriz abastece a los barrios aledaños a la zona del proyecto en un 95%, los vecinos de los barrios más alejados de los distritos todavía utilizan como fuentes de energía el gas licuado (GLP), y también hacen uso de la leña en hogares bastantes pobres.

1.6.2.5.5 Servicio de Salud.

En la Provincia Cercado, existe una alta incidencia de enfermedades, motivadas por las precarias condiciones de habilidad alimentaría, educativas y económicas, agudizadas por un insuficiente, inadecuado o inexistente servicio de salud en las comunidades.

El centro de salud de mayor cobertura a la población es el “Hospital Regional San Juan de Dios”. La ciudad de Tarija también cuenta con clínicas particulares como PROSALUD, clínica Bartolomé Atar, Clínica Varas Castillo, etc. así como laboratorios y clínicas particulares.

La Red de salud de Cercado cuenta con establecimientos de los tres niveles de atención, pertenecientes a los sub-sectores Publico (comprendidos los de SCP), privado y ONG's, según el siguiente cuadro.

Cuadro 1.9 Descripción General de la Red de Salud de Cercado.

MINISTERIO DE SALUD Y DEPORTES		
SEDES: Tarija		Municipio: Cercado
Nombre de la Institución: HOSPITAL REGIONAL SAN JUAN DE DIOS		
ÁREA	TIPO DE ESTABLECIMIENTO	NÚMERO
SUBSECTOR MUNICIPAL		
Nivel III	HRSJDD	1
Nivel II	HRSJDD	1
Nivel I	Centro de Salud Urbanos	12
	Centros de Salud Rurales	5
	Puestos de Salud Rurales	6
SUBSECTOR SEGUROS DE CORTO PLAZO		
Nivel III	Hospital Obrero N° 7	1
Nivel II	Policlínicos	6
SUBSECTOR ONG's		
Nivel I	Centros de salud urbanos	5
SUBSECTOR PRIVADO		
Nivel II	Clínicas	3
Nivel I	Policlínicos	7
TOTAL		50

Fuente: SNIS Tarija.

1.6.2.5.6 Telecomunicaciones.**a) Estructura Institucional.**

La ciudad de Tarija cuenta con dos empresas que proporcionan servicios de telefonía fija ENTEL Y COSETT y telefonía móvil ENTEL, VIVA, TIGO; estas cuatro empresas brindan sus servicios de manera eficiente siendo la empresa líder ENTEL.

b) Cobertura del Servicio.

El servicio de telecomunicaciones dentro del departamento de Tarija está marcado por la capitalizada ENTEL, que se constituye en la más importante y de mayor cobertura, prestando servicios en todos los municipios y en un importante número de comunidades.

Gracias a las constantes ampliaciones emprendidas por nuestra cooperativa COSETT la red de telefonía cubre toda la ciudad de Tarija y las localidades más importantes de las provincias Cercado, con una cobertura del 92 % de telefonía fija.

1.6.2.5.7 Estructura Vial.**1.6.2.5.7.1 Vías de Acceso.**

La ciudad de Tarija esta integrada al interior del país básicamente por las Carreteras: Tarija - El Puente – Potosí y Tarija - Villamontes - Santa Cruz; y al exterior del país con las

carreteras Tarija - Bermejo, Tarija - Yacuiba y Tarija - Villazón, siendo estas clasificadas como vías regionales.

En cuanto a sus vías de acceso de los distritos 8 y 9, tienen varias calles que comunican los mismos por ejemplo la Av. La Paz, la calle Segundino Ugarte, la calle Santa Cruz y muchas otras vías a lo largo de la quebrada “El Monte”.

1.6.2.5.7.2 Infraestructura Vial.

Los distritos presentan aproximadamente en promedio un 20.23% de calles asfaltadas, 31.25% de calles con tierra, 28.09% de calles empedradas y un 20.43% de calles sin apertura, considerando la totalidad de extensión de las vías del distrito 308400 m².

Con relación a los cordones y aceras en las calles, distrito 8 presenta tres barrios que cuentan con un 100% de cordones (Avaroa, San José, 14 viviendas).

De acuerdo con las cantidades de calles asfaltadas, empedradas y de tierra (62040 ml), se determina la cantidad aproximada de cordones que tiene el distrito sobre la base del porcentaje promedio del mismo, obteniendo 43428 metros lineales de cordones.

Se observa que la situación de las calles está en directa relación con la distancia que existe de cada uno de los barrios respecto al centro de la ciudad.

1.6.2.6 Transporte.

1.6.2.6.1 Transporte Público.

El municipio cuenta con una única terminal de autobuses, cuya superficie quedo pequeña para la llegada y salida de autobuses con carácter interdepartamental. Así mismo no se cuentan con una terminal para el transporte interurbano e interprovincial ya que actualmente se ha improvisado su funcionamiento en la calle Corrado, hacia las localidades de Padcaya y el Valle; la parada del Palacio de Justicia con salida hacia la represa de San Jacinto y la parada de taxis y buses con destino a San Lorenzo se encuentra en la C. Juan Misael Saracho y la Av. Domingo Paz. A, esto se suman las paradas eventuales que tienen las diferentes líneas de micros, sobre todo en el área central de la ciudad de Tarija.

En la ciudad de Tarija el servicio está constituido por el servicio de cargas y pasajeros, el de carga está formado por tipo de vehículos como camionetas, volquetas y camiones, en cambio el de pasajeros está formado por taxis, microbuses, taxi-trufis.

En relación al transporte existente en los distritos, está delimitado a los servicios de microbuses y taxi-trufis fundamentalmente; y en menor proporción al servicio de taxis y el particular.

La cobertura promedio de los medios de transporte es de un 55%, considerando sólo a micros y taxi-trufis, ya que son los medios más usuales con los que la población se moviliza, debido a que los precios del servicio son más accesibles. En este sentido, el barrio Avaroa es el que mayor cobertura presenta.

En general, se cuenta con dos líneas de transporte: la línea de micro “5”, y la línea de taxi-trufi “El Chapaco” bandera roja.

1.6.2.6.1.1 Congestionamiento de Tráfico.

Tanto la calidad como la oferta del transporte público colectivo son deficientes debido a la poca organización de las líneas de micros y taxi-trufis, sobre todo cuando no se han identificado paradas oficiales que permitan el ordenamiento del mismo. Esta mala programación queda identificada cuando se percibe que todas las líneas están programadas para atravesar el centro de la ciudad ocasionando un fuerte congestionamiento, sobre todo en horas pico.

Las vías en su generalidad, como la ciudad no fue planificada, son angostas y en algunos casos discontinuos.

1.6.2.6.2 Transporte Aéreo.

En la primera sección del departamento se encuentra el aeropuerto internacional, “Oriol Lea Plaza”, ubicado en la Avenida Víctor Paz, carretera al Chaco. (Aproximadamente 4 Km. del centro de la ciudad).

A partir de la nueva instalación de la Terminal aérea en la misma zona, se ha incrementado considerablemente el tráfico aéreo. Las principales Líneas son el BOA, AEROSUR y TAM.

CAPÍTULO 2

INGENIERÍA BÁSICA Y ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

2.1 ESTUDIOS.

2.1.1 Estudio Topográfico.

El estudio objetivo del estudio topográfico es brindar el relieve del terreno para definir la ubicación precisa y las dimensiones de los elementos estructurales, poder delimitar las áreas de trabajo, áreas afectadas por la construcción y brindar información básica para realizar los estudios hidrológicos e hidráulicos.

- De acuerdo con la información recopilada el lugar donde se emplazará el puente vehicular “6 de Agosto II” es una zona llana, casi plana, con terraplenes conformado por rellenos para el acceso a los puentes vehiculares cercanos al proyecto, el cauce de la quebrada es estable, canalizada por muros de hormigón ciclópeo en la margen Oeste aguas abajo del lugar de emplazamiento, como también la boca tormenta de la alcantarilla de la quebrada “Víbora Negra”, las márgenes restantes de la quebrada están canalizadas con gaviones, existiendo así cobertura vegetal de malezas, hierbas y árboles pequeños a lo largo de la quebrada.

Figura 2.1 Lugar de Emplazamiento del Puente (Vista Calle Junín).

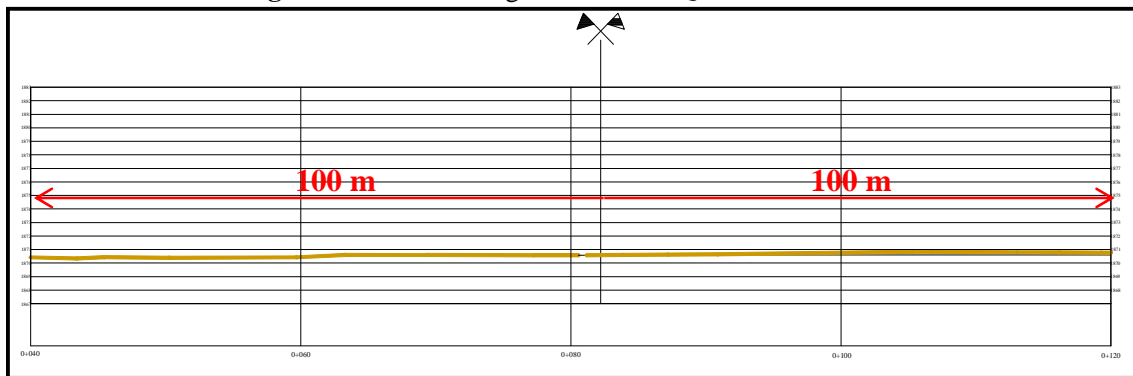


- Para el levantamiento topográfico fue necesario un navegador GPS y planos georeferenciales del programa Google Earth para obtener las coordenadas de los puntos de referencia. Se trabajó con la estación total SOKKIA 510 brindada por el departamento de

topografía de la Universidad Autónoma “Juan Misael Saracho”, este equipo registra la información de ángulos, distancias y desniveles, los puntos registrados fueron 227 puntos con sus respectivas coordenadas, guardados en las libretas electrónicas de la estación, estas libretas fueron descargadas en forma directa a la computadora para evitar errores de transcripción; con los datos obtenidos se trabajó en la formación de las curvas de nivel con la ayuda del software AutoCAD Civil 3D.

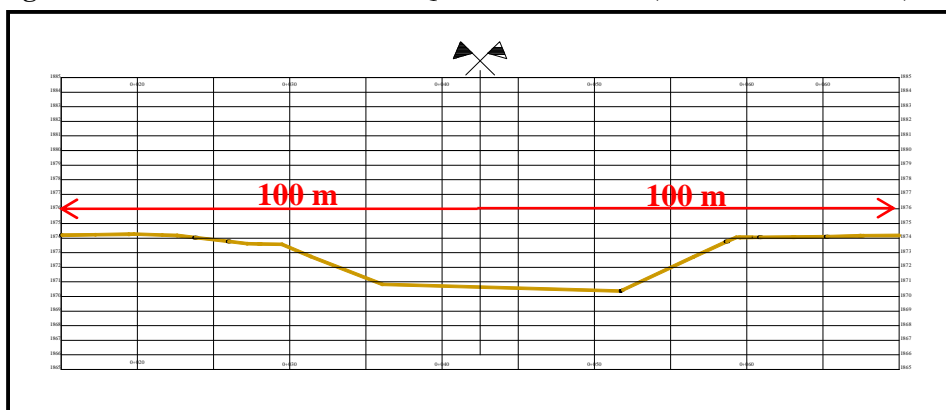
- Se levantó un área de 100 m aguas arriba y 100 m aguas abajo desde el eje central de la alineación de la vía principal del puente, se obtuvieron los perfiles longitudinales y transversales de las alineaciones de los accesos al puente, estas alineaciones están divididas de acuerdo a la geometría del tramo; en tramos rectos cada 20 m y en las curvas cada 10 m, logrando abarcar gran área a detalle para ser utilizada en el diseño.

Figura 2.2 Perfil Longitudinal de la Quebrada El Monte.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 2.3 Perfil Transversal de la Quebrada El Monte (Ubicación del Puente).



Fuente: Elaboración propia.

- También se tienen, planos de planta – perfil a escala H 1:400, V1:100 y planos de las secciones transversales a escala 1:100; los cuales se muestran en el ANEXO D correspondiente a los planos del proyecto.

2.1.2 Estudio de Suelos.

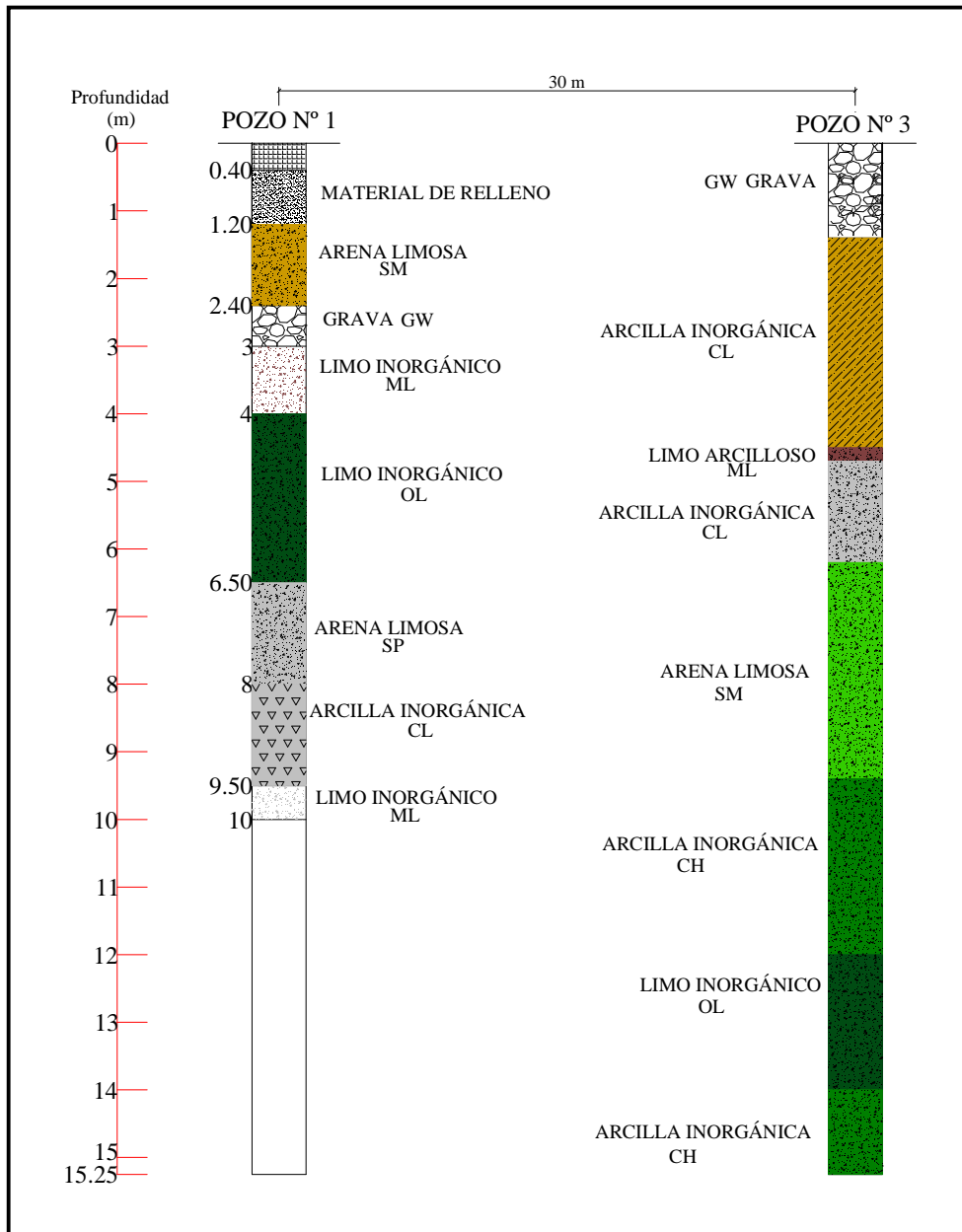
El estudio de suelos es necesario para conocer la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.

- Sobre la base de la exploración de los pozos realizados, resultados del análisis de laboratorio de las muestras, observaciones visuales del sitio, han permitido determinar los suelos que conforman la estratigrafía pertenecen a sedimentos aluviales.
- **En el pozo SPT – 1:** Se ha podido observar un suelo constituido por arenas finas fluviales recientes, exento de material plástico, correspondiente a un suelo SM según la clasificación SUCS y un suelo A-2-4(0) según la clasificación AASHTO, con una capacidad portante de 2.00 kg/cm^2 , realizado a una profundidad de 3 m desde la cota terreno del lecho de la quebrada.
- **En el Pozo SPT – 2:** Se observa un suelo formado por arcillas limosas, compacto, homogéneo e impermeable, con baja plasticidad, correspondiente a un suelo CL según la clasificación SUCS y un suelo A-2-6(1) según la clasificación AASHTO, con una capacidad portante de 2.98 kg/cm^2 , realizado a una profundidad de 3 m desde la cota terreno del lecho de la quebrada.
- Este estudio no abarcó hasta la profundidad deseada para el nivel de fundación, nuestros resultados estarán para fines comparativos con el estudio geotécnico realizado por la empresa de Ingeniería y Servicios INSEPE en el mes de Mayo del presente año; en el cual se puede observar tres perfiles litológicos de los sondeos realizados a la profundidad de 10, 15 y 15.25 m respectivamente.

Las tres perforaciones exploratorias realizadas, presentan una disposición de estratos alterados de diferentes tipos de suelos con características variables presentando una disposición de estratos erráticos, conformadas por suelos granulares, arena limosa del tipo SM y en algunos niveles la presencia de grava y además se evidencia presencia de arena limosa-arena mal graduada del tipo SM-SP, los suelos finos conformados por limo orgánico del tipo ML y arcilla inorgánica de baja a mediana plasticidad del tipo CL; se evidencia

predominancia de arcilla tipo CL. En las tres perforaciones exploratorias realizadas se ha evidenciado la presencia del nivel de agua en diferentes niveles, como se puede observar en el registro del subsuelo, esta presencia del nivel de agua se debe a la infiltración de las aguas por un estrato lenticular permeable, el escurrimiento es producto de la recarga hidráulica de las aguas pluviales de las zonas aledañas y del cauce de la quebrada.

Figura 2.4 Perfiles Litológicos de la Quebrada El Monte.



Fuente: Empresa de Ingeniería y Servicios INSEPE.

Para el diseño de la infraestructura del puente se opta por una capacidad portante del suelo de 2.30 kg/cm^2 por el margen de seguridad, por que se fundará los estribos a 0.60 m debajo de la profundidad de socavación. El estudio de suelos y el informe de INSEPE se detallan en el ANEXO A.1.

2.1.3 Estudio Hidrológico e Hidráulico.

Con el estudio hidrológico e hidráulico se obtienen datos indispensables para la toma de decisiones de una correcta ubicación del puente respecto a la depresión a salvar, se debe tener en cuenta el comportamiento del cauce; entre los datos indispensables el caudal máximo, tirante máximo, para tener la altura del puente respecto al lecho de río y ver si la rasante del puente cumple con las pendientes horizontales, la altura de socavación para tener el nivel de fundación de los estribos y el volumen de sedimentos para considerar utilizar pilas intermedias.

De acuerdo con el estudio se tiene el siguiente informe:

- El área de proyecto pertenece a una zona sub-andina, con una temperatura media anual de $18 \text{ }^\circ\text{C}$, con temperatura máxima extrema que alcanza los $40.5 \text{ }^\circ\text{C}$ en el mes de octubre y una temperatura mínima extrema de $-10 \text{ }^\circ\text{C}$ en el mes de Agosto, con vientos normales que no superan los 18.8 km/h de dirección Sur-Este, llegando a originarse vientos denominados de origen local producido por tormentas o temporales en primavera y verano que alcanzan los 90 km/h .
- El clima¹ corresponde a templado semiárido frío, meso-termal, con precipitaciones anuales del orden de 608.80 mm ; se caracteriza por periodos relativamente cortos de lluvias (Noviembre - Marzo) con regímenes de precipitaciones muy variables en cuanto a frecuencia e intensidad y por un largo periodo de estiaje (Abril - Octubre), en el cual es notorio el déficit de agua en la quebrada “El Monte”.
- Entre otras características climáticas también se tipifican los fenómenos naturales como ser las granizadas que son muy frecuentes en los meses de Noviembre y Diciembre; las heladas que se producen durante varios días del año, especialmente en el mes de Julio donde la sequía que se acentúa en cierto periodo y por último las riadas como

¹ Características Climáticas del departamento de Tarija”, elaborado por la Dirección de Recursos Hídricos y Saneamiento Básico – “CODETAR”. Los datos climatológicos fueron proporcionados por el Servicio Nacional de Meteorología e hidrología (SENAMHI), se encuentran resumidos en el Anexo A.2.

consecuencia de lluvias torrenciales, debido a la alta impermeabilidad de los suelos de la cuenca de la quebrada “El Monte”.

- Se identifica que esta parte de quebrada “El Monte” también llamado por otros como río Monte, es un afluente del río Guadalquivir, esta quebrada pertenece a la cuenca Hidrográfica del río “El Monte” que es una sub-cuenca del río Guadalquivir geográficamente está ubicada en la provincia Arce del departamento de Tarija.
- Para evaluar el comportamiento hidráulico de la quebrada, se realizó consultas sobre el comportamiento hidráulico de la quebrada los vecinos de la zona, los cuales afirmaron que las aguas de la quebrada llegan con rapidez, alcanzando un tirante máximo en la sección de emplazamiento de 2 m, el cual fue confirmado por inspección visual de las marcas en las márgenes de la quebrada.
- Se registró la altura libre desde el lecho de la quebrada hasta la parte inferior de las vigas de los puentes existentes cercanos al proyecto, los cuales se pueden observar en el siguiente cuadro:

Cuadro 2.1 Altura de los Puentes Cercanos al Proyecto.

DESCRIPCIÓN	VALOR (m)
Puente vehicular “6 de Agosto” a 142 m aprox. de la sección de emplazamiento en dirección Nor-Oeste	3.20
Puente peatonal “Oscar Zamora” a 60 m aprox. de la sección de emplazamiento en dirección Sur	4.00
Puente vehicular “Salamanca” a 180 m aprox. de la sección de emplazamiento en dirección Sur	2.00

Fuente: Elaboración propia.

- En cuanto a la producción de sedimentos se asume que únicamente el área que se encuentra fuera del área urbana tiene la facilidad de producir sedimentos, esta área es igual a 38.5 km² y representa el 75,65% del área total de la sub cuenca, con una tasa de erosión de 28968,41 m³/año. De acuerdo al informe de recopilación en el río Pilcomayo, el material de suspensión llega a ser aproximadamente el 86% del material total, magnitud calculada en base al registro realizado en la estación hidrométrica en TALULA y que se adopta para fines comparativos. El valor de la fracción de sedimentos erosionados llegan al punto de desembocadura de la subcuenca de la quebrada “El Monte” representa el 22% de la cifra anterior, es decir:

6366,91 m³/año. (Método EUPS).

5701,9 m³/año. (Método BOWNLIE).

7289,5 m³/año. (Método LAURASEN Y EINSTENN).

También a nivel regional el embalse de San Jacinto es un buen punto de comparación, siendo la tasa de producción de sedimentos del río Tolomosa igual a 7,721 ton/ha/año.

- Se determinó que la quebrada tiene un arrastre de sólidos y cantos rodados mínimo, además arrastra hierbas y malezas pequeñas en gran cantidad.

Figura 2.5 Pila Central del Puente Peatonal “Dr. Oscar Zamora”.



- Se realizó el análisis de información hidrométrica y meteorológica de las estaciones existentes en la provincia; brindada por el Servicio Nacional de Meteorología e hidrología SENAMHI, estos datos sirvieron para la determinación del caudal máximo de diseño.
- Se utilizaron distintos métodos empíricos y semiempíricos para la obtención del caudal máximo el cual se corroboró a partir de una evaluación de las huellas de nivel de la superficie de agua dejadas por avenidas extraordinarias recientes, los resultados fueron evaluados en base a criterio ingenieril, de forma confiable y lógica.
- Se determinó las características hidráulicas del flujo, cuyos valores fueron necesarios

para la determinación de la profundidad de socavación.

- Se determinó las profundidades de socavación general y local.

Después de realizar el estudio a detalle de la cuenca y la sección de emplazamiento, se presenta un resumen de los resultados en el siguiente cuadro:

Cuadro 2.2 Características Hidrológicas e Hidráulicas del Cauce.

CARACTERÍSTICA	VALOR	UNIDAD
Área de la cuenca	40.97	km ²
Cota máxima del curso principal	2450	m.s.n.m
Cota mínima curso principal	1850	m.s.n.m
Longitud del curso principal	13.69	km
Pendiente media del curso principal	0.044	m/m
Tiempo de concentración	1.65	hrs.
Caudal máximo de diseño	340	m ³ /s
Tirante máximo	2.00	m
Velocidad media del cauce	8.91	m/s
Área mojada, sección de emplazamiento	38.15	m ²
Espejo del agua	22.50	m
Perímetro mojado	22.91	m
Radio hidráulico	1.67	m
Altura de socavación general	2.80	m
Altura de socavación local	3.00	m
Nivel freático	1868.38	m.s.n.m
Nivel de agua máximo extraordinario NAME	1872.38	m.s.n.m
Nivel de aguas ordinario NAO	1870.83	m.s.n.m
Nivel de aguas mínimo NAM	1870.38	m.s.n.m
Nivel de fundación	1866.78	m.s.n.m

Fuente: Elaboración propia.

Se presenta en forma detallada y completa el estudio hidrológico e hidráulico en el ANEXO A.2.

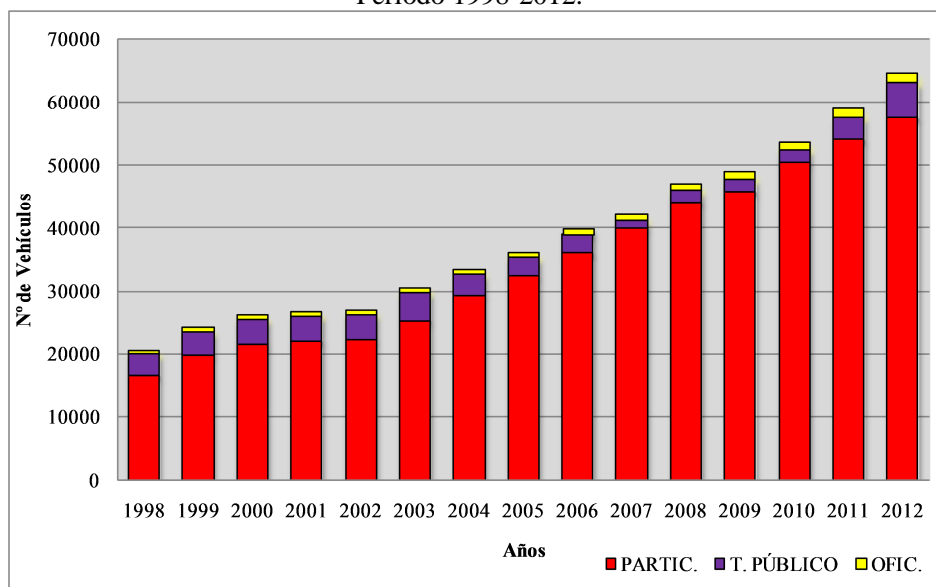
2.1.4 Estudio de Tráfico.

El estudio de tráfico es necesario para poder determinar el volumen de tráfico existente en la zona del proyecto y su estimación del posible tráfico que pasará por la vía del puente; este valor también es necesario en el diseño geométrico de la vía y geometría del pavimento, en el estudio también se identificara el vehículo predominante en la zona, dicha carga móvil que resistirá la estructura para tomar requisitos mínimos necesarios en su diseño.

Después de realizar un estudio detallado del tráfico que circula en la zona del proyecto se tiene:

- El volumen de la máxima demanda de 883 veh/hora, tráfico promedio diario anual proyectado a 20 años de 18872 veh/día, de las calles Junín, Santa Cruz y 14 de Junio; distribuido en camionetas, automóviles, vagonetas, micros, etc.
- Cabe recalcar que el punto de aforo estuvo ubicado en la esquina de la plazuela Fanor Romero en la que se visualizan las intersecciones entre las calles.
- Se puede observar en el siguiente cuadro un aumento considerable en el parque automotor de Tarija, siendo así el doble de la cantidad registrada en el año 2000.

Gráfico 2.1 Parque Automotor del Departamento de Tarija.
Periodo 1998-2012.



Fuente: Elaboración propia.

- Se determinó que no existe un porcentaje elevado de vehículos pesados en la zona de proyecto, pero excepcionalmente pasan camiones de alto tonelaje desde aproximadamente 30000 kg, por tanto validamos el camión de diseño de la carga viva HL-93. Para un mayor detalle del estudio ver el ANEXO A.3.

2.1.5 Diseño Geométrico.

Este estudio nos permitirá definir las características geométricas y técnicas de los tramos de las calles que se enlazan al puente, definirá también los perfiles longitudinales y

transversales de los accesos, delimitando las zonas de corte y relleno que actúen en conjunto con la zona afectada por el proyecto.

- El diseño geométrico de los accesos se realizó de acuerdo a la normativa de diseño geométrico de calles y carreteras AASHTO-1994 y algunas especificaciones prescritas por la Administradora Boliviana de Caminos. ABC, los parámetros se muestran en el siguiente cuadro:

Cuadro 2.3 Parámetros de Diseño Geométrico.

PARÁMETRO	VALOR	UNIDAD
Velocidad directriz	30	Km/hr
Pendiente longitudinal mínima	0.35	%
Pendiente longitudinal máxima	6.5	%
Bombeo	2	%
Ancho de carril	3.65	m
Ancho de calzada	7.3	m
Ancho de berma	0	m
Peralte máximo	12	%
Radio de curvatura mínimo	15	m
Sobreechancho	0	m
Distancia de visibilidad para parar	25	m

Fuente: Elaboración propia.

Los resultados del diseño geométrico se detallan en los planos del proyecto y en el ANEXO A.4.

2.1.6 Estudio de Impacto Ambiental.

El estudio contemplará la realización de la ficha ambiental del puente, la cual determinará el grado del impacto al medio ambiente, es decir un balance entre el punto de vista socio-económico vs. los daños medio ambientales producidos en la fase de construcción y etapa de operación.

- El proyecto entre aspectos positivos vs. aspectos negativos cae dentro del área de la categoría IV, categoría positiva respecto al impacto ambiental que producirá el mismo dentro de sus fases de ejecución y operación. El formulario de la ficha ambiental, la matriz de evaluación de impactos y la categorización de impacto ambiental se encuentran detallados en el ANEXO C.

2.2 TIPOLOGÍA Y CARACTERÍSTICAS DE LOS PUENTES.

2.2.1 Clasificación de los Puentes.

Varias son las clasificaciones que se da a los puentes de acuerdo a diferentes criterios y aspectos que cada autor toma en consideración; a continuación se detalla un resumen de clasificación de los puentes.

Figura 2.6 Clasificación de los Puentes.



Fuente: Elaboración propia.

2.2.1.1 Según su Longitud.

En nuestro medio pueden clasificarse de la siguiente forma:

- Puentes alcantarilla o pequeños $L < 6.0$ m.
- Puentes medianos $6.0 \text{ m} < L < 50.0$ m.
- Puentes grandes (largos) $L > 50.0$ m.

2.2.1.2 Según su Uso.

Esta clasificación es llamada también según la naturaleza de la vía soportada, ya que corresponde al estado de cargas con el cual se calculará el puente.

- Puentes de carreteras.
- Puentes de ferrocarriles.
- Puentes peatonales.
- Puentes de acueductos.
- Puentes de viaductos.

2.2.1.3 Según el Ángulo que Forma con el Eje del Obstáculo.

- a. Puentes rectos $\delta = 90^\circ$.
- b. Puentes curvos $\delta = \text{Variable}$.
- c. Puentes esviajados $\delta \neq 90^\circ$.

2.2.1.4 Según el Material del que está Construido.

- a. Puentes de mampostería (piedra).
- b. Puentes de hormigón armado H°A°.
- c. Puentes de hormigón pretensado H°P°.
- d. Puentes de madera.
- e. Puentes metálicos.
- f. Puentes mixtos.

2.2.1.5 Según la Función Estructural.

Ésta clasificación está basada en los tipos de apoyo que tenga el puente en sus tramos (uno o más), los que dependerán de la luz a vencer, el estado de carga y otros factores.

- a. Puentes isostáticos (simplemente apoyados).
- b. Puentes continuos (hiperestáticos).
- c. Puentes arco.
- d. Puentes celosía.
- e. Puentes colgantes.
- f. Puentes atirantados.

2.2.1.6 Según la Transferencia de Carga.

Esta es una clasificación basada en la concepción estructural misma del puente, es decir en la forma de transmisión de las cargas desde la superestructura hasta el suelo, y es la siguiente:

- a. Puentes losa.
- b. Puentes losa sobre vigas.
- c. Puentes celosía.
- d. Puentes colgantes.
- e. Puentes atirantados.

2.2.1.7 Según la Posición del Tablero Respecto a la Vía Considerada.

- Puentes de tablero superior.
- Puentes de tablero intermedio.
- Puentes de tablero inferior.

2.2.1.8 Según la Movilidad del Tablero.

- Puentes fijos.
- Puentes móviles.
- Puentes desmontables.

Los puentes móviles a su vez pueden ser: levadizos, giratorios, basculantes, transbordadores o flotantes.

2.2.1.9 Según el Tiempo de Vida Previsto.

- Puentes permanentes.
- Puentes provisionales.

2.2.2 Componentes Básicos de los Puentes Vigas.

Un puente generalmente está constituido por la superestructura, la infraestructura, los aparatos de apoyo y las obras adicionales. Para hacer una descripción de las partes constitutivas mencionadas, son necesarios los cortes longitudinal y transversal de un puente tipo, los que se muestran a continuación:

Figura 2.7 Corte Longitudinal de un Puente Viga.

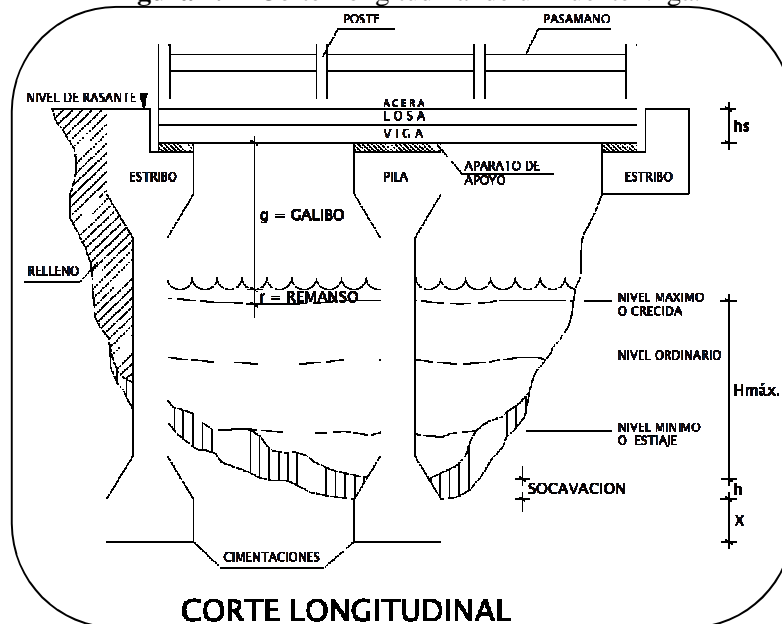
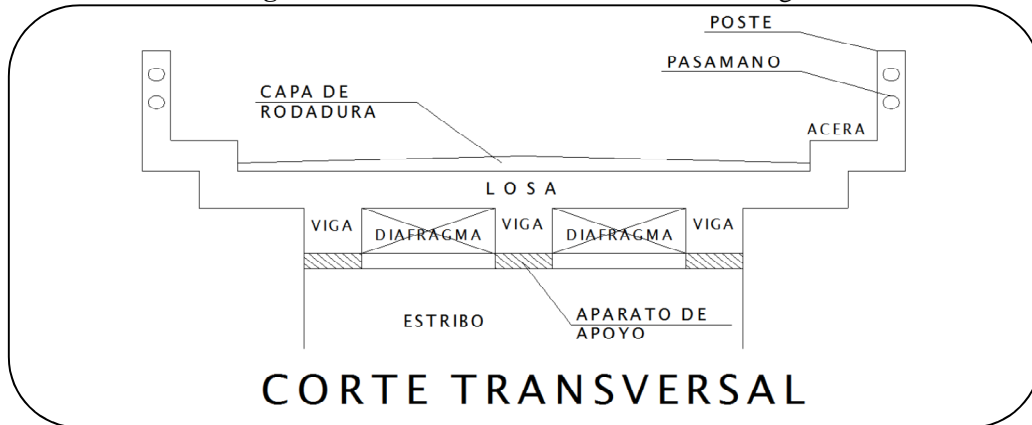


Figura 2.8 Corte Transversal de un Punte Viga.



2.2.2.1 Superestructura.

Conjunto de elementos estructurales que resisten directamente las cargas, las que son transmitidas a la infraestructura, además de su peso propio. En la subestructura se distinguen dos tipos de elementos, entre los principales tenemos las vigas, losa o tablero; y los secundarios que son los postes, pasamanos, aceras, capa de rodadura, diafragmas o elementos de arrostramiento entre otros.

2.2.2.2 Infraestructura.

Son los elementos encargados de transmitir las cargas desde la superestructura hacia el suelo. La infraestructura está conformada por las pilas, estribos y cimentaciones.

2.2.2.3 Aparatos de Apoyo.

Físicamente se ubican entre la superestructura y la infraestructura; estos elementos materializan el tipo de apoyo usado en el modelo matemático, de tal manera que el funcionamiento estructural real del puente sea de acuerdo a lo previsto en el cálculo. Como ejemplo de aparato de apoyo podemos mencionar a las placas de neopreno.

2.2.2.4 Obras Adicionales.

Llamadas de esta forma porque se construyen en forma independiente del puente con la finalidad de brindar protección cuando el caso lo amerita, a las pilas, estribos, cimentaciones y el relleno, garantizando así la estabilidad del puente.

Como principales obras adicionales podemos enumerar a los muros de gaviones que son acumulaciones de piedra u otro material encajonado en rejillas metálicas de forma cúbica,

que sirven para desviar o encausar la corriente de agua; y a los muros de ala que se construyen junto a los estribos y generalmente a 45° del eje del puente.

2.2.3 Características de los Puentes Esviajados.

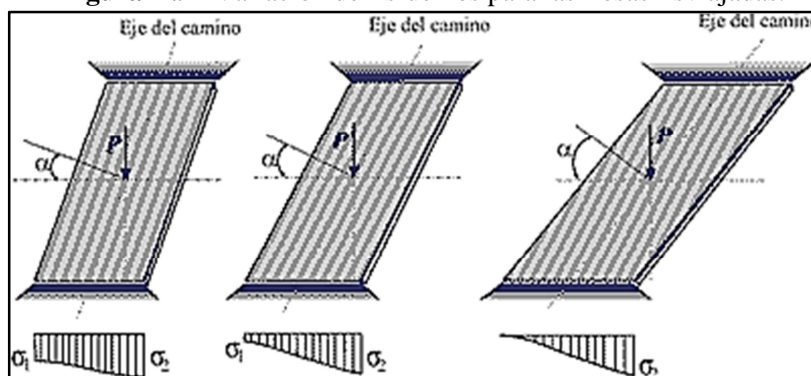
Se dice que el tablero de un puente tiene esviaje, cuando la forma en planta del tablero no es rectangular, esto quiere decir que la horizontal de los apoyos del tablero, forman un ángulo distinto a 90 grados, con el eje longitudinal del tablero. En la mayor parte de los casos modernos los puentes son esviajados, no presentando mayores problemas ni inconvenientes si éstos están compuestos por vigas, por lo regular si el ángulo de esviaje es pequeño (menor o igual a 21°), a pesar que las vigas de sujeción (diafragmas) también son enviadas, son muy pequeños los esfuerzos de torsión.

En puentes losa si habrá que analizar el fenómeno cuando estás evaluando el comportamiento dinámico. En las losas simplemente apoyadas, los esfuerzos que en ellas se presentan difieren de los de las losas rectas, aumentando esta diferencia con el ángulo de esviaje.

Los tableros con planta curva también tienen las mismas dificultades, las cuales aumentan mientras menor sea el radio de curvatura y mayor la longitud de los tramos.

En las losas simplemente apoyadas se puede observar que los planos de esfuerzo máximo no son paralelos al eje del camino con lo que la deformación de la losa esviajada tenderá a la de una superficie alabeada.

Figura 2.9 Variación de Esfuerzos para las Losas Esviajadas.



La determinación exacta de estas variaciones de reacción es muy difícil, sin embargo a continuación se presenta un procedimiento simplificado que permite soluciones rápidas y racionales.

Si el esviaje es hasta de 20° , para el cálculo se considerará como luz la que se mide a lo largo de la línea central en el eje del camino precediéndose luego como si la losa fuese recta, incrementando las reacciones en las esquinas de los ángulos obtusos entre 0 y 50 % sobre la reacción media en proporción al ángulo de esviaje.

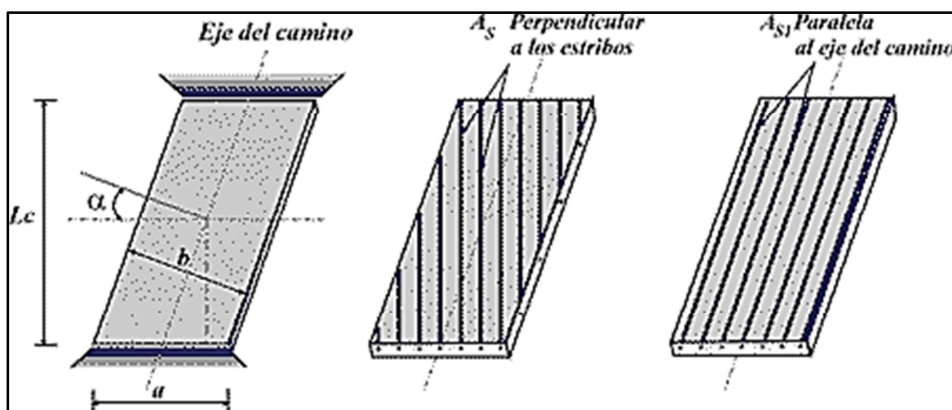
Si el ángulo de esviaje está comprendido entre 20° y 50° se tomará como luz de cálculo, la distancia perpendicular a la cara de los apoyos acotada con L_c en la figura 2.10, precediéndose luego como si la losa fuese recta, con lo que se define su espesor y armadura, pero como no es recomendable disponer la armadura A_s , perpendicularmente a la cara de los estribos porque no se cubren las solicitaciones de torsión en las esquinas con ángulos agudos, lo que se hace es proyectar esta armadura para lo que se multiplica el área de acero A_s , por la secante al cuadrado del ángulo de esviaje con lo que se obtiene la armadura A_{s1} paralela al eje del camino.

$$A_{s1} = A_s \cdot \sec^2 \alpha \quad (2.1)$$

En este caso, las reacciones en las esquinas de los ángulos obtusos se incrementan entre 50 y 90 % sobre la reacción media y proporcionalmente al ángulo de esviaje comprendido entre 20° y 50° .

Para esviajes mayores a 50° no se debe emplear losa, aunque sean muy cortos los tramos, recomendándose en este caso las vigas T, las cuales provocan reacciones mayores en correspondencia con el ángulo obtuso pero en menor proporción que las losas, despreciándose este incremento en el cálculo.

Figura 2.10 Losa Esviajada Entre 20° - 50° y la Disposición de la Armadura.



2.3 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS.

Para un cruce de 30 m, después de hacer un análisis de la información recopilada en la zona del proyecto, además de haber obtenido los resultados de la ingeniería básica, se exponen alternativas de solución para la superestructura e infraestructura, las mismas serán evaluadas de acuerdo a los aspectos urbanísticos, proceso constructivo, materiales, eficiencia estructural y aspectos económicos, en el siguiente cuadro se exponen las alternativas de puente viga:

Cuadro 2.4 Alternativas de Puente Viga.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	ALTERNATIVAS		
	1	2	3
SUPERESTRUCTURA	Puente viga I de hormigón pretensado.	Puente viga de sección maciza de hormigón armado.	Puente viga de sección cajón de hormigón pretensado.
INFRAESTRUCTURA	Estribo de hormigón armado.	Estribo macizo de hormigón ciclópeo.	

Fuente: Elaboración propia.

2.3.1 Evaluación de Alternativas de la Superestructura.

2.3.1.1 Estética del Puente.

Los puentes deberían complementar sus alrededores, ser de forma elegante y presentar un aspecto de resistencia adecuada.

Desde un punto de vista estético las alternativas más favorecidas son las del puente viga de sección cajón, puente viga en I de hormigón pretensado, pero la de mejor apariencia respecto a las demás es el puente cajón recomendado en zonas urbanas.

2.3.1.2 Disponibilidad de Materiales de Construcción.

En nuestro medio se dispone de materiales que favorecen principalmente el uso del hormigón, ya que se cuentan con varios bancos de extracción de áridos.

El departamento de Tarija cuenta con la fábrica de cemento “El Puente”, distancia a 90 km de la comunidad del mismo nombre. Se disponen con diversos aceros en el mercado procedentes principalmente de Argentina, Brasil, Perú y Paraguay.

Cuadro 2.5 Banco de Áridos de la Ciudad de Tarija.

BANCO DE ÁRIDO	TIPO DE ÁRIDO	DISTANCIA DE TARIJA EN KM
Temporal (San Luis)	Arena y grava	7
La Victoria	Grava	54
Santa Ana	Arena	12
La Ventolera	Arena y grava	23
Aranjuez	Grava	3.5
Turumayo	Grava	4
Sunchuwayco	Arena y grava	23

Fuente: "Diseño final puente peatonal sobre la Av. Jaime Paz"- Ing. Paul Carrasco.

El hormigón armado y el hormigón pretensado son los métodos constructivos predominantes en el departamento de Tarija. Con respecto a otros materiales, para el caso de estructuras metálicas, los aceros se deben importar ya que el mercado nacional no se cuentan con los diferentes tipos de perfiles metálicos, cables de acero, etc., es por eso que es raramente empleado en nuestro medio.

Todas las alternativas son favorecidas desde este punto de vista.

2.3.1.3 Funcionalidad.

En el caso de un puente vehicular, la funcionalidad no se limita a la forma de la estructura sino a la facilidad que brinda a los vehículos y peatones para poder acceder a ella y cruzar el obstáculo. Por eso la superestructura del puente debe tener preferentemente continuidad con los accesos, debe ser estable y debe ser de fácil acceso para personas y vehículos.

Desde el punto de vista funcional, las cuatro alternativas mantienen un nivel de rasante sin sobrepasar la pendiente máxima permitida, permitiendo un fácil acceso.

2.3.1.4 Métodos y Sistemas Constructivos.

El Método define el procedimiento en general, se hormigona en sitio o prefabricamos; pretensamos o postesamos. En cambio el Sistema suele referirse a un conjunto de dispositivos que aplicados con determinada tecnología permiten lograr un Método constructivo.

En la construcción de puentes de hormigón pretensado se emplean diferentes métodos constructivos, dependiendo estos de las particularidades de cada puente; entre los más importantes tenemos:

2.3.1.4.1 Volados Sucesivos.

Consiste en ejecutar el tablero del puente avanzando por partes que van siendo anexados sucesivamente, haciendo que la parte ya construida soporte el peso propio de la siguiente y también el peso de los encofrados y aparatos que permiten su ejecución. Cada parte llamado corriente dovela es solidarizado al precedente, luego de que ésta alcanza cierta resistencia para después hacerse auto portante y servir de partida para un nuevo avance.

Los elementos tensores están en la losa superior y son enhebrados y tensados en la junta de hormigonado en la medida necesaria para absorber el momento en el voladizo.

Por regla general, el brazo del voladizo queda equilibrado por el avance simultáneo del tramo vecino del pilar inicial o mediante puntales auxiliares en su cimiento cuando se trata de un puente de varios tramos.

Cuando la ejecución parte de los estribos, los momentos de vuelco son muy importantes y pueden ser equilibrados de las siguientes formas:

- Con apoyos temporales.
- Con estribos contrapesados con lastre y peso propio, ménsula para formar un conjunto monolítico estable.

2.3.1.4.2 Elementos Prefabricados.

Elementos prefabricados que cubren un tramo entero; donde la prefabricación puede realizarse en fábrica con pretensado en banco. Para el caso de grandes puentes, vale la pena instalar una fábrica temporal en obra para fabricar las vigas, colocadas con vigas reticuladas de acero que avanzan tramo por tramo. La construcción de puentes con elementos prefabricados es económica, tan pronto como sea necesario construir puentes con muchos tramos iguales o muchos puentes según el mismo proyecto-tipo y se dispongan de elementos elevadores, medios y vías de transporte adecuados.

Avance por módulos; la construcción por módulos reúne las ventajas de la prefabricación (hormigonado de partes con encofrados fijos, repetición sistemática de trabajos iguales, lugares de trabajos protegidos de la intemperie, corta distancia de transporte de los materiales.) con las del hormigonado “in situ” (estructura monolítica sin juntas débiles, equipos elevares pesados innecesarios). Este procedimiento es adecuado para puentes de por lo menos 150 m de longitud, con tres tramos como mínimo.

Según el método y sistema constructivo, el método de la prefabricación en la actualidad es muy aplicado para ganar tiempo en la construcción de las obras, además de tener un mayor control en la fabricación de las vigas; respecto al sistema constructivo, el lanzamiento de las vigas son favorecidas por que no se dispone de espacio suficiente en la zona para realizar los trabajos de volados sucesivos.

2.3.1.5 Eficiencia Estructural.

Una estructura es eficiente cuando además de permitir soportar las cargas para las cuales fue diseñada, satisface las limitaciones de deformaciones, estabilidad, aprovechamiento de los materiales y sobre todo de economía, permitiendo cumplir satisfactoriamente los objetivos por los cuales fue planteada.

Ventajas de la Alternativa 1.

- ✓ Se obtiene para una misma luz un puente de hormigón pretensado simplemente apoyado, obteniendo un estado hidráulico favorable debido a la inexistencia de pilas.
- ✓ Socavación por contracción no es tan significativa como socavación la local en pilas.
- ✓ Se tendrá mayor revancha o borde libre sin obstrucción de palizadas.
- ✓ Mejoraría las prestaciones de servicio que ofrece el hormigón, reduciendo notablemente la probabilidad de la aparición de fisuras y menores deflexiones, las vigas son muy elásticas, es decir recuperan su posición original una vez que dejan de actuar las cargas.
- ✓ El uso de esta alternativa es adecuada para soportar cargas altas y dinámicas, como es el caso de puentes.
- ✓ Menor volumen de hormigón, se ahorraría un aprox. del 15 al 30 % en hormigón, un ahorro en peso del orden del 30% con relación al hormigón armado.
- ✓ Menor volumen de armadura de losa, el ahorro en acero del 60 al 80 % debido al elevado límite elástico de los aceros de refuerzo.
- ✓ Se obtendría vigas más esbeltas y ligeras, por tal razón alcanzar una mayor luz para una misma altura de viga construida en hormigón armado.
- ✓ Al ser un elemento prefabricado e industrializado, la puesta en obra llega con un importante ahorro de tiempo en la finalización de la obra, en un orden del 50% respecto del hormigón armado.
- ✓ Reduce y minimiza el encofrado de la porción de la losa en sitio.

- ✓ Existe una reducción significativa del impacto ambiental, en pos de un desarrollo sustentable.

Desventajas de la Alternativa 1.

- El acero utilizado en el pretensado es mucho más vulnerable a la corrosión que el acero pasivo del hormigón armado.
- Problemas de la acumulación de armadura en sus extremos.
- El personal que realiza las faenas de montaje debe tener un elevado nivel de especialización, por cuanto el manejo y manipulación de elementos pretensados requiere una rigurosidad técnica de calidad.
- Se requiere equipos de transporte y de montajes más pesados y de costos más elevados.
- Se requiere un mayor control y seguimiento en su elaboración que elevan los costos inicialmente con el hormigón armado.
- Planeación cuidadosa del proceso constructivo, sobre todo en la etapa del montaje.
- Cuando ya el elemento ha sido tensado, no puede ser reparado y las operaciones que se tendrán que realizar son mucho más caras y complejas.

Ventajas de la alternativa 2.

- ✓ El hormigón armado pasa de un estado semi-líquido, en construcción es mucho más práctico, ya que no es necesario un molde especial u otro componente para su elaboración y para ser puesto en obra solo necesita un encofrado común puede ser empleado de diversas formas y tamaños.
- ✓ Tiene una facilidad de ejecución de obra.
- ✓ Ofrece monolitismo y continuidad a la superestructura.

Desventajas de la alternativa 2.

- Para la luz a salvar se tendría que tener dos tramos del puente continuo con una pila central intermedia, debido a esto disminución de la sección transversal del río bajo el puente, por tanto menor revancha.
- Estado hidráulico desfavorable con pila propensa a una mayor socavación, por tanto mayor riesgo de colapso del puente.
- Para resistir la misma carga de un puente de hormigón pretensado se tendrían secciones más grandes y macizas por tanto mas peso propio.

- Menor rapidez en su construcción.

Ventajas de la alternativa 3.

- ✓ Ofrecen las mismas ventajas de la alternativa N° 1.
- ✓ Mejor apariencia que las vigas en T, más usadas en zonas urbanas.
- ✓ Posee resistencia a la corrosión y alta resistencia torsional.
- ✓ Estructuras más livianas que las secciones en T.

Desventajas de la alternativa 3.

- Tiene las mismas desventajas que la alternativa N° 1.
- Se necesita más encofrado que en comparación con las vigas en T.
- Mayor cantidad de cables de pretensado y vainas que las vigas en T.

2.3.1.6 Mantenimiento.

Se debe considerar el mantenimiento, ya que en el caso de algunos puentes puede ser bastante elevado. Desde este punto de vista será más favorable aquella alternativa cuyo costo de mantenimiento sea mínimo.

De las alternativas propuestas, para el puente de sección maciza de hormigón armado se requiere menor costo en el mantenimiento, por no tener elementos de pretensado como ser torones, anclajes, que puedan corroerse con transcurso del tiempo.

2.3.1.7 Economía.

Las alternativas a considerar están limitadas por los siguientes factores regionales: disponibilidad de materiales, fabricación, ubicación, transporte y montaje en obra.

- Para el predimensionamiento de las vigas de hormigón armado se utilizó $h = 0.065 * L$ según lo recomienda la norma AASHTO LRFD 2004.
- Para las vigas sección en I de hormigón pretensado se utilizó como referencia la sección tipo V recomendada por la AASHTO para luces comprendidas entre 21 a 36 m con una altura de 1.60 m.
- Para las vigas tipo cajón, se utilizó la sección tipo – 150, recomendada por la AASHTO para tramos entre 20 a 35 con una altura de 1.50 m.

Cuadro 2.6 Características de la Alternativa 1.

LUZ DE CÁLCULO	OBSERVACIONES	CONCLUSIONES
L = 30 m	<ul style="list-style-type: none"> Vigas I de 1.6 m. viga de sección transversal variable. No se utilizarán pilas, solo 2 elementos para la infraestructura. Volumen de hormigón para 4 vigas tipo V es 75.6 m³. 	Mayor costo en la superestructura pero un costo menor en la infraestructura debida a que no presenta pilas.

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 2.7 Características de la Alternativa 2.

LUZ DE CÁLCULO	OBSERVACIONES	CONCLUSIONES
L = 30 m	<ul style="list-style-type: none"> Vigas T de h= 0.95 m., viga rectangular sección transversal constante de 0.30 m. Volumen de 6 vigas igual a 51.30 m³. 3 elementos para la infraestructura, 2 estribos y 1 pilas. Volumen de 1 pilas igual a 36.95 m³. 	Mayor costo en comparación del hormigón pretensado debido a la infraestructura.

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 2.8 Características de la Alternativa 3.

LUZ DE CÁLCULO	OBSERVACIONES	CONCLUSIONES
L = 30 m	<ul style="list-style-type: none"> Vigas cajón de h= 1.50 m., Sección variable Tipo – 150. Volumen de 4 vigas igual a 78.45 m³. No se utilizaran pilas, 2 elementos para la infraestructura, 2 estribos. 	Mayor costo en la superestructura pero un costo menor en la infraestructura debido a que no presenta pilas.

Fuente: Elaboración propia.

Las alternativas se compararon con precios y volúmenes de otras obras ya realizadas en base a volúmenes aproximados a nivel de predimensionamiento.

Cuadro 2.9 Precio Referencial de la Alternativa 1.

DESCRIPCIÓN	UND.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (Bs)	COSTO PARCIAL (Bs)
Volumen de las 4 vigas pretensadas de sección I.	m ³	75.6	1930	145908,00
Acero de refuerzo para las 4 vigas I.	kg	6634	15	99510,00
Cable de pretensado Grado 270 D=1/2", lechada de cemento y tesado de cable.	ml	365	135	49275,00
			COSTO TOTAL	294693,00

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 2.10 Precio Referencial de la Alternativa 2.

DESCRIPCIÓN	UND.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (Bs)	COSTO PARCIAL (Bs)
Volumen de 1 Pila de H°A°	m ³	73,90	1463	138985,00
Acero para la pila.	kg	15541,40	15	233121,13
Volumen de 6 vigas de H°A°	m ³	51,30	1815	94380,00
Acero para las 6 vigas 30 m	kg	22564,40	15	342966,00
COSTO TOTAL				809.452,13

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 2.11 Precio Referencial de la Alternativa 3.

DESCRIPCIÓN	UND.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (Bs)	COSTO PARCIAL (Bs)
Volumen de las 4 vigas pretensadas de cajón tipo – 150.	m ³	78,45	2018	158312,10
Acero de refuerzo para las 4 vigas de sección cajón.	kg	6778	15	101670,00
Cable de pretensado Grado 270 D=1/2”, lechada de cemento y tesado de cable.	ml	380	135	51300,00
COSTO TOTAL				311.282,10

Fuente: Elaboración propia.

2.3.2 Evaluación de Alternativas de Infraestructura².

2.3.2.1 Análisis Funcional y Evaluación Técnica.

Ventajas de la Alternativa 1.

- ✓ Son prácticamente impermeables favoreciendo a la prolongación de su vida útil.
- ✓ Tienen prácticamente un costo nulo de mantenimiento.
- ✓ Son estructuras rígidas que pueden soportar pequeñas deformaciones del terreno, ya que pueden resistir esfuerzos de tracción gracias al refuerzo de acero.
- ✓ Recomendables usar para alturas superiores a 5.5 metros.

Desventajas de la Alternativa 1.

- Para la realización y ejecución requiere de personal calificado, sobre todo para el control de calidad.
- Son estructuras rígidas en terrenos deformables, el costo se hace elevado.
- Se debe realizar un curado adecuado.

² Proyecto de grado: “Estudio Comparativo Técnico-Económico de Estribos de Puentes” de Alberto Avendaño Ruiz, año 2000.

- Para estribos con alturas inferiores a 5.5 metros, se sugiere utilizar otro tipo de solución alternativa a estribos de hormigón armado.

Ventajas de la Alternativa 2.

- ✓ Son prácticamente impermeables, favoreciendo a la prolongación de su vida útil.
- ✓ Tienen bajo costo de mantenimiento.
- ✓ Son estructuras resistentes a las fuerzas de compresión.
- ✓ Se acomodan fácilmente a las formas geométricas requeridas, es moldeable.
- ✓ Estribos recomendable para alturas inferiores a 5.5 metros.

Desventajas de la Alternativa 2.

- Son estructuras rígidas, en terrenos deformables no resisten a las fuerzas de tracción.
- Se presentan descuidos en el control de calidad, afectando la vida útil y terminación estética.
- Son estructuras cuyos volúmenes crecen considerablemente a mayor altura.
- Se debe realizar un curado adecuado.
- Estas estructuras tienen un comportamiento aceptable solamente en buenos terrenos de fundación.
- Para estribos con alturas superiores a 5.5 metros, se sugiere utilizar otro tipo de solución alternativa a estribos de hormigón ciclópeo.

2.3.2.2 Análisis Económico.

Alternativa 1. Estribo de hormigón armado.

De manera estimativa, en base al predimensionamiento efectuado y el precio unitario se estimado por m³ de 1650 Bs/m³.

Alternativa 2. Estribo de hormigón ciclópeo.

De manera estimativa, en base al predimensionamiento efectuado y el precio unitario estimado por m³ de 640 Bs/m³.

2.4 SELECCIÓN DE ALTERNATIVA.

Los siguientes cuadros muestran el resumen de la evaluación de las alternativas planteadas para la superestructura e infraestructura, se tomaron los aspectos mencionados anteriormente, la calificación se realizó de la siguiente manera:

Cuadro 2.12 Evaluación de Alternativas de Superestructura.

ALTERNATIVA	ESTÉTICA	MATERIALES	FUNCIONALIDAD	SISTEMA CONSTRUCTIVO	EFICIENCIA ESTRUCTURAL	MANTENIMIENTO	ECONOMÍA
Puente viga en I de hormigón pretensado	B	A	A	A	A	B	A
Puente viga de sección maciza de hormigón armado	C	A	A	B	B	A	C
Puente viga de sección cajón de hormigón pretensado	A	A	A	B	A	B	B

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 2.13 Evaluación de Alternativas de Subestructura.

ALTERNATIVA	ESTÉTICA	EFICIENCIA ESTRUCTURAL	MANTENIMIENTO	ECONOMÍA
Estribo hormigón armado	B	A	A	B
Estribo de hormigón ciclopeo.	C	B	B	A

Fuente: Elaboración propia.

A = Muy bueno o recomendado.

B = Bueno.

C = Malo o no recomendado.

Como se pudo evidenciar en el análisis técnico efectuado, la alternativa de un puente de hormigón pretensado es la alternativa óptima y más factible técnicamente, sobresaliente entre las otras alternativas, la funcionalidad y simpleza de la estructura, representan una alternativa económica y una estructura eficiente. Eligiendo entre las secciones más eficientes de Tipo I o cajón, ambas son muy eficientes siendo la más atractiva para un puente carretero en la zona urbana la sección cajón, ambas responden eficientemente a las cargas que serán expuestas.

La alternativa elegida es la de un puente de hormigón pretensado de sección en I, para un puente vehicular de vigas simplemente apoyadas de hormigón pretensado de un solo tramo.

Observando los anteriores cuadros, la factibilidad de esta alternativa se detalla en lo siguiente:

- La quebrada “El Monte” arrastra palizadas, no se desea área hidráulica a la sección de emplazamiento, además se sabe que el estudio de la socavación local y los problemas derivados en pilas de puentes es complejo y de suma importancia porque es una de las causas más comunes de falla en puentes.
- Se quiere una superestructura del puente moderna y ligera, que brinde todos los beneficios del hormigón pretensado ya mencionados.
- Es la alternativa de menor costo con respecto a las demás alternativas, el costo de la pila es nula y dicho presupuesto cubre el costo de las vigas de H^oP^o, operación, transporte y montaje. Por otra parte, la entidad solicitante es la que toma la decisión final y cuenta con el recurso suficiente para emplear este sistema constructivo moderno.
- Esta técnica del hormigón pretensado para puentes es actualmente la más usada en nuestro medio y además se pretende acabar la obra lo antes posible.
- En base a los estudios y recomendaciones realizadas por la bibliografía consultada, tomando en cuenta el análisis comparativo técnico - económico, se concluye que para una altura de 8.70 m la alternativa más económica es utilizar estribos de hormigón armado, además existe una reducción considerable de su peso propio, en cuanto a la estructura de cimentación se analizara si la geometría de la zapata del estribo es suficiente para distribuir los esfuerzos cumpliendo con las características de resistencia del terreno.

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.

3.1 ELEMENTOS BÁSICOS.

3.1.1 Normas.

3.1.1.1 Norma para Puentes.

El diseño de puentes en Bolivia no está normado, por este motivo se opta por seguir lineamientos de otros países, adoptando y validando sus normativas, usualmente para el diseño de puentes carreteros se aplica la norma AASHTO (Asociación Oficial de Carreteras y Transporte del Estado Americano), se aplicara las especificaciones de la norma AASHTO LRFD (2004), que tiene un enfoque del método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia, la cual toma en cuenta la resistencia media estadística, las cargas medias estadísticas, la dispersión de ambos por medio de la desviación estándar y el coeficiente de variación, también considera los Estados Límites de: resistencia, fatiga, fractura, serviciabilidad, constructibilidad y la existencia de eventos extremos.

La intención de los requisitos de la Norma AASHTO LRFD 2004 es que sean aplicados al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros. No es la intención de estas especificaciones remplazar la capacitación y el criterio profesional del diseñador; sólo establecen requisitos mínimos necesarios para velar por la seguridad pública.

3.1.1.2 Norma para Diseño de Elementos de Hormigón Armado.

Las piezas de hormigón cumplirán con la norma ACI 318 – 05, en combinación de la norma AASHTO LRFD por compatibilidad de filosofía y origen.

3.1.2 Materiales.

3.1.2.1 Hormigón con $f'_c = 21$ Mpa.

Se usará hormigones con resistencia característica $f'_c = 21$ Mpa = 210 kg/cm², para los estribos, diafragmas, aceras, tablero y barandado; el peso específico del hormigón armado es $\gamma_c = 2400$ kg/m³. El valor del módulo de elasticidad cuya densidad están comprendidas entre 1440 y 2500 kg/m³ es:

$$E_C = 0.043 * \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (3.1)$$

Donde:

$$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$E_c = 231683.43 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_c = 21 \text{ Mpa.}$$

3.1.2.2 Hormigón con $f_c = 35 \text{ Mpa}$.

Los hormigones para las vigas pretensadas son denominados de alta resistencia a la compresión ($350 \leq f_c \leq 500 \text{ kg/cm}^2$), se utilizan para que el hormigón ante la aplicación de todas las cargas y sus respectivas combinaciones de carga y la fuerza de pretensado permanezca sin fisurarse. Se usará hormigón con resistencia característica:

$$f_c = 35 \text{ Mpa} = 350 \text{ kg/cm}^2.$$

Según la formula (3.1) se tiene el módulo de elasticidad de:

$$E_c = 299102.02 \text{ kg/cm}^2.$$

3.1.2.3 Acero de Refuerzo.

La tensión de fluencia nominal utilizada es de: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo es de: $E_s = 2000.000 \text{ kg/cm}^2$.

3.1.2.4 Acero de Pretensado.

Se utilizarán torones de siete alambres, de resistencia a la tracción $f_{pu} = 18983 \text{ kg/cm}^2$ (Torones Grado 270ksi), área por torón $A_P = 0.987 \text{ cm}^2/\text{torón}$ de diámetro $\Phi_{ap} = 1.27 \text{ cm}$.

En ausencia de datos más precisos, el módulo de elasticidad de los aceros de pretensado, en base al área nominal de la sección transversal, se puede tomar para cables $E_p = 1970000 \text{ kg/cm}^2$.

3.1.2.4.1 Restricciones de Tesado en los Cables.

Tabla 3.1 Restricciones de los Esfuerzos del Cable.

Operaciones de tesado	
$\sigma_{\text{tracción}}$	$0.90 \cdot f_{py}$
En transferencia	
$\sigma_{\text{tracción}}$ extremo anclado	$0.70 \cdot f_{pu}$
$\sigma_{\text{tracción}}$ extremo no anclado	$0.74 \cdot f_{pu}$
Servicio	
$\sigma_{\text{tracción}}$	$0.80 \cdot f_{py}$

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2004.

3.1.2.4.2 Sistema de Pretensado.

El sistema de pretensado que será utilizado es el sistema PROTENDE, a continuación se muestran algunas de sus propiedades. Cualquier otra cuestión se puede obtener del catálogo de PROTENDE por internet.

Figura 3.1 Anclaje Tipo MTC.

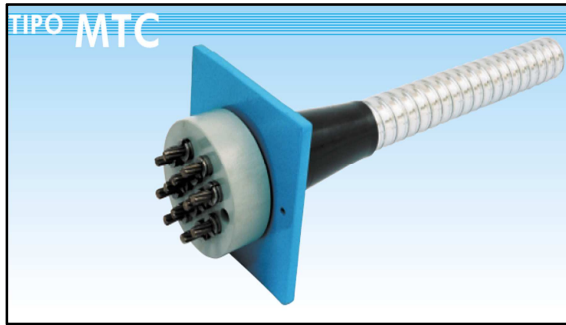


Figura 3.2 Geometría del Anclaje Tipo MTC.

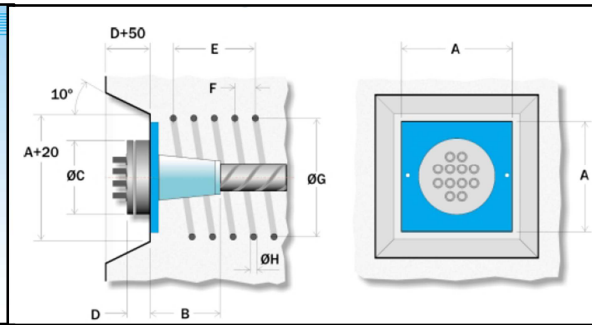


Tabla 3.2 Dimensiones de los Anclajes de Tipo MTC.

Tipo	Dimensões	ARMADURA DE FRETAGEM - CA-25							
		A mm	B mm	Ø C mm	D mm	E mm	F mm	Ø G mm	H mm
4 MTC 12,7		150	100	100	45	200	50	140	10
6 MTC 12,7		180	100	127	50	200	50	170	10
7 MTC 12,7		190	100	127	50	250	50	180	10
8 MTC 12,7		210	100	140	50	300	50	190	10
9 MTC 12,7		220	100	152	50	300	50	200	10
10 MTC 12,7		240	210	165	55	300	50	220	10
12 MTC 12,7		240	210	165	57	350	50	220	12
15 MTC 12,7		290	165	197	60	350	50	270	12
19 MTC 12,7		320	300	216	60	400	50	290	12
22 MTC 12,7		350	300	229	60	450	60	320	16
27 MTC 12,7		400	300	267	75	600	70	410	20
31 MTC 12,7		430	475	279	85	600	70	430	20

Tabla 3.3 Propiedades Físicas y Geométricas de los Torones.

Número de Cordoalha do Cabo	Diâmetro Interno Bainha		Consumo de Calda para Injeção				Seção Nominal de Aço do Cabo		Massa Nominal do Cabo	
	mm		Volume l / m		Peso kg / m		mm²		kg	
	12,7 mm	15,2 mm	12,7 mm	15,2 mm	12,7 mm	15,2 mm	12,7 mm	15,2 mm	12,7 mm	15,2 mm
Un. 2	30	35	0,5	0,7	1,0	1,3	197,4	280,0	1,570	2,204
3	35	40	0,7	0,9	1,3	1,6	296,1	420,0	2,355	3,306
4	40	45	0,9	1,1	1,7	2,0	394,8	560,0	3,140	4,408
5	45	50	1,2	1,3	2,1	2,4	493,5	700,0	3,925	5,510
6	50	60	1,5	2,1	2,6	3,8	592,2	840,0	4,710	6,612
7	55	65	1,8	2,5	3,2	4,5	690,9	980,0	5,495	7,714
8	55	65	1,7	2,3	3,1	4,2	789,6	1.120,0	6,280	8,816
9	60	70	2,1	2,8	3,7	5,0	888,3	1.260,0	7,065	9,918
10	65	75	2,5	3,2	4,5	5,8	987,0	1.400,0	7,850	11,020
11	65	75	2,4	3,1	4,3	5,5	1.085,7	1.540,0	8,635	12,122
12	65	80	2,3	3,6	4,1	6,4	1.184,4	1.680,0	9,420	13,224
15	70	85	2,5	3,8	4,6	6,9	1.480,5	2.100,0	11,775	16,530
16	75	90	3,0	4,4	5,5	7,9	1.579,2	2.240,0	12,560	17,632
18	75	90	2,8	4,1	5,1	7,4	1.776,6	2.520,0	14,130	19,836
19	80	95	3,4	4,7	6,1	8,5	1.875,3	2.660,0	14,915	20,938
20	80	95	3,3	4,6	5,9	8,3	1.974,0	2.800,0	15,700	22,040
21	85	100	3,8	5,2	6,9	9,5	2.072,7	2.940,0	16,485	23,142
22	85	100	3,7	5,1	6,7	9,2	2.171,4	3.080,0	17,270	24,244
24	85	100	3,5	4,8	6,4	8,7	2.368,8	3.360,0	18,840	26,448
25	85	100	3,4	4,7	6,2	8,4	2.467,5	3.500,0	19,625	27,550
27	90	110	3,9	6,1	7,1	11,0	2.664,9	3.780,0	21,195	29,754
30	100	120	5,2	7,6	9,4	13,7	2.961,0	4.200,0	23,550	33,060
31	100	120	5,1	7,4	9,2	13,4	3.059,7	4.340,0	24,335	34,162
37	110	130	6,2	8,6	11,3	15,6	3.651,9	5.180,0	29,045	40,774

3.2 FILOSOFÍA DE DISEÑO.

3.2.1 Factores de Carga y Combinaciones de Cargas.

La ecuación constituye la base de la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD). Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer las combinaciones aplicables de solicitaciones extremas mayoradas.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (3.2)$$

Donde:

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

ϕ = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal, 0.9 para flexión y 0.75 para corte.

η_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa. Adoptar un valor de 1.

Q_i = solicitación.

R_n = resistencia nominal.

R_r = resistencia reducida: ϕR_n .

Para el cálculo del factor de modificación de las cargas (η_i), se toman en cuenta los factores relacionados con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

$$n_i = n_R n_D n_I \geq 0,95 \quad (3.3)$$

Donde:

η_D = factor relacionado con la ductilidad.

η_R = factor relacionado con la redundancia.

η_I = factor relacionado con la importancia operativa.

En la Tabla 3.4 se especifican factores de carga que se deben aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de carga de diseño. Cada una de las cargas que debe ser considerada que es relevante para el componente que se está diseñando; incluyendo todas las solicitaciones significativas a la distorsión, se deberán multiplicar por el factor de carga correspondiente y el factor de presencia múltiple correspondiente.

Para cada combinación se deberán investigar tanto los valores extremos negativos como los valores extremos positivos; para las solicitaciones debidas a cargas permanentes de la Tabla 3.5 se deberá seleccionar el factor de carga que produzca la combinación crítica.

Tabla 3.4 Combinaciones de Cargas y Factores de Carga.

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

Tabla 3.5 Factores de Carga para Cargas Permanentes, γ_p .

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	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

3.2.2 Estados Límites.

3.2.2.1 Estado Límite de Servicio.

Los estados límites de servicio se deben considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular, (LRFD Art. 1.3.2.2). Los estados considerados son:

SERVICIO I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado.

3.2.2.2 Estado Límite de Resistencia.

Se debe considerar el Estado Límite de Resistencia para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa que el puente experimentará durante su período de diseño. (LRFD Art.1.3.2.4). Los estados considerados son:

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

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

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

3.2.2.3 Estado Límite Correspondientes a Eventos Extremos.

Se debe considerar el estado límite correspondiente a eventos extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por un vehículo. (LRFD Art. 1.3.2.5). El estado considerado es:

EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluye colisión de vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, *CT*.

3.3 DENOMINACIÓN DE LAS CARGAS.

La Sección 3 de la Norma AASHTO LRFD 2004 especifica requisitos mínimos para cargas y fuerzas. Se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

3.3.1 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 las 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).
- Sobrecarga de suelo (ES).
- Presión vertical del peso propio del suelo de relleno (EV).

La carga permanente es distribuida a las vigas asignando a cada una todas las cargas de los elementos de la superestructura dentro la mitad de la distancia a la viga adyacente. Esto incluye la carga muerta de la viga misma y su parte inferior.

La densidad de los materiales granulares dependen de su grado de compactación y del contenido de agua. Los accesorios no estructurales (barandas, parapetos, bordillos, aceras), están considerados como cargas permanentes y pueden ser incluidos en cualquier análisis.

Se asume el peso específico del hormigón armado igual a 2400 Kg/m^3 .

Se asume el peso específico de la capa de rodadura de asfalto igual a 1300 kg/m^3 .

Se asume el peso específico del suelo del relleno igual a 1800 kg/ m^3 .

3.3.2 Cargas Transitorias.

Aunque el automóvil es la carga viva vehicular mas utilizado en casi todos los puentes, el camión es el que causa los efectos más críticos en los puentes. Además de las cargas vivas vehiculares podemos citar las siguientes cargas transitorias utilizadas en el proyecto:

- Fuerza de frenado de los vehículos (BR).
- Fuerza de colisión de un vehículo (CT).

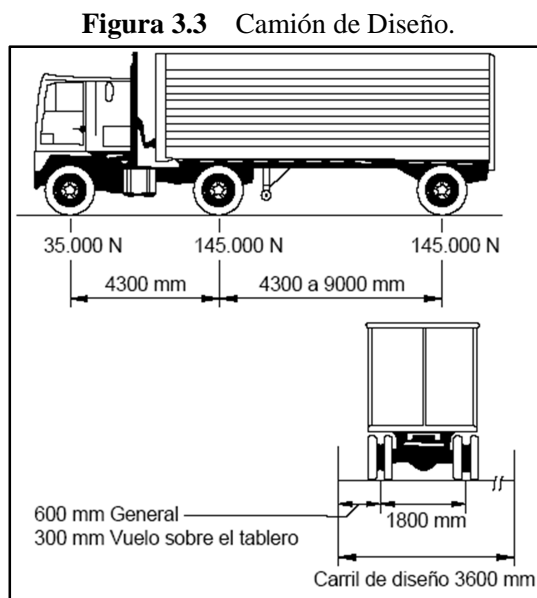
- Incremento por carga vehicular dinámica (IM).
- Sobrecarga vehicular (LL).
- Sobrecarga viva (LS).
- Sobrecarga peatonal (PL).
- Carga hidráulica y presión del flujo de agua (WA).

3.3.3 Carga Viva Vehicular: LL.

Se trata de una carga estadísticamente representativa, denominada carga ideal que fue adoptada por la AASHTO y llamada HL-93 o "Highway load 93" para una mejor representación de "vehículos excluidos", camiones con configuraciones de carga mayores a las permitidas. El modelo de carga se denomina "ideal" porque no es su intención representar ningún tipo de camión en particular. La distribución de cargas en las especificaciones LRFD es más complicada que en las especificaciones Estándar. Este cambio es justificado por la complejidad de los puentes de hoy.

3.3.3.1 Camión de Diseño.

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión serán como se especifica en la Figura 3.3 Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.

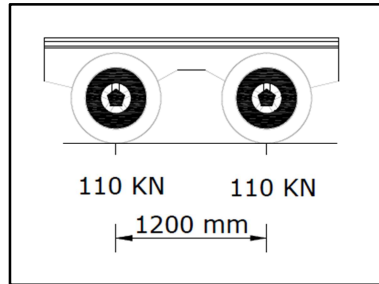


A excepción de lo especificado en [Art. 3.6.1.3.1] y [Art.3.6.1.4.1], la separación entre los dos ejes de 145000 N se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las sollicitaciones extremas.

3.3.3.2 Tándem de Diseño.

El tándem de diseño consiste en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm, Ver Figura 3.4. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.

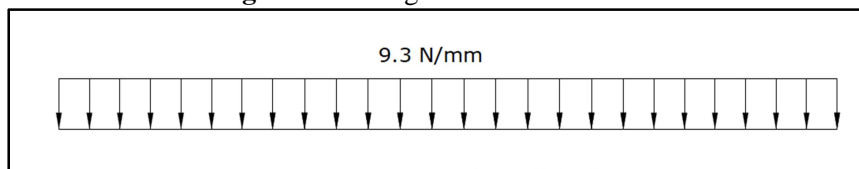
Figura 3.4 Tándem de Diseño.



3.3.3.3 Carga de Carril de Diseño.

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

Figura 3.5 Carga de Carril de Diseño.

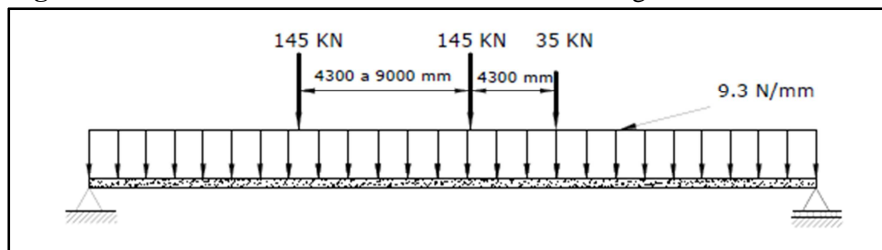


3.3.3.4 Aplicaciones de Sobrecarga Vehicular de Diseño.

La sollicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

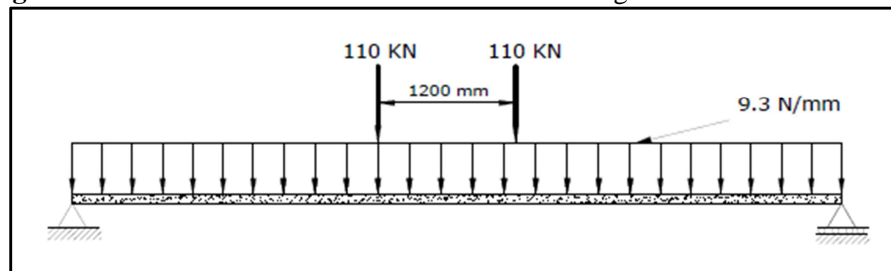
- Las sollicitaciones debidas al camión de diseño combinado con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño, ver Figura 3.6.

Figura 3.6 Camión de Diseño Combinado con la Carga de Carril de Diseño.



La sollicitación debido a un tándem de diseño con la separación variable entre ejes, como se especifica en la Sección 5.3.1.1 combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño, ver Figura 3.7.

Figura 3.7 Tándem de Diseño Combinado con la Carga de Carril de Diseño.



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

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

3.3.4 Cargas Peatonales: *PL*.

3.3.4.1 Cargas Sobre las Aceras.

Se deberá aplicar una carga peatonal de 3.6×10^{-3} MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

3.3.4.2 Cargas Sobre las Barandas.

La sobrecarga de diseño de las barandas para peatones se deberá tomar como $w = 0,73$ N/mm, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal. (LRFD Art. 13.8.2)

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 o bien, en el caso de las barandas cuya altura total es mayor que 1500 mm, en un punto ubicado 1500 mm por encima de la superficie superior de la acera. El

valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes, P_{LL} , en N, se deberá tomar como:

$$P_{LL} = 890 + 0,73 L \quad (3.4)$$

Donde:

L = separación entre postes (mm).

3.3.5 Presencia Múltiple: (m).

Los factores de presencia múltiple son ajustes de diseño que consideran la probabilidad de que más de un carril este cargado ver Tabla 3.6, 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.

Tabla 3.6 Factor de Presencia Múltiple (m).

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Fuente: Tabla 3.6.1.1.2-1 (AASHTO LRFD, 2004)

En general el número de carriles se debería determinar tomando la parte entera de la relación $w/3.6$ siendo w el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras.

3.3.6 Efectos Dinámicos (Impacto): IM .

Los efectos dinámicos provocados por los vehículos en movimiento se pueden atribuir a dos orígenes:

- El efecto de martilleo que es la respuesta dinámica del conjunto de la rueda frente a las discontinuidades de la superficie de rodamiento, tales como las juntas del tablero, fisuras, baches, y la respuesta dinámica del puente en su totalidad frente a los vehículos que lo atraviesan, la cual se puede deber a ondulaciones del pavimento de la carretera, tales como las provocadas por el asentamiento del relleno, o a la excitación resonante como resultado de la similitud de frecuencias de vibración del puente y el vehículo.

El incremento por carga dinámica (IM) de la Tabla 3.7 es un incremento que se aplica a la carga de rueda estática para considerar el impacto provocado por las cargas de las ruedas de los vehículos en movimiento.

Tabla 3.7 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%

Fuente: Tabla 3.6.2.1-1 (AASHTO LRFD, 2004).

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

3.3.7 Fuerza de Frenado: *BR*.

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. 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 tándem de diseño.
- 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. Se aplicarán los factores de presencia múltiple.

Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada.

3.3.8 Fuerza de Colisión de un Vehículo: *CT*.

En la colisión de vehículos contra las barreras se aplicará una fuerza de 45 KN según la normativa AASHTO STANDARD por que el cálculo de los momentos producidos por las fuerzas de colisión de un vehículo, (*CT*) mostradas en la norma AASHTO LRFD 2004 es muy exigente, esta fuerza se aplicará en el barandado a una altura de 0.46 m desde la superficie de la acera según la norma LRFD para vehículos livianos, además se considerará una fuerza de colisión lateral en el bordillo de 7.5 KN/m aplicada a una altura de 0.25 m desde la calzada. Ver LRFD Tabla A13.2-1 y la página 69 del libro de Puentes de Hugo E. Belmonte González.

3.3.9 Carga Hidráulica y Presión del Flujo de Agua: WA.

3.3.9.1 Presión Hidrostática.

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

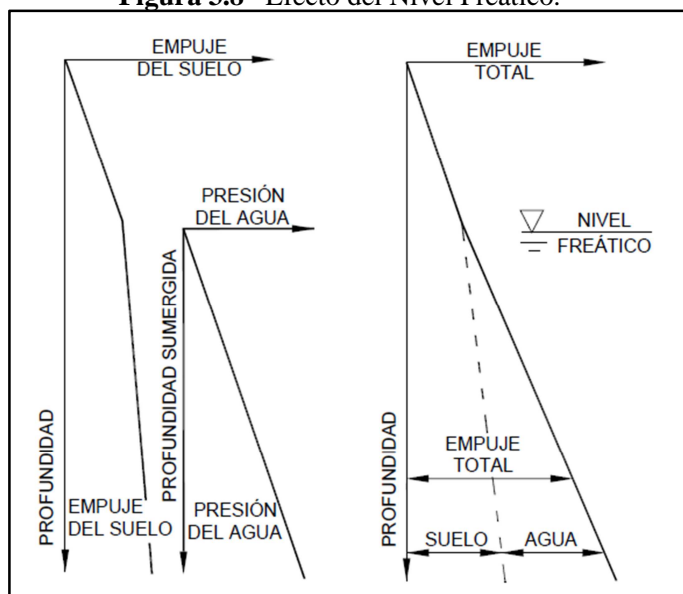
3.3.9.2 Flotabilidad.

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

3.3.9.3 Presión de Flujo.

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

Figura 3.8 Efecto del Nivel Freático.



3.3.10 Empuje del Suelo.

El empuje del suelo se deberá considerar función de los siguientes factores:

- Tipo y densidad del suelo.
- Contenido del agua.
- Ubicación del nivel freático.
- Cantidad de sobrecarga.

- Pendiente del relleno.
- Inclinación del muro.

Existen tres categorías de empuje lateral de suelo, los cuales son en reposo, activo, pasivo. Los muros que pueden tolerar muy poco o ningún movimiento se deberían diseñar para el empuje en reposo. Si se permite que el muro se mueva alejándose de la masa de suelo se debería diseñar para el empuje activo. Si el muro es empujado gradualmente hacia la masa de suelo, entonces se debería diseñar para el empuje pasivo. El movimiento requerido para llegar para llegar al mínimo empuje activo o al máximo empuje pasivo depende de la altura del muro y del tipo de suelo.

3.3.10.1 Empuje Horizontal del Suelo: *EH*.

Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura de suelo, y se deberá tomar como:

$$p = k\gamma_s gz \left(10^{-9}\right) \quad (3.5)$$

Donde:

p = empuje lateral del suelo (Mpa).

k = coeficiente de empuje lateral tomado como k_0 , especificado en la sección 5.6.1.2, para muros o estribos que no se deforman ni mueven, k_a , especificado en la sección 5.6.1.3, para muros o estribos que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o k_p , especificado en el artículo 5.6.1.4, para muros o estribos que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

γ_s = densidad del suelo (kg/m³)

z = profundidad del suelo debajo de la superficie (mm).

g = aceleración de la gravedad (m/s²).

Se asumirá que la carga de suelo lateral resultante debido al peso del relleno actúa a una altura igual a $H/3$ desde la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en el respaldo del muro hasta la parte inferior de la zapata.

“Las fuerzas producidas por el empuje pasivo del suelo se pueden calcular también por la teoría de Coulomb o Rankine; cualquiera que sea su magnitud, pues su colaboración con la estabilidad del estribo es variable y no se asegura su presencia”.

"Se debe actuar, pues, con suma prudencia en la estimación de la acción estabilizante de los empujes pasivos, no tomándola en consideración, a menos que se compruebe que los movimientos necesarios para provocarla son compatibles con las condiciones de servicio de la estructura y se tenga seguridad de que el terreno permanecerá con sus características inalteradas." (Norma MV 101-1962).

3.3.10.2 Sobrecargas: *ES* y *LS*.

3.3.10.2.1 Sobrecarga Uniforme: *ES*.

Si hay una sobrecarga uniforme, al empuje básico del suelo se le deberá sumar el empuje horizontal constante. Este empuje constante se puede tomar como:

$$\Delta_p = k_s q_s \quad (3.6)$$

Donde:

Δ_p = empuje horizontal constante debido a la sobrecarga uniforme (Mpa).

k_s = coeficiente de empuje del suelo debido a la sobrecarga.

q_s = sobrecarga uniforme aplicada sobre la superficie superior de la cuña de suelo activa (Mpa).

Para condiciones de empuje activo k_s se deberá tomar como k_a , y para condiciones en reposo se deberá tomar como k_o . El valor de sobrecarga de suelo q_s recomendada es de 10KN/m².

3.3.10.2.2 Sobrecarga Viva: *LS*.

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

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

$$\Delta_p = k \gamma_s g h_{eq} \times 10^{-9} \quad (3.7)$$

Donde:

Δ_p = empuje horizontal constante debido a la sobrecarga viva (Mpa).

γ_s = densidad total del suelo (kg/m³).

k = coeficiente de empuje lateral del suelo.

h_{eq} = altura de suelo equivalente para la carga vehicular (mm).sobrecarga uniforme aplicada sobre la superficie superior de la cuña de suelo activa (Mpa).

g = aceleración de la gravedad (m/s²).

3.3.11 Fuerzas Centrífugas: *CE*.

Las fuerzas centrífugas se deberán tomar como el producto entre los pesos por eje del camión o tándem de diseño y el siguiente factor C:

$$C = \frac{4 v^2}{3 g R} \quad (3.8)$$

Donde:

v = velocidad de diseño de la carretera (m/s).

g = aceleración de la gravedad: 9,807 (m/s²).

R = radio de curvatura del carril de circulación (m).

“Al calcular la fuerza centrífuga se desprecia la carga del carril, ya que se supone que a alta velocidad la separación de los vehículos es grande, y por lo tanto la densidad de vehículos detrás y/o delante del camión de diseño es baja”. (LRFD C6.2.3)

“Debido a que la velocidad de diseño de la vía es baja y se tomará la carga de carril, esta carga se deprecia.”

3.3.12 Gradiente de Temperatura: *TG*.

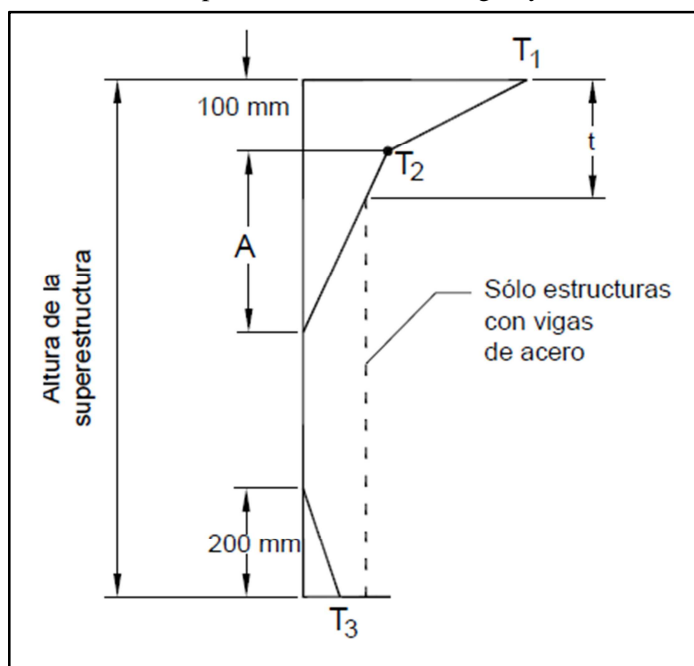
El gradiente de temperatura vertical en superestructuras de hormigón y acero con tableros de hormigón se puede tomar como se indica en la Figura 3.9.

La dimensión A se deberá tomar como:

- Para superestructuras de hormigón de profundidad mayor o igual que 400 mm – 300 mm.
- Para secciones de hormigón de profundidad menor que 400 mm – 100 mm menos que la profundidad real.

El valor de la temperatura T_3 se deberá tomar como 0°C , a menos que se realice un estudio específico del predio para determinar un valor adecuado, pero en ningún caso deberá ser mayor que 3°C .

Figura 3.9 Gradiente de Temperatura Vertical en Superestructuras de Hormigón y Acero.



“El gradiente de temperatura está incluido en varias de las combinaciones de cargas. Esto no significa que sea necesario investigar este gradiente para todos los tipos de estructuras. Si la experiencia ha demostrado que despreciando el gradiente de temperatura se obtiene un tipo de estructura que no ha sufrido problemas estructurales”. (LRFD C3.12.3)

No se tomará en cuenta en la estructura los esfuerzos producidos por la variación de la temperatura en la superestructura.

3.3.13 Cargas de Viento: WL y WS .

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

En Tarija según el resumen climatológico del SENAMHI (1955-2011) se tiene una velocidad media del viento de 6 km/hr media a 2 m a partir de la cota 1849 m.s.n.m , la variabilidad del viento se asume linealmente ascendente, para una altura máxima del proyecto de 1875 m.s.n.m, se tendría una velocidad del viento de 69 km/hr.

Para las estructuras pequeñas y/o de baja altura el viento generalmente no resulta determinante. En el caso de puentes de grandes dimensiones y/o gran altura se deberían investigar las condiciones locales. (LRFD C3.8.1.1)

El puente del proyecto es un puente mediano y bajo, por lo tanto:

"La carga del viento aplicada en la superestructura es pequeña, por lo tanto despreciable."

"La carga de viento aplicada directamente a la infraestructura, no se aplica en este caso por ser favorable a la estabilidad del estribo", tampoco tomamos el viento actuando en la sobrecarga por que hacemos uso de los límites de resistencia y servicio que involucran viento.

3.3.14 Efectos Sísmicos: EQ.

El método más utilizado para calcular los esfuerzos sísmicos del suelo que actúan sobre un estribo de puente es un enfoque estático desarrollado en la década de 1920 por Mononobe (1929) y Okabe (1926).

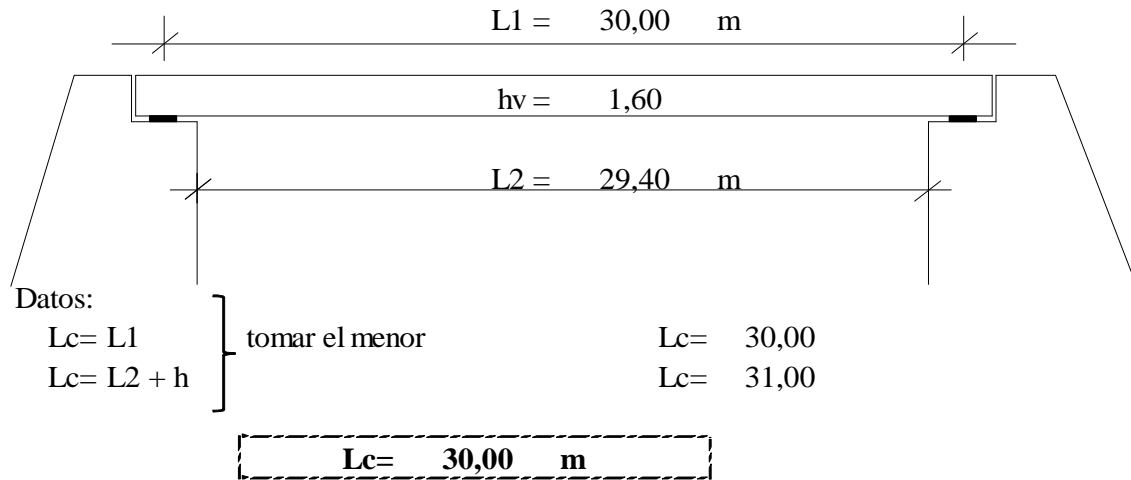
En la zona del proyecto se presenta una aceleración sísmica de 0,10 g espectro TIPO 4 para la norma boliviana y Zona Sísmica 1 para la norma AASHTO.

* No es necesario analizar los puentes ubicados en Zona Sísmica 1 para cargas sísmicas, independientemente de su importancia y geometría. (LRFD 4.7.4.1)

Para los puentes de un solo tramo no se requiere análisis sísmico, independientemente de la zona sísmica en la cual estén ubicados." (LRFD Artículo 4.7.4.2).

3.4 COMPONENTES DEL PUENTE Y GEOMETRÍA.

3.4.1 Luz de Cálculo.



3.4.2 Ancho de Calzada.

(LRFD Art.2.3.3.2)

El ancho del puente no debe ser menor que el ancho de la sección de la carretera de acceso. Si la calzada del puente fuese diseñada más ancho que el ancho de la calzada de los accesos los vehículos que acceden a ella estarían propensos a descarrilamientos.

El ancho de calzada es propuesto en base al manual de la ABC corresponde a dos vías de tráfico es igual a:

$B = 7,30 \text{ m}$

3.4.3 Número de Carriles.

(LRFD Art.3.6.1.1.1)

Los anchos de calzada comprendidos entre 6000 y 7200 mm deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

Datos:

$w = 7,30 \text{ m}$ Ancho libre de calzada entre cordones.
 $w/3.6 \quad N^\circ = 7.3/3.6 = 2,03$

Se asume 2 carriles.

3.4.4 Número de Vigas.

Para un puente viga se recomienda un número de vigas en función al número de carriles:

Nº	Nº de vigas
1	2 - 3
2	3 - 4

Se adoptó 4 vigas

3.4.5 Espesor de la Capa de Rodadura.

La capa de rodadura para el diseño debe tener un espesor entre 2 y 10 cm. Se utilizará un espesor de 2 cm, para una carpeta asfáltica con 2% de bombeo transversal.

$h_{rod} = 2 \text{ cm}$

$i = 2 \%$

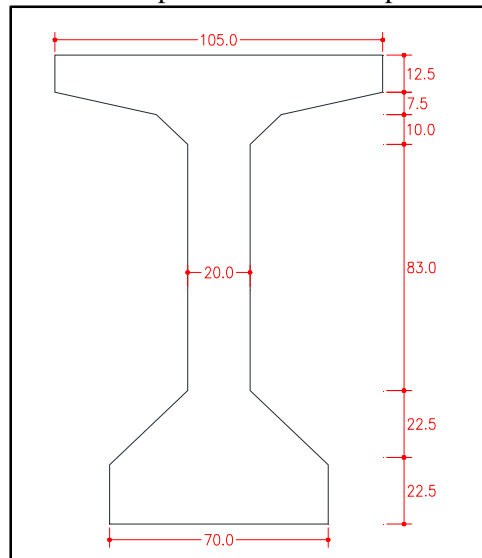
3.4.6 Sección Transversal del Puente.

3.4.6.1 Predimensionamiento de la Viga.

3.4.6.1.1 Sección Transversal de la Viga.

La sección AASHTO recomendada para claros 27 a 36 metros, es la sección Tipo V. Se muestra en la Figura 3.10 la sección probable.

Figura 3.10 Sección Tipo V recomendada por la AASHTO.



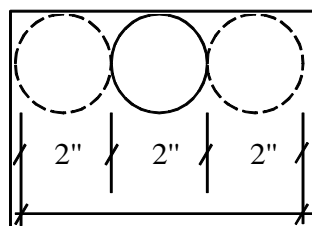
Fuente: T.Y. Lin, Design of Prestressed Concrete Structures.

3.4.6.1.2 Espesores Mínimos de la Viga.

(LRFD Arto.5.14.1.2.2)

- Patín Superior ≥ 50 mm 1050 mm (Cumple)
- Alma, no postesada ≥ 125 mm 200 mm (Cumple)
- Alma, postesada ≥ 165 mm 200 mm (Cumple)
- Ala inferior ≥ 125 mm 200 mm (Cumple)

Figura 3.11 Ancho mínimo del alma.



Fuente: Arthur H. Nilson (pág. 166).

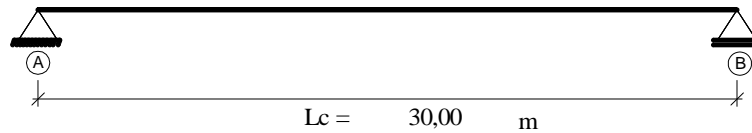
Se adopta un espesor del alma de:

$$b_w = 200 \text{ mm}$$

$$b_w = 0,20 \text{ m}$$

3.4.6.1.3 Peralte de la Viga.

Las secciones recomendadas están de acuerdo a la luz libre entre los apoyos, el puente en estudio consta de la siguiente longitud:



En este caso utilizamos la sección "Tipo V".

Además sabemos que para hormigón pretensado la altura recomendable para el predimensionamiento de vigas es:

$$(3.9) \quad h = \frac{L}{17} \quad h = 1,76 \quad \text{m} \qquad (3.10) \quad h = \frac{L}{22} \quad h = 1,36 \quad \text{m}$$

La profundidad mínima para una viga I con más el tablero es: (LRFD Art.2.5.2.6.3)

$$h_{min} = 0.045 L < h_v + h_f \quad (3.11)$$

$$h_{min} = 0.045 * (30000) = 1350 \quad \text{mm} = 1,35 \quad \text{m}$$

Se desea tener pendientes bajas en los accesos al puente y que además la altura adoptada tenga suficiente momento de inercia para resistir las sollicitaciones de servicio. Entonces adoptamos:

$$h = 1,60 \quad \text{m}$$

3.4.6.1.4 Ancho Efectivo.

Datos:

$$L_c = 30,00 \quad \text{m} \qquad \text{Longitud de cálculo.}$$

$$\Rightarrow \text{Vigas interiores} \quad b_i \leq \begin{cases} \frac{1}{4} L_c = 7,50 \quad \text{m} \\ 12hf + bw = 2,36 \quad \text{m} \\ 12hf + \frac{1}{2} bt = 2,66 \quad \text{m} \\ s = 1,90 \quad \text{m} \end{cases} \quad (\text{LRFD Art.4.6.2.6.1})$$

Se toma con ancho efectivo de ala interior b_i 1,90 m

$$\Rightarrow \text{Vigas exteriores} \quad b_e = \begin{cases} \frac{1}{8} L_c = 3,75 \quad \text{m} \\ 6hf + \frac{1}{2} bw = 1,18 \quad \text{m} \\ 6hf + \frac{1}{4} bt = 1,34 \quad \text{m} \\ \text{ancho del vuelo} = 0,80 \quad \text{m} \end{cases} \quad (\text{LRFD Art.4.6.2.6.2})$$

Se toma con ancho efectivo exterior:

$$b_e = \frac{1}{2}b_i + b = 1,75 \text{ m}$$

3.4.6.2 Propiedades Geométricas de la Sección Inicial.

Para $t = 0$:

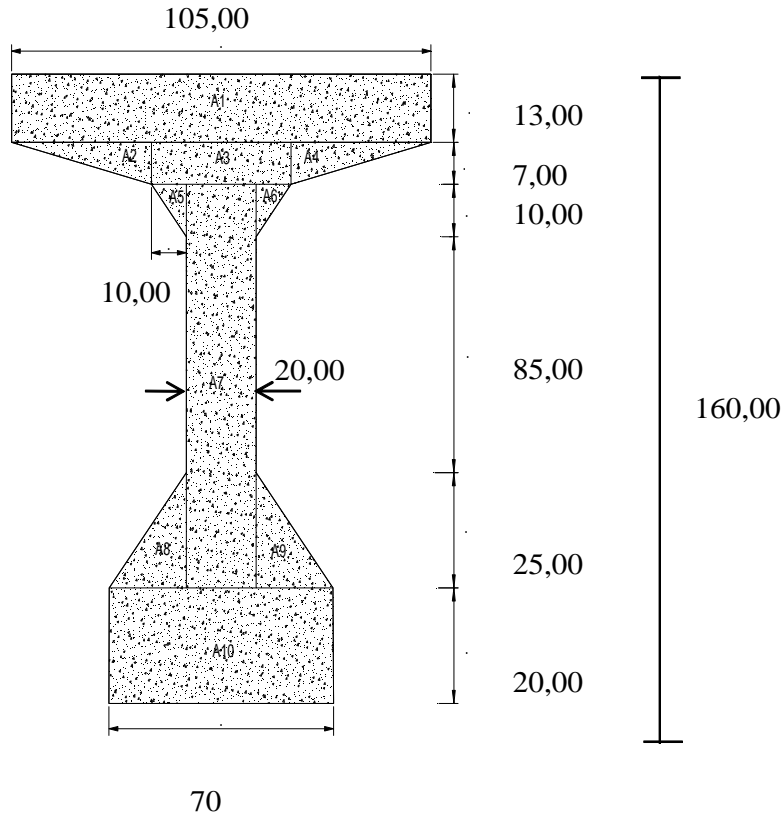


Tabla 3.8 Propiedades Geométricas de la Sección Inicial.

N°	A (cm ²)	Y	A*Y	Ym	Y ²	A*Y ²	I _x
1	1365,00	153,50	209527,50	72,22	5215,61	7119303,87	19223,75
2	113,75	144,67	16455,83	63,39	4017,76	457020,56	309,65
3	280,00	143,50	40180,00	62,22	3871,22	1083942,72	1143,33
4	113,75	144,67	16455,83	63,39	4017,76	457020,56	309,65
5	50,00	136,67	6833,33	55,39	3067,59	153379,50	277,78
6	50,00	136,67	6833,33	55,39	3067,59	153379,50	277,78
7	2400,00	80,00	192000,00	-1,28	1,64	3937,32	2880000,00
8	312,50	28,33	8854,17	-52,95	2803,44	876074,48	10850,69
9	312,50	28,33	8854,17	-52,95	2803,44	876074,48	10850,69
10	1400,00	10,00	14000,00	-71,28	5080,96	7113341,19	46666,67
	6397,50		519994,17			18293474,18	2969910,00

Fuente: Elaboración propia.

* Propiedades para el cálculo de esfuerzos en $t = 0$

➤ Área de la sección.	Ao =	6397,50	cm ²
➤ Altura de la viga.	ho =	160,00	cm
➤ Momento de inercia.	Ixo =	21263384,18	cm ⁴
➤ Distancia del CG a la fibra superior.	C1o =	78,72	cm
➤ Distancia del CG a la fibra inferior.	C2o =	81,28	cm
➤ Excentricidad.	eo =	71,28	cm

3.4.6.3 Homogenización de la Sección Compuesta.

$$n = \frac{E_c}{E_{cp}} \quad (3.12)$$

$$btr = n * be \quad (3.13)$$

Donde:

be = ancho efectivo interno con resistencia de 210 kg/cm².

Ec = módulo de elasticidad de 210 kg/cm² (losa).

Ecp = módulo de elasticidad de 350 kg/cm² (viga).

btr = ancho de sección equivalente de cálculo (sección homogénea).

Datos:

$$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$f_c = 21 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cp} = 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$be = 190,00 \text{ cm}$$

Según la fórmula (3.1) se tiene:

$$E_c = 0.043 * \gamma_c^{1.5} \sqrt{f_c}$$

$$E_c = 231683,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{cp} = 299102,02 \text{ kg/cm}^2$$

Resolviendo la ecuación 3.14 y 3.15 tenemos:

$$n = 0,77$$

$$btr = 147,17 \text{ cm}$$

3.4.6.4 Propiedades Geométricas de la Sección Compuesta.

Para $t = \infty$:

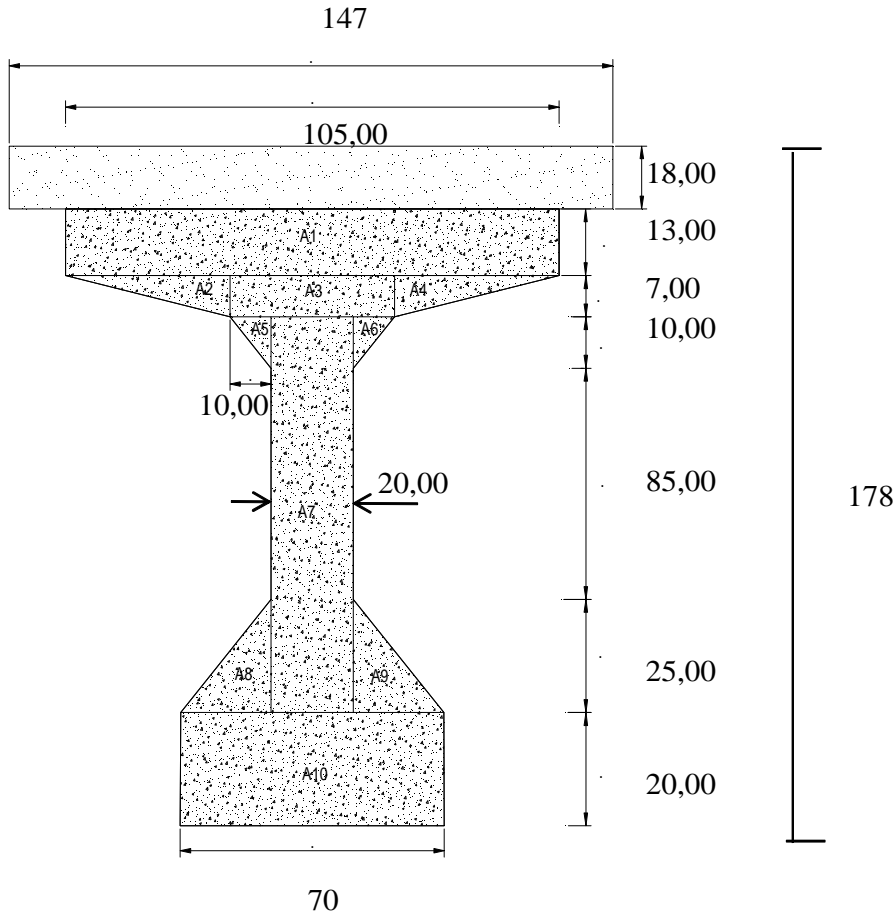


Tabla 3.9 Propiedades Geométricas de la Sección Compuesta.

Nº	A (cm ²)	Y	A*Y	Y _m	Y ²	A*Y ²	I _x
1	1365,00	153,50	209527,50	46,53	2165,30	2955634,92	19223,75
2	113,75	144,67	16455,83	37,70	1421,25	161667,06	309,65
3	280,00	143,50	40180,00	36,53	1334,64	373700,48	1143,33
4	113,75	144,67	16455,83	37,70	1421,25	161667,06	309,65
5	50,00	136,67	6833,33	29,70	882,06	44102,88	277,78
6	50,00	136,67	6833,33	29,70	882,06	44102,88	277,78
7	2400,00	80,00	192000,00	-26,97	727,23	1745353,33	2880000,00
8	312,50	28,33	8854,17	-78,63	6183,29	1932277,18	10850,69
9	312,50	28,33	8854,17	-78,63	6183,29	1932277,18	10850,69
10	1400,00	10,00	14000,00	-96,97	9402,64	13163696,44	46666,67
11 LOSA	2649,06	169,00	447691,14	62,03	3848,07	10193759,61	71524,62
	9046,56		967685,31			32708239,00	3041434,62

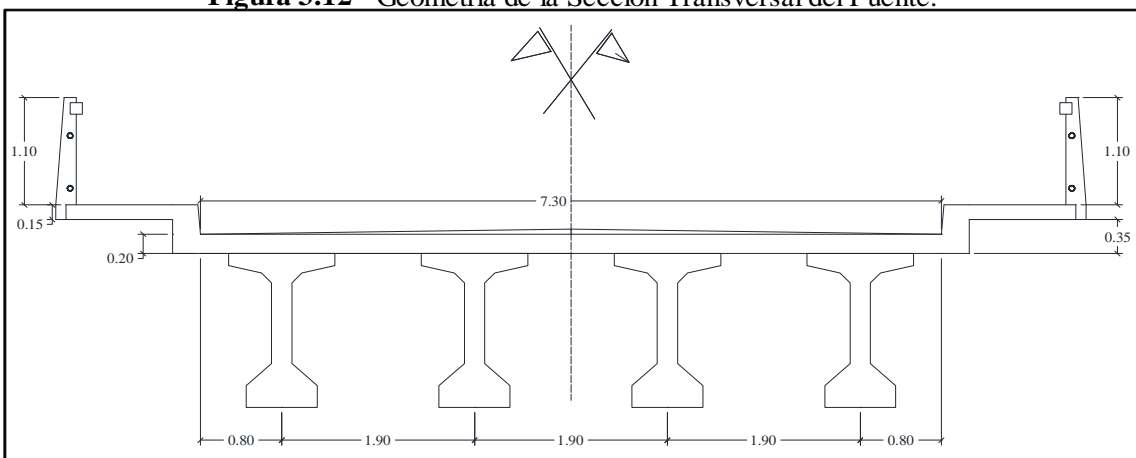
Fuente: Elaboración propia.

* Propiedades para el cálculo de esfuerzos en $t = \infty$

➤ Área de la sección	$A_{\infty} =$	9046,56	cm ²
➤ Altura de sección compuesta	$h =$	178,00	cm
➤ Momento de inercia	$I_{x\infty} =$	35749673,62	cm ⁴
➤ Distancia del CG a la fibra superior	$C1_{\infty} =$	71,03	cm
➤ Distancia del CG a la fibra inferior	$C2_{\infty} =$	106,97	cm
➤ Excentricidad	$e_{\infty} =$	96,97	cm

3.4.6.5 Geometría de la Sección Transversal del Puente.

Figura 3.12 Geometría de la Sección Transversal del Puente.



Fuente: Elaboración propia.

3.4.6.6 Factores de Distribución de Sobrecargas.

Elementos de apoyo: Para secciones T o T con nervio de hormigón prefabricado.

Tipo de tablero : Hormigón integral.

Sección transversal típica: Sección tipo K. (LRFD Art.4.6.2.2.1-1)

3.4.6.6.1 Parámetro de Rigidez Longitudinal.

$$n = \frac{E_B}{E_D} \quad (3.14)$$

$$K_g = n (I + A e_g^2) \quad (3.15) \quad (\text{LRFD Art.4.6.2.2.1})$$

Donde:

K_g = parámetro de rigidez longitudinal (mm⁴)

e_g = distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero (mm)

n = relación modular

E_B = módulo de elasticidad del material de la viga (kg/cm²)

E_D = módulo de elasticidad del material del tablero (kg/cm²)

I = inercia de la viga no compuesta (mm⁴)

A = área de la viga no compuesta (mm²)

Datos:

$$\begin{aligned} I &= 2,13E+11 \text{ mm}^4 \\ A &= 639750 \text{ mm}^2 \\ e_g &= 877,19 \text{ mm} \end{aligned}$$

Resolviendo la ecuación 3.14 y 3.15 tenemos:

$$n = 1,29$$

$$K_g = 2,75E+11 \text{ mm}^4$$

3.4.6.6.2 Distribución de Sobrecargas por Carril para Momentos en Vigas Interiores.

(LRFD Tabla 4.6.2.2.2b-1)

Rango de aplicabilidad:

$$\begin{aligned} 1100 &\leq S \leq 4900 && \text{(Cumple)} \\ 6000 &\leq L \leq 73000 && \text{(Cumple)} \\ 110 &\leq ts \leq 300 && \text{(Cumple)} \\ Nb &\geq 4 && \text{(Cumple)} \\ 4 \times 10^9 &\leq K_g \leq 3 \times 10^{12} && \text{(Cumple)} \end{aligned}$$

Datos:

$$\begin{aligned} S &= 1900 \text{ mm} \\ L &= 30000 \text{ mm} \\ ts &= 180 \text{ mm} \\ Nb &= 4 \\ K_g &= 2,745E+11 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Un carril de diseño cargado.

$$m_{interior}^{uc} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad (3.16)$$

Donde:

L = separación entre vigas.
 S = longitud de tramo de la viga
 ts = profundidad de la losa.

$$m_{interior}^{uc} = 0,340$$

Dos o más carriles de diseño cargados.

$$m_{interior}^{mc} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad (3.17)$$

$$m_{interior}^{mc} = 0,542$$

3.4.6.6.3 Distribución de Sobrecargas por Carril para Momentos en Vigas Exteriores.

(LRFD Tabla 4.6.2.2.2d-1)

Rango de aplicabilidad:

$$-300 \leq de \leq 1700 \quad \text{(Cumple)}$$

Datos:

$$de = 800 \text{ mm}$$

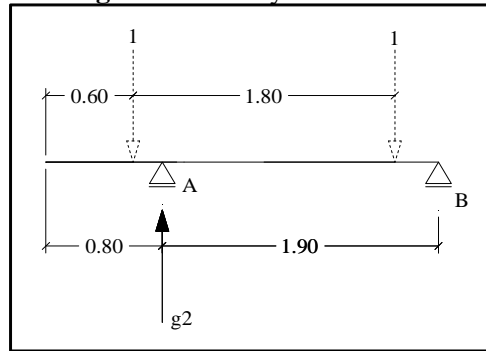
Donde:

de = distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm).

Un carril de diseño cargado.

$$m_{exterior}^{uc} = \text{ley de momentos}$$

Figura 3.13 Ley de Momentos.



Fuente: Elaboración propia.

$$\sum M_B = 0$$

$$g_2 = \frac{1 * (2.10 + 0.3)}{1.9}$$

$$g_2 = 1,263 \quad (\text{rueda})$$

$$g_2 = 0,632 \quad (\text{eje})$$

Se divide la fracción de carga externa por eje con el factor de presencia múltiple para un carril cargado.

$$m = 1,20$$

$$mg_{\text{exterior}}^{\text{uc}} = 0,526$$

Dos o más carriles de diseño cargados.

$$mg_{\text{exterior}}^{\text{mc}} = e mg_{\text{interior}} \quad (3.18)$$

$$e = 0.77 + \frac{de}{2800} \quad (3.19)$$

$$e = 1,056$$

$$mg_{\text{exterior}}^{\text{mc}} = 0,573$$

Resumen de factores de distribución para momento:

Tabla 3.10 Factores de Distribución de Sobrecarga para Momento.

Viga	Un carril	Dos carriles	Gobierna
Interior	0,340	0,542	0,542
Exterior	0,526	0,573	0,573

Fuente: Elaboración propia.

3.4.6.6.4 Distribución de las Sobrecargas por Carril para Cortante en Vigas Interiores.

(LRFD Tabla 4.6.2.2.3a-1)

Rango de aplicabilidad:

$$1100 \leq S \leq 4900 \quad (\text{Cumple})$$

$$6000 \leq L \leq 73000 \quad (\text{Cumple})$$

$$110 \leq ts \leq 300 \quad (\text{Cumple})$$

$$Nb \geq 4 \quad (\text{Cumple})$$

Datos:

$$S = 1900 \quad \text{mm}$$

$$L = 30000 \quad \text{mm}$$

$$ts = 180 \quad \text{mm}$$

$$Nb = 4$$

Un carril de diseño cargado.

$$vg_{\text{interior}}^{\text{uc}} = 0.36 + \frac{S}{7600} \quad (3.20)$$

$$vg_{\text{interior}}^{\text{uc}} = 0,610$$

Dos o más carriles de diseño cargados.

$$vg_{interior}^{mc} = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0} \quad (3.21)$$

$$vg_{interior}^{mc} = 0,696$$

3.4.6.6.5 Distribución de las Sobrecargas por Carril para Cortante en Vigas Exteriores

(LRFD Tabla 4.6.2.2.3b-1)

Un carril de diseño cargado.

$$vg_{exterior}^{uc} = \text{ley de momentos}$$

$$vg_{exterior}^{uc} = 0,526$$

Dos o más carriles de diseño cargados.

$$e = 0.6 + \frac{de}{3000} \quad (3.22)$$

$$vg_{exterior}^{mc} = e vg_{interior} \quad (3.23)$$

$$e = 0,867$$

$$vg_{exterior}^{mc} = 0,603$$

Resumen de factores de distribución para cortante.

Tabla 3.11 Factores de Distribución de Sobrecarga para Cortante.

Viga	Un carril	Dos carriles	Gobierna
Interior	0,610	0,696	0,696
Exterior	0,526	0,603	0,603

Fuente: Elaboración propia.

3.4.6.6.6 Reducción de los Factores de Distribución de Carga para Momento en Vigas Longitudinales Sobre Apoyos Oblicuos.

(LRFD Tabla 4.6.2.2.2e-1)

Rango de aplicabilidad:

$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$	(No Cumple)	$\theta = 21,43^\circ$
$1100 \leq S \leq 4900$	(Cumple)	$S = 1900 \text{ mm}$
$6000 \leq L \leq 73000$	(Cumple)	$L = 30000 \text{ mm}$
$Nb \geq 4$	(Cumple)	$Nb = 4$

Datos:

Cualquier número de carriles de diseño cargados.

$$\begin{aligned} \text{Si } \theta < 30^\circ & \text{ usar } c1 = 0 \\ \text{Si } \theta > 60^\circ & \text{ usar } \theta = 60^\circ \end{aligned}$$

$$mg_{apoyo\ oblicuo}^{cc} = 1 - c_1(\tan\theta)^{1.5} \quad (3.24)$$

$$m g_{\text{apoyo oblicuo}}^{cc} = 1$$

3.4.6.6.7 Factores de Corrección para los Factores de Distribución de Carga para el Corte en el Apoyo de la Esquina Obtusa. [LRFD Tabla 4.6.2.2.3c-1]

Rango de aplicabilidad:

Datos:

$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$	(Cumple)	$\theta = 21,43^\circ$
$1100 \leq S \leq 4900$	(Cumple)	$S = 1900 \text{ mm}$
$6000 \leq L \leq 73000$	(Cumple)	$L = 30000 \text{ mm}$
$Nb \geq 4$	(Cumple)	$Nb = 4$

$$Fact. \text{ corrección} = 1 + 0.20 \left(\frac{L t_s^3}{k_g} \right)^{0.3} \tan \theta \quad (3.25)$$

$$Fact. \text{ corrección} = 1,049$$

Factores de distribución para cortante.

Viga	Un carril	Dos carriles	Gobierna
Interior	0,610	0,696	0,696
Exterior	0,526	0,603	0,603

* Multiplicamos el factor de corrección por los factores de distribución para cortante exterior.

Tabla 3.12 Factores de Distribución de Sobrecarga Corregidos para Cortante.

Viga	Un carril	Dos carriles	Gobierna
Interior	0,610	0,696	0,696
Exterior	0,552	0,633	0,633

Fuente: Elaboración propia.

3.4.6.6.8 Factor de Distribución de la Deflexión.

(LRFD C2.5.2.6.2)

$$\Delta g = m \left(\frac{N_L}{N_b} \right) \quad (3.26)$$

Donde:

Δg = Factor de distribución de la deflexión.

N_L = Cantidad de carriles de circulación.

N_b = Cantidad de vigas.

m = Factor de presencia múltiple para dos carriles cargados.

Datos:

$N_L = 2$	
$N_b = 4$	
$m = 1$	$\Delta g = 0,500$

3.5 DISEÑO ESTRUCTURAL.

3.5.1 Superestructura.

3.5.1.1 Barandado.

3.5.1.1.1 Datos Iniciales para el Cálculo del Barandado.

Peso específico del hormigón	$\gamma_c =$	2400	kg/m ³
Resistencia característica del hormigón	$f_c =$	210	kg/cm ²
Acero estructural	$f_y =$	4200	kg/cm ²
Recubrimiento	$r =$	2,5	cm
Separación entre postes	$S =$	2	m
Profundidad de postes	$e =$	20	cm

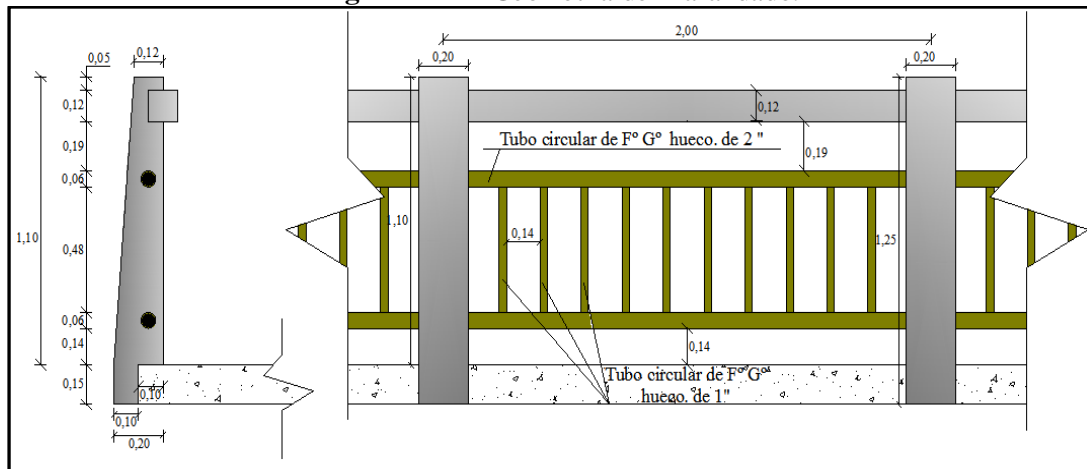
3.5.1.1.2 Predimensionamiento del Barandado.

(LRFD Arto.13.8.1.)

Geometría. La mínima altura de las barandas para peatones deberá ser de 1060 mm, medidos a partir de la cara superior de la acera. Una baranda para peatones puede estar compuesta por elementos horizontales y/o verticales. La abertura libre entre los elementos deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 150 mm de diámetro.

3.5.1.1.3 Propiedades Geométricas del Barandado.

Figura 3.14 Geometría del Barandado.



Fuente: Elaboración propia.

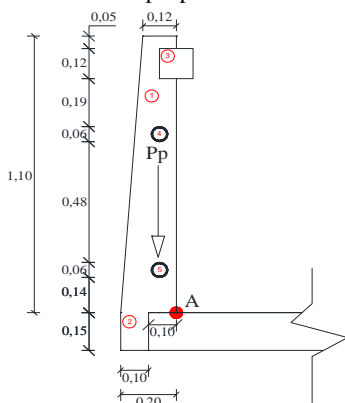


Tabla 3.13 Propiedades Geométricas del Barandado.

Nº	Área (cm)	Brazo (cm)
1	0,176	0,08
2	0,015	0,15
3	0,014	0,00

Fuente: Elaboración propia.

Centroide = 0,080 cm

desde el borde interior del poste hacia la izq.

3.5.1.1.4 Pasamanos.

3.5.1.1.4.1 Pasamanos Superior de Hormigón Armado.

3.5.1.1.4.1.1 Análisis de Cargas del Pasamanos Superior.

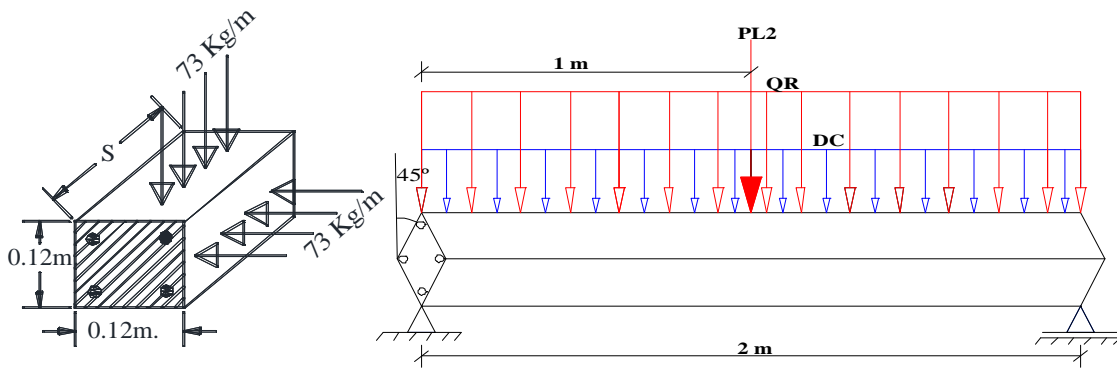
a) Sobrecarga peatonal del pasamanos superior.

PL1 baranda = 73 kg/m (actuando horizontal como verticalmente).
 PL2 baranda = 89 kg (actuando en la parte superior).

b) Carga debido al peso propio del pasamanos superior.

DC_{baranda} = 34,56 kg/m

c) Diagrama de cuerpo libre del pasamanos superior.



3.5.1.1.4.1.2 Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes del Pasamanos Superior.

Datos:

L = 2 m
 PL1 = 73 kg/m
 PL2 = 89 kg
 QR = 103,24 kg
 DC = 34,56 kg/m

$$M_{cm} = \frac{q * L^2}{8}$$

(momento por carga muerta)

$$V_{cm} = \frac{q * L}{2}$$

(cortante por carga muerta)

$$M_{cv} = \frac{q * L^2}{8} + P * \frac{L}{4}$$

(momento por carga viva)

$$V_{cv} = \frac{q * L}{2} + P$$

(cortante por carga viva)

M_{cm} = 17,28 kg*m
 V_{cm} = 34,56 kg

M_{cv} = 96,12 kg*m
 V_{cv} = 103,24 kg

a) Momentos flectores.

Combinaciones de carga

RESISTENCIA I:

Resistencia I : 1,25(M_{cm})+1,75(M_{cv})

Resistencia I : 189,81 kg*m

b) Verificación a corte.

Combinaciones de carga

RESISTENCIA I:

Resistencia I : 1,25(V_{cm})+1,75(V_{cv})

Resistencia I : 223,87 kg

$$\begin{aligned} \mathbf{Mu} &= \mathbf{189,81 \text{ kg}\cdot\text{m}} \\ \mathbf{Vu} &= \mathbf{223,87 \text{ kg}} \end{aligned}$$

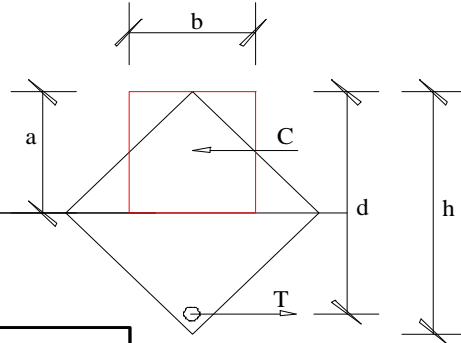
3.5.1.1.4.1.3 Armadura por Flexión del Pasamanos Superior.

Datos:

$$\begin{aligned} \mathbf{Mu} &= \mathbf{18980,79 \text{ kg}\cdot\text{cm}} \\ \mathbf{b} &= \mathbf{12 \text{ cm}} \\ \mathbf{h} &= \mathbf{17 \text{ cm}} \\ \mathbf{r} &= \mathbf{2,80 \text{ cm}} \\ \mathbf{d} &= \mathbf{13,77 \text{ cm}} \\ \mathbf{f_c} &= \mathbf{210 \text{ kg/cm}^2} \\ \mathbf{f_y} &= \mathbf{4200 \text{ kg/cm}^2} \\ \mathbf{\phi} &= \mathbf{0,90} \\ \mathbf{\beta_1} &= \mathbf{0,85} \\ \mathbf{\rho_{min}} &= \mathbf{0,0033} \\ \mathbf{\rho_{max}} &= \mathbf{0,016} \end{aligned}$$

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

E.N.



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

$$a = 0,52 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y}$$

$$A_s = 0,372 \text{ cm}^2$$

$$A_{\phi 8\text{mm}} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = 0,74 \approx 1,00$$

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

$$\rho = 0,003 \text{ (Cumple)}$$

Análogamente sucede con la otra esquina inferior también necesita la misma cantidad de armadura. Para la parte superior se verificará si se necesita armadura mínima.

Datos:

$$\begin{aligned} \mathbf{d} &= \mathbf{8,89 \text{ cm}} \\ \mathbf{b} &= \mathbf{12 \text{ cm}} \\ \mathbf{A_{\phi 6\text{mm}}} &= \mathbf{0,28 \text{ cm}^2} \end{aligned}$$

$$A_{s_{min}} = 0.0033 * b * d$$

$$A_{s_{min}} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = 1,26 \approx 2,00$$

$$A_s \text{ real} = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0,005 \text{ (Cumple)}$$

Constructivamente se dispondrá el mayor diametro obtenido:

- * Se dispondrá de 2 barras de $\phi 8\text{mm}$ en la parte inferior.
- * Se dispondrá de 2 barras de $\phi 8\text{mm}$ en la parte superior.

3.5.1.1.4.1.4 Verificación por Corte en el Pasamanos Superior.

Datos:

$$V_u = 223,87 \text{ kg} \quad V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d = 818,97 \text{ kg}$$

$$d = 8,89 \text{ cm}$$

$$b = 12 \text{ cm} \quad \phi \frac{V_c}{2} = 307,11 \text{ kg}$$

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

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad V_u \leq \phi \frac{V_c}{2}$$

$$\phi = 0,75$$

(Cumple) Teóricamente no necesita armadura.

$$d/2 = 4,44 \text{ cm} \quad A_{vmin} = 0,20 \text{ cm}^2$$

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

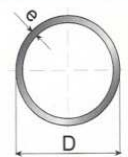
* Constructivamente se dispondrán estribos de $\phi 6\text{mm} @ 20 \text{ cm}$.

3.5.1.1.4.2 Pasamanos Inferior de Fierro Galvanizado.

3.5.1.1.4.2.1 Especificaciones Generales del Tubo.

Tabla 3.14 Tubos para Usos Estructurales Norma ASTM A-500.

Especificaciones generales							
Largo Normal:		6 m. Otros largos previa consulta.					
Recubrimiento:		Negro.					
Terminación:		Extremos lisos de máquina.					
Calidades normales:		A42-27ES•A37-24ES•SAE1010•SAE1008					
Otras dimensiones:		A pedido, previa consulta a CINTAC.					



Designación		Espesor	Peso Teórico	Propiedades			
Diámetro Exterior		e	P	Área	I	W	i
Pulgadas	mm	mm	kgf/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm
1"	25,40	1,0	0,60	0,77	0,57	0,45	0,86
	25,40	1,2	0,72	0,91	0,67	0,53	0,86
	25,40	1,5	0,88	1,13	0,81	0,64	0,85
	25,40	2,0	1,15	1,47	1,01	0,80	0,83
2"	50,80	1,0	1,23	1,56	4,85	1,91	1,76
	50,80	1,2	1,47	1,87	5,75	2,27	1,75
	50,80	1,5	1,82	2,32	7,06	2,78	1,74
	50,80	2,0	2,41	3,07	9,14	3,60	1,73
	50,80	3,0	3,54	4,51	12,92	5,09	1,69

Fuente: Catálogo Maestranza Belga.

$$\phi 1 = 50,8 \text{ mm} \quad I_1 = 12,92 \text{ cm}^4$$

$$\phi 2 = 25,4 \text{ mm}$$

$$PP1 = 3,54 \text{ kg/m}$$

$$PP2 = 0,6 \text{ kg/m}$$

* Es 1 parte del tubo para la parte inferior.

* Son 5 partes de 0,48 m para los espaciadores.

3.5.1.1.4.2 Análisis de Cargas del Pasamanos Inferior.

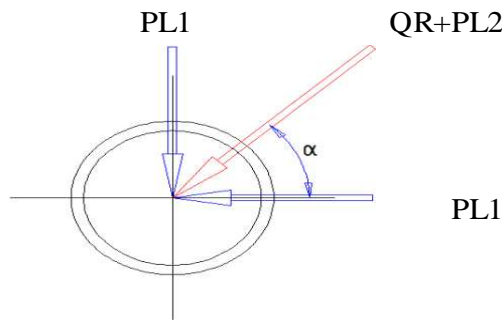
a) Sobrecarga peatonal del pasamanos inferior.

PL1 tubo =	73	kg/m	(actuando horizontal como verticalmente).
PL2 tubo =	89	kg	(actuando verticalmente).

b) Carga debido al peso propio del pasamanos inferior.

PP1 tubo =	3,54	kg/m
PP2 tubo =	1,44	kg/m

c) Diagrama de cuerpo libre del pasamanos inferior.



3.5.1.1.4.2.3 Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes en el Pasamanos Inferior.

Datos:

L =	2	m	(distancia entre postes)
PL2 =	89	kg	(carga de diseño)
PL1 =	73	kg/m	(sobrecarga de diseño)
QR =	103,24	kg/m	(sobrecarga resultante)
φ1 =	5,08	cm	(diámetro exterior del tubo)
PP1 =	3,54	kg/m	(peso propio del tubo)
I1 =	12,92	cm ⁴	(inercia del tubo)
φ2 =	2,54	cm	(diámetro de los separadores)
PP2 _{tubo} =	1,44	kg/m	(peso propio de los espaciadores)

$M_{cm} = \frac{PP1 * L^2}{8} + PP2 * \frac{L}{4}$	(momento por carga muerta)	Mcm =	3,21	kg*m
--	----------------------------	-------	------	------

$V_{cm} = \frac{PP1 * L}{2} + PP2$	(cortante por carga muerta)	Vcm =	6,42	kg
------------------------------------	-----------------------------	-------	------	----

$M_{cv} = \frac{QR * L^2}{8} + PL2 * \frac{L}{4}$	(momento por carga viva)	Mcv =	96,12	kg*m
---	--------------------------	-------	-------	------

$V_{cv} = \frac{QR * L}{2} + PL2$	(cortante por carga viva)	Vcv =	192,24	kg
-----------------------------------	---------------------------	-------	--------	----

$V_{MAX} = V_{Cm} + V_{Cv}$	(momento máximo)	Mmax = 99,33 kg*m
-----------------------------	------------------	--------------------------

$M_{MAX} = M_{Cm} + M_{Cv}$	(cortante máximo)	Vmax = 198,66 kg
-----------------------------	-------------------	-------------------------

3.5.1.1.4.2.4 Verificación de la Resistencia a Flexión del Pasamanos Inferior.

Datos:

El límite último de fluencia del T°G° es: $f_y = 3700,00 \text{ kg/cm}^2$
 Factor de Seguridad según LRFD: $(\phi) = 0,90$ adimensional
 La resistencia admisible del T° G° es:

$$\sigma_{adm} = \phi \times f_y$$

$$\sigma_{adm} = 3330 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_{xxc} = 12,92 \text{ cm}^4$$

$$y = 5,08 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{M_{MAX} * r}{I} \leq \phi * f_y$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 1952,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$1952,75 \text{ kg/cm}^2 < 3330 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Cumple})$$

* El tubo considerado es resistente a la flexión.

3.5.1.1.5 Poste de Hormigón Armado.

3.5.1.1.5.1 Análisis de Carga del Poste.

a) *Carga debido al choque vehicular en el poste.*

$$\begin{aligned} CT &= 4500 \text{ kg} \\ Y_{CT} &= 0,46 \text{ m} \end{aligned}$$

b) *Carga debido al peso propio del poste.*

$$\begin{aligned} DC_{\text{poste}} &= 91,68 \text{ kg} \\ X_{DC_{\text{poste}}} &= 0,08 \text{ m} \end{aligned}$$

c) *Sobrecarga viva de diseño del poste.*

$$\begin{aligned} PLL &= 235 \text{ kg} \\ X_{PLL_{\text{poste}}} &= 0,99 \text{ m} \end{aligned}$$

d) *Reacciones por carga muerta del pasamanos inferior.*

$$\begin{aligned} V_{cm4} &= 4,98 \text{ kg} \\ V_{cm5} &= 6,42 \text{ kg} \\ X_{DC_{\text{pasamanos}}} &= 0,06 \text{ m} \end{aligned}$$

e) *Reacciones por carga viva del pasamanos inferior.*

$$\begin{aligned} V_{cv4} &= 192,24 \text{ kg} \\ V_{cv5} &= 192,24 \text{ kg} \\ X_{PL_{\text{pasamanos}}} &= 0,06 \text{ m} \end{aligned}$$

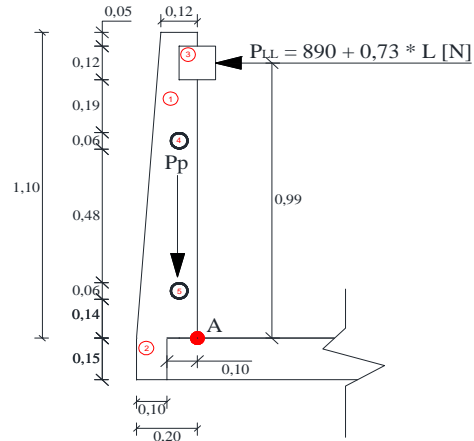
3.5.1.1.5.2 Hipótesis de Carga del Poste.

a) Hipótesis de carga I.

Se aplicarán las siguientes cargas puntuales que generen momento en el punto A, mostradas en el subtítulo anterior:



- * Peso propio del poste
- * Carga de viva de diseño del poste
- * Reacción por carga muerta del pasamanos
- * Reacción por carga viva del pasamanos

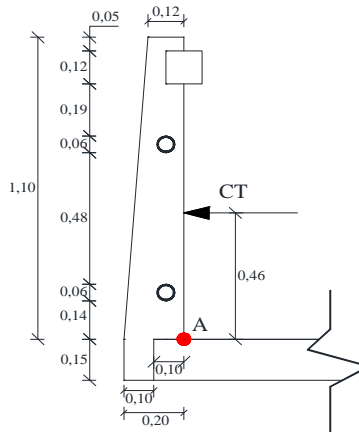


b) Hipótesis de carga II.

Se aplicarán las siguientes cargas puntuales que generen momento en el punto A, mostradas en el subtítulo anterior: No se tomará en cuenta en peso propio por que favorece a la carga de choque. Tampoco se toma en cuenta la carga viva por que no habrán peatones cuando suceda este evento.

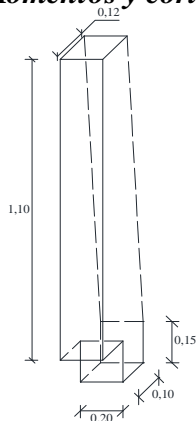


- * Carga de choque vehicular



3.5.1.1.5.3 Cálculo de Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes en el Poste.

a) Momentos y cortantes en la hipótesis de carga I.



Designación	Carga (kg)	Brazo (m)	M _{cm} (kg*m)	M _{cv} (kg*m)
DC poste =	91,68	0,08	7,29	
V _{cm4} =	9,96	0,06	0,55	
V _{cm5} =	12,84	0,06	0,71	
V _{cv4} =	192,24	0,06		10,65
V _{cv5} =	192,24	0,06		10,65
PLL =	235,00	0,99		232,65
		M total =	8,55	253,95

b) *Momentos y cortantes en la hipótesis de carga II.*

Designación	Carga	Brazo	Mct
	(kg)	(m)	(kg*m)
CT =	4500,00	0,46	2070,00

3.5.1.1.5.4 Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes Últimos en el Poste.

a) *Momentos flectores.*

Combinaciones de carga (Hipótesis I). Combinaciones de carga (Hipótesis II).

RESISTENCIA I:

Resistencia I : $1,25(M_{cm})+1,75(M_{cv})$
 Resistencia I : 455,10 kg*m

EVENTO EXTREMO II:

Resistencia I : $1,00(M_{ct})$
 Evento Extremo II : 2070,00 kg*m

b) *Verificación a corte.*

Combinaciones de carga (Hipótesis I). Combinaciones de carga (Hipótesis II).

RESISTENCIA I:

Resistencia I : $1,25(V_{cm})+1,75(V_{cv})$
 Resistencia I : 407,14 kg

EVENTO EXTREMO II:

Evento Extremo II : $1,00(CT)$
 Evento Extremo II : 4500,00 kg

Mu = 2070 kg*m Vu = 4500 kg
--

3.5.1.1.5.5 Armadura por Flexión del Poste.

Datos:

Mu = 207000,00 kg*cm
 r = 2,50 cm
 h = 20,00 cm
 d = 16,70 cm
 b = 20 cm
 fc = 210 kg/cm²
 fy = 4200 kg/cm²
 φ = 0,9
 β₁ = 0,85
 ρ_{min} = 0,0033
 ρ_{max} = 0,016

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

a = 4,45 cm

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

As = 3,78 cm²

Aφ16mm = 2,01 cm²
 N° de barras = 1,88 ≈ 2,00
As real = 4,02 cm²
 ρ = 0,012 (Cumple)

* Colocar 2 barras de φ16mm en los postes.

3.5.1.1.5.6 Verificación por Corte del Poste.

Datos:

$V_u = 4500,00$	kg	$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$
$d = 16,70$	cm	
$b = 20$	cm	$V_c = 2565,26$ kg
$f'c = 210$	kg/cm ²	
$f_y = 4200$	kg/cm ²	$\phi V_c = 1923,95$ kg
$\phi = 0,75$		

$$V_u > \phi V_c$$

Si se necesita armadura en el alma.

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_s = V_n - V_c$$

$V_n = 6000,00$	kg	$V_s = 3434,74$	kg
-----------------	----	-----------------	----

$$V_s \leq 1.06 * \sqrt{f'c} * b * d$$

3434,74 < 5130,53 (Cumple)

$A_v \phi 6mm = 0,57$ cm²

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

$$s_{max} = \frac{d}{2}$$

$s = 11,55$ cm

$s_{max} = 8,35$ cm

Se dispondrán de estribos de $\phi 6mm @ 10$ cm; en los 46 cm medidos desde el borde de la vereda
Se dispondrán de estribos de $\phi 6mm @ 20$ cm; desde los 46 cm hasta la parte superior del poste.

3.5.1.1.5.7 Verificación de la Unión Baranda - Acera.

Datos:

$V_u = 4500,00$	kg	$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$
$d = 11,70$	cm	
$b = 20$	cm	$V_c = 1797,22$ kg
$f'c = 210$	kg/cm ²	
$f_y = 4200$	kg/cm ²	$V_n = \frac{V_u}{\phi}$
$\phi = 0,75$		
$A_v = 4,02$	cm ²	$V_n = 6000,00$ kg

$$V_s = V_n - V_c$$

$V_s = 4202,78$ kg

$$\tau = \frac{V_s}{A_v}$$

$\tau = 1045,15$ kg/cm² < a 1680 kg/cm²

(Cumple)

* El acero resiste la fuerza de corte por tanto la unión baranda acero es resistente.

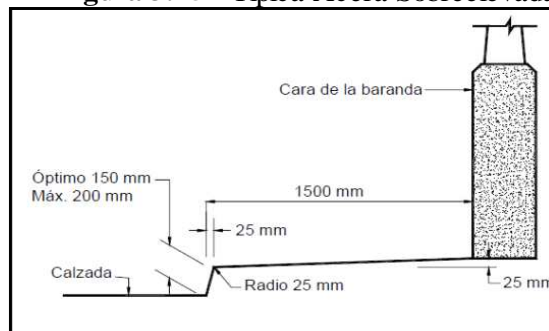
3.5.1.2 Acera.

3.5.1.2.1 Datos Iniciales para el Cálculo de la Acera.

Peso específico del hormigón	$\gamma_c =$	2400	kg/m ³
Resistencia característica del hormigón	$f'_c =$	210	kg/cm ²
Acero estructural	$f_y =$	4200	kg/cm ²
Recubrimiento	$r =$	2,5	cm
Profundidad de cálculo	$b =$	100	cm

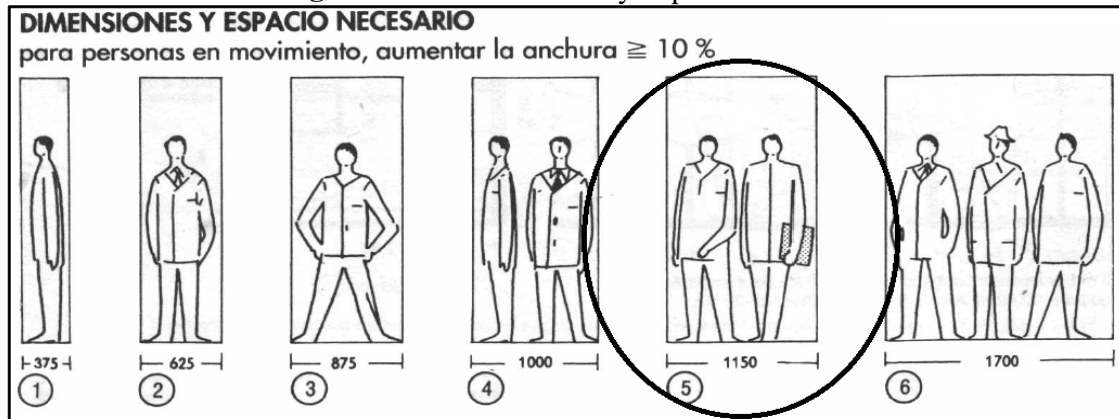
3.5.1.2.2 Predimensionamiento de la Acera.

Figura 3.15 Típica Acera Sobreelevada.



Fuente: AASHTO LRFD 2004 Figura 13.7.1.1-1

Figura 3.16 Dimensiones y Espacio Necesario.



Fuente: Neufert, Arte de proyectar en arquitectura.

Como el puente se encuentra dentro del radio urbano en un sector de barrios consolidados (Barrio "6 de Agosto" y "San José"), se optó por un ancho de acera de 1,15 m para el tránsito de peatones.

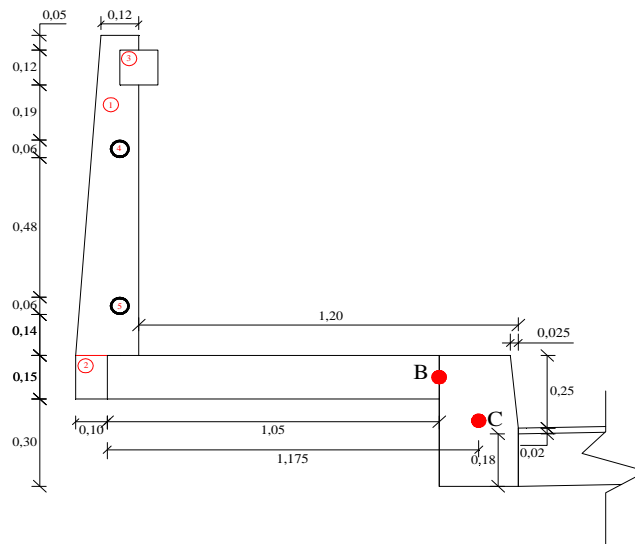
Se toma una altura de la acera de 0,15 m, para Bolivia se debe diseñar bordillos con alturas y anchos mayores o iguales a 0,25 m, la altura mediada a de la parte superior del bordillo hasta la capa de rodadura.

$$h_{ac} \equiv 0,15 \text{ m}$$

$$h_{bord} \equiv 0,25 \text{ m}$$

Se toma la fuerza de colisión de 45 KN , ésta fuerza se aplica en el poste del barandado a una altura de 0.46 m desde la superficie de la acera según la norma LRFD para vehículos livianos. Además, se considera una fuerza de colisión lateral en el bordillo de 7.5 KN/m aplicada a una altura de 0.25 m.

3.5.1.2.3 Dimensiones de la Acera.



3.5.1.2.4 Análisis de Carga en el Punto B de la Acera.

3.5.1.2.4.1 Cargas Muertas para el Diseño de la Acera.

a) *Peso propio de la baranda.*

$$\begin{aligned} DC_{\text{baranda}} &= 88,92 \text{ kg/m} \\ XDC_{\text{baranda}} &= 1,03 \text{ m} \quad (\text{Distancia horizontal al punto B}) \end{aligned}$$

b) *Peso propio de la acera en voladizo.*

$$\begin{aligned} DC_{\text{acera}} &= 378 \text{ kg/m} \\ XDC_{\text{acera}} &= 0,525 \text{ m} \quad (\text{Distancia horizontal al punto B}) \end{aligned}$$

3.5.1.2.4.2 Cargas Vivas para el Diseño de la Acera.

a) *Carga viva peatonal.*

$$\begin{aligned} PL &= 360 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{LRFD 3.6.1.6.}) \\ PL_{\text{acera}} &= 342 \text{ kg/m} \\ XPL_{\text{acera}} &= 0,48 \text{ m} \quad (\text{Distancia horizontal al punto B}) \end{aligned}$$

b) *Carga dedido al choque vehicular.*

$$\begin{aligned} CT &= 4500 \text{ kg} \\ YCT &= 0,54 \text{ m} \quad (\text{Distancia vertical al punto B}) \end{aligned}$$

c) Carga de la rueda delantera. (descarrilamiento)

Prueda = 1750 kg
 X = 0,65 m

$$A_{faja} = 1140 + 0.833 * X$$

Afaja = 1,68 m

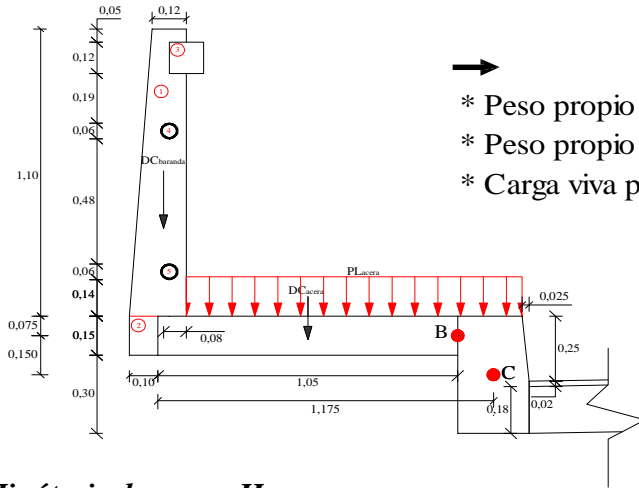
$$LL_{rueda} = \frac{Prueda}{A_{faja}}$$

LL r. delantera = 1040,77 kg/m
 X LL r. delantera = 0,65 m (aplicada a 0,30 m del borde de la baranda)

3.5.1.2.5 Hipótesis de Carga de la Acera.

a) Hipótesis de carga I.

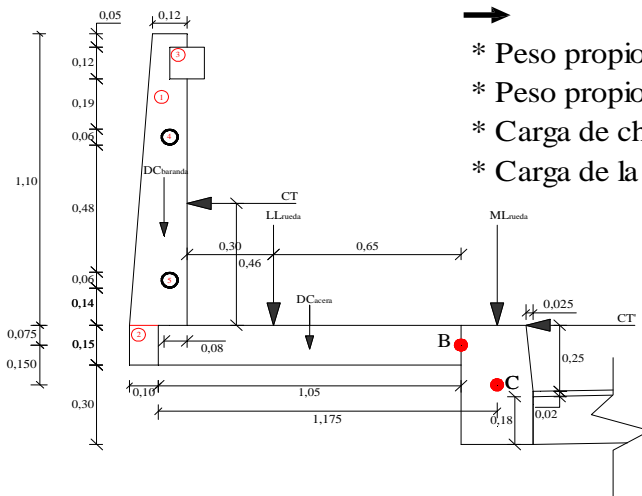
Se aplicarán todas las cargas mencionadas a continuación en el punto B, mostradas en el subtítulo 3.5.1.2.4 :



-
- * Peso propio de la baranda.
- * Peso propio de la acera en voladizo.
- * Carga viva peatonal.

b) Hipótesis de carga II.

Se aplicarán todas las cargas mencionadas a continuación en el punto B, mostradas en el subtítulo 3.5.1.2.4 :



-
- * Peso propio de la baranda.
- * Peso propio de la acera en voladizo.
- * Carga de choque vehicular.
- * Carga de la rueda delantera del camión tipo.

3.5.1.2.6 Cálculo de Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes en la Acera.

a) Momentos y cortantes de la hipótesis de carga I.

Designación	Carga	Brazo	Mcm	Mcv
	(kg/m)	(m)	(kg*m/m)	(kg*m/m)
DC baranda =	88,92	1,03	91,54	
DC acera =	378,00	0,53	198,45	
PL acera =	342,00	0,48		162,45
		M total =	289,99	162,45

Designación	Vcm	Vcv
	(kg/m)	(kg/m)
DC baranda =	88,92	
DC acera =	378,00	
PL acera =		342,00
V total =	466,92	342,00

b) Momentos y cortantes de la hipótesis de carga II.

Designación	Carga	Brazo	Mcm	Mcv	Mct
	(kg/m)	(m)	(kg*m/m)	(kg*m/m)	(kg*m/m)
DC baranda =	88,92	1,03	91,54		
DC acera =	378,00	0,53	198,45		
CT =	4500,00	0,54			2407,50
LL rueda delantera =	1040,77	0,65		676,50	
		M total =	289,99	676,50	2407,50

Designación	Vcm	Vcv
	(kg/m)	(kg/m)
DC baranda =	88,92	
DC acera =	378,00	
LL rueda delantera =		1040,77
V total =	466,92	1040,77

3.5.1.2.7 Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes Últimos en la Acera.

a) Momentos flectores.

Combinaciones de carga (Hipótesis I).

RESISTENCIA I:

Resistencia I: $1,25(M_{cm}) + 1,75(M_{cv})$

Resistencia I: 646,78 kg*m/m

Combinaciones de carga (Hipótesis II).

EVENTO EXTREMO II:

Evento Extremo II: $1,25 M_{cm} + 0,50(1,33 * M_{cv}) + 1,00 M_{ct}$

Evento Extremo II: 3219,86 kg*m

b) Verificación a corte.

Combinaciones de carga (Hipótesis I).

RESISTENCIA I:

Combinaciones de carga (Hipótesis II).

EVENTO EXTREMO II:

Resistencia I: $1,25(V_{cm})+1,75(V_{cv})$

Evento Extremo II: $1,25(V_{cm})+0,50(1,33*V_{cv})+1,00(V_{tc})$

Resistencia I: 1182,15 kg/m

Evento Extremo II: 1275,76 kg/m

* Además de las anteriores hipótesis se realizara las combinaciones de carga de la rueda en la acera, en estados de resistencia para mostrar una solictación de cortante mayor.

a) Momentos flectores.

b) Verificación a corte.

Combinaciones de carga.

Combinaciones de carga.

RESISTENCIA I:

RESISTENCIA I:

Resistencia I: $1,25(M_{cm})+1,75(1,33M_{cv})$

Resistencia I: $1,25(V_{cm})+1,75(1,33V_{cv})$

Resistencia I: 1937,04 kg*m/m

Resistencia I: 3006,04 kg/m

Mu = 3219,86 kg*m
Vu = 3006,04 kg

3.5.1.2.8 Armadura por Flexión en la Acera.

Datos:

Mu = 321986,39 kg*cm
 d = 11,70 cm
 b = 100 cm
 fc = 210 kg/cm²
 fy = 4200 kg/cm²
 φ = 0,90
 β₁ = 0,85
 ρ_{min} = 0,0033
 ρ_{max} = 0,016
 Aφ16mm = 2,01 cm²

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

a = 1,86 cm

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

As = 7,91 cm²

Nº de barras = 3,93 ≈ 4,00

As real = 8,04 cm²

ρ = 0,007 (Cumple)

* Colocar barras de φ16mm @ 20cm.

3.5.1.2.9 Armadura por Cortante en la Acera.

Datos:

Vu = 3006,04 kg.
 d = 11,70 cm
 b = 100 cm
 fc = 210 kg/cm²
 fy = 4200 kg/cm²
 φ = 0,75

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

Vc = 8986,10 kg

φ $\frac{Vc}{2}$ = 3369,79 kg

$$Vu \leq \phi \frac{Vc}{2}$$

(Cumple) Teóricamente no necesita armadura.

3.5.1.2.10 Armadura por Retracción y Temperatura de la Acera.

Datos:

d =	12,00	cm		$A_t = 0.0018 * b * d$
b =	100	cm		
$A_{\phi 10mm}$ =	0,79	cm ²		$A_t = 2,16 \text{ cm}^2$
N° de barras =		2,75	≈	3,00
As real =		2,36		cm²
ρ =		0,002		(Cumple)

* Colocar barras de $\phi 10mm @ 30 \text{ cm}$.

3.5.1.2.11 Diseño y Análisis Transversal del Bordillo.

* Se utilizarán las mismas cargas e hipótesis anteriores, pero esta vez se analizarán en la sección del centro del bordillo, punto C a 0,25 m por debajo de la superficie de la acera.

3.5.1.2.11.1 Cargas Muertas Actuantes en el Bordillo.

a) *Peso propio de la baranda.*

DC baranda =	88,92	kg/m	
XDC baranda =	1,15	m	(Distancia horizontal al punto C)

b) *Peso propio de la acera en voladizo.*

DC acera =	216	kg/m	
XDC acera =	0,65	m	(Distancia horizontal al punto C)

3.5.1.2.11.2 Cargas Vivas Actuantes en el Bordillo.

a) *Carga viva peatonal.*

PL =	360	kg/m ²	(LRFD 3.6.1.6.)
PL acera =	387	kg/m	
XPL acera =	0,60	m	(Distancia horizontal al punto C)

b) *Carga debido al choque vehicular.*

CT' =	4500	kg	(AASHTO ESTÁNDAR)
YCT' =	0,69	m	(Distancia vertical al punto C)

c) *Carga de la rueda delantera. (descarrilamiento)*

Prueda =	1750	kg		$A_{faja} = 1140 + 0.833 * X$
X =	0,775	m		$A_{faja} = 1,79 \text{ m}$

$$LL_{rueda} = \frac{P_{rueda}}{A_{faja}}$$

LL rueda = 980,08 kg/m
 X LL rueda = 0,775 m (aplicada a 0,30 m del borde de la baranda)

3.5.1.2.11.3 Cálculo de Momentos Flectores del Bordillo.

a) Hipótesis de carga I.

Designación	Carga (kg/m)	Brazo (m)	Mcm (kg*m/m)	Mcv (kg*m/m)
DC baranda =	88,92	1,15	102,66	
DC acera =	216,00	0,65	140,40	
PL acera =	387,00	0,60		232,20
		Mtotal =	243,06	232,20

b) Hipótesis de carga II.

Designación	Carga (kg/m)	Brazo (m)	Mcm (kg*m/m)	Mcv (kg*m/m)	Mct (kg*m/m)
DC baranda =	88,92	1,15	102,66		
DC acera =	216,00	0,65	140,40		
CT =	4500,00	0,69			3082,50
LL rueda =	980,08	0,78		759,56	
		Mtotal =	243,06	759,56	3082,50

3.5.1.2.11.4 Momentos Flectores Últimos del Bordillo.

Combinaciones de carga (Hipotesis I) Combinaciones de carga (Hipotesis II)

RESISTENCIA I:

Resistencia I: 1,25(Mcm)+1,75(Mcv)
 Resistencia I: 710,17 kg*m/m

EVENTO EXTREMO II:

Evento Extremo II: 1,25(Mcm)+0,50(1,33*Mcv)+1,00 Mct
 Evento Extremo II: 3891,43 kg*m

$$Mu = 3891,43 \text{ kg*m}$$

3.5.1.2.11.5 Armadura por Flexión del Bordillo.

Datos:

Mu = 389143,00 kg*cm
 d = 21,30 cm
 b = 100 cm
 fc = 210 kg/cm²
 fy = 4200 kg/cm²
 φ = 0,9
 β₁ = 0,85
 ρ_{min} = 0,0033
 ρ_{max} = 0,016

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

a = 1,17 cm

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

As = 4,97 cm²

$$\begin{aligned}
 A_{\phi 12\text{mm}} &= 1,13 \text{ cm}^2 \\
 \text{N}^\circ \text{ de barras} &= 4,39 \approx 5,00 \\
 \text{As real} &= 5,65 \text{ cm}^2 \\
 \rho &= 0,003 \text{ (Cumple)}
 \end{aligned}$$

* Colocar barras de $\phi 12\text{mm} @ 20\text{cm}$.

3.5.1.2.11.6 Fuerzas de Corte Actuantes en el Bordillo.

Esta unión acera - tablero se verificará con la fuerza de choque en el bordillo (cortante último en el estado límite de eventos extremos).

$$\begin{aligned}
 \text{CT} &= 4500 \text{ kg} && \text{(choque vehicular en la baranda)} \\
 \text{CT} &= 750 \text{ kg/m} && \text{(choque lateral de un vehículo)}
 \end{aligned}$$

3.5.1.2.11.6.1 Verificación por Corte - Choque en el Bordillo.

$$\begin{aligned}
 V_u &= 750,00 \text{ kg.} && \boxed{V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d} \\
 d &= 21,30 \text{ cm} \\
 b &= 100 \text{ cm} && V_c = 16359,32 \text{ kg} \\
 f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 && \phi \frac{V_c}{2} = 6134,74 \text{ kg} \\
 \phi &= 0,75 \\
 &&& \boxed{V_u \leq \phi \frac{V_c}{2}}
 \end{aligned}$$

(Cumple) teóricamente no necesita armadura, el hormigón puede resistir la carga de choque lateral de un vehículo.

3.5.1.2.11.6.2 Verificación por Corte - Choque en la Baranda.

Datos:

$$\begin{aligned}
 V_u &= 4500,00 \text{ kg.} && \boxed{V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d} \\
 d &= 21,30 \text{ cm} \\
 b &= 100 \text{ cm} && V_c = 16359,32 \text{ kg} \\
 f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 && \phi \frac{V_c}{2} = 6134,74 \text{ kg} \\
 \phi &= 0,75 \\
 &&& \boxed{V_u \leq \phi \frac{V_c}{2}}
 \end{aligned}$$

(Cumple) teóricamente no necesita armadura, el hormigón puede resistir la carga de choque en la baranda.

3.5.1.2.12 Diseño y Análisis Longitudinal del Bordillo.

3.5.1.2.12.1 Cargas en el Bordillo Actuando Longitudinalmente.

a) Carga de la rueda trasera. (descarrilamiento)

$$\begin{aligned}
 \text{Prueda} &= 7250 \text{ kg} \\
 L_c &= 1,00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

b) *Momento por carga de la rueda trasera.*

$$M_{LL \text{ rueda}} = 0.1 * P * L_c$$

$$M_{LL \text{ rueda}} = 725,00 \text{ kg*m}$$

3.5.1.2.12.2 Armadura por Flexión en Dirección Longitudinal en el Bordillo.

Datos:

$$\begin{aligned} M_u &= 72500,00 \text{ kg*cm} \\ d &= 22,00 \text{ cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \\ f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \phi &= 0,90 \\ \beta_1 &= 0,85 \\ \rho_{min} &= 0,0033 \\ \rho_{max} &= 0,016 \end{aligned}$$

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

$$a = 0,21 \text{ cm}$$

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

$$A_s = 0,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{\phi 10\text{mm}} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = 1,12 \approx 2,00$$

$$A_s \text{ real} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0,003 \text{ (Cumple)}$$

* Colocar 2 barras de $\phi 10\text{mm}$.

Como la dirección principal de armadura de la acera es transversal al tráfico del puente, no era necesario hacer un cálculo de la armadura longitudinal del bordillo.

* Entonces por necesidades constructivas se dispondrá una armadura mínima, para verificar si cumplía con lo anterior.

3.5.1.2.13 Armadura por Retracción y Temperatura del Bordillo.

Datos:

$$\begin{aligned} d &= 22,00 \text{ cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \\ A_{\phi 10\text{mm}} &= 1,13 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_t = 0.0018 * b * d$$

$$A_t = 3,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = 3,50 \approx 4,00$$

$$A_s \text{ real} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0,002 \text{ (Cumple)}$$

* Colocar 2 barras de $\phi 10\text{mm}$ en el bordillo como armadura de tracción.

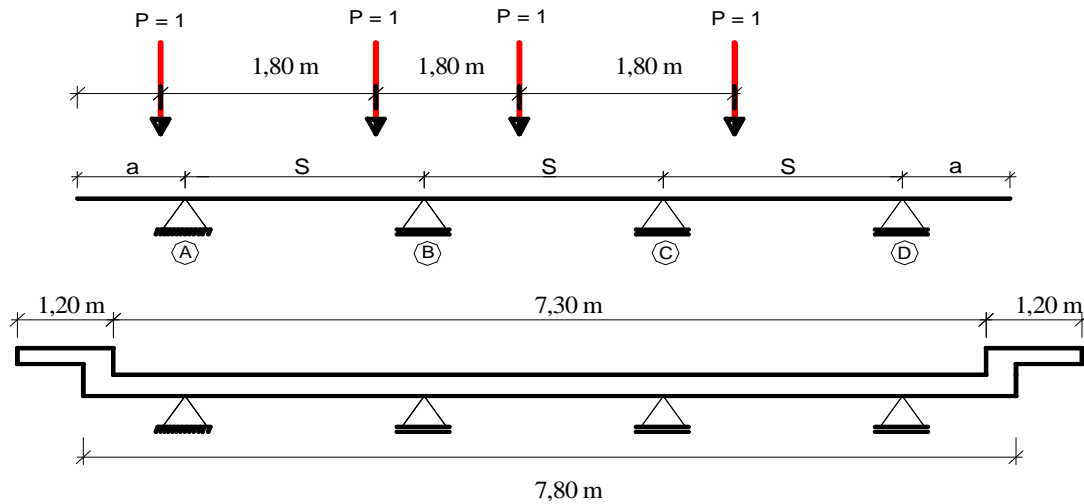
* Colocar 2 barras de $\phi 10\text{mm}$ en el bordillo como armadura de compresión. (prolongación de la armadura de retracción y temperatura).

3.5.1.3 Diseño de la Losa del Tablero de Hormigón Armado.

3.5.1.3.1 Predimensionamiento de la Losa del Tablero de Hormigón Armado.

3.5.1.3.1.1 Análisis de la Separación entre Vigas.

Nº de Carriles = 2
 Ancho de la Calzada (W) = 7,30 m



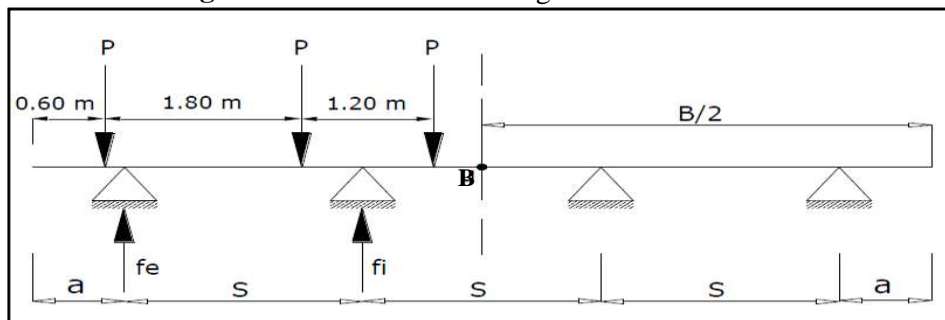
Debido a que la norma AASHTO LRFD no especifica claramente la separación entre vigas de las secciones habituales, salvo el cumplimiento del rango de aplicabilidad de los factores de distribución de momento y corte que involucran la geometría del puente. Se realizó un análisis estático para la determinación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

Por otro lado se adoptaron valores en la sección transversal del puente que cumplen los rangos de aplicabilidad de los factores de distribución estipulados por la norma.

A continuación se presenta la determinación de la separación de las vigas por ambos métodos:

3.5.1.3.1.1.1 Separación de Vigas utilizando las Fracciones de Carga.

Figura 3.17 Fracción de Carga Externa e Interna.



Fuente: AASHTO STANDARD 2002.

a) Fracción de Carga Interna (fi).

Se utiliza la siguiente expresión:

$$\boxed{fi = 0.596 * S} \quad (3.9) \quad \text{Para vigas I de H}^\circ\text{P}^\circ.$$

b) Fracción de Carga Externa (fe).

Por equilibrio haciendo momentos en el punto B de la Figura 3.17 hacia la izquierda.

$$\sum M_B = 0 \quad fe * 2 * S = 3 * a + 4.5 * S - 6.6 \quad (3.10)$$

Si b es el ancho de calzada conocido entonces:

$$b = 3 * S + 2 * a \quad \longrightarrow \quad a = \frac{b - 3 * S}{2} \quad (3.11)$$

Reemplazando (3.11) en (3.10)

$$fe = \frac{4.5 * S + 3a - 6.6}{2 * S} \quad \longrightarrow \quad fe = \frac{1.5 * b - 6.6}{2 * S} \quad (3.12)$$

Igualando (3.12) y (3.10)

$$\frac{1.5 * b - 6.6}{2 * S} = 0.596 * S \quad \longrightarrow \quad 1.5 * b - 6.6 = 1.192 * S^2$$

$$b = 7,3 \quad \text{m} \quad \longrightarrow \quad S = \sqrt{\frac{4.35}{1.192}} \quad (3.13)$$

Resolviendo (3.12)

$$S = 1,91 \quad \text{m} \quad \longrightarrow \quad a = 0,78 \quad \text{m}$$

Para comprobar:

fe = 1,14	fi = 1,14	(fracción por rueda)
fe = 0,57	fi = 0,57	(fracción por eje)

Entonces se asumirán los siguientes valores:

$$S = 1,90 \quad \text{m}$$

$$a = 0,80 \quad \text{m}$$

3.5.1.3.1.1.2 Separación de Vigas Utilizando el Rango de Aplicabilidad de los Factores de Distribución de Momento para la Viga Exterior.

En la Tabla 4.6.2.2.2d-1 de la norma AASHTO LRFD 2004, se establece el rango de aplicabilidad de estos factores de distribución de momento para viga exterior, este rango presenta la siguiente restricción:

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

Donde:

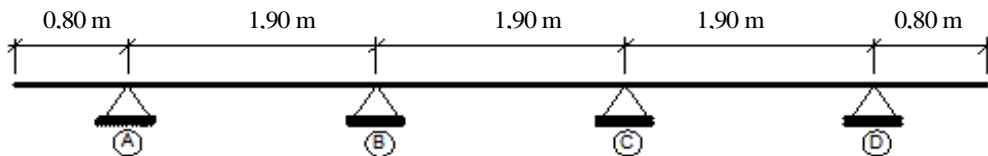
de = La distancia se deberá tomar como positiva, si el alma exterior está hacia dentro de la cara interior de la baranda para el tráfico y negativa si está hacia fuera del cordón o barrera para el tráfico.

$$de = a = 800 \text{ mm}$$

Dando cumplimiento a las restricciones descritas se determinó la siguiente separación entre vigas y vuelo.

$$S = 1,90 \text{ m}$$

$$a = 0,80 \text{ m}$$



3.5.1.3.1.2 Altura del Tablero.

El espesor mínimo para losas de tablero de hormigón es 175 mm. (LRFD Art.9.7.1.1)

La profundidad mínima utilizada tradicionalmente de losas con armadura principal paralela al tráfico para tramos simples esta basada en la separación S para el control de deflexiones. (LRFD.Tabla 2.5.2.6.3-1)

$$h_{fmin} = \frac{(S + 3000)}{30} \geq 175 \text{ mm}$$

$$hf \text{ min} = 163 \text{ mm}$$

Adoptar: $hf = 180 \text{ mm}$

$$hf = 0,18 \text{ m}$$

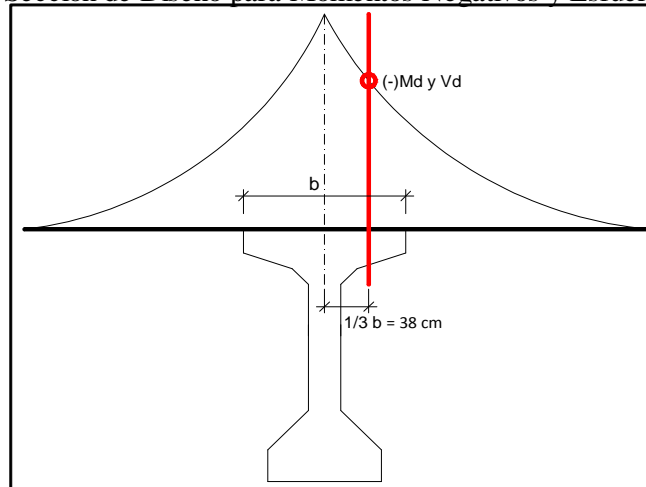
3.5.1.3.1.3 Sección de Diseño de la Losa.

La sección de diseño para momentos negativos y esfuerzos de corte, en vigas de hormigón prefabricadas en forma de Te o doble Te, se puede tomar a un tercio del ancho del ala, pero no más de 380 mm, a partir del eje de apoyo.

AASHTO 2004 LRFD (4.6.2.1.6 Cálculo de solicitaciones) Figura 3.14.

Para encontrar los momentos de diseño para la losa, se debe cargar el camión y no así el tándem. Se debe hacer correr el tren de cargas transversalmente con un carril cargado y con dos carriles cargados y encontrar los máximos momentos positivos, negativos y los esfuerzos de corte.

Figura 3.18 Sección de Diseño para Momentos Negativos y Esfuerzos de Corte.



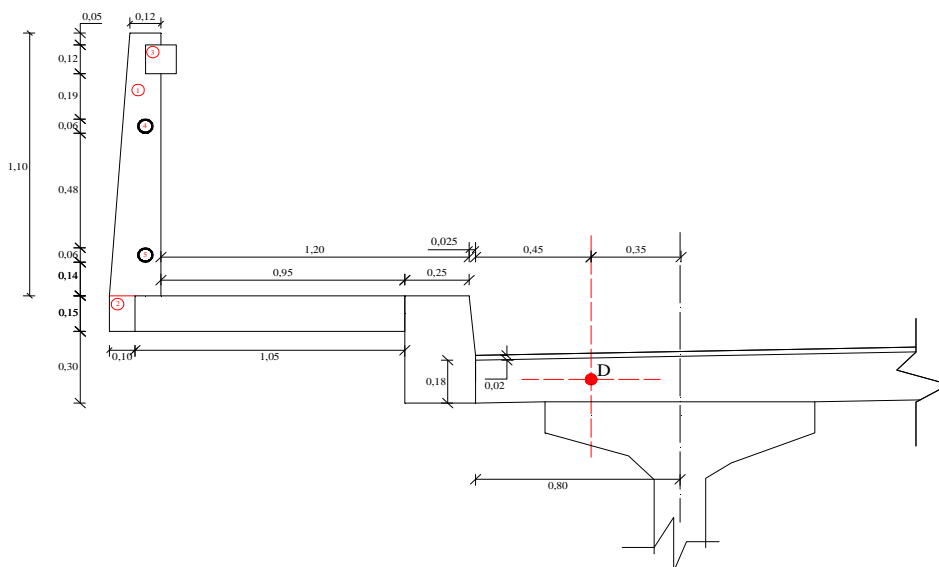
Fuente: Elaboración propia.

3.5.1.3.2 Losa Exterior.

3.5.1.3.2.1 Datos Iniciales para el Diseño de la Losa Exterior.

Peso específico del hormigón	$\gamma_c =$	2400	kg/m ³
Peso específico del asfalto	$\gamma_{asf} =$	1300	kg/m ³
Resistencia característica del hormigón	$f'_c =$	210	kg/cm ²
Acero estructural	$f_y =$	4200	kg/cm ²
Recubrimiento	$r =$	2,5	cm
Espesor de la carpeta asfáltica	$h_{rod} =$	2	cm
Espesor de losa	$h_f =$	18	cm
Profundidad de cálculo	$b =$	100	cm

3.5.1.3.2.2 Dimensiones de la Losa Exterior.



3.5.1.3.2.3 Análisis de Carga en el Punto D de la Losa Exterior.

3.5.1.3.2.3.1 Cargas Muertas para el Diseño de la Losa Exterior.

a) Peso propio de la baranda.

$$\begin{aligned} DC_{\text{baranda}} &= 89 && \text{kg/m} \\ X_{DC \text{ baranda}} &= 1,75 && \text{m} \quad (\text{Distancia horizontal al punto D}) \end{aligned}$$

b) Peso propio de la acera en voladizo.

$$\begin{aligned} DC_{\text{acera}} &= 378 && \text{kg/m} \\ X_{DC \text{ acera}} &= 1,25 && \text{m} \quad (\text{Distancia horizontal al punto D}) \end{aligned}$$

c) Peso propio del bordillo.

$$\begin{aligned} DC_{\text{bordillo}} &= 291 && \text{kg/m} \\ X_{DC \text{ bordillo}} &= 0,59 && \text{m} \quad (\text{Distancia horizontal al punto D}) \end{aligned}$$

d) Peso propio de la losa exterior.

$$\begin{aligned} DC_{\text{losa}} &= 194 && \text{kg/m} \\ X_{DC \text{ losa}} &= 0,225 && \text{m} \quad (\text{Distancia horizontal al punto D}) \end{aligned}$$

e) Peso propio de la capa de rodadura de la losa exterior.

$$\begin{aligned} DW_{\text{cap. rodad.}} &= 12 && \text{kg/m} \\ X_{DW \text{ cap. rodad.}} &= 0,225 && \text{m} \quad (\text{Distancia horizontal al punto D}) \end{aligned}$$

3.5.1.3.2.3.1 Cargas Vivas para el Diseño de la Losa Exterior.

a) Carga peatonal.

$$\begin{aligned} PL &= 360 && \text{kg/m}^2 \quad (\text{LRFD 3.6.1.6.}) \\ PL_{\text{acera}} &= 432 && \text{kg/m} \\ X_{PL \text{ acera}} &= 1,075 && \text{m} \quad (\text{Distancia horizontal al punto D}) \end{aligned}$$

b) Carga debido al choque vehicular.

$$\begin{aligned} CT &= 4500 && \text{kg} \quad (\text{aplicada en la baranda}) \\ Y_{CT} &= 0,82 && \text{m} \\ CT &= 750 && \text{kg} \quad (\text{aplicada en el bordillo}) \\ Y'_{CT} &= 0,36 && \text{m} \end{aligned}$$

c) Carga de la rueda delantera. (descarrilamiento)

$$\begin{aligned} P_{rueda} &= 1750 \text{ kg} \\ X &= 1,375 \text{ m} \end{aligned}$$

$$A_{faja} = 1140 + 0.833 * X$$

$$LL_{rueda} = \frac{P_{rueda}}{A_{faja}}$$

$$A_{faja} = 2,29 \text{ m}$$

$$LL_{rueda\ delant.} = 765,74 \text{ kg/m}$$

$$X_{LL\ rueda\ delant} = 1,375 \text{ m}$$

(aplicada a 0,30 m del borde de la baranda)

d) Carga de la rueda trasera.

$$\begin{aligned} P_{rueda} &= 7250 \text{ kg} \\ X &= 0,15 \text{ m} \end{aligned}$$

$$A_{faja} = 1140 + 0.833 * X$$

$$LL_{rueda} = \frac{P_{rueda}}{A_{faja}}$$

$$A_{faja} = 1,26 \text{ m}$$

$$LL_{rueda\ trasera} = 5731,45 \text{ kg/m}$$

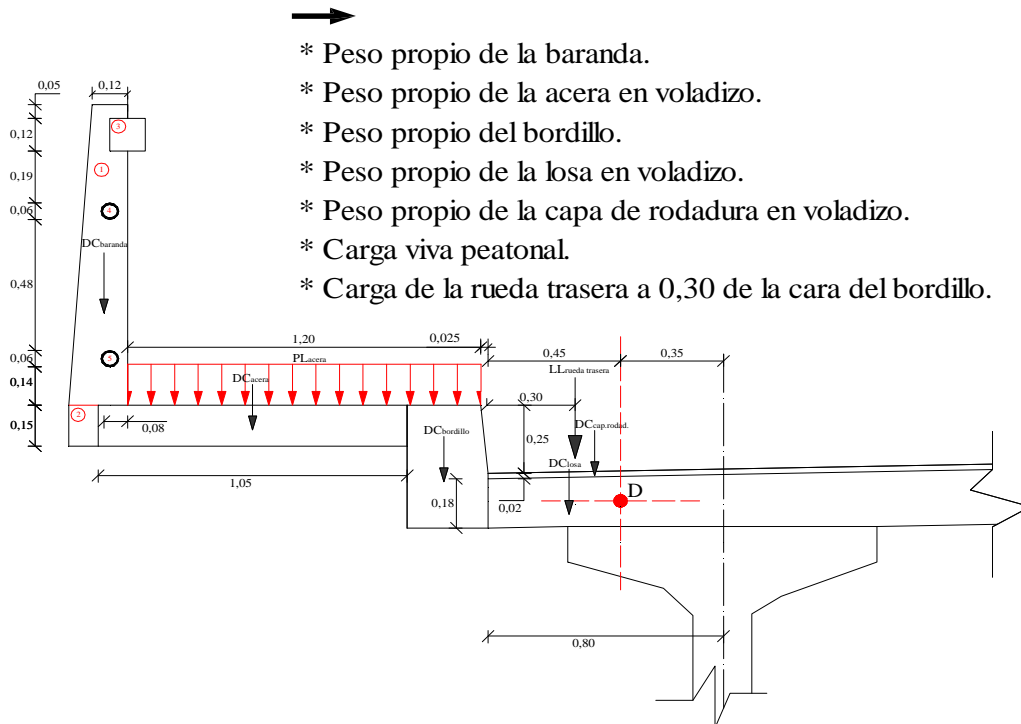
$$X_{LL\ rueda\ trasera} = 0,15 \text{ m}$$

(aplicada a 0,30 m de la cara interna del bordillo)

3.5.1.3.2.4 Hipótesis de Carga de la Losa Exterior.

a) Hipótesis de carga I.

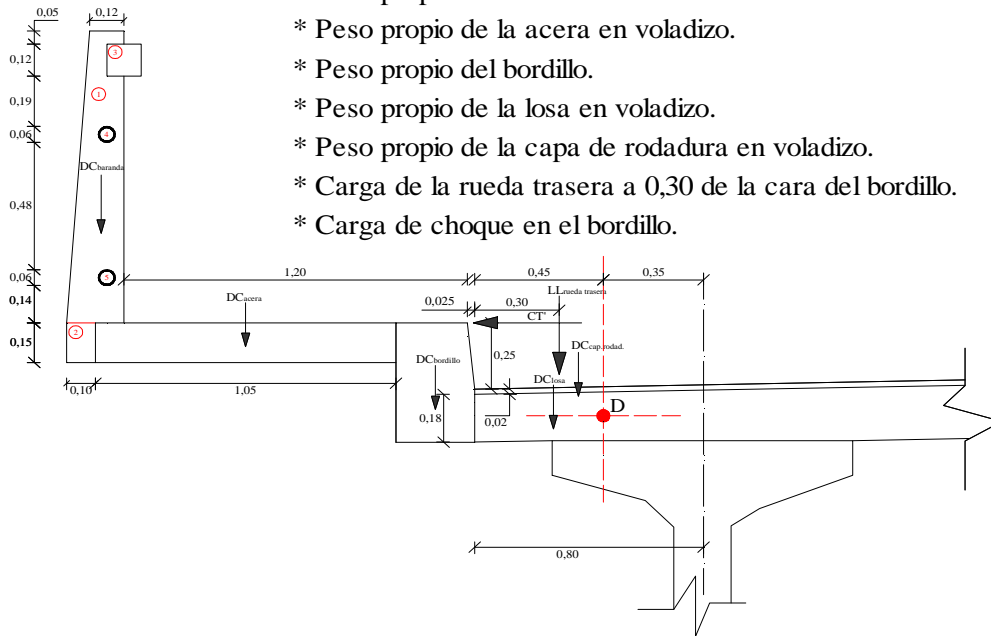
Se aplicarán todas las cargas mencionadas a continuación en el punto D, mostradas en el subtítulo 3.5.1.3.2.3:



-
- * Peso propio de la baranda.
- * Peso propio de la acera en voladizo.
- * Peso propio del bordillo.
- * Peso propio de la losa en voladizo.
- * Peso propio de la capa de rodadura en voladizo.
- * Carga viva peatonal.
- * Carga de la rueda trasera a 0,30 de la cara del bordillo.

b) Hipótesis de carga II.

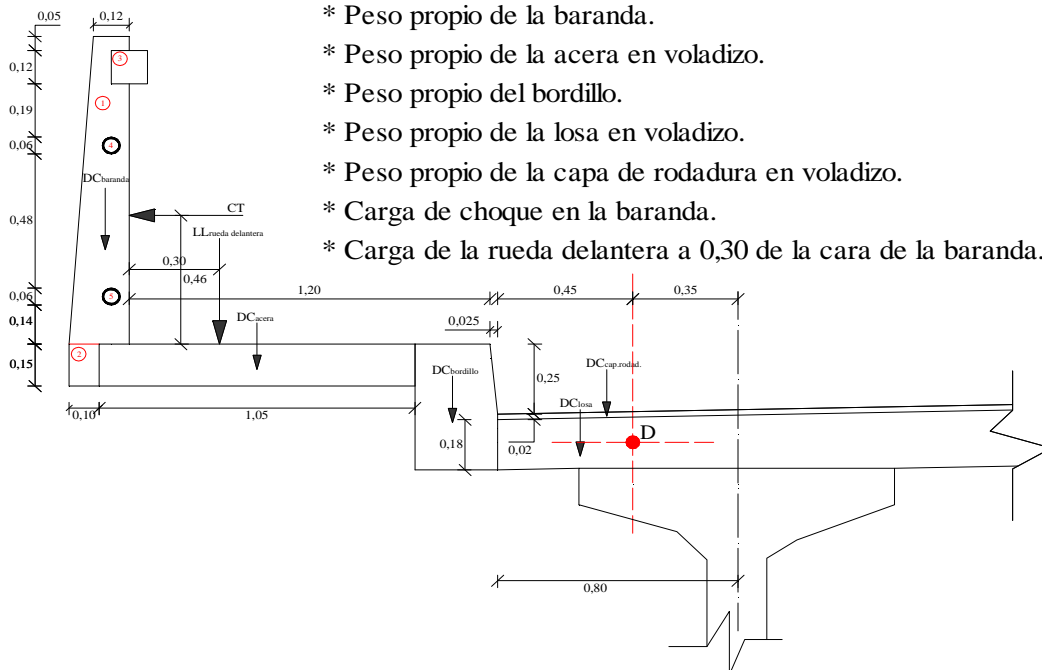
Se aplicarán todas las cargas mencionadas a continuación en el punto D, mostradas en el subtítulo 3.5.1.3.2.3:



- * Peso propio de la baranda.
- * Peso propio de la acera en voladizo.
- * Peso propio del bordillo.
- * Peso propio de la losa en voladizo.
- * Peso propio de la capa de rodadura en voladizo.
- * Carga de la rueda trasera a 0,30 de la cara del bordillo.
- * Carga de choque en el bordillo.

c) Hipótesis de carga III.

Se aplicarán todas las cargas mencionadas a continuación en el punto D.



- * Peso propio de la baranda.
- * Peso propio de la acera en voladizo.
- * Peso propio del bordillo.
- * Peso propio de la losa en voladizo.
- * Peso propio de la capa de rodadura en voladizo.
- * Carga de choque en la baranda.
- * Carga de la rueda delantera a 0,30 de la cara de la baranda.

3.5.1.3.2.5 Momentos y Fuerzas Cortantes en la Losa Exterior.

Designación	Carga	Brazo	Momentos (M)	Cortantes (V)
	(kg/m)	(m)	(kg*m/m)	(kg/m)
DC baranda =	88,92	1,75	156,01	88,92
DC acera =	378,00	1,25	472,50	378,00
DC bordillo =	291,12	0,59	171,03	291,12
DC losa =	194,40	0,23	43,74	194,40
DW cap.rodad. =	11,70	0,23	2,63	11,70
PL acera =	432,00	1,08	464,40	432,00
CT =	4500,00	0,82	3690,00	0,00
CT' =	750,00	0,36	270,00	0,00
LL rueda delant.	765,74	1,375	1052,89	765,74
LL rueda trasera=	5731,45	0,15	859,72	0,00

3.5.1.3.2.6 Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes Últimos en la Losa Exterior.

a) Momentos flectores y fuerzas cortantes últimos para la hipótesis I.

Combinaciones de carga para momento.

RESISTENCIA I:

$$Mu_I = 1.25(M_{DC \text{ baranda}} + M_{DC \text{ acera}} + M_{DC \text{ bordillo}} + M_{DC \text{ losa}}) + 1.5(M_{DW \text{ cap.rod.}}) + 1.75(M_{PL \text{ acera}} + 1.33M_{LL \text{ rueda trasera}})$$

$$\boxed{Mu_I = 3871,75 \text{ kg*m/m}}$$

Combinaciones de carga para cortante

RESISTENCIA I:

$$Vu_I = 1.25(V_{DC \text{ baranda}} + V_{DC \text{ acera}} + V_{DC \text{ bordillo}} + V_{DC \text{ losa}}) + 1.5(V_{DW \text{ cap.rod.}}) + 1.75(V_{PL \text{ acera}} + 1.33V_{LL \text{ rueda trasera}})$$

$$\boxed{Vu_I = 1964,10 \text{ kg/m}}$$

b) Momentos flectores y fuerzas cortantes últimos para la hipótesis II.

Combinaciones de carga.

EVENTO EXTREMO II:

$$Mu_{II} = 1.25(M_{DC \text{ baranda}} + M_{DC \text{ acera}} + M_{DC \text{ bordillo}} + M_{DC \text{ losa}}) + 1.5(M_{DW \text{ cap.rod.}}) + 0.5(1.33M_{LL \text{ rueda trasera}}) + M_{CT}$$

$$\boxed{Mu_{II} = 1899,77 \text{ kg*m/m}}$$

$$Vu_{II} = 1.25(V_{DC \text{ baranda}} + V_{DC \text{ acera}} + V_{DC \text{ bordillo}} + V_{DC \text{ losa}}) + 1.5(V_{DW \text{ cap.rod.}}) + 0.5(1.33V_{LL \text{ rueda trasera}}) + V_{CT}$$

$$\boxed{Vu_{II} = 1208,10 \text{ kg/m}}$$

c) Momentos flectores y fuerzas cortantes últimos para la hipótesis III.

Combinaciones de carga.

EVENTO EXTREMO II:

$$Mu_{III} = 1.25(M_{DC \text{ baranda}} + M_{DC \text{ acera}} + M_{DC \text{ bordillo}} + M_{DC \text{ losa}}) + 1.5(M_{DW \text{ cap.rod.}}) + 0.5(1.33M_{LL \text{ rueda delantera}}) + M_{CT}$$

$$\boxed{Mu_{III} = 5448,23 \text{ kg*m/m}}$$

$$Vu_{III} = 1.25(V_{DC \text{ baranda}} + V_{DC \text{ acera}} + V_{DC \text{ bordillo}} + V_{DC \text{ losa}}) + 1.5(V_{DW \text{ cap.rod.}}) + 0.5(1.33V_{LL \text{ rueda delantera}}) + V_{CT}$$

$$\boxed{Vu_{III} = 1717,32 \text{ kg/m}}$$

d) *Momento flector y fuerza cortante último de diseño.*

$$\boxed{Mu = -5448,23 \text{ kg*m}} \\ \boxed{Vu = 1964,10 \text{ kg}}$$

3.5.1.3.2.7 Armadura Negativa por Flexión en la Losa Exterior.

Datos:

$Mu = -544822,53 \text{ kg*cm}$	$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f_c * b * d^2}} \right]$
$d = 14,70 \text{ cm}$	
$b = 100 \text{ cm}$	$a = 2,52 \text{ cm}$
$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$As = 10,73 \text{ cm}^2$
$\phi = 0,90$	$As = \frac{0.85 * f_c * b * a}{f_y}$
$\beta_1 = 0,85$	
$\rho_{min} = 0,0033$	Nº de barras = 5 \approx 5
$\rho_{max} = 0,016$	As real = 10,05 cm²
$A_{\phi 16mm} = 2,01 \text{ cm}^2$	$\rho = 0,007$ (Cumple)

* Colocar barras de $\phi 16mm @ 15cm$.

3.5.1.3.2.8 Verificación al Corte en la Losa Exterior.

Datos:

$Vu = 1964,10 \text{ kg}$	$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$
$d = 14,70 \text{ cm}$	$V_c = 11290,23 \text{ kg}$
$b = 100 \text{ cm}$	$V_u \leq \phi \frac{V_c}{2}$
$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$\phi \frac{V_c}{2} = 4233,84 \text{ kg}$
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
$\phi = 0,75$	(Cumple) teóricamente no necesita armadura.

3.5.1.3.2.9 Armadura por Retracción y Temperatura en la Losa.

Datos:

$d = 15,00 \text{ cm}$	Nº de barras = 3,44 \approx 4
$b = 100 \text{ cm}$	As real = 3,14 cm²
$A_{\phi 10mm} = 0,79 \text{ cm}^2$	$\rho = 0,002$ (Cumple)
$A_t = 0.0018 * b * d$	$At = 2,70 \text{ cm}^2$

* Colocar barras de $\phi 10mm @ 20cm$

3.5.1.3.3 Losa Interior.

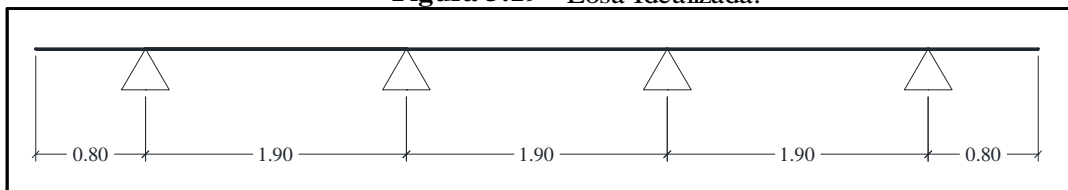
3.5.1.3.3.1 Datos Iniciales para el Diseño de la Losa Interior.

Peso específico del hormigón	$\gamma_c =$	2400	kg/m ³
Peso específico del asfalto	$\gamma_{asf} =$	1300	kg/m ³
Resistencia característica del hormigón	$f'_c =$	210	kg/cm ²
Acero estructural	$f_y =$	4200	kg/cm ²
Espesor de losa	$h_f =$	18	cm
Recubrimiento	$r =$	2,5	cm
Espesor de la carpeta asfáltica	$h_{rod} =$	2	cm
Bombeo	$i =$	2,0	%

3.5.1.3.3.2 Losa Idealizada.

Para el análisis de la losa interior se idealizará una viga continua con 4 apoyos con las dimensiones mostradas en la figura.

Figura 3.19 Losa Idealizada.



Fuente: Elaboración propia.

3.5.1.3.3.3 Análisis de Carga de la Losa Interior.

3.5.1.3.3.3.1 Cargas Muertas para el Diseño de la Losa Interior.

a) *Peso propio de la losa.*

$$DC_{\text{losa}} = 432 \quad \text{kg/m}$$

b) *Peso propio de la capa de rodadura.*

$$DW_{\text{cap.rodad.}} = 26 \quad \text{kg/m}$$

3.5.1.3.3.3.2 Cargas Vivas para el Diseño de la Losa Interior.

a) *Cargas debido al eje trasero del camión de diseño.*

$$P_{\text{rueda}} = 7250 \quad \text{kg}$$

b) *Anchos de faja para la losa interior.*

[LRFD Tabla 4.6.2.1.3-1]

Datos:

$$S = 1,90 \quad \text{m} \quad (\text{separación entre vigas})$$

$$E_{+M} = 660 + 0.55 * S$$

$$E_{-M} = 1220 + 0.25 * S$$

$$E_{+M} = 1,71 \text{ m}$$

$$E_{-M} = 1,70 \text{ m}$$

No se tomarán en cuenta las cargas de choque y descarrilamiento, porque cuando se produce un accidente de esta magnitud mayormente los automóviles no circulan por la calzada (el tráfico se detiene).

3.5.1.3.3.4. Momentos Flectores de la Losa Interior.

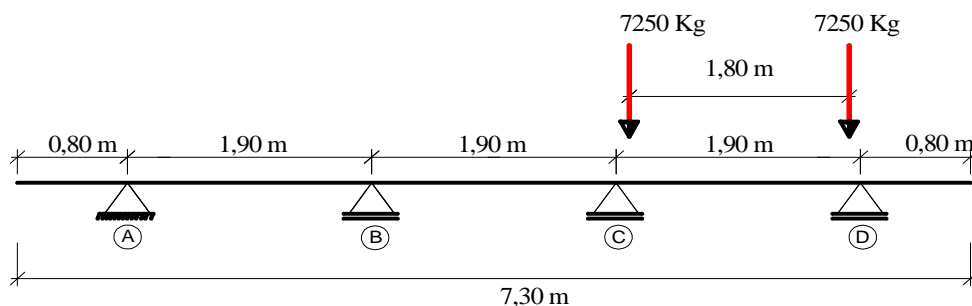
Los momentos máximos positivos se calculan en las secciones donde se produzca el máximo al mover transversalmente la carga del camión de diseño.

Se debe ubicar el camión de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda estén a menos de 0,6 m a partir del borde del carril de diseño.

3.5.1.3.3.4.1 Momentos y Cortantes por Cargas Vivas en la Losa Interior.

a) Momento Máximo Positivo en la Losa Interior.

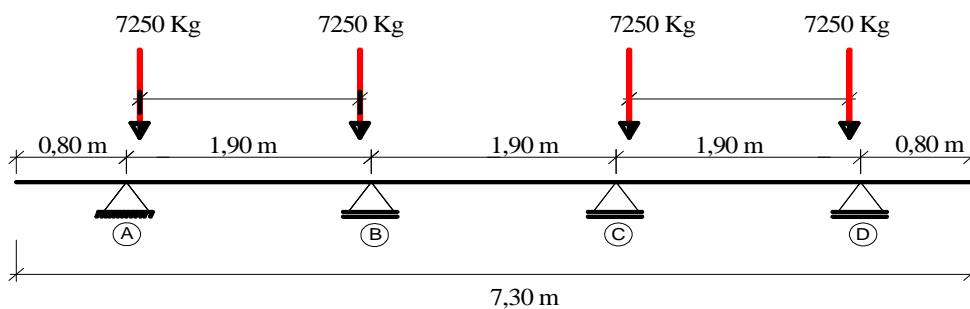
a.1) *Con un camión cargado.*- Debemos mover el camión en la luz de cada claro entre viga y viga tal que me de la máxima sollicitación.



$$(+M) = 1171 \text{ kg*m}$$

$$X = 2,40 \text{ m}$$

a.2) *Con dos camiones.*- Debemos cargar en tramos alternos.



$$(+M) = 2267 \text{ kg*m}$$

$$X = 1,75 \text{ m}$$

De los dos calculados tomamos el mayor:

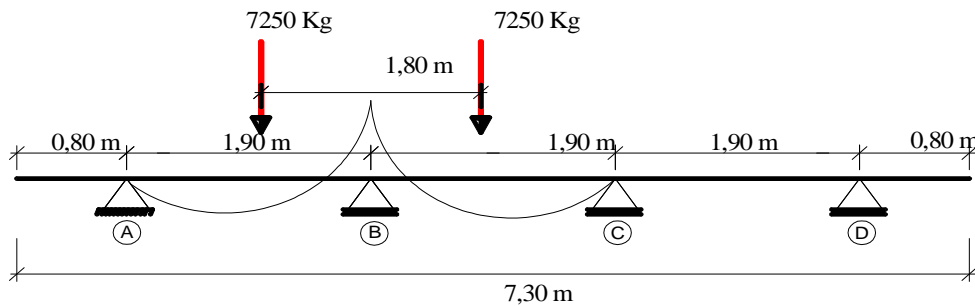
$(+M) =$	2267	kg*m	$X =$	1,75	m
----------	------	------	-------	------	---

Mayorando por Impacto IM; 33%

$(+M) =$	3015	kg*m	$X =$	1,75	m
----------	------	------	-------	------	---

b) Momento Máximo Negativo en la Losa Interior.

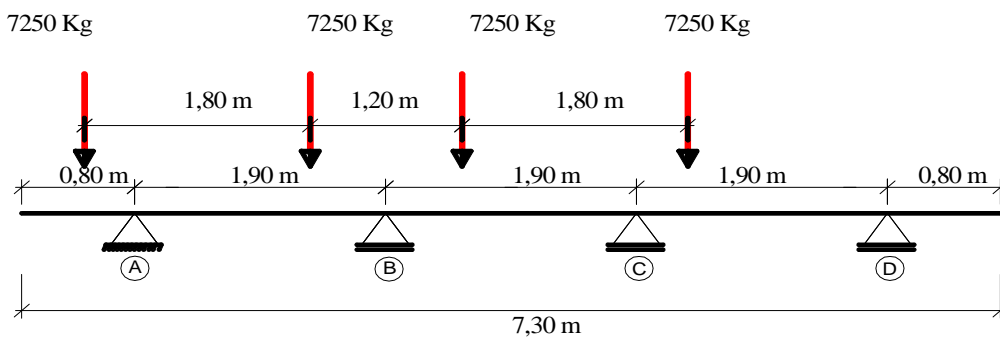
b.1) Con un camión cargado.- Debemos cargar tramos adyacentes:



$(-M) =$	-2310	kg*m	$X =$	2,70	m
----------	-------	------	-------	------	---

Ancho del ala de la viga pretensada: $b = 1,05$ m

b.2) Con dos camiones.-



$(-M) =$	-2355	kg*m	$X =$	4,6	m
----------	-------	------	-------	-----	---

De los dos calculados tomamos el mayor:

$(-M) =$	-2355	kg*m	$X =$	4,60	m
----------	-------	------	-------	------	---

Mayorando por Impacto IM ; 33%

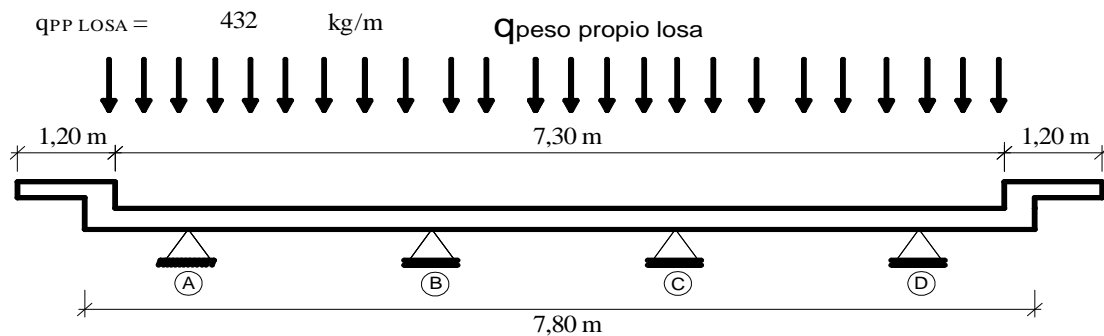
$$(-M) = -3132 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad X = 4,60 \text{ m}$$

$$(V) = 9643 \text{ kg}$$

3.5.1.3.3.4.2 Momentos y Cortantes por Cargas de Peso Propio.

a) Momento y Cortante por Peso Propio de la Losa.

Los esfuerzos por peso propio se calculan por metro de ancho:



$$(-M) = -138,24 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

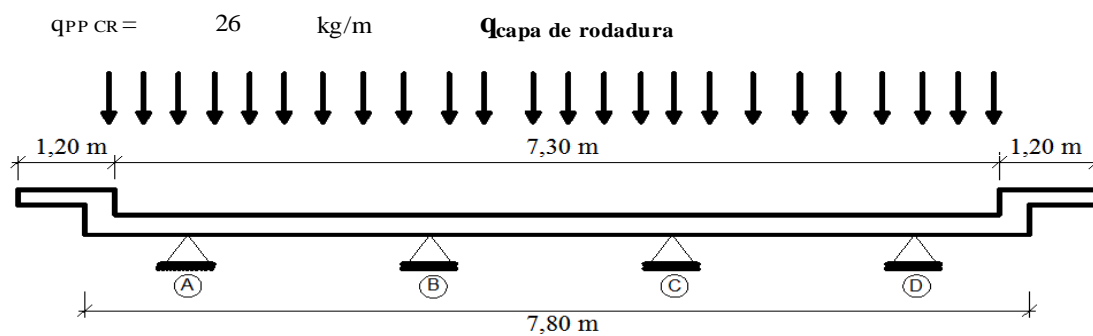
$$X = 4,60 \text{ m}$$

$$(+M) = 66,64 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$X = 1,75 \text{ m}$$

$$(V) = 415,63 \text{ kg}$$

b) Momento y Cortante por Peso Propio de la Capa de Rodadura.



$$(-M) = -8,32 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$X = 4,60 \text{ m}$$

$$(+M) = 4,01 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$X = 1,75 \text{ m}$$

$$(V) = 25,01 \text{ kg}$$

3.5.1.3.3.4.3 Resumen de Solicitaciones.

MOMENTOS Y CORTANTES POR CARGA VIVA:

Divididos por el ancho de faja.

$$(-M) = -1848 \text{ kg}^*\text{m}$$

$$(+M) = 1768 \text{ kg}^*\text{m}$$

$$(V) = 5689 \text{ kg}$$

MOMENTOS Y CORTANTES POR PESO PROPIO DE LA LOSA:

$$(-M) = -138,24 \text{ kg}^*\text{m}$$

$$(+M) = 66,64 \text{ kg}^*\text{m}$$

$$(V) = 415,63 \text{ kg}$$

MOMENTOS Y CORTANTES POR PESO PROPIO DE LA CAPA DE RODADURA:

$$(-M) = -8,32 \text{ kg}^*\text{m}$$

$$(+M) = 4,01 \text{ kg}^*\text{m}$$

$$(V) = 25,01 \text{ kg}$$

3.5.1.3.3.4.4 Solicitaciones de Diseño de la Losa Interior.

RESISTENCIA I:

$$M_U = 1,25 \times M_{DC} + 1,5 \times M_{DW} + 1,75 \times (M_{LL} + M_{IM} + M_{PL})$$

$$V_U = 1,25 \times V_{DC} + 1,5 \times V_{DW} + 1,75 \times (V_{LL} + V_{IM} + V_{PL})$$

$$\begin{array}{l} (-M) = -3419 \text{ kg}^*\text{m} \\ (+M) = 3184 \text{ kg}^*\text{m} \\ (V) = 10512 \text{ kg} \end{array}$$

Como el momento negativo y la fuerza cortante son menores a solicitaciones calculadas en la losa exterior no es necesario calcular la armadura negativa por flexión ni hacer una verificación por corte.

3.5.1.3.3.5. Armadura Positiva por Flexión de la Losa Interior.

Datos:

Mu = 318351,76 kg*cm
 d = 14,70 cm
 b = 100 cm
 fc = 210 kg/cm²
 fy = 4200 kg/cm²
 ϕ = 0,90
 β₁ = 0,85
 ρ_{min} = 0,0033
 ρ_{max} = 0,016

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

a = 1,42 cm

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

A_s = 5,97 cm²

A_{ϕ16mm} = 2,01 cm² N° de barras = 2,97 ≈ 3,00
 A_{s real} = 6,03 cm²
 ρ = 0,004 (Cumple)

* Colocar barras de ϕ16mm @ 20cm.

3.5.1.3.3.6 Armadura de Distribución de La Losa.

Datos:

S = 1900 mm
 A_s = 6,03 cm²

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

88,10 (No Cumple)

* Entonces se asumirá el 67% de la armadura positiva.

Ad = 4,04 cm²

A_{ϕ10mm} = 0,79 cm²

N° de barras = 5,15 ≈ 6
 A_{s real} = 4,71 cm²

* Colocar barras de ϕ10mm @ 25cm.

3.5.1.3.4 Resumen del Armado de La Losa.

As. Principal (Perpendicular al tráfico). (+)	Usar barras de ϕ16mm @ 15cm
As. Principal (Perpendicular al tráfico). (-)	Usar barras de ϕ16mm @ 20cm
As. Retracción y Temperatura (Perpendicular al tráfico).	Usar barras de ϕ16mm @ 20cm
As. Distribución (Perpendicular al tráfico).	Usar barras de ϕ16mm @ 25cm

3.5.1.4 Vigas de Hormigón Pretensado.

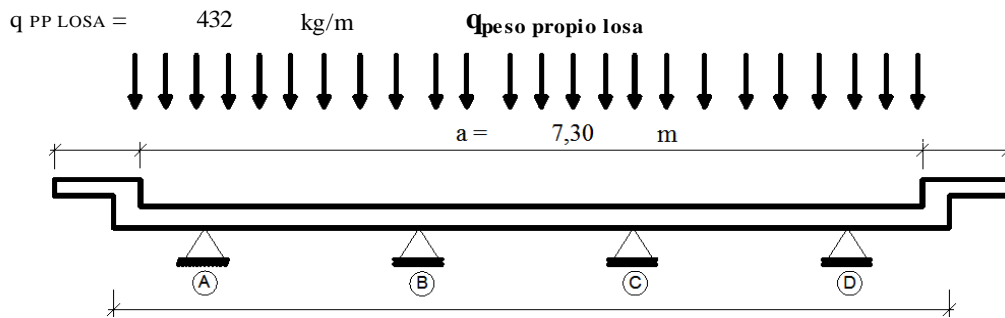
3.5.1.4.1 Datos Iniciales para el Cálculo de las Vigas.

Peso específico del hormigón	$\gamma_c =$	2400	kg/m ³
Peso específico del asfalto	$\gamma_{asf} =$	1300	kg/m ³
Hormigón para elementos estructurales	$f'_c =$	210	kg/cm ²
Hormigón para las vigas	$f'_c =$	350	kg/cm ²
Acero de refuerzo	$f_y =$	4200	kg/cm ²
Acero de pretensado	$f_{pu} =$	18983	kg/cm ²
Altura de la viga	$h_v =$	1,60	m
Espesor de losa	$h_f =$	18	cm
Recubrimiento	$r =$	2,5	cm
Espesor de la carpeta asfáltica	$h_{rod} =$	2	cm
Luz de cálculo	$L_c =$	30	m
Ancho de calzada.	$a =$	7,30	m

3.5.1.4.2 Análisis de Cargas para las Vigas.

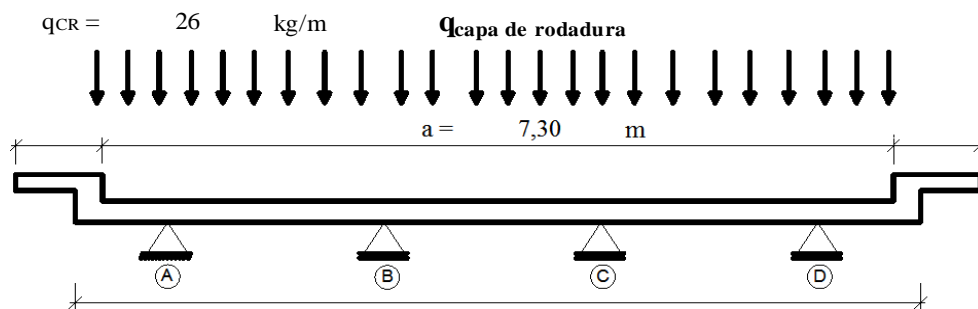
3.5.1.4.2.1 Cargas Muertas para el Diseño de las Vigas.

a) Losa.



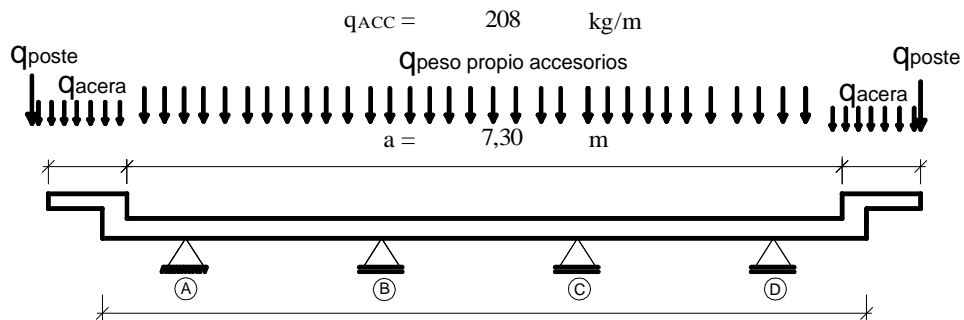
$R_{EXT} =$	761 (kg/m)	$R_{INT} =$	816 (kg/m)
$M_{EXT} =$	85638 (kg*m)	$M_{INT} =$	91752 (kg*m)
$V_{EXT.H/2} =$	10809 (kg)	$V_{INT.H/2} =$	11581 (kg)
$V_{EXT.AP.} =$	11418 (kg)	$V_{INT.AP.} =$	12234 (kg)

b) Capa de Rodadura.



$R_{EXT} =$	46 (kg/m)	$R_{INT} =$	49 (kg/m)
$M_{EXT} =$	5154 (kg*m)	$M_{INT} =$	5522 (kg*m)
$V_{EXT.H/2} =$	651 (kg)	$V_{INT.H/2} =$	697 (kg)
$V_{EXT.AP.} =$	687 (kg)	$V_{INT.AP.} =$	736 (kg)

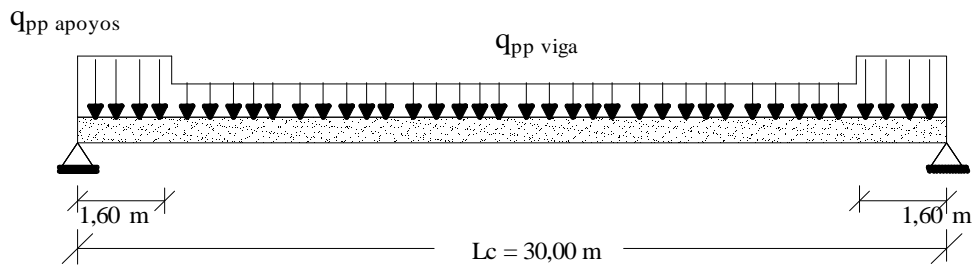
c) Accesorios.



$R_{EXT} =$	367 (kg/m)	$R_{INT} =$	393 (kg/m)
$M_{EXT} =$	41234 (kg*m)	$M_{INT} =$	44177 (kg*m)
$V_{EXT.H/2} =$	5205 (kg)	$V_{INT.H/2} =$	5576 (kg)
$V_{EXT.AP.} =$	5498 (kg)	$V_{INT.AP.} =$	5890 (kg)

d) Peso Propio de la Viga.

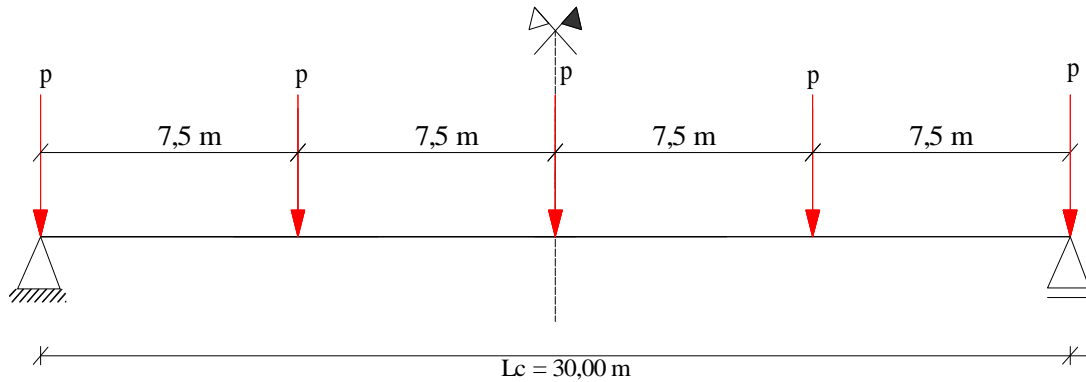
Sección - apoyos =	11655	cm ²
q_{pp} viga =	1535	kg/m
q_{pp} apoyos =	2797	kg/m



$M_{EXT} =$	171720 (kg*m)	$M_{INT} =$	171720 (kg*m)
$V_{EXT.H/2} =$	22483 (kg)	$V_{INT.H/2} =$	22483 (kg)
$V_{EXT.AP.} =$	24706 (kg)	$V_{INT.AP.} =$	24706 (kg)

e) *Peso Propio de los Diafragmas.*

$$\begin{array}{ll} p_e = 667 & \text{kg} \\ \ell = 7,50 & \text{m} \end{array} \qquad \begin{array}{ll} p_i = 729 & \text{kg} \\ \ell = 7,50 & \text{m} \end{array}$$



$$\begin{array}{ll} M_{EXT} = 10004 & (\text{kg}^*\text{m}) \\ V_{EXT.H/2} = 1300 & (\text{kg}) \\ V_{EXT.AP.} = 1300 & (\text{kg}) \end{array} \qquad \begin{array}{ll} M_{INT} = 10933 & (\text{kg}^*\text{m}) \\ V_{INT.H/2} = 1393 & (\text{kg}) \\ V_{INT.AP.} = 1393 & (\text{kg}) \end{array}$$

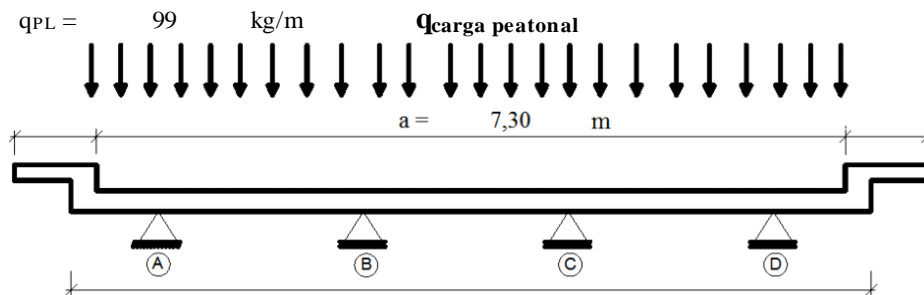
3.5.1.4.2.2 **Cargas Vivas para el Diseño de las Vigas.**

Para la carga viva el análisis es longitudinal.

a) **Carga Peatonal.**

La carga peatonal actúa en ambas aceras, la multiplicamos por dos y la dividimos entre ancho de calzada.

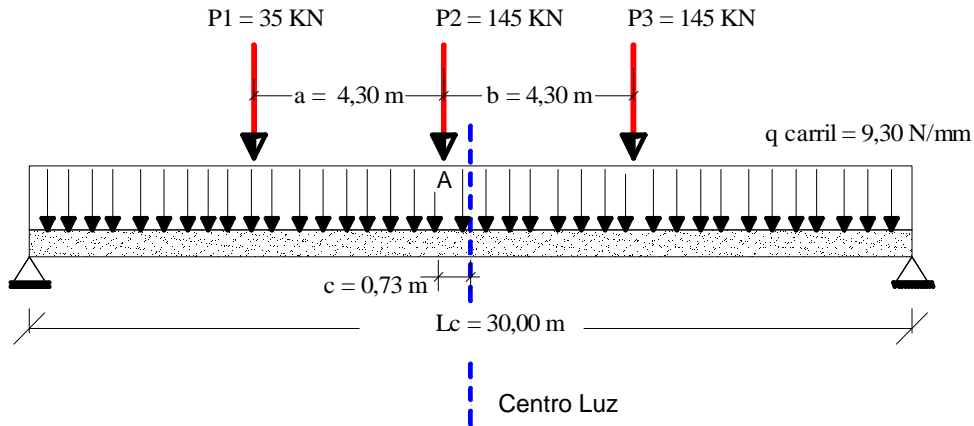
$$PL = 360 \quad \text{kg/m}^2 \quad (\text{LRFD 3.6.1.6.})$$



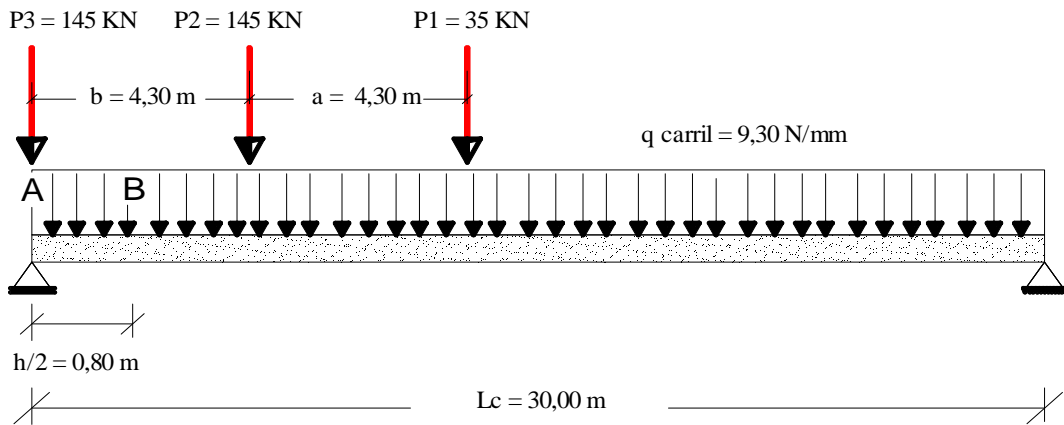
$$\begin{array}{ll} R_{EXT} = 174 & (\text{kg/m}) \\ M_{EXT} = 19553 & (\text{kg}^*\text{m}) \\ V_{EXT.H/2} = 2468 & (\text{kg}) \\ V_{EXT.AP.} = 2607 & (\text{kg}) \end{array} \qquad \begin{array}{ll} R_{INT} = 186 & (\text{kg/m}) \\ M_{INT} = 20948 & (\text{kg}^*\text{m}) \\ V_{INT.H/2} = 2644 & (\text{kg}) \\ V_{INT.AP.} = 2793 & (\text{kg}) \end{array}$$

b) Camión.

Ubicación del camión para encontrar el momento:

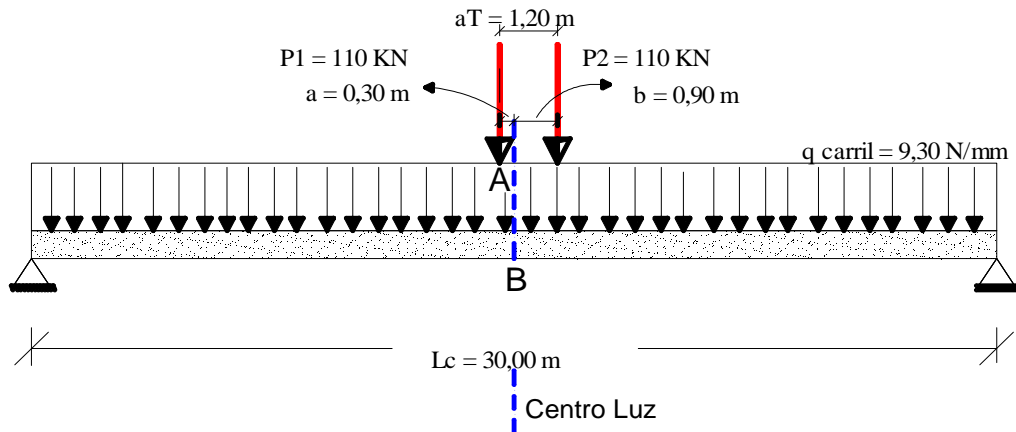


Ubicación del camión para encontrar el cortante:

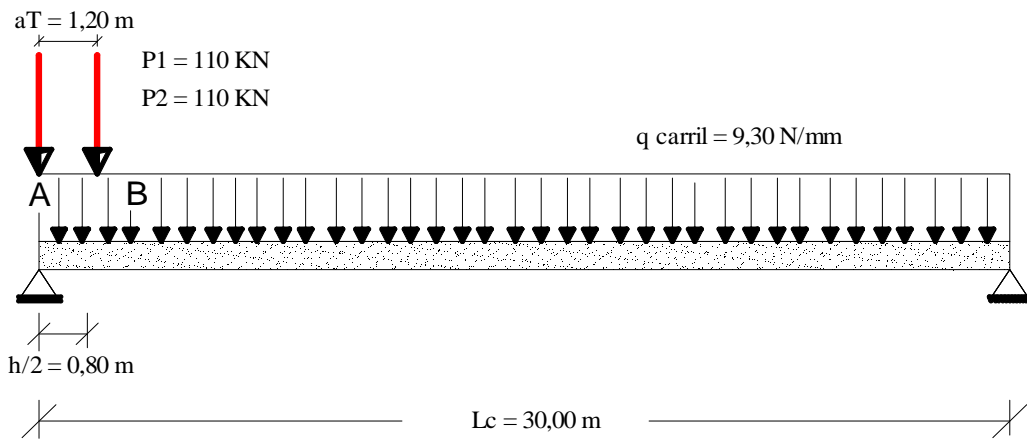


c) Tándem.

Ubicación del tándem para encontrar el momento:



Ubicación del tándem para encontrar el cortante:



$M_{q \text{ carril}} (B) =$	104625 kg*m	$V_{q \text{ carril}} (B) =$	13206 kg
$M_{q \text{ camión}} (A) =$	205624 kg*m	$V_{q \text{ camión}} (A) =$	14918 kg
$M_{q \text{ tándem}} (A) =$	158466 kg*m	$V_{q \text{ tándem}} (B) =$	10560 kg

Incremento por Impacto.- 33%

$M_{q \text{ carril}} =$	104625 kg*m	$V_{q \text{ carril}} =$	13206 kg
$M_{q \text{ camión}} =$	273479 kg*m	$V_{q \text{ camión}} =$	19841 kg
$M_{q \text{ tándem}} =$	210760 kg*m	$V_{q \text{ tándem}} =$	14045 kg

$M_{\text{máx}} =$	378104 kg*m	$V_{\text{máx}} =$	33047 kg
--------------------	-------------	--------------------	----------

FACTORES DE DISTRIBUCIÓN:

	FACTOR DE DISTRIBUCIÓN PARA VIGAS EXTERIORES	FACTOR DE DISTRIBUCIÓN PARA VIGAS INTERIORES
Momento (M)	0,573	0,542
Corte (V)	0,633	0,696

Resumen de Momentos por Carga Viva:

$M_{\text{EXT}} =$	216516 (kg*m)	$M_{\text{INT}} =$	205089 (kg*m)
$V_{\text{EXT}} =$	20917 (kg)	$V_{\text{INT}} =$	23009 (kg)

RESÚMEN DE MOMENTOS Y CORTANTES TOTALES:

Peso de la Losa.-

$M_{EXT} =$	85638 (kg*m)	$M_{INT} =$	91752 (kg*m)
$V_{EXT.H/2} =$	10809 (kg)	$V_{INT.H/2} =$	11581 (kg)
$V_{EXT.AP.} =$	11418 (kg)	$V_{INT.AP.} =$	12234 (kg)

Peso de la Capa de Rodadura.-

$M_{EXT} =$	5154 (kg*m)	$M_{INT} =$	5522 (kg*m)
$V_{EXT.H/2} =$	651 (kg)	$V_{INT.H/2} =$	697 (kg)
$V_{EXT.AP.} =$	687 (kg)	$V_{INT.AP.} =$	736 (kg)

Accesorios.-

$M_{EXT} =$	41234 (kg*m)	$M_{INT} =$	44177 (kg*m)
$V_{EXT.H/2} =$	5205 (kg)	$V_{INT.H/2} =$	5576 (kg)
$V_{EXT.AP.} =$	5498 (kg)	$V_{INT.AP.} =$	5890 (kg)

Vigas.-

$M_{EXT} =$	171720 (kg*m)	$M_{INT} =$	171720 (kg*m)
$V_{EXT.H/2} =$	22483 (kg)	$V_{INT.H/2} =$	22483 (kg)
$V_{EXT.AP.} =$	24706 (kg)	$V_{INT.AP.} =$	24706 (kg)

Diafragmas.-

$M_{EXT} =$	10004 (kg*m)	$M_{INT} =$	10933 (kg*m)
$V_{EXT.H/2} =$	1300 (kg)	$V_{INT.H/2} =$	1393 (kg)
$V_{EXT.AP.} =$	1300 (kg)	$V_{INT.AP.} =$	1393 (kg)

Carga Peatonal.-

$M_{EXT} =$	19553 (kg*m)	$M_{INT} =$	20948 (kg*m)
$V_{EXT.H/2} =$	2468 (kg)	$V_{INT.H/2} =$	2644 (kg)
$V_{EXT.AP.} =$	2607 (kg)	$V_{INT.AP.} =$	2793 (kg)

Carga HL 93.-

$M_{EXT} =$	216516 (kg*m)	$M_{INT} =$	205089 (kg*m)
$V_{EXT.H/2} =$	20917 (kg)	$V_{INT.H/2} =$	23009 (kg)
$V_{EXT.AP.} =$	20917 (kg)	$V_{INT.AP.} =$	23009 (kg)

3.5.1.4.3 Requerimiento de Servicio.

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO I:

$$M_U = M_{DC} + M_{DW} + M_{LL} + M_{IM} + M_{PL} + 0,30 \times M_{WS} + M_{WL}$$

$$M_{U-EXT} = 549819 \quad (\text{kg} \cdot \text{m})$$

$$M_{U-INT} = 550140 \quad (\text{kg} \cdot \text{m})$$

Solo tomaremos las solicitaciones más críticas para uniformizar el cálculo.

$$M_U = 550140 \quad \text{kg} \cdot \text{m}$$

3.5.1.4.3.1. Verificación del Módulo de Sección.

$M_o =$	171720	kg*m	Peso propio de Vigas.
$M_D =$	152383	kg*m	Peso del Tablero (Losa + Accesorios).
$M_L =$	226037	kg*m	Carga Viva.
$f_{ci} =$	-147,00	kg/cm ²	Esfuerzo de compresión permisible inmediatamente después de la transferencia. $f_{ci} = -0,6 \times f'_c$
$f_{ti} =$	12,52	kg/cm ²	Esfuerzo de tensión permisible inmediatamente después de la transferencia. $f_{ti} = 0,8 \times \sqrt{f'_c}$
$f_{cs} =$	-157,50	kg/cm ²	Esfuerzo de compresión permisible bajo carga de servicio, después de todas las pérdidas. $f_{cs} = -0,45 \times f'_c$
$f_{ts} =$	29,93	kg/cm ²	Esfuerzo de tensión permisible bajo cargas de servicio, después de todas las pérdidas. $f_{ts} = 1,6 \times \sqrt{f'_c}$

$$R = \frac{P_e}{P_o} \quad R = 0,80$$

$$S_1 \geq \frac{(1-R) \times M_o + M_d + M_l}{R \times f_{ti} - f_{cs}} \quad S_1 = 246400 \quad \text{cm}^3$$

$$S_2 \geq \frac{(1-R) \times M_o + M_d + M_l}{f_{ts} - R \times f_{ci}} \quad S_2 = 279777 \quad \text{cm}^3$$

	$S_{VIGA} \geq$	$S_{1,2}$	
Superior .-	503284	246400	(Cumple)
Inferior .-	334212	279777	(Cumple)

3.5.1.4.3.2 Cálculo de la Fuerza de Pretensado.

a) Estimación de la Excentricidad Máxima.

Recubrimiento mínimo = 10,00 cm
 C2 = 81,28 cm

$$e \text{ máx} = 71,28 \text{ cm}$$

b) Pérdida de Pretensado Inicial.

$$n = \frac{P_e}{P_0} \quad 0,75 \leq n \leq 0,85$$

Donde:

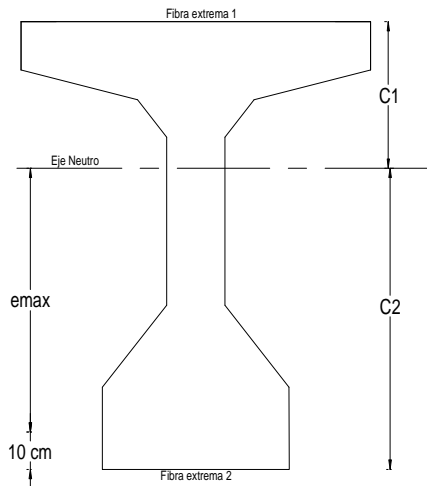
Pe = fuerza de pretensado efectiva.
 Po = fuerza de pretensado inicial.

Asumimos una pérdida de pretensado inicial del 20% entonces:

$$n = 0,80$$

c) Análisis de Esfuerzos Admisibles.

Para la determinación de la fuerza de pretensado se deben tener en cuenta los límites de esfuerzos que soporta el material con que estamos trabajando, tanto en los primeros momentos del tesado como durante toda su vida útil de la estructura.



Para $t = 0$

Inecuación 1
$$f_{10} = -\frac{M_0 * C_{10}}{I_0} + \frac{(P_0 * e_0) * C_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq 0.8 * \sqrt{f'_{ci}}$$

Inecuación 2
$$f_{20} = \frac{M_0 * C_{20}}{I_0} - \frac{(P_0 * e_0) * C_{20}}{I_0} + \frac{P_0}{A_0} \geq 0.6 * f'_{ci}$$

Para $t = \infty$

Inecuación 3
$$f_{1\infty} = -\frac{M_r * C_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{(\eta * P_0 * e_\infty) * C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{n * P_0}{A_\infty} \geq 0.45 * f'_c$$

Inecuación 4
$$f_{2\infty} = \frac{M_r * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{(\eta * P_0 * e_\infty) * C_{2\infty}}{I_\infty} + \frac{n * P_0}{A_\infty} \leq 1.6 * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

f'ci = Resistencia del hormigón el día del tesado, normalmente se tesa a los 7 días después del hormigonado, cuando se ha adquirido el 70% de resistencia.

$$f'_{ci} = 0.7 * f'_c$$

El valor de la resistencia característica del Hormigón cuando es utilizado para elementos pretensados debe corresponder a hormigones de alta resistencia:

$f'c =$	350	kg/cm ²	Resistencia característica del Hormigón a los 28 días.
$f'ci =$	245	kg/cm ²	Suponiendo que se tesará a los 7 días después del hormigonado.

Se calculan las fuerzas a partir de los esfuerzos admisibles para cada tiempo, en fibra superior e inferior.

Para tiempo inicial $t = 0$: (Considerando un tesado a los 7 días)

Datos:

$A_0 =$	6398	cm ²
$I_0 =$	21263384	cm ⁴
$C_{10} =$	78,72	cm
$C_{20} =$	81,28	cm
$e_0 =$	71,28	cm
$M_0 =$	17172048	kg*cm
$f'ci =$	245	kg/cm ²

Despejando de inequación 1:

Tracción

$$P_0 \leq \left(\frac{I_0 * A_0}{A_0 * e_0 * C_{10} - I_0} \right) * \left(0,8 * \sqrt{f'ci} + \frac{M_0 * C_{10}}{I_0} \right)$$

$$P_0 \leq 707346 \text{ kg}$$

$$f_{1\infty} = 12,52 \leq 12,52$$

(Cumple)

Despejando de inequación 2:

Compresión

$$P_0 \leq \left(\frac{I_0 * A_0}{A_0 * e_0 * C_{20} + I_0} \right) * \left(0,6 * f'ci + \frac{M_0 * C_{20}}{I_0} \right)$$

$$P_0 \leq 495914 \text{ kg}$$

$$f_{1\infty} = -147,00 \leq -147,00$$

(Cumple)

Para tiempo infinito $t = \infty$:

Datos:

$A_\infty =$	9047	cm ²
$I_\infty =$	35749674	cm ⁴
$C_{1\infty} =$	71,03	cm
$C_{2\infty} =$	106,97	cm
$e_\infty =$	96,97	cm
$M_T =$	55014010	kg*cm
$f'ci =$	350	kg/cm ²
$n =$	0,80	

Despejando de inequación 3:

Compresión.

$$P_0 \geq \left(\frac{I_{\infty} * A_{\infty}}{n * (A_{\infty} * e_{\infty} * C_{1\infty} - I_{\infty})} \right) * \left(\frac{M_T * C_{1\infty}}{I_{\infty}} - 0,45 * f_c' \right)$$

$$P_0 \geq -733443 \text{ kg}$$

$$f_{1\infty} = -157,50 \quad \geq \quad -157,50 \quad \text{(Cumple)}$$

Despejando de inequación 4:

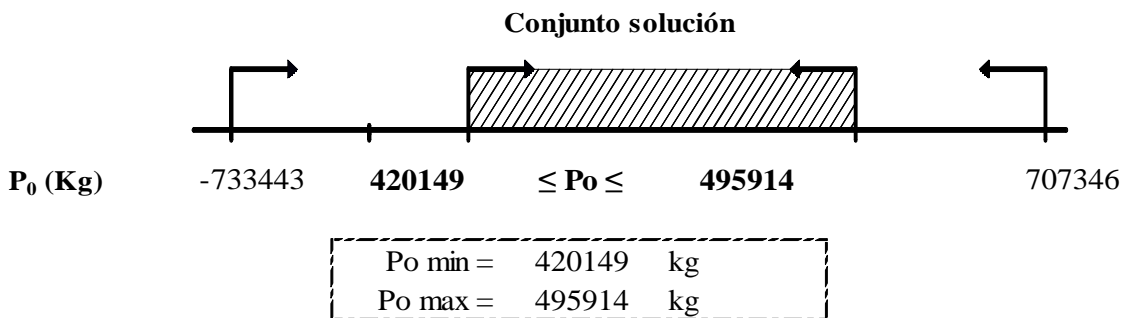
Tracción.

$$P_0 \geq \left(\frac{I_{\infty} * A_{\infty}}{n * (A_{\infty} * e_{\infty} * C_{2\infty} + I_{\infty})} \right) * \left(\frac{M_T * C_{2\infty}}{I_{\infty}} - 1,6 * \sqrt{f_c'} \right)$$

$$P_0 \geq 420149 \text{ kg}$$

$$f_{1\infty} = 29,93 \quad \geq \quad 29,93 \quad \text{(Cumple)}$$

Graficamos el rango de valores para la fuerza de pretensado inicial:



Se determina el valor inicial de manera que se cumpla con una fuerza a la que no afecten de manera drástica las verdaderas pérdidas de pretensado, y que a la vez no sea demasiado elevada para evitar complicaciones constructivas.

Se usará el sistema de pretensado PROTENDE, entonces:

Para Torón de 7 alambres:

$$\begin{aligned} \phi &= 0,5 \text{ ''} & \text{Área} &= 0,987 \text{ cm}^2 \\ f_{pu} &= 18983 \text{ kg/cm}^2 & & \text{(Grado 270)} \end{aligned}$$

Fuerza de pretensado por torón : $P = AT * (0,74 f_{pu})$

$$P = 13864,72 \text{ kg}$$

$$N^{\circ}_{TORONES} = \frac{P_0}{0,74 * f_{pu} * A_T}$$

Calculando con los extremos de fuerza de pretensado:

$$31 \leq N^{\circ}T \leq 36$$

Para elegir el número de torones se debe responder al tipo de anclaje a utilizar.

En este caso se utilizará el ANCORAGEM "MTC" Tipo 12 MTC 12.7 mm

Se eligen una misma cantidad de torones para cada vaina para evitar generar excentricidades en las armaduras.

3 Vainas c/ 11 torones c/u en total 33 torones

$$A_p = 32,571 \text{ cm}^2$$

FUERZA DE PRETENSADO INICIAL = $N^{\circ}_T * (A_T * 0,74 f_{pu}) =$

$$P_o = 457535,6 \text{ kg}$$

$$\sigma = 14047,3 \text{ kg/cm}^2$$

3.5.1.4.3.3 Cálculo de Excentricidades.

Para $t = 0$:

$$e_0 \leq \left(\frac{I_0}{P_0 * C_{10}} \right) * \left(0,8 * \sqrt{f'_{ci}} + \frac{M_0 * C_{10}}{I_0} + \frac{P_0}{A_0} \right) \quad (1)$$

$A_0 = 6398 \text{ cm}^2$
 $I_0 = 21263384 \text{ cm}^4$
 $C_{10} = 78,72 \text{ cm}$
 $C_{20} = 81,28 \text{ cm}$
 $e_0 = 71,28 \text{ cm}$
 $M_0 = 17172048 \text{ kg*cm}$
 $f'_{ci} = 245 \text{ kg/cm}^2$

$$e_0 \leq \left(\frac{I_0}{P_0 * C_{20}} \right) * \left(0,6 * f'_{ci} + \frac{M_0 * C_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \right) \quad (2)$$

Para $t = \infty$:

$$e_{\infty} \geq \left(\frac{I_{\infty}}{n * P_0 * C_{1\infty}} \right) * \left(\frac{M_T * C_{1\infty}}{I_{\infty}} + \frac{n * P_0}{A_{\infty}} - 0,45 * f'_c \right) \quad (3)$$

$A_{\infty} = 9047 \text{ cm}^2$
 $I_{\infty} = 35749674 \text{ cm}^4$
 $C_{1\infty} = 71,03 \text{ cm}$
 $C_{2\infty} = 106,97 \text{ cm}$
 $e_{\infty} = 96,97 \text{ cm}$
 $M_T = 55014010 \text{ kg*cm}$
 $f'_{ci} = 350 \text{ kg/cm}^2$
 $n = 0,80$

$$e_{\infty} \geq \left(\frac{I_{\infty}}{n * P_0 * C_{2\infty}} \right) * \left(\frac{M_T * C_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n * P_0}{A_{\infty}} - 1,6 * \sqrt{f'_c} \right) \quad (4)$$

Datos necesarios:

$L_c = 30$	m
$L_c/2 = 15$	m
$a = 1,60$	m
$b = 26,80$	m

Donde:

$L =$ luz de cálculo.
$a =$ longitud del bloque de anclaje.
$b =$ luz de cálculo sin bloques.

Nº	Designación	Carga	Unidad	Debido a:
1	q_{losa}	815,57	kg/m	Peso Propio de la Losa
2	q_{DW}	49,09	kg/m	Peso Propio de la Cap.Rod.
3	q_{DC2}	392,68	kg/m	Peso Propio de los Accesorios
4	q_{viga}	1535,40	kg/m	Peso Propio de la Viga
5	q_{bloque}	2797,20	kg/m	Peso Propio del Bloque de Anclaje
6	p_{diaf}	728,84	kg	Peso Propio de los Diafragmas
7	q_{PL}	186,20	kg/m	Sobrecarga Peatonal
8	P_{LL}	14500,00	kg	Sobrecarga Vehicular de Diseño

* Ecuaciones de momentos en función a una distancia "x"

$$M_x = \frac{q * x}{2} * (L - x) \implies 0 \leq x \leq 15$$

$$M_{x_{viga1}} = \frac{q_{viga} * x}{2} (L - x) + \frac{q_{bloque} * x}{2} (2 * a - x) \implies 0 \leq x \leq 1,6$$

$$M_{x_{viga2}} = \frac{q_{viga} * x}{2} (L - x) + q_{bloque} * \frac{a^2}{2} \implies 1,6 \leq x \leq 15$$

$$M_{x_{diafr.1}} = \frac{3}{2} * p_{diafr.} * x \implies 0 \leq x \leq 7,50$$

$$M_{x_{diafr.2}} = \frac{1}{2} * p_{diafr.} * x + l * p_{diafr.} \implies 7,5 \leq x \leq 15,0$$

$$M_{x_{LL1}} = P * \left(1,125 + \frac{1,616}{L} \right) * x \implies 0 \leq x \leq 11,43$$

$$M_{x_{LL2}} = P * x * \left(0,125 + \frac{1,616}{L} \right) + P * (0,5 * L - 3,585) \implies 11,43 \leq x \leq 15,73$$

3.5.1.4.3.1 Trayectoria de las Excentricidades.

Tabulación de datos para el gráfico de la zona de tendones.

Tabla 3.18 Excentricidades a Diferentes Longitudes de la Viga.

Designación	APOYO	H/2	0,10L	0,20L	0,30L	0,40L	0,50L
x (m)	0	0,80	3	6	9	12	15
M(kg-cm)	0	0,80	3	6	9	12	15
<i>M losa</i>	0	952586	3303059	5872104	7707137	8808156	9175163
<i>M DW</i>	0	57332	198795	353414	463856	530121	552209
<i>M DC2</i>	0	458650	1590354	2827296	3710826	4240944	4417650
<i>M viga</i>	0	2061878	6576412	11412922	14867572	16940362	17631292
<i>M diaf</i>	0	87461	327978	655956	874608	983934	1093260
<i>M PL</i>	0	217482	754110	1340640	1759590	2010960	2094750
<i>M LL</i>	0	1367485	5128070	10256140	15384210	19664030	20442100
(1) $e \leq Mi$	49,61	54,12	63,99	74,56	82,11	86,64	88,15
(2) $e \leq Mi$	12,53	20,41	37,67	56,16	69,36	77,29	79,93
(3) $e \geq Ms$	-117,04	-102,83	-68,19	-27,65	5,27	28,25	34,33
(4) $e \geq Ms$	-70,39	-56,18	-21,55	18,99	51,91	74,89	80,98

Fuente: Elaboración propia.

3.5.1.4.3.4 Definición de la Trayectoria de los Cables.

Ecuación del CABLE (centro de presiones).

X	0	1500	3000
Y	71,28	10,00	71,28

$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$\begin{cases} 71,28 \\ 10,00 \\ 71,28 \end{cases} = \begin{cases} 0 & A + & 0 & B + & C \\ 2250000 & A + & 1500 & B + & C \\ 9000000 & A + & 3000 & B + & C \end{cases}$$

Solución

$$A = 0,000027$$

$$B = -0,0817$$

$$C = 71,2808$$

$$y = 2,72E-05 x^2 + -0,08 x + 71,28$$

Ecuación de Tendón 1.

X	0	1500	3000
Y	70	15	70

$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$\begin{cases} 70 \\ 15 \\ 70 \end{cases} = \begin{cases} 0 & A + & 0 & B + & C \\ 2250000 & A + & 1500 & B + & C \\ 9000000 & A + & 3000 & B + & C \end{cases}$$

Solución

A = 0,000024

B = -0,0733

C = 70,0000

$$y = 2,44E-05 x^2 + -0,07 x + 70,00$$

Ecuación de Tendón 2.

X	0	1500	3000
Y	106	15	106

$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$\begin{cases} 106 \\ 15 \\ 106 \end{cases} = \begin{cases} 0 & A + & 0 & B + & C \\ 2250000 & A + & 1500 & B + & C \\ 9000000 & A + & 3000 & B + & C \end{cases}$$

Solución

A = 0,000040

B = -0,1213

C = 106,0000

$$y = 4,04E-05 x^2 + -0,12 x + 106,00$$

Ecuación de Tendón 3.

X	0	1500	3000
Y	142	15	142

$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$\begin{cases} 142 \\ 15 \\ 142 \end{cases} = \begin{cases} 0 & A + & 0 & B + & C \\ 2250000 & A + & 1500 & B + & C \\ 9000000 & A + & 3000 & B + & C \end{cases}$$

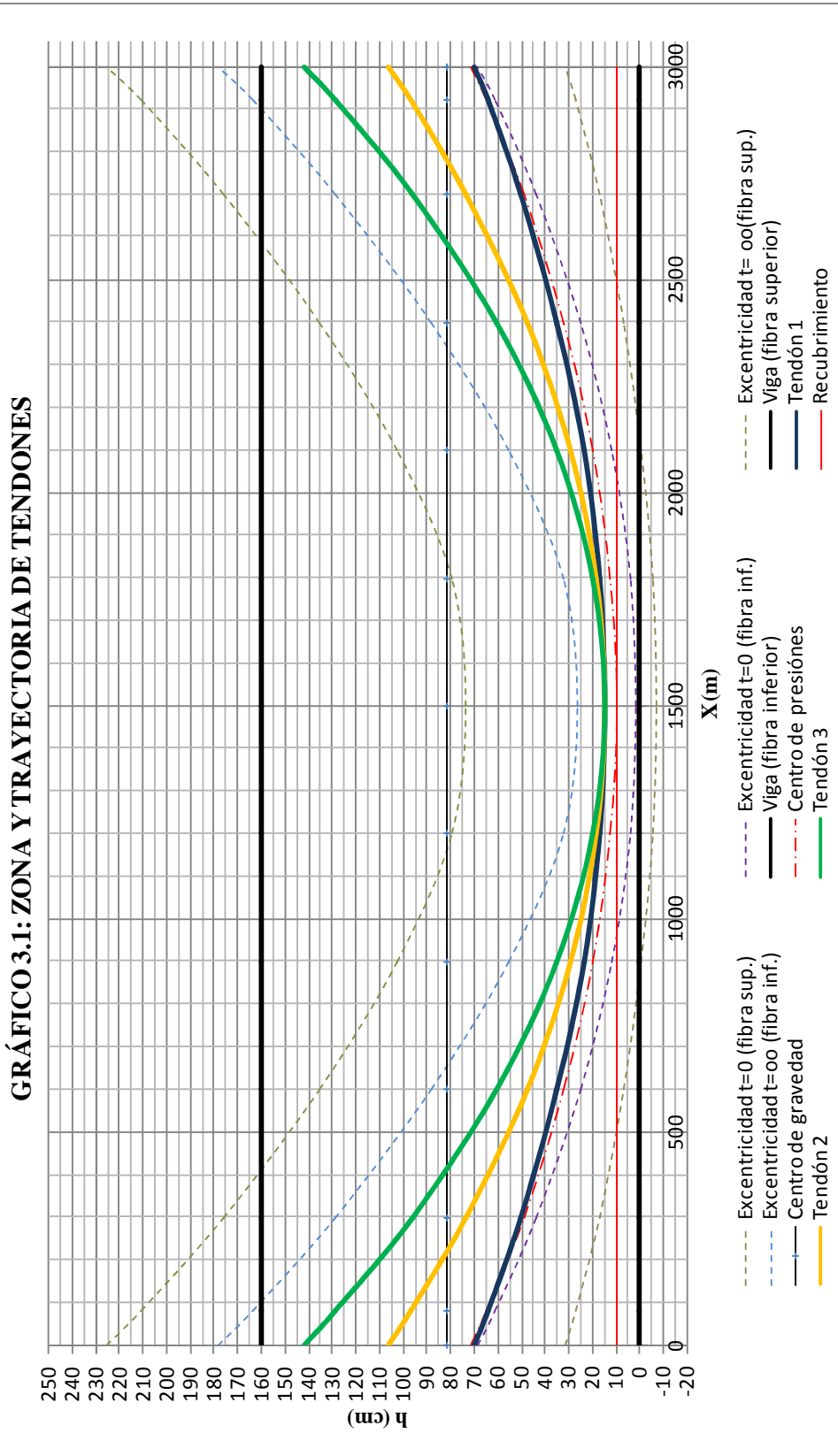
Solución

A = 0,000056

B = -0,1693

C = 142,0000

$$y = 5,64E-05 x^2 + -0,17 x + 142,00$$



Elaboración propia.

3.5.1.4.3.5 Estimación de las Pérdidas de Pretensado.

3.5.1.4.3.5.1. Pérdidas Instantáneas.

3.5.1.4.3.5.1.1 Fricción Entre Vainas y Torones.

De acuerdo a la Norma ACI 318 - 05, las pérdidas por fricción en los tendones de postesado calculan mediante la fórmula:

$$P_x = P_0 * e^{-(k*x + \mu*\alpha)}$$

Cuando $(k*x + \mu*\alpha)$ no es mayor que 0,3, se puede usar la fórmula:

$$P_x = P_0 * (1 + k * x + \mu * \alpha)^{-1}$$

Donde:

- x: longitud de cable medida desde extremo donde se aplica la fuerza de pretensado.
- Px: fuerza de tesado evaluada a una distancia x desde donde se efectúa el tesado
- Po: fuerza de tesado en el extremo en desde donde se efectúa el tesado.
- k: coeficiente por desviación accidental por metro lineal de cable 0,0020
- μ: coeficiente de curvatura 0,2
- α: suma de los valores absolutos de las variaciones angulares (desviaciones sucesivas medidas en radianes, que se producen en el cable a lo largo de x).

Tabla 3.19 Coeficientes de Fricción para Tendones Postesados.

			Coefficiente por desviación accidental, k	Coefficiente de curvatura μ_p
Tendones inyectados en revestimiento metálico		Tendones de alambre	0.0010 - 0.0015	0.15 - 0.25
		Barras de alta resistencia	0.0001 - 0.0006	0.08 - 0.30
		Torones de 7 alambres	0.0005 - 0.0020	0.15 - 0.25
Tendones no adheridos	Recubierto con mástico	Tendones de alambre	0.0010 - 0.0020	0.05 - 0.15
		Torones de 7 alambres	0.0010 - 0.0020	0.05 - 0.15
	Pre engrasado	Tendones de alambre	0.0003 - 0.0020	0.05 - 0.15
		Torones de 7 alambres	0.0003 - 0.0020	0.05 - 0.15

Cálculo de α :

$$y = 0.00333 x^2 - 0.10 x + 0.90$$

En la toda la viga

$$y' = 0.00666 x - 0.10 = \tan \alpha$$

x = 30

Para ángulos pequeños : $\tan \alpha = \alpha$

$$\alpha = 0.00666x - 0.10$$

$$\alpha = 0,07990 \quad 4,58$$

Cálculo de:

$$k*x + \mu*\alpha = 0,0760 < 0,3 \quad \text{(Cumple)}$$

Entonces utilizamos:

$$P_x = P_0 * (1 + k * x + \mu * \alpha)^{-1}$$

$$P_x = 425226,64 \text{ kg}$$

$$\Delta P_f = 32308,99 \text{ kg} \qquad \Delta f_{\text{fricción}} = 991,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta P_f = 7,06 \%$$

3.5.1.4.3.5.1.2 Acortamiento Elástico.

$$\Delta f_{\text{elástico}} = \frac{N^o - 1}{2 * N^o} * \eta * f_{cs}$$

Donde:

$$E_p = 2,0E+06 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 2,E+05 \text{ kg/cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{tendones} = 3$$

$$\eta = \frac{E_p}{E_c}$$

$$n = 8,632$$

$$f_{cs} = -\frac{P_0}{A_p} \left(1 + \frac{e^2 * A}{I} \right) + \frac{M_0 * e}{I}$$

$$f_{cs} = -105,20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta e_{\text{elástico}} = 302,704 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta P_e = \Delta f_e * A_p = 9859,38 \text{ kg}$$

$$\Delta P_e = 2,15 \%$$

3.5.1.4.3.5.1.3 Deslizamiento del Anclaje.

$$\Delta f_{\text{deslizamiento}} = \frac{\Delta L}{L} * E_p$$

$$\Delta L = 0,006 \text{ m para sistema PROTENDE}$$

$$\Delta f_{\text{deslizamiento}} = 400,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta P_d = \Delta f_d * A_p = 13028,4 \text{ kg}$$

$$\Delta P_d = 2,85 \%$$

3.5.1.4.3.5.2 Pérdidas Diferidas.

3.5.1.4.3.5.2.1 Contracción del Hormigón.

$$\Delta f_{\text{contracción}} = \epsilon_{sh} * E_s$$

Tabla 3.20 Deformación por Contracción.

CONDICIÓN	VALOR
Bajo agua	0
En aire muy húmedo	0,0001
En atmósfera ordinaria	0,0002
En aire seco	0,0003

Fuente: T. Y. LIN

* Según Subieta Otalora la deformación por contracción debe estar entre los parámetros 0,0002 a 0,0003. Adoptamos:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sh} &= 0,00025 \\ \Delta f_{contraccion} &= 500,00 \text{ kg/cm}^2 \\ \Delta Pd = \Delta f_d * A_p &= 16285,50 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\Delta Pd = 3,56 \%$$

3.5.1.4.3.5.2.2 Fluencia del Hormigón.

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

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

Donde:

Δf_{pCR} = Pérdida en el acero de pretensado debida a la fluencia lenta.

f_{cgp} = Tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado en el momento de la transferencia (kg/cm²).

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. Los valores de Δf_{cdp} se deberían calcular en la misma sección o secciones para las cuales se calcula f_{cgp} (kg/cm²).

$$f_{cgp} = \frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i \times e_0^2}{I_0} - \frac{M_0 \times e_0}{I_0}$$

$$f_{cgp} = 123,282 \text{ kg/cm}^2 = 12,328 \text{ MPa}$$

$$f_{cdp} = \frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i \times e_\infty^2}{I_\infty} - \frac{M_{LOSA+ACC} \times e_\infty}{I_\infty}$$

$$f_{cdp} = 134,04 \text{ kg/cm}^2 = 13,404 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pCR} = 541,07 \text{ kg/cm}^2 = 54,107 \text{ MPa}$$

$$\Delta Pd = 3,85 \%$$

3.5.1.4.3.5.2.3 Relajación de los Cables.

$$\Delta f_{relajamiento} = \frac{\log(24 * t)}{40} * \left(\frac{fpj}{fpy} - 0.55 \right) * fpj$$

Donde:

t = tiempo estimado entre el tesado y la transferencia (días).

fpj = tensión inicial en el tendón al final del tesado (Po/As - perdidas instantáneas).

fpy = tensión de fluencia especificada del acero de pretensado (0,85fpu).

$$f_{pj} = 12352,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{py} = 16135,45 \text{ kg/cm}^2$$

t	7	28	365	1095	1460	1825
$\Delta f_{\text{relajamiento}}$	148,14	188,21	262,45	294,21	302,53	308,98
%	1,05%	1,34%	1,87%	2,09%	2,15%	2,20%

$$\Delta Pd = 2,20 \%$$

3.5.1.4.3.6. Fuerza de Pretensado Efectiva.

Tabla 3.21 Pérdidas de Fuerza de Pretensado Inicial.

TIPO DE PÉRDIDA	%
Fricción	7,06
Acortamiento Elástico	2,15
Deslizamiento del Anclaje	2,85
Contracción del Hormigón	3,56
Fluencia del Hormigón	3,85
Relajación de los Cables	2,20
PÉRDIDA TOTAL	21,67

Fuente: Elaboración propia.

$$n = 78,33 \%$$

$$n = 0,78$$

$$Pe = 358366,37 \text{ kg}$$

Debido a que las pérdidas están alrededor de 20 % y el valor asumido de $\eta \approx 80$, entonces no es necesario volver a calcular la fuerza de pretensado.

VERIFICACIÓN:

$$f_{10} = -\frac{M_0 * C_{10}}{I_0} + \frac{(P_0 * e_0) * C_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq 12.52 \text{ kg/cm}^2 = -14,35 \quad (\text{Cumple})$$

$$f_{20} = \frac{M_0 * C_{20}}{I_0} - \frac{(P_0 * e_0) * C_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq -147 \text{ kg/cm}^2 = -130,54 \quad (\text{Cumple})$$

$$f_{1\infty} = -\frac{M_T * C_{1\infty}}{I_{\infty}} + \frac{(\eta * P_0 * e_{\infty}) * C_{1\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n * P_0}{A_{\infty}} \geq -157.5 \text{ kg/cm}^2 = -79,88 \quad (\text{Cumple})$$

$$f_{2\infty} = \frac{M_T * C_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{(\eta * P_0 * e_{\infty}) * C_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n * P_0}{A_{\infty}} \leq 29.93 \text{ kg/cm}^2 = 21,02 \quad (\text{Cumple})$$

3.5.1.4.4 Requerimiento de Resistencia.**3.5.1.4.4.1 Cálculo de Solicitaciones Mayoradas.**Peso de la Losa.-

$$\begin{array}{ll} M_{EXT} = & 85638 \text{ (kg*m)} & M_{INT} = & 91752 \text{ (kg*m)} \\ V_{EXT} = & 10809 \text{ (kg)} & V_{INT} = & 11581 \text{ (kg)} \end{array}$$

Peso de la Capa de Rodadura.-

$$\begin{array}{ll} M_{EXT} = & 5154 \text{ (kg*m)} & M_{INT} = & 5522 \text{ (kg*m)} \\ V_{EXT} = & 651 \text{ (kg)} & V_{INT} = & 697 \text{ (kg)} \end{array}$$

Accesorios.-

$$\begin{array}{ll} M_{EXT} = & 41234 \text{ (kg*m)} & M_{INT} = & 44177 \text{ (kg*m)} \\ V_{EXT} = & 5205 \text{ (kg)} & V_{INT} = & 5576 \text{ (kg)} \end{array}$$

Vigas.-

$$\begin{array}{ll} M_{EXT} = & 171720 \text{ (kg*m)} & M_{INT} = & 171720 \text{ (kg*m)} \\ V_{EXT} = & 22483 \text{ (kg)} & V_{INT} = & 22483 \text{ (kg)} \end{array}$$

Diafragmas.-

$$\begin{array}{ll} M_{EXT} = & 10004 \text{ (kg*m)} & M_{INT} = & 10933 \text{ (kg*m)} \\ V_{EXT} = & 1300 \text{ (kg)} & V_{INT} = & 1393 \text{ (kg)} \end{array}$$

Carga Peatonal.-

$$\begin{array}{ll} M_{EXT} = & 19553 \text{ (kg*m)} & M_{INT} = & 20948 \text{ (kg*m)} \\ V_{EXT} = & 2468 \text{ (kg)} & V_{INT} = & 2644 \text{ (kg)} \end{array}$$

Carga HL 93.-

$$\begin{array}{ll} M_{EXT} = & 216516 \text{ (kg*m)} & M_{INT} = & 205089 \text{ (kg*m)} \\ V_{EXT} = & 20917 \text{ (kg)} & V_{INT} = & 23009 \text{ (kg)} \end{array}$$

MOMENTOS Y CORTANTES ÚLTIMOS:

RESISTENCIA I:

$$M_U = 1,25 \times M_{DC} + 1,5 \times M_{DW} + 1,75 \times (M_{LL} + M_{IM} + M_{PL})$$

$$V_U = 1,25 \times V_{DC} + 1,5 \times V_{DW} + 1,75 \times (V_{LL} + V_{IM} + V_{PL})$$

Momentos y Cortantes de Diseño:

$$\begin{array}{l} M_{EXT} = 806596 \text{ (kg*m)} \\ V_{EXT} = 91647 \text{ (kg)} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} M_{INT} = 802074 \text{ (kg*m)} \\ V_{INT} = 97231 \text{ (kg)} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} (Mu) = 806596 \text{ kg*m} \\ (Vu) = 97231 \text{ kg} \end{array}$$

3.5.1.4.4.2 Diseño por Cortante.

Los esfuerzos de tensión diagonal en una viga de hormigón preesforzado sometida a cargas de servicio, son considerablemente menores que en una viga de hormigón armado de las mismas características. Esto se debe esencialmente a dos factores:

- 1.- La combinación de esfuerzos longitudinales de compresión y de esfuerzos cortantes.
- 2.- La pendiente de los tendones; esta pendiente es tal que produce un cortante V_p por las fuerzas de preesfuerzo, en dirección opuesta o la del cortante generado por la carga contracortante:

$$V_p = P_e \cdot \text{Sen}(\theta)$$

Donde:

P_e = Fuerza de pretensado efectiva en la sección considerada.

θ = Pendiente del tendón en la sección considerada.

Para cargas mayoradas y resistencia minoradas se garantiza la seguridad si:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u \quad \text{ó} \quad \phi \cdot (V_c + V_s) \geq V_u$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

V_n = Resistencia nominal al cortante calculada mediante, $V_n = V_c + V_s$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto antes de la aparición de fisuras.

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

$$Vu = 97231 \text{ kg}$$

3.5.1.4.4.2.1 Fuerza Cortante que Resiste el Concreto.

En elementos preesforzados se presentan dos tipos de agrietamientos inclinados:

3.5.1.4.4.2.1.1 Agrietamiento por Cortante por Flexión.

$$V_{ci} = 0,16 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_p + V_d + \frac{V_i \cdot M_{cre}}{M_{m\acute{a}x}} \geq 0,45 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) (1,6 \cdot \sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$$

Donde:

- V_d = Fuerza cortante en la sección debido a la carga muerta no mayorada (Cortante total producido por el peso propio de la viga, sin coeficiente de carga, (kg).
- V_i = Fuerza cortante mayorada en la sección, debido a cargas aplicadas externamente (fuerza cortante mayorada debida a las cargas muertas y vivas superpuestas) que se presentan simultáneamente con $M_{m\acute{a}x}$, (kg).
- $M_{m\acute{a}x}$ = Máximo momento mayorado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente (máximo momento mayorado debido a las cargas muertas y vivas superpuestas), (kg*cm).
- M_{cre} = Momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, (kg*cm).
- I = Momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide (cm⁴).
- y_t = Distancia desde el eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción, sin considerar el refuerzo, (cm).
- f_{pe} = Esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a la fuerza efectiva del del preesforzado (Después de que han ocurrido todas las pérdidas del preesforzado) en la fibra extrema de una sección en la cuál los esfuerzos de tracción han sido producido por la cargas aplicadas externamente, (en vigas simplemente apoyadas la fibra extrema es la inferior), (kg/cm²).
- f_d = Esfuerzo debido a la carga muerta (peso propio) no mayorada en la fibra extrema de un sección en la cuál el esfuerzo de tracción es producido por cargas externas (en vigas simplemente apoyadas la fibra extrema es la inferior), (kg/cm²).
- d_p = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero preesforzado, (cm).
- d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (cm).

Datos:

$$I = I_{\infty} = 35749674 \text{ cm}^4$$

$$Y_t = C_{2\infty} = 107,0 \text{ cm}$$

$$f_{pe} = - \frac{n \times P_o \times e_{\infty} \times c_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n \times P_o}{A_{\infty}}$$

$$f_{pe} = 143,59 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_d = \frac{M_o \times c_{2\infty}}{I_\infty} \quad f_d = 51,381 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$M_{cre} = 40821084 \quad \text{kg*cm}$$

$$b_w = 20,00 \quad \text{cm} \quad \text{Ancho del Alma}$$

$$d_p = \begin{cases} 168 \quad \text{cm} \\ 0,8.h = 128 \quad \text{cm} \end{cases} \quad \longrightarrow \quad d_p = 168,00 \quad \text{cm}$$

$$V_d = 22483 \quad \text{kg}$$

$$V_i = 69127 \quad \text{kg}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 59194575 \quad \text{kg*cm}$$

$$rec = 2,50 \quad \text{cm} \quad \text{Recubrimiento de la armadura de refuerzo.}$$

$$\text{Entonces; } V_{ci} = 80211 \quad \text{kg} \geq 65666 \quad \text{kg}$$

$$V_{ci} = 80211 \quad \text{kg}$$

3.5.1.4.4.2.1.2 Cortante de Agrietamiento por Cortante en el Alma.

$$V_{cw} = (0,93 \cdot \sqrt{f'_c} + 0,3 \cdot f_{pc}) b_w \cdot d_p + V_p$$

Donde:

f_{pc} = Esfuerzo de compresión en el concreto (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide está localizado dentro del ala, (kg/cm²).

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

Datos:

$$\begin{array}{l} b_w = 20,00 \quad \text{cm} \quad f_{pc} = \frac{n \times P_o}{A_\infty} \quad f_{pc} = 39,61 \quad \text{kg/cm}^2 \\ d_p = 168,00 \quad \text{cm} \\ \theta(h/2) = 6,53 \quad \circ \quad V_p = P_e \times \text{Sen}\theta \quad V_p = 40755 \quad \text{kg} \end{array}$$

$$\text{Entonces; } V_{ci} = 139145 \quad \text{kg}$$

Como el objetivo del diseño es evitar el agrietamiento diagonal; la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, V_c , se supone igual al menor de los valores de V_{ci} y V_{cw} .

$$V_c = 80211 \text{ kg}$$

3.5.1.4.4.2 Resistencia al Cortante Proporcionada por el Acero de Refuerzo.

Datos:

$$\begin{aligned} b_w &= 20,00 \text{ cm} \\ h &= 160,00 \text{ cm} \\ \text{recub} &= 2,50 \text{ cm} \\ d &= 157,50 \text{ cm} \end{aligned}$$

Cálculo de la tensión cortante:

$$\phi = 0,75$$

$$V_u \leq \frac{V_u}{\phi \times b \times d}$$

El concreto resiste:

$$V_u = 38,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c \leq \frac{V_c}{b \times d}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 25,46 \text{ kg/cm}^2 \\ V_c/2 &= 12,73 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

3.5.1.4.4.3 Diseño del Refuerzo para Corte de la Viga.

El refuerzo por cortante deberá calcularse de acuerdo a las siguientes prescripciones:

1. Si $V_u \leq 0.5(\phi V_c)$
38,78 \leq 12,73 No se necesita Armadura Transversal
Necesita armadura transversal.
2. Si $0.5(\phi V_c) \leq V_u \leq \phi V_c$
12,73 \leq 38,78 \leq 22,92 Se requiere armadura mínima
No, se necesita armadura transversal.
3. Si $V_u > \phi V_c$
38,78 $>$ 22,92 Se necesita armadura por corte
Se requiere armadura de corte.
4. Si $V_u \geq 1.06 * \sqrt{f'c}$
38,78 \geq 19,83 Se necesita armadura por corte con
Se requiere armadura de corte con $S_{max} = 30 \text{ cm}$.
5. Si $V_u \geq 2,2 * \sqrt{f'c}$
38,78 \geq 41,16 Se tiene que cambiar de sección.
No!! Si necesita armadura por corte

Caemos en el cuarto caso se necesita armadura por corte con $S_{max} = 30 \text{ cm}$.

3.5.1.4.4.2.4 Cálculo de la Armadura por Corte en la Viga.

Datos:

$b_w = 20,00$	cm		$S_{m\acute{a}x} = 30,00$	cm
$d = 157,50$	cm	$S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{4}$	$S_{m\acute{a}x} = 39,38$	cm
$f_y = 4200$	kg/cm ²			
$f_c = 350$	kg/cm ²			
$\phi = 0,75$				
$V_u = 97230,59$	kg		$A_v \phi 12mm = 1,13$	cm ²
$V_c = 80211,06$	kg			

$$s = \frac{\phi A_v f_y d}{(V_u - \phi V_c)}$$

$$S = 27,47 \text{ cm}$$

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

$$A_{v \min} = \frac{1}{6} \frac{b_w s}{f_y} \sqrt{f'_c}$$

$$27231,77 \leq 39287,40 \text{ (Cumple)} \quad A_{v \min} = 0,41 \text{ cm}^2$$

* Colocar barras de $\phi 12 \text{ mm @ } 30 \text{ cm}$

3.5.1.4.4.3 Armadura de Refuerzo en las Caras de la Viga (Armadura de Piel).

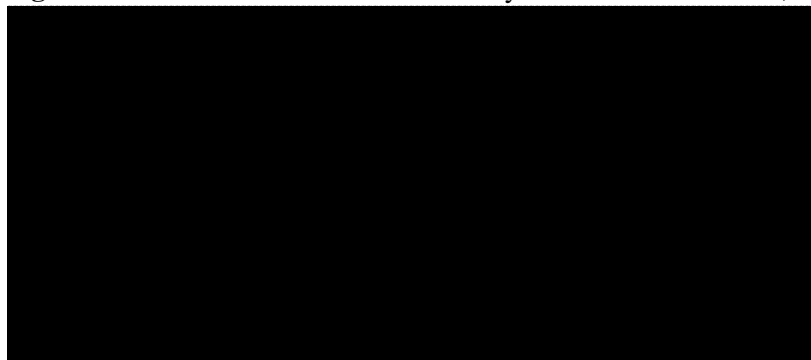
Si la profundidad efectiva (d_e), de un elemento de hormigón no pretensado o parcialmente pretensado es mayor que 900 mm, se deberá distribuir uniformemente armadura superficial ambas caras del elemento en una distancia $d/2$ más próxima de la armadura de tracción por flexión.

En cada cara lateral el área de armadura superficial A_{sk} , en mm²/mm de altura, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_{sk} = 0,001 * (d_e - 760)$$

La máxima separación de la armadura superficial no deberá ser mayor que $d/6$ ó 30 cm.

Figura 3.20 Relación Entre la Armadura y Diferentes Valores de, d .



Fuente: Figura C5.7.3.3.1-1 AASHTO LRFD 2004.

Datos:

$$d_e = 1450 \text{ mm}$$

$$\text{Ask} = 0,69 \text{ mm}^2/\text{mm} \qquad \text{Ask} = 0,069 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\text{Como; } d/2 = 72,50 \text{ cm}$$

$$\text{Ask} = 5,00 \text{ cm}^2$$

Separación máxima:

$$d/5 = 29,00 \text{ cm} \qquad S_{\text{máx}} = 29,00 \text{ cm}$$

$$\text{ó } 30,00 \text{ cm}$$

$$A_{vh} = 1,01 \text{ cm}^2 \qquad (2 \text{ } \phi \text{ } 8\text{mm})$$

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

$$s_{piel} \leq \frac{A_{vh}}{0,0015 * b_w}$$

$$s_2 \leq \begin{cases} d/5 \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_{piel} = 33,51 \text{ cm}$$

ϕ (mm)	Nº Fierros	A ϕ (cm ²)
8	10	5,03
10	8	6,28
12	6	6,79

* Colocar 10 barras de $\phi 8\text{mm}$ @ 30 cm a cada lado del peralte de la viga.

3.5.1.4.4 Verificación por Momento Último.

La propiedad más importante de una estructura es su resistencia, debido a que la resistencia del miembro está relacionada directamente con su seguridad. La resistencia de un miembro de concreto preesforzado no está automáticamente asegurada por la limitación de los esfuerzos bajo cargas de servicio. Si el miembro tuviera que sobrecargarse, ocurrirían importantes cambios en su comportamiento por el agrietamiento y debido a que uno o los dos materiales alcanzarán niveles de esfuerzo dentro del rango inelástico antes de la falla. El factor de seguridad solamente puede establecerse calculando la resistencia del miembro, con un reconocimiento total de estos efectos, y comparando la carga que produciría la falla del miembro con aquella que se espera que actúe.

Para cargas mayoradas y resistencias minoradas se garantiza la seguridad si:

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

M_u = momento mayorado en la sección.

M_n = resistencia nominal a la flexión en la sección.

ϕ = factor de reducción de resistencia para flexión.

$$M_u = 806596 \text{ kg*cm}$$

Una parte del momento mayorado en la sección es resistido por el acero de pretensado. Para calcular esta resistencia a la flexión se calcula de la siguiente manera:

$$M_u = M_{u1} + M_{u2}$$

M_{U1} = Momento que resiste la armadura activa (Acero de preesfuerzo).

M_{U2} = Momento que resiste la armadura pasiva.

Si $M_u \leq M_{U1}$; No se necesita armadura para resistir la flexión.

Si $M_u > M_{U1}$; Se necesita armadura para resistir la flexión.

a) Cálculo de M_{U1} .

Para calcular el momento que resiste la armadura activa, antes debemos encontrar la profundidad del bloque de compresión; lo cuál se determinará tomando como base la expresión aproximada del ACI para los esfuerzos en el acero en la falla:

Espesor del Patín; $hf = 18,00 \text{ cm}$

b) Esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión (f_{ps}).

Se calcula a partir de ecuaciones aproximadas:

Para elementos con tendones adheridos:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \frac{\rho_p \cdot f_{pu}}{f'_c} \right)$$

$f_{pu} = 18983 \text{ kg/cm}^2$ Esfuerzo último en el acero de pretensado.

Factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro (β_1).

β_1	Para f'_c (kg/cm ²)
0,85	≤ 280
0,80	$280 < f'_c \leq 350$
0,75	$350 < f'_c \leq 420$
0,70	$420 < f'_c \leq 490$
0,65	$f'_c > 490$

Factor por tipo de acero de preesforzado (γ_p).

γ_p	Acero
0,55	Barras de alta resistencia
0,40	Torones corrientes
0,28	Torones de baja relajación

Cuantía del Acero de Pretensado (ρ_p).

Datos:

$$\begin{aligned} A_p &= 32,57 \text{ cm}^2 \\ b = b_{ef} &= 147 \text{ cm} \\ d_p &= 168,00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Donde:

Área del acero de pretensado.
Ancho de la cara de compresión del elemento.
Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de preesforzado.

$$\rho_p = \frac{A_p}{b \cdot d_p}$$

$$\rho_p = 0,001317$$

Entonces;

$$f_{ps} = 18508 \text{ kg/cm}^2$$

Usando el criterio del ACI:

$$1,4 \cdot d \cdot \rho_p \cdot \frac{f_{ps}}{f'_c} = 16,38 \text{ cm} \quad \text{Entonces; } a \leq hf$$

El espesor del patín hf, es mayor que el correspondiente al criterio del Código, lo cuál indica que el eje neutro caerá en el patín colocado in situ. En consecuencia, la viga se puede tratar como rectangular con un ancho b en el cálculo de la resistencia a la flexión.

Profundidad del bloque de esfuerzo:

$$a = \frac{A_p \cdot f_{ps}}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad a = 13,77 \text{ cm}$$

La resistencia nominal a la flexión es: $\phi = 0,90$

$$M_{U1} = \phi \cdot A_p \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \quad M_{U1} = 87412938 \text{ kg*cm}$$

Entonces: **No se necesita armadura para resistir la flexión.**

Según el Código ACI - 318, la armadura mínima por flexión es:

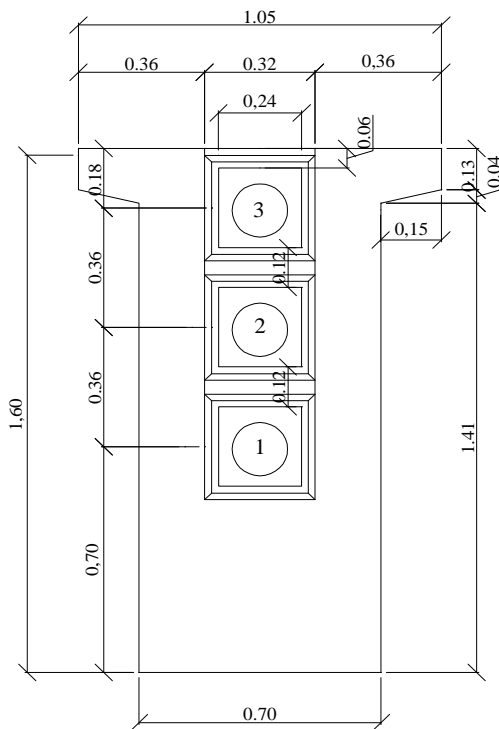
$$A_{s-min} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{mín} = 11,20 \text{ cm}^2$$

ϕ (mm)	Nº Fierros	A ϕ (cm ²)
16	6	12,06
20	4	12,57
25	3	14,73

* Colocar 4 barras de ϕ 20 mm en la parte inferior.

3.5.1.4.4.5 Zona de Anclaje.



Tendón 3 = 152511,87 kg

Tendón 2 = 152511,87 kg

Tendón 1 = 152511,87 kg

3.5.1.4.4.5.1 Armadura en la Sección del Bloque Z1.

(LRFD 5.10.10.1)

La resistencia al desgarramiento por tracción de las zonas de anclaje pretensadas provista por la armadura vertical en los extremos de las vigas pretensadas en el estado límite de servicio se deberá tomar como:

$$P_r = \phi f_s A_s$$

Donde:

f_s = Tensión en el acero no mayor que 140 Mpa.

A_s = área total de la armadura vertical ubicada en una distancia $h/4$ a partir del extremo de la viga (mm^2).

h = altura total del elemento prefabricado (mm).

La resistencia no deberá ser menor que 4 por ciento de la fuerza de pretensado en el momento de la transferencia.

La armadura vertical del extremo deberá estar tan cerca del extremo de la viga como sea

Datos:

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

$P_0 = 457536 \text{ kg}$

$h/4 = 40 \text{ cm}$

$\phi = 0,85$

$$P_r = \% P_0 \geq 4\% P_0$$

$P_r = 18301,4 \text{ kg}$

$$A_s = \frac{P_r}{\phi * f_y}$$

$$A_s = 5,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{\phi 12\text{mm}} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = 4,5 \approx 5$$

$$A_s \text{ real} = 5,65 \text{ cm}^2$$

* Colocar barras de $\phi 12 \text{ mm} @ 5 \text{ cm}$.

Esta armadura se dispondrá en los primeros 40 cm desde el extremo de la viga.

3.5.1.4.4.5.2 Armadura en la Sección del Bloque Z2.

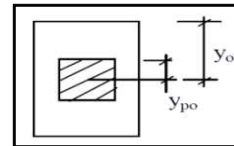
a) Sección del Bloque Z2.

* Para el lado vertical.

Datos:

$$y_{po} = 12,00 \text{ cm}$$

$$y_o = 18,00 \text{ cm} \quad \frac{y_{po}}{y_o} = 0,67$$

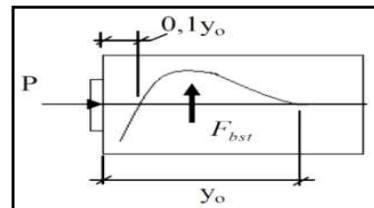


* Para el lado horizontal.

Datos:

$$y_{po} = 12,00 \text{ cm} \quad \frac{y_{po}}{y_o} = 0,34$$

$$y_o = 35,00 \text{ cm}$$



* De tabla se tiene:

$$\frac{F_{bst}}{P'} = 0,23$$

b) Cálculo de Tensiones del Bloque.

$$P' = 1.2 * P$$

$$P' = 183014,25 \text{ kg}$$

$$F_{bst} = 0.23 * P'$$

$$F_{bst} = 42093,28 \text{ kg}$$

c) Cálculo de Armadura en la Sección Z2 .

Datos:

$$f_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{sv} = 20,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = \frac{2 * F_{bst}}{f_y}$$

$$\text{N}^\circ \text{ estribos} = 18$$

$$\text{Distancia} = 160,00 \text{ cm}$$

$$A_v \phi 12\text{mm} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$S = 8 \text{ cm}$$

* Colocar estribos de $\phi 12\text{mm} @ 8 \text{ cm}$.

Esta armadura se dispondrá a partir de los 40 cm hasta una distancia de 160 cm.

Donde:

- F_{bst} = resultantes de las tracciones en el bloque.
- y_o = es la mitad del lado del área de hormigón del bloque.
- y_{po} = es la mitad del lado del área cargada.
- A_{sv} = área necesaria de acero en forma de estribos.
- P' = fuerza de pretensado mayorada del tendón más tesado o equivalente.

Tabla 3.22 Relación entre la Fuerza de Tracción del Bloque de Anclaje y la Fuerza de Pretensado.

y_{po}/y_o	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
F_{bst}/P'	0,23	0,23	0,2	0,17	0,14	0,11

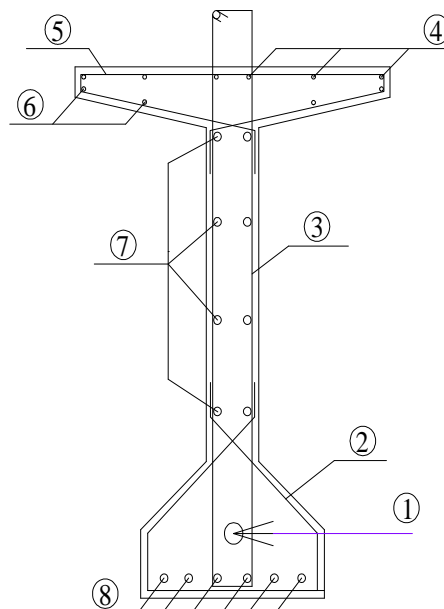
Fuente: Prestressed Concrete Design "M.K. HURST"

3.5.1.4.4.6 Armaduras Constructivas.

La viga de hormigón pretensado es de grado total, pues entonces la viga no necesita la colaboración del acero de refuerzo para resistir excesos de tensiones, sin embargo se debe de disponer por requerimientos de fisuración debido a la retracción del hormigón e integridad de los patines horizontales de la pieza.

El refuerzo que ayuda a mantener la integridad de los patines horizontales de la pieza, van en concordancia con la disposición del refuerzo de corte.

3.5.1.4.4.6.1 Contribución del Refuerzo Constructivo.



DESCRIPCIÓN.

1. Armadura activa de la fuerza de pretensado.
2. Ayuda a la fijación de las otras varillas durante la construcción.

3. Se proporciona para resistir corte y la tensión diagonal, al igual que en la construcción ordinaria de concreto reforzado.
4. Son de pequeño diámetro, se proporcionan para controlar las grietas por contracción antes de tesar el acero principal y como una ayuda para el control del agrietamiento.
5. Aseguran la integridad de las delgadas proyecciones horizontales de los patines.
6. Son de pequeño diámetro, se proporcionan para controlar las grietas por contracción antes de tesar el acero principal y como una ayuda para el control del agrietamiento.
7. Armadura de piel para reducir la fisuración.
8. Armadura por flexión para resistir el momento último.

3.5.1.4.4.6 Especificaciones del Colocado de la Armadura Activa y Pasiva.

3.5.1.4.4.6.1 Mínima Separación de los Tendones de Pretensado.

Tamaño máximo del agregado: $\phi = 2,0 \text{ cm}$

Vainas de Postesado Curvas: LRFD 5.10.3.3.3

$d \geq 38\text{mm}$, ó 1,33 veces el tamaño máximo del agregado grueso.

$d = 3,80 \text{ cm}$

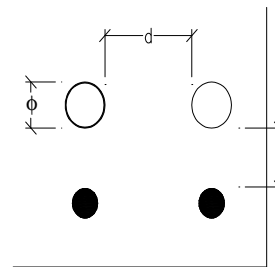
$d = 2,66 \text{ cm}$

Se toma el máximo;

$d = 3,80 \text{ cm}$

Por construcción asumimos:

$d = 5 \text{ cm}$



3.5.1.4.4.6.3 Anclajes para los Dispositivos de Izaje.

Los anclajes para los dispositivos de izaje debe estar embebido en ambos extremos de la viga, distancia a $h/2$ del bloque de anclaje en dirección horizontal y vertical, la armadura estará dispuesta de un extremo al otro transversalmente en la viga, el recubrimiento de estos anclajes debe cumplir con los requisitos de recubrimiento de armaduras. (LRFD 5.14.1.2.3)

a) Peso Propio de la Viga.

Datos:

$\gamma_c = 2400$	kg/m ³	DC viga = 1535	kg/m
$A_o = 6398$	cm ²	DC viga = 46062	kg
$L = 30$	m	DC viga/2 = 23031	kg

Tenemos que encontrar el cortante en la mitad de la distancia del bloque de anclaje.

$X = 0,8 \text{ m}$ $V_{\text{viga}} = 22416,84 \text{ kg}$

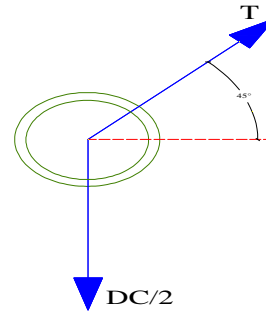
b) Cálculo de Tensiones del Bloque.

Datos:

$$T = 31702,20 \text{ kg}$$

$$F_{bst} = 0.23 * T$$

$$F_{bst} = 7291,51 \text{ kg}$$



c) Verificación a tensión admisible.

Datos:

Acero A37 - 24 de 2"

Esfuerzo de fluencia al corte del T°G° es:

$$f_y = 2400,00 \text{ kg/cm}^2$$

Factor de Seguridad según LRFD:

$$(\phi) = 0,90 \text{ Adimensional}$$

$$A_{tubo} = 4,51 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{F_{bst}}{A_{tubo}} \leq \phi * \sigma_{adm}$$

$$1616,74 \text{ kg/cm}^2$$

<

$$2160 \text{ kg/cm}^2$$

(Cumple)

* El tubo de F°G° resiste la fuerza de corte por tanto es resistente para dispositivo de izado.

d) Cálculo de armadura para distribuir la concentración de tensiones.

Datos:

$$f_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{sv} = \frac{2 * F_{bst}}{f_y}$$

$$A_{v\phi 10mm} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = 3,47 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{ estribos} = 4,42 \approx 5$$

* Colocar zuncho alrededor del tubo de F°G° de Ø10mm.

3.5.1.4.5 Resumen de las Armaduras de la Viga.

As por Flexión.- Colocar 4 barras de Ø20mm en la parte inferior.

As Transversal.- Colocar barras de Ø12mm c/30 cm.

As de Piel.- Colocar 10 barras de Ø8mm @ 30 cm a cada lado de la viga.

3.5.1.5 Diafragma.

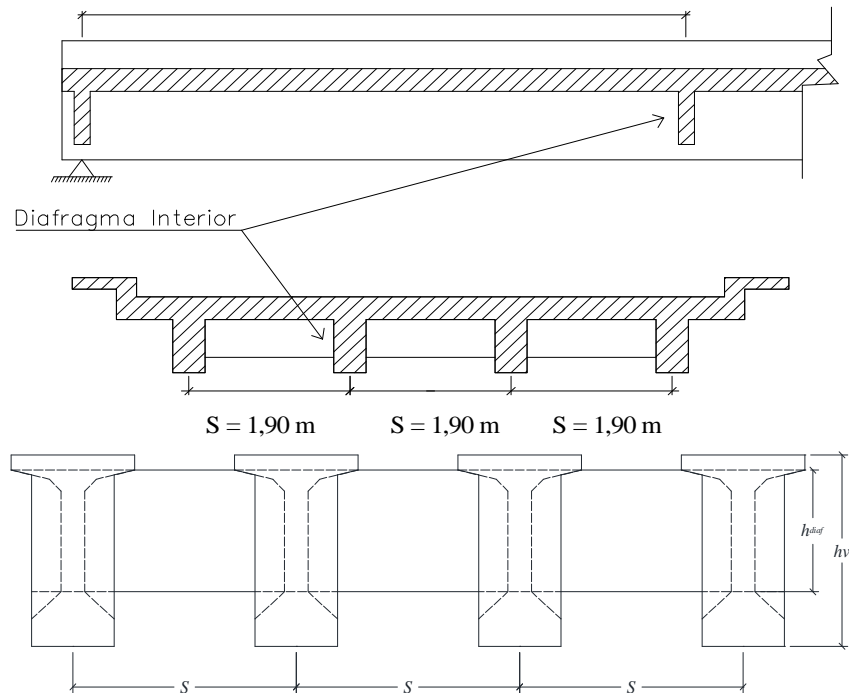
Los diafragmas de un puente son vigas altas en relación a su luz, lo que permite tratarlas con gran rigidez y como están apoyados en las vigas principales que son muy largas y elásticas el apoyo de los diafragmas resulta elástico.

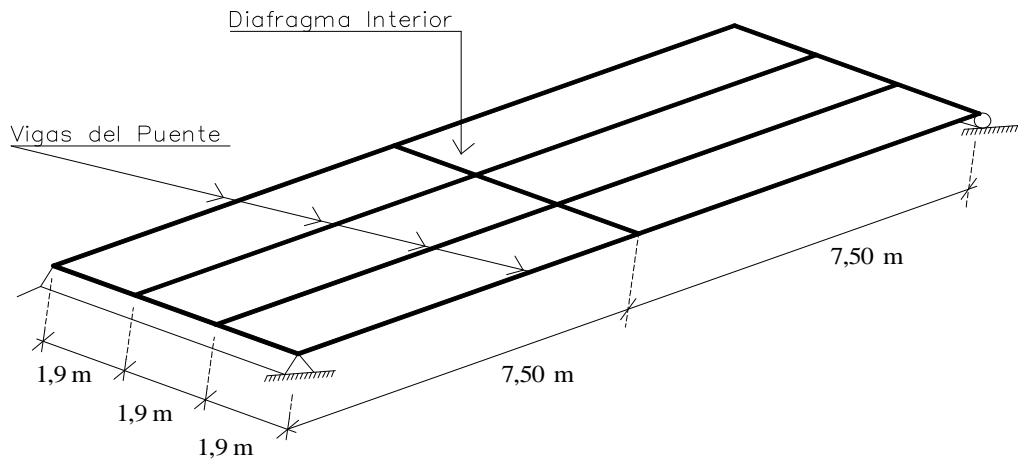
3.5.1.5.1 Datos Inicales para el Diseño del Diafragma.

Resistencia del hormigón	$f_c =$	210	kg/cm ²
Acero estructural	$f_y =$	4200	kg/cm ²
Peso específico del hormigón	$\gamma_{HA} =$	2400	kg/m ³
Módulo de elasticidad del acero	$E_s =$	2000000	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del hormigón armado	$E_c =$	231683	kg/cm ²
Recubrimiento	$r =$	2,5	cm
Luz de cálculo	$L_c =$	30	m
Tamaño máximo del Agregado Grueso:	$\emptyset_{\text{max-agregado}} =$	2,00	cm

3.5.1.5.2 Predimensionamiento del Diafragma.

Longitud del Tramo, L =	30,00	m
Espac. Entre Diafrag. =	7,50	m
Separación Vigas, S =	1,90	m
Ancho de Calzada, a =	7,30	m
$h_{\text{diaf}} =$	1,15	m
b =	0,20	m
$S_d =$	7,50	m

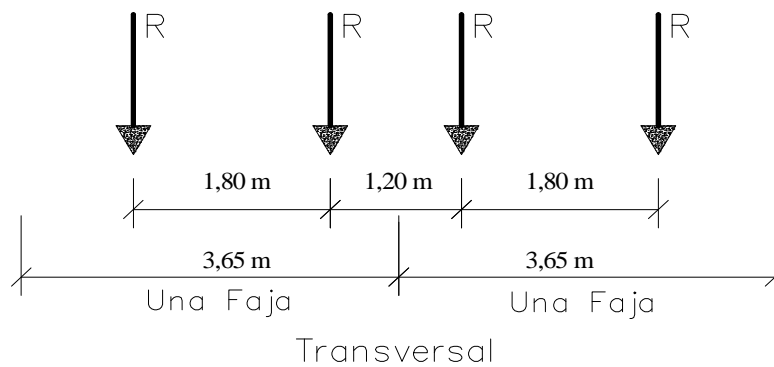
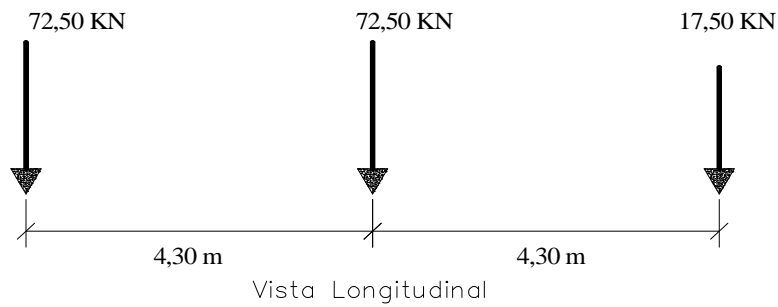




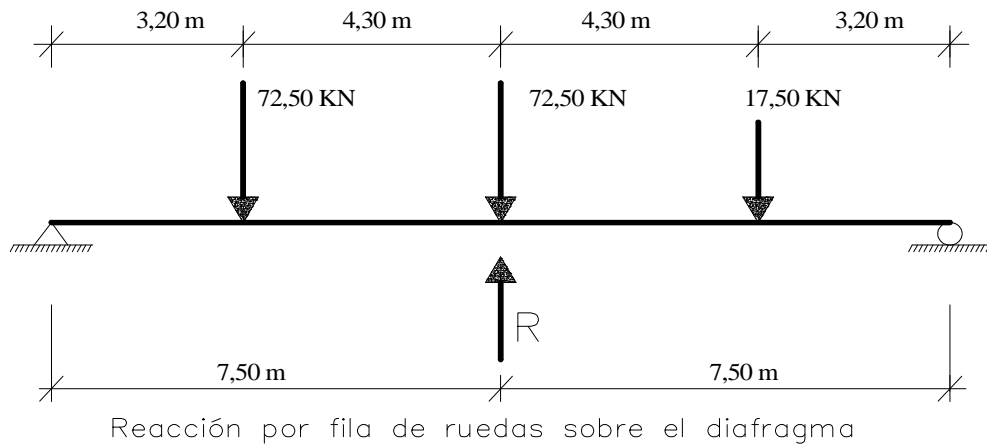
Para el Camión HL - 93 y a manera de hacer comparaciones, se calcula los momentos para los siguientes casos:

- a) Momento al centro del Diafragma.
- b) Momento máximo definido por el teorema de Barré.
- c) Momento máximo maximorum definido por el teorema de Courbon.

Los esquemas del camión HL - 93 son los que se detallan a continuación:



El diafragma es perpendicular al sentido del tráfico y en consecuencia es necesario calcular previamente las reacciones de las filas de ruedas que corresponden a dos fajas de tráfico.



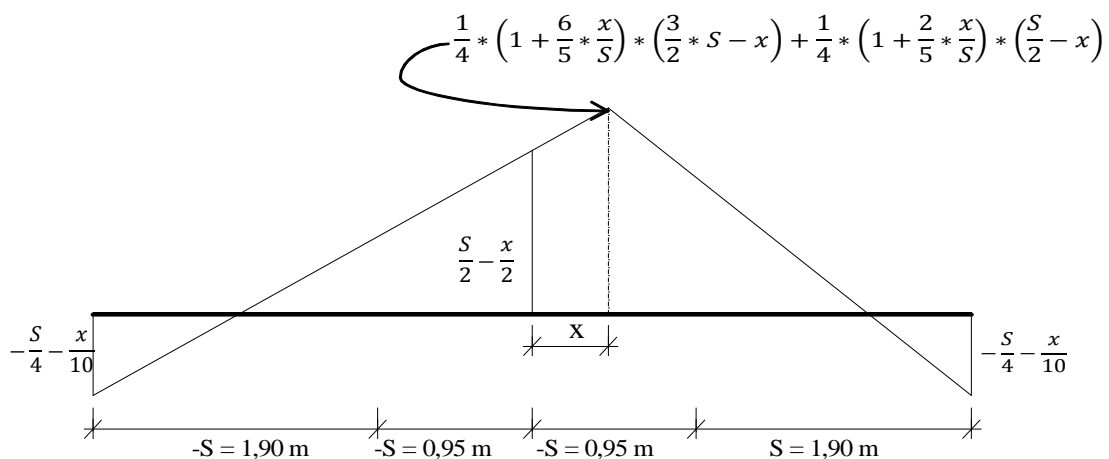
Se asumen dos tramos isostáticos que descargan en R, con lo que:

$R = 110,90 \text{ KN}$

3.5.1.5.3 Cálculo de Momentos Flectores en el Diafragma Central.

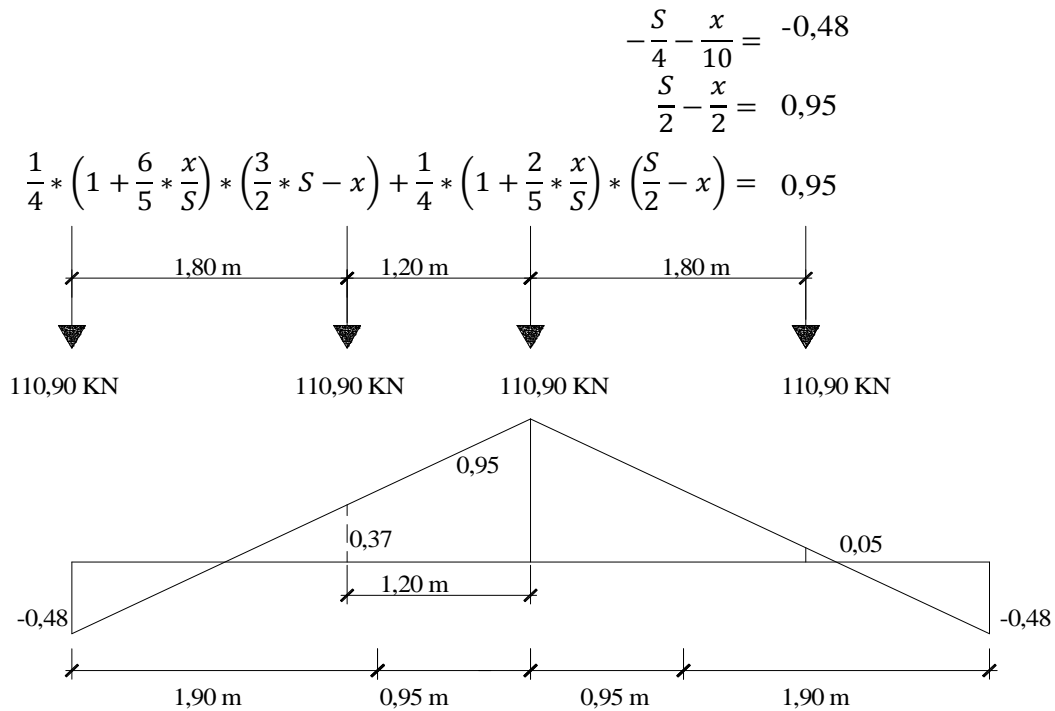
3.5.1.5.3.1 Momento por Carga Viva en el Diafragma Central.

Línea de Influencia del momento en x.



a) Para evaluar el momento al medio del diafragma, se tiene que $x = 0$ con lo que la ecuación de la línea de influencia será:

$$X = 0,00 \text{ m}$$

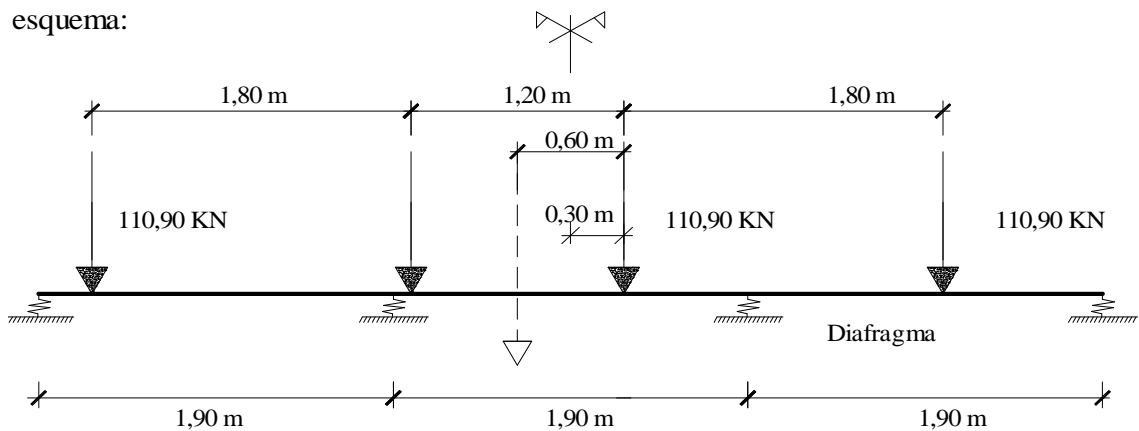


El momento al centro del diafragma para las dos fajas de tráfico valdrá:

$$M = 152,05 \text{ KN*m}$$

b) Para encontrar el momento máximo según el teorema de Barré, se determina la posición de los camiones de la siguiente manera: "Cuando se tienen varias cargas puntuales, se busca la ubicación de su resultante para luego colocar estas cargas, de manera que el centro de simetría del tramo quede en medio de la distancia entre la posición de la resultante y la carga más próxima a ella, para así obtener el momento máximo en coincidencia con la carga anteriormente especificada.

Aplicando este teorema al conjunto de las cuatro filas de ruedas, se tiene el siguiente esquema:

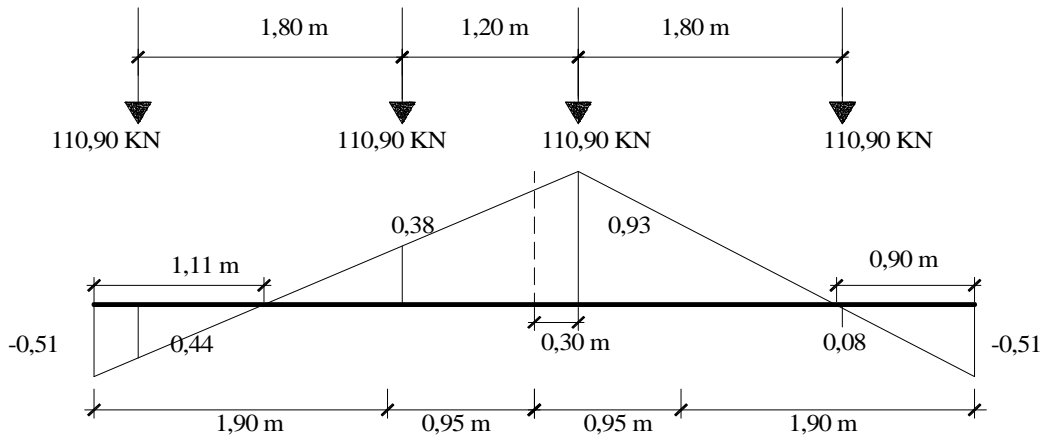


$$X = 0,30 \text{ m}$$

$$-\frac{S}{4} - \frac{x}{10} = -0,51$$

$$\frac{S}{2} - \frac{x}{2} = 0,80$$

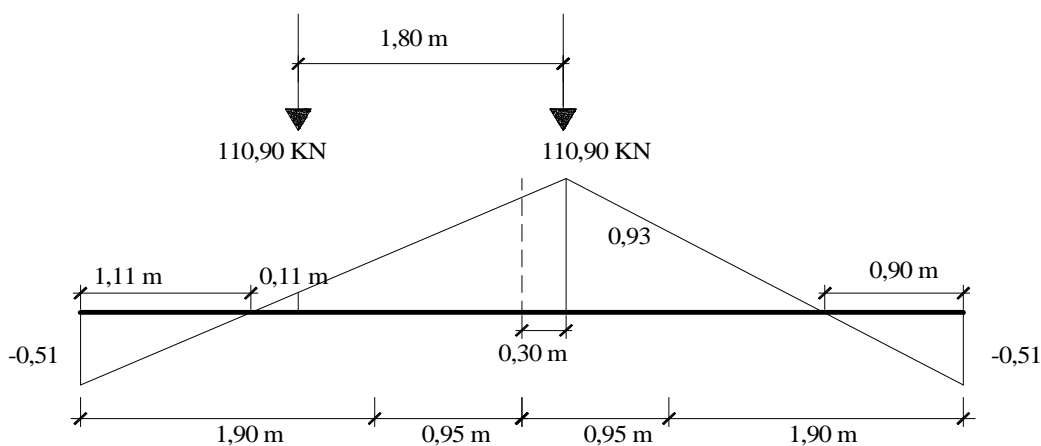
$$\frac{1}{4} * \left(1 + \frac{6}{5} * \frac{x}{S}\right) * \left(\frac{3}{2} * S - x\right) + \frac{1}{4} * \left(1 + \frac{2}{5} * \frac{x}{S}\right) * \left(\frac{S}{2} - x\right) = 0,93$$



El momento máximo que se obtiene en este caso será:

$$M = 88,25 \text{ KN*m}$$

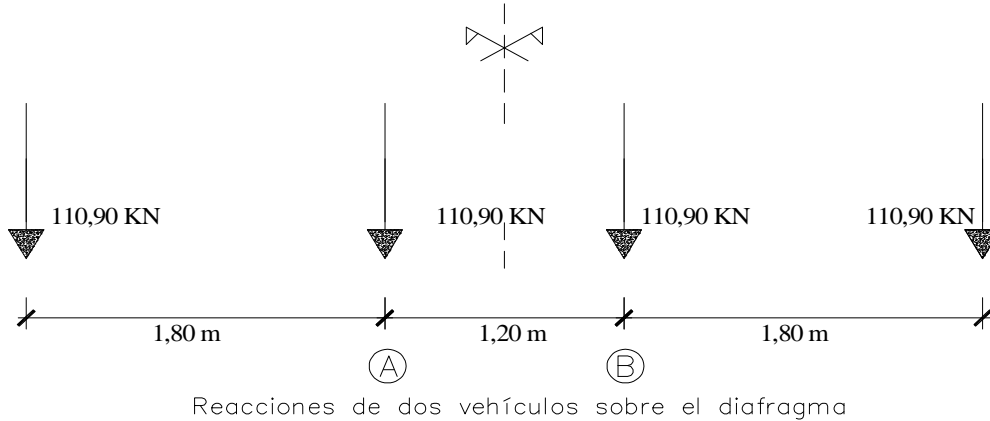
Por otra parte, se observa que alguna de las filas de ruedas pisa en sectores negativos por ello es conveniente analizar también para este último caso con una sola faja de tráfico, con lo que se obtiene:



El momento máximo que se obtiene en este caso será:

$$M = 115,50 \text{ KN*m}$$

c) Para las dos fajas de tráfico, se tiene que el momento máximo se presenta en correspondencia con una de las filas de ruedas interiores, o sea dada la simetría en A o en B de acuerdo a la siguiente figura:



Según Courbon, la distancia X a la cuál el momento es máximo está dada por:

$$X = e + d \qquad e = \frac{S}{6} - \frac{d}{2}$$

Donde:

d = Distancia de una de las filas de ruedas interiores al centro de gravedad del conjunto de filas de ruedas.

Por lo tanto se tiene: $d = 0,60 \text{ m}$

$e = 0,017 \text{ m}$

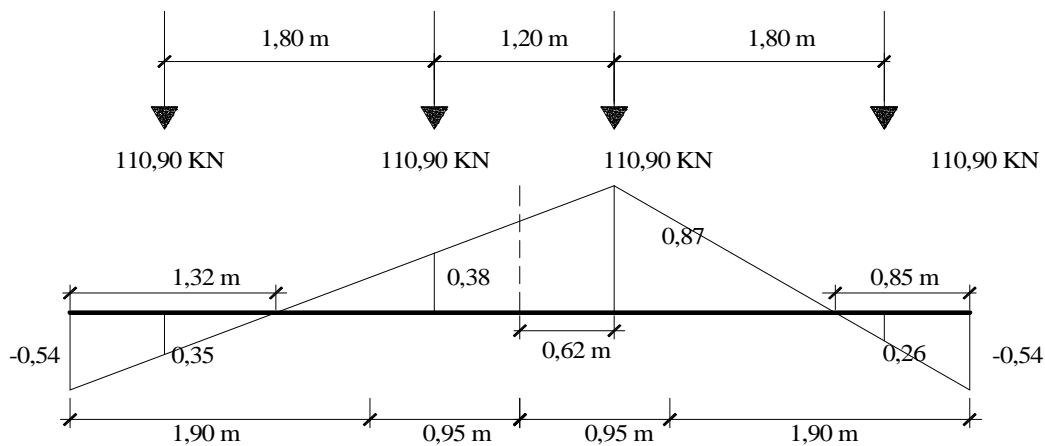
Entonces;

$X = 0,62 \text{ m}$

$$-\frac{S}{4} - \frac{x}{10} = -0,54$$

$$\frac{S}{2} - \frac{x}{2} = 0,64$$

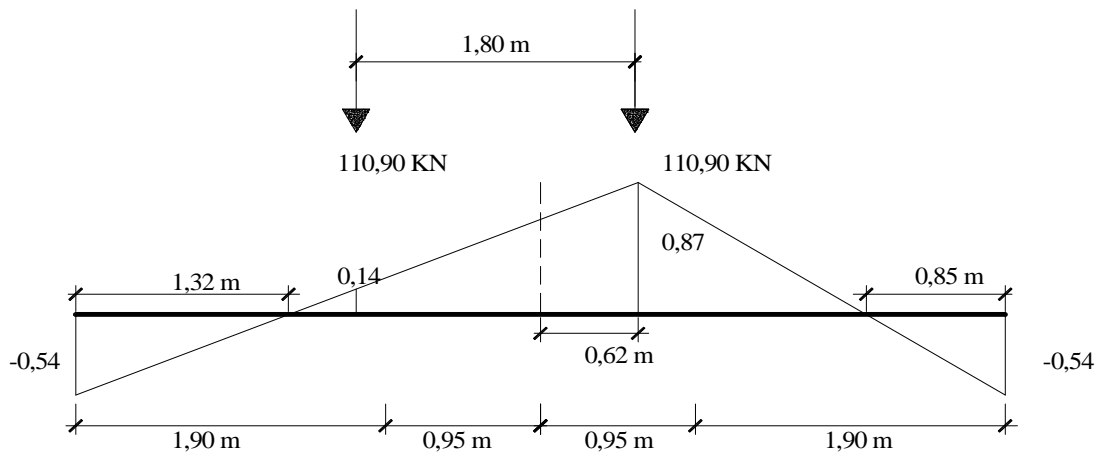
$$\frac{1}{4} * \left(1 + \frac{6}{5} * \frac{x}{S}\right) * \left(\frac{3}{2} * S - x\right) + \frac{1}{4} * \left(1 + \frac{2}{5} * \frac{x}{S}\right) * \left(\frac{S}{2} - x\right) = 0,87$$



El momento máximo que se obtiene en este caso será:

$$M = 71,19 \text{ KN*m}$$

Por otra parte, se observa que alguna de las filas de ruedas pisa en sectores negativos por ello es conveniente analizar también para este último caso con una sola faja de tráfico, con lo que se obtiene:



Cargando la línea de influencia se tiene:

$$M = 111,96 \text{ KN*m}$$

De todos los momentos calculados por carga viva sólo trabajaremos con el mayor:

$$M = 152,05 \text{ KN-m}$$

$$X = 0,00 \text{ m}$$

(desde el centro)

$$M = 15499,46 \text{ kg-m}$$

3.5.1.5.3.2 Momento por Peso Propio en el Diafragma Central.

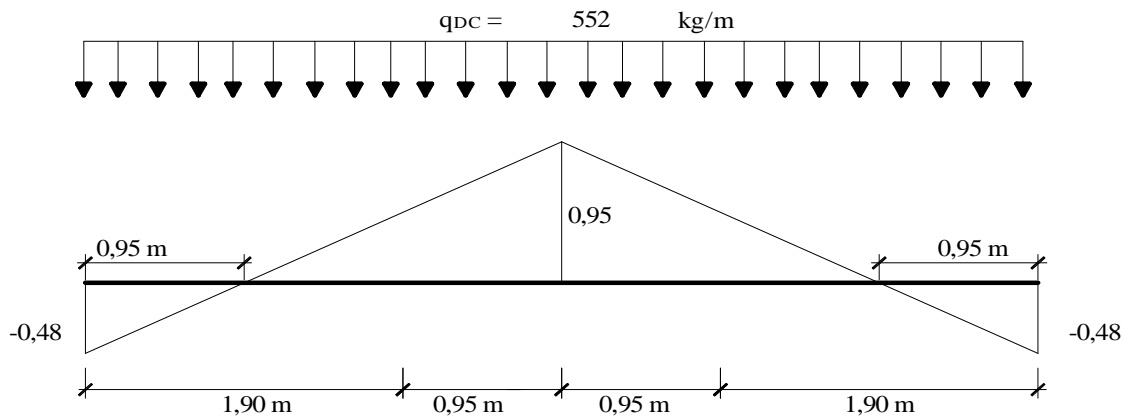
El momento por peso propio se lo calculará en la misma distancia a la cuál está ubicado el momento máximo por carga viva:

$$b = 20,00 \text{ cm}$$

$$h = 115,00 \text{ cm}$$

Dimensiones del Diafragma.

$$q_{DC} = 552,00 \text{ kg/m}$$



Área negativa = 0,45

Área Positiva = 1,90

$$M_{DC} = 799,71 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

X = 0,00 m
(desde el centro)

RESUMEN DE SOLICITACIONES:

$$M_{LL} = 15499,46 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

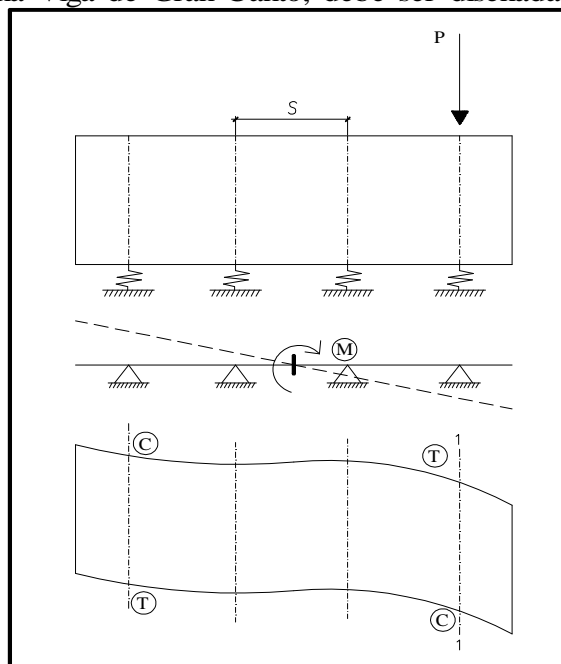
$$M_{DC} = 799,71 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

SOLICITACIÓN DE DISEÑO:

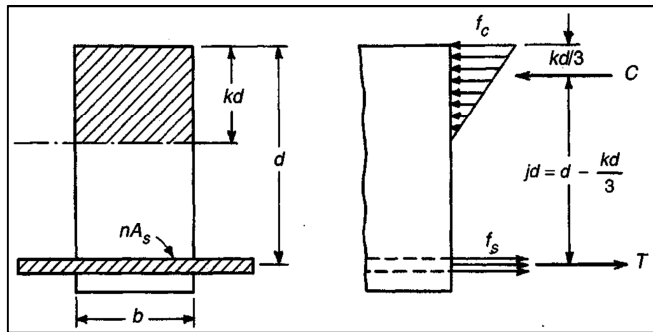
$$M_U = 1,25M_{DC} + 1,75M_{LL}$$

$$M_u = 28123,70 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Por ser el diafragma una Viga de Gran Canto, debe ser diseñada con un par de fuerzas:



3.5.1.5.4 Armadura para Resistir Tracciones en el Diafragma Central.



Datos:
 recub = 2,50 cm
 b = 20,00 cm
 d = 112,50 cm

$$b * \frac{(Kd)^2}{2} - n * A_s * (d - Kd) = 0 \quad A_s = \frac{T_d}{f_y} \quad M_d = T_d \left(d - \frac{Kd}{3} \right)$$

$$b * \frac{(Kd)^2}{2} - \frac{E_s}{E_c} * \left(\frac{M_d}{f_y * \left(d - \frac{Kd}{3} \right)} \right) * (d - Kd) = 0 \quad Kd = 22,28 \text{ cm}$$

$M_d = 2812369,86 \text{ kg*cm}$ $T_d = \frac{M_d}{x}$ $T_d = 26765,66 \text{ kg.}$
 $d - Kd/3 \approx 105,07 \text{ cm}$

$f_{yd} = \emptyset \cdot f_y = 3780,00 \text{ kg/cm}^2$ $A_s = \frac{T_d}{f_y}$ $A_s = 7,08 \text{ cm}^2$

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

$A_{min} = \rho_{min} * b_w * d$ $A_{min} = 7,50 \text{ cm}^2$

\emptyset (mm)	Nº Fierros	A \emptyset (cm ²)
16	2	4,02
20	3	9,42
22	2	7,60

As. Principal.- Usamos 2 Ø22mm en ambos extremos del diafragma

3.5.1.5.5 Armadura de Distribución en el Diafragma Central.

Datos:
 d = 112,50 cm
 b_w = 20,00 cm

El área de refuerzo para cortante perpendicular al refuerzo de tracción por flexión A_v , no debe ser menos de:

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

Donde: $S \leq 30,00$ cm

$$S \leq \frac{d}{5} \quad S \leq 22,5 \quad \text{cm} \quad A_v = 1,13 \quad \text{cm}^2$$

\varnothing (mm)	Nº Fierros	$A\varnothing$ (cm ² /m)
8	5	2,51
10	2	1,57
25	10	49,09

As. Vertical.- Usamos $\varnothing 10$ mm c/25cm en ambas caras.

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

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

Donde: $S \leq 30$ cm

$$S \leq \frac{d}{5} \quad S \leq 22,5 \quad \text{cm} \quad A_v = 0,68 \quad \text{cm}^2$$

\varnothing (mm)	Nº Fierros	$A\varnothing$ (cm ² /m)
8	5	2,51
8	2	1,01
25	10	49,09

As. Horizontal.- Usamos $\varnothing 8$ mm c/25cm en ambas caras.

3.5.1.5.6 Resumen de la Armadura del Diafragma.

As. Principal.- Usamos 2 $\varnothing 20$ mm en ambos extremos del diafragma

As. Vertical.- Usamos $\varnothing 10$ mm c/25cm en ambas caras.

As. Distribución

As. Horizontal.- Usamos $\varnothing 8$ mm c/25cm en ambas caras.

As. Distribución.-

3.5.1.6 Deflexiones en Centro Luz - Rotación en los Extremos.

3.5.1.6.1 Criterio para el Cálculo de la Deflexión.

Para el cálculo de la deflexión se debe utilizar la porción correspondiente a la sobrecarga viva de la Combinación de Cargas de Servicio I, como sigue:

$$1 + (LL + IM)$$

Puesto que la superestructura del puente contempla cargas vehiculares y peatonales, la máxima deflexión permitida es: (LRFD 2.5.2.6.2)

$$\Delta_{LL+IM} = L/1000$$

Donde:

L = Longitud del puente.

$$\Delta_{LL+IM} = 30,60 \text{ mm} = 3,06 \text{ cm}$$

Datos:

$$L = 30,60 \text{ m}$$

3.5.1.6.2 Deflexiones de Corta Duración.

3.5.1.6.2.1. Deflexión Inmediatamente Después de la Trasferencia debido a la Fuerza de Pretensado Inicial.

Datos:

$$\begin{aligned} P_0 &= 457536 \text{ kg} & E_c * I &= 6,4E+12 \text{ kg/cm}^2 \\ e_0 &= 71,28 \text{ cm} \\ L &= 3060 \text{ cm} & q_{pi} &= \frac{8 * P_0 * e_0}{L^2} = 27,86 \text{ kg/cm} \\ E_c &= 299102 \text{ kg/cm}^2 \\ I_0 &= 21263384 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\delta_{pi} = \frac{L^2 * P_0 * e_0}{8,7 * E_c * I_0} = 5,5 \text{ cm} \quad -\theta_{pi} = \frac{q_{pi} * L^3}{24 * E_c * I} = 0,0052 \text{ rad}$$

3.5.1.6.2.2 Deflexión Debido a las Cargas Muertas.

Datos:

$$\begin{aligned} L &= 3060 \text{ cm} & q_{CM} &= \frac{8 * M_{CM}}{L^2} = 27,69 \text{ kg/cm} \\ M_{DC2} &= 44177 \text{ kg*m} \\ M_{losa} &= 91752 \text{ kg*m} \\ M_{DW} &= 5522 \text{ kg*m} & \delta_{CM} &= \frac{5}{384} * \frac{q_{CM} * L^4}{E_c * I} = 4,97 \text{ cm} \\ M_{viga} &= 171720 \text{ kg*m} \\ M_{diaf} &= 10933 \text{ kg*m} \\ M_{CM} &= 32410336 \text{ kg*cm} & \theta_{CM} &= \frac{q_{CM} * L^3}{24 * E_c * I} = 0,0052 \text{ rad} \end{aligned}$$

3.5.1.6.2.3 Deflexión Debido a la Carga de Carril de Diseño.

Datos:

$$\begin{aligned} L &= 3060 \text{ cm} & q_{CV} &= \frac{8 * M_{CV}}{L^2} = 8,94 \text{ kg/cm} \\ M_{carril} &= 10462500 \text{ kg*cm} \\ & & \delta_{CV} &= \frac{5}{384} * \frac{q_{CV} * L^4}{E_c * I} = 1,60 \text{ cm} \end{aligned}$$

3.5.1.6.2.4 Deflexión Debido al Camión de Diseño .

Datos:

$$L = 3060 \text{ cm} \quad q_{CV} = \frac{8 * M_{CV}}{L^2} = 23,37 \text{ kg/cm} \quad \text{Incluye IM}$$

$$M_{\text{camión}} = 27347947,33 \text{ kg*cm} \quad \delta_{CV} = \frac{5}{384} * \frac{q_{CV} * L^4}{E_c * I} = 4,19 \text{ cm}$$

3.5.1.6.2.5 Deflexión Máxima Debido a la Carga Viva.

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

$$\delta_{\text{máx.}} = \Delta g * \delta_{\text{camión}} = 2,10 \text{ cm}$$

La deflexión debida al 25 5 del camión de diseño considerado juntamente con la carga de carril de diseño: (LRFD 3.6.1.3.2)

$$\delta_{\text{máx.}} = (25\% \delta_{\text{máx.camión}}) + (\Delta g * \delta_{\text{carril}}) = 1,851 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{máx.camión}} = 2,10 \text{ cm}$$

$$\theta_{CV} = \frac{q_{CV} * L^3}{24 * E_c * I} = 0,00194 \text{ rad}$$

3.5.1.6.2.6 Deflexión Final en Centro Luz.

$$\delta_T = \delta_{CM} + \delta_{CV} - \delta_{Pi} = 1,55 < \delta_{adm} = 3,06 \quad \text{(Cumple)}$$

3.5.1.6.2.7 Rotación Final en los Extremos.

$$\theta_T = \theta_{CM} + \theta_{CV} - \theta_{Pi} = 0,002 \text{ rad}$$

3.5.1.6.3 Deflexiones de Larga Duración.

3.5.1.6.3.1. Deflexiones Debido a la Fuerza de Pretensado Después de las Pérdidas.

Datos:

$$Pe = 358366,37 \text{ kg} \quad \Delta_d = \frac{5}{384} * \frac{w_d * l^4}{EI}$$

$$e1 = 71,28 \text{ cm} \quad \Delta_d = 0,05 \text{ cm}$$

$$e2 = 96,97 \text{ cm}$$

$$w_d = 0,47 \text{ kg/cm}$$

$$l = 3060 \text{ cm} \quad \Delta_{pe} = \frac{1}{8} * \frac{P_e * e_1 * l^2}{EI} + \frac{5}{48} * \frac{P_e * e_2 * l^2}{EI}$$

$$E = 299102,02 \text{ kg/cm}^2 \quad \Delta_{pe} = 5,97 \text{ cm}$$

$$I = 35749673,62 \text{ cm}^4$$

$$\phi(t, t_0) = 1,70$$

$$\Delta = -\Delta_{pe} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pe}}{2} \phi(t, t_0) + (\Delta_0 + \Delta_d) * (1 + \phi(t, t_0))$$

$$\Delta = 0,07 \text{ cm} \quad \text{Deflexión producida a los 50 años.}$$

DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
b1	0,17 m	0,17 m	Asumido
b2	0,17 m	0,17 m	Asumido
s°	5,77°	6,00°	Calculado
(2) N _{mínimo}	0,25 m	--	Según Norma
N	0,64 m	0,64 m	Calculado
h _a	2,00 m	2,00 m	Dato
t _{ha}	0,52 m	0,52 m	Calculado
H _{pant}	7.70 m	7.70 m	Calculado

NOTAS:

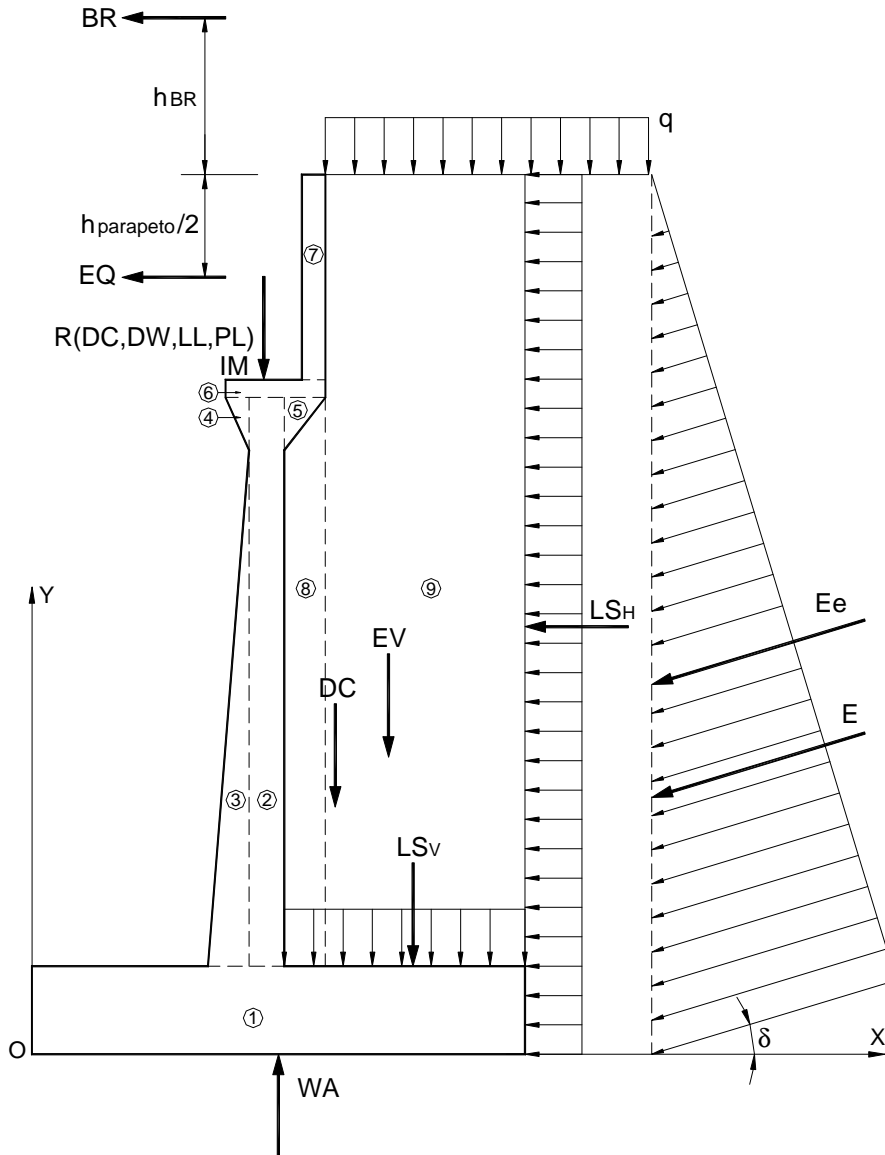
(1) Predimensionamiento tomado del texto "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das, pagina 389. "Cuarta edición".

(2) La longitud mínima de la cajuela $N = (200+0.0017L+0.0067H) (1+0.000125s^\circ)$ en mm, donde $H=0$ en puentes de una sola luz. De la Norma "AASHTO LRFD 2004".

3.5.2.1.2. Definición de Cargas del Estribo “Corte A-A”.

A. Datos previos.

$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ Kg/m}^3$ *Reacciones debido a:*
 $\gamma_m = 1800 \text{ Kg/m}^3$ R(DC) = 174289,80 Kg
 $\phi = 20^\circ$ R(DW) = 2847,00 Kg
 (1) % Impacto = 33,00% R(LL) = 87852,25 Kg
 (2) $q = 1000 \text{ Kg/m}$ R(PL) = 10800,00 Kg



B. Peso propio (DC) y del suelo (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Kg)	x (m)	DC*x (Kg*m)
1	8,40	2016,00	4,20	84672,00
2	2,78	6660,00	3,55	23643,00
3	1,26	3030,00	3,13	9494,00

Nº	VOL. (m3)	DC (Kg)	x (m)	DC*x (Kg*m)
4	0,04	90,00	3,25	292,50
5	0,04	90,00	3,85	346,50
6	0,17	403,20	3,57	1439,42
7	0,39	936,00	3,89	3641,04
Σ	--	31369,20	--	123528,46
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Kg)	x (m)	EV*x (Kg*m)
8	0,80	1431,00	3,88	5545,13
9	34,27	61677,00	6,18	380855,48
Σ	--	63108,00	--	386400,60

$$DC= 31369,20 \text{ Kg}$$

$$x= 3,94 \text{ m}$$

$$EV= 63108,00 \text{ Kg}$$

$$x= 6,12 \text{ m}$$

C. Peso propio proveniente de la superestructura (DC):

$$DC= 20350,08 \text{ Kg/m}$$

$$x= 3,47 \text{ m}$$

D. Carga muerta proveniente de la superestructura (DW):

$$DW= 566,82 \text{ Kg/m}$$

$$x= 3,47 \text{ m}$$

E. Presión estática del suelo (EH Y EV):

$$\delta=\phi/2= 10^\circ$$

$$\gamma_m= 1800 \text{ Kg/m}^3$$

$$^{(3)} K_a= 0,4467$$

Empuje estático:

$$E= 30432,57 \text{ Kg}$$

$$EH= 29970,23 \text{ Kg}$$

$$EV= 5284,56 \text{ Kg}$$

$$y= 2,90 \text{ m}$$

$$x= 8,40 \text{ m}$$

F. Carga viva proveniente de la superestructura (LL):

$$LL= 11053,72 \text{ Kg/m}$$

$$x= 3,47 \text{ m}$$

G. Carga de impacto (IM):

$$\begin{aligned} \text{IM} &= 3647,73 \text{ Kg/m} \\ x &= 3,47 \text{ m} \end{aligned}$$

H. Fuerza de frenado y aceleración (BR):

$$\begin{aligned} \text{BR} &= 5\% \text{ LL} = 853 \text{ Kg} \\ (4) \text{ hBR} &= 1,80 \text{ m} \\ y &= 10,50 \text{ m} \end{aligned}$$

I. Sobrecarga peatonal proveniente de la superestructura (PL):

$$\begin{aligned} \text{PL} &= 1524,71 \text{ Kg/m} \\ x &= 3,47 \text{ m} \end{aligned}$$

J. Sobrecarga superficial y de tráfico (LS):

$$\begin{aligned} \text{pH} &= 446,74 \text{ Kg/m} \\ \text{LSH} &= 3886,66 \text{ kg} & \text{LSv} &= 4600 \text{ Kg} \\ y &= 4,35 \text{ m} & x &= 6,10 \text{ m} \end{aligned}$$

K. Subpresión de agua (WA):

$$\begin{aligned} \text{WA} &= -11888,00 \text{ Kg} \\ x &= 4,20 \text{ m} \end{aligned}$$

L. Combinación de cargas.

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	1,50	1,35	1,75	1,00
RESISTENCIA 3	1,25	1,50	1,50	1,35	0,00	1,00
RESISTENCIA 5	1,25	1,50	1,50	1,35	1,35	1,00
SERVICIO 1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

NOTAS:

- (1) Incremento de carga viva por efectos dinámicos, Tabla 3.6.2.1-1 de la norma "AASHTO LRFD 2004"
- (2) q puede ser asumido como la sobrecarga distribuida del vehículo de diseño.
- (3) K_a obtenido de las ecuaciones propuestas por la teoría de empujes de Coulomb, según de la norma "AASHTO LRFD 2004", Sección 11.10.6.2.1.
- (4) Punto de aplicación de la fuerza de frenado y aceleración a 1.8m sobre el tablero, según de la norma "AASHTO LRFD 2004"

3.5.2.1.3. Verificación de Estabilidad del Estribo “Corte A-A”.

A. Datos previos.

F.S.D.=	1,50	μ =	0,50
F.S.V.=	2,00	σ_t =	2,30 Kg/cm ²

B. Fuerzas y momentos actuantes factorados.

FUERZAS ACTUANTES (Kg)				
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	nΣF
RESISTENCIA 1	44955,34	6801,66	967,20	52724,20
RESISTENCIA 3	44955,34	0,00	0,00	44955,34
RESISTENCIA 5	44955,34	5246,99	746,13	50948,46
SERVICIO 1	29970,23	3886,66	552,69	34409,57

MOMENTOS ACTUANTES (Kg-m)				
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	nΣM
RESISTENCIA 1	130370,49	29587,22	10155,60	170113,30
RESISTENCIA 3	130370,49	0,00	0,00	130370,49
RESISTENCIA 5	130370,49	22824,42	7834,32	161029,23
SERVICIO 1	86913,66	16906,98	5803,20	109623,84

C. Fuerzas y momentos resistentes factorados.

FUERZAS RESISTENTES (Kg)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	E _v	LS _v	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	64649,10	850,23	19344,00	6383,52	2668,24	92329,96	8050,00	-11888,00	182387,05
RESISTENCIA 3	64649,10	850,23	0,00	0,00	0,00	92329,96	0,00	-11888,00	145941,29
RESISTENCIA 5	64649,10	850,23	14922,52	4924,43	2058,35	92329,96	6210,00	-11888,00	174056,59
SERVICIO 1	51719,28	566,82	11053,72	3647,73	1524,71	68392,56	4600,00	-11888,00	129616,81

MOMENTOS RESISTENTES (Kg-m)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	E _v	LS _v	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	242679,05	2950,31	67123,69	22150,82	9258,78	581567,72	49105,00	-49929,59	924905,77
RESISTENCIA 3	242679,05	2950,31	0,00	0,00	0,00	581567,72	0,00	-49929,59	777267,49
RESISTENCIA 5	242679,05	2950,31	51781,13	17087,77	7142,48	581567,72	37881,00	-49929,59	891159,88
SERVICIO 1	194143,24	1966,88	38356,39	12657,61	5290,73	430790,90	28060,00	-49929,59	661336,16

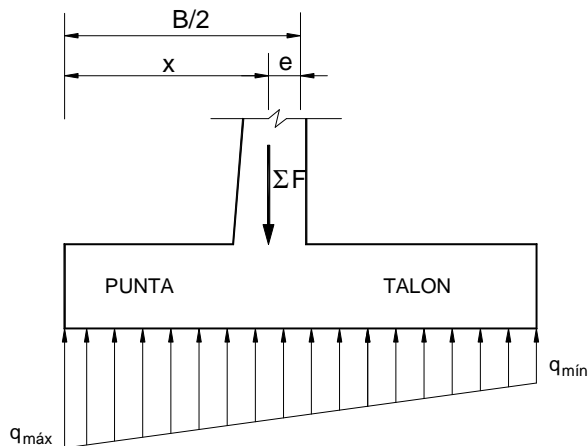
D. Estabilidad al Deslizamiento.

COMBINACION	$\mu\Sigma F_V/\Sigma F_H$	
RESISTENCIA 1	1,730	Cumple
RESISTENCIA 3	1,623	Cumple
RESISTENCIA 5	1,708	Cumple
SERVICIO 1	1,883	Cumple

E. Estabilidad al Volteo.

COMBINACION	$\Sigma M_R/\Sigma M_A$	
RESISTENCIA 1	5,437	Cumple
RESISTENCIA 3	5,962	Cumple
RESISTENCIA 5	5,534	Cumple
SERVICIO 1	6,033	Cumple

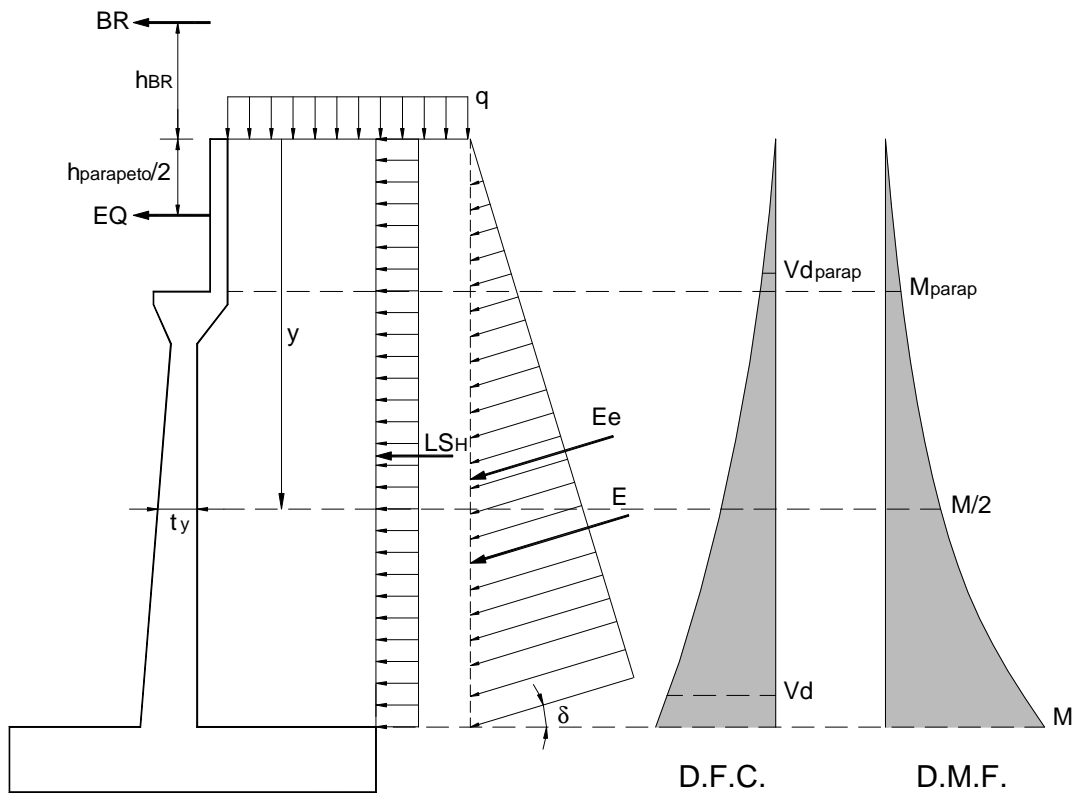
F. Presiones Sobre el Suelo.



$B/6 = 1,17 \text{ m}$

COMBINACIÓN	x (m)	e (m)	qmax (Kg/m)		qmin (Kg/m)	
RESISTENCIA 1	4,138	0,062	Cumple	22667,94	Cumple	20757,54
RESISTENCIA 3	4,433	0,233	Cumple	20260,32	Cumple	14487,60
RESISTENCIA 5	4,195	0,005	Cumple	20798,15	Cumple	20643,89
SERVICIO 1	4,256	0,056	Cumple	16053,17	Cumple	14807,98

3.5.2.1.4. Análisis Estructural del Estribo “Corte A-A”.



A. Cálculo del cortante y momento de diseño (en la base de la pantalla)

$y = 7,70 \text{ m}$

COMBINACIÓN	CORTANTE Vd (Kg) - A "d" DE LA CARA				
	EH	LSH	BR	EQ	nΣVd
RESISTENCIA 1	34758,87	5980,77	967,20	0,00	41706,84
RESISTENCIA 3	34758,87	0,00	0,00	0,00	34758,87
RESISTENCIA 5	34758,87	4613,74	746,13	0,00	40118,73
SERVICIO 1	23172,58	3417,58	552,69	0,00	27142,85

COMBINACIÓN	MOMENTO M (Kg-m) - MÁXIMO				
	EH	LSH	BR	EQ	nΣM
RESISTENCIA 1	90384,45	23176,46	9188,40	0,00	122749,31
RESISTENCIA 3	90384,45	0,00	0,00	0,00	90384,45
RESISTENCIA 5	90384,45	17878,98	7088,20	0,00	115351,62
SERVICIO 1	60256,30	13243,69	5250,52	0,00	78750,50

B. Ubicación de M/2 para el corte del acero:

$$y = 5,335 \text{ m}$$

$$t_y = 0,766 \text{ m}$$

$$M_u = 122749,31 \text{ Kg-m}$$

$$M_u/2 = 61416,00 \text{ Kg-m}$$

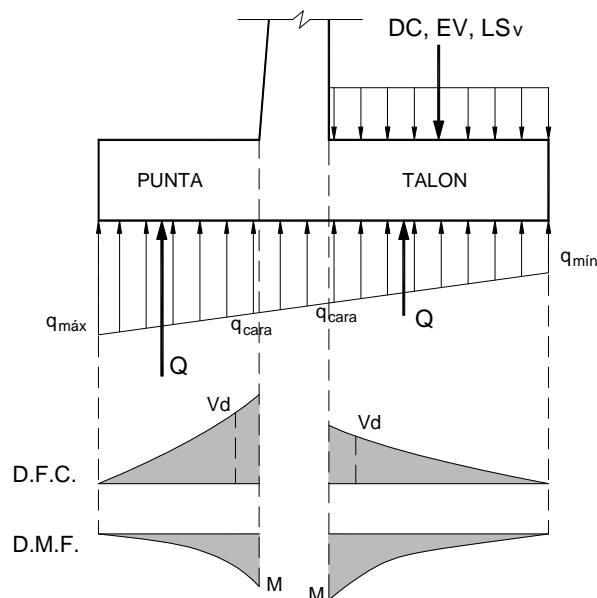
COMBINACIÓN	MOMENTO M/2 (Kg-m)			
	E _H	L _S H	BR	nΣ(M/2)
RESISTENCIA 1	43389,15	11125,88	6900,97	61416,00
RESISTENCIA 3	43389,15	0,00	0,00	43389,15
RESISTENCIA 5	43389,15	8582,82	5323,61	57295,58
SERVICIO 1	28926,10	6357,65	3943,41	39227,16

C. Cálculo del cortante y momento en la base del parapeto.

COMBINACIÓN	CORTANTE V _d parap (Kg) - A "d" DE LA CARA			
	E _H	L _S H	BR	nΣV _d
RESISTENCIA 1	2144,12	1485,42	967,20	4596,74
RESISTENCIA 3	2144,12	0,00	0,00	2144,12
RESISTENCIA 5	2144,12	1145,90	746,13	4036,15
SERVICIO 1	1429,42	848,81	552,69	2830,91

COMBINACIÓN	MOMENTO M _{parap} (Kg-m) - MÁXIMO			
	E _H	L _S H	BR	nΣM
RESISTENCIA 1	5796,71	1486,40	3627,00	10910,11
RESISTENCIA 3	5796,71	0,00	0,00	5796,71
RESISTENCIA 5	5796,71	1146,65	2797,97	9741,33
SERVICIO 1	3864,47	849,37	2072,57	6786,41

D. Cálculo del cortante y momento en el talón de la zapata.



COMBINACIÓN	q _{cara} (Kg/m)	CORTANTE V _d (Kg) - A "d" DE LA CARA				
		DC	LS _v	EV	Q	nΣV _d
RESISTENCIA 1	21803,72	-13650,00	-8050,00	-85195,80	101173,02	-5722,78
RESISTENCIA 3	17648,85	-13650,00	0,00	-85195,80	86243,38	-12602,42
RESISTENCIA 5	20728,37	-13650,00	-6210,00	-85195,80	94472,83	-10582,97
SERVICIO 1	15489,87	-10920,00	-4600,00	-63108,00	71760,40	-6867,60

COMBINACIÓN	q _{cara} (Kg/m)	MOMENTO M (Kg-m) - MÁXIMO				
		DC	LS _v	EV	Q	nΣM
RESISTENCIA 1	21803,72	-31740,00	-18515,00	-195950,34	236779,00	-9426,34
RESISTENCIA 3	17648,85	-31740,00	0,00	-195950,34	205144,43	-22545,91
RESISTENCIA 5	20728,37	-31740,00	-14283,00	-195950,34	219798,34	-22175,00
SERVICIO 1	15489,87	-25392,00	-10580,00	-145148,40	167855,94	-13264,46

E. Cálculo del cortante y momento en la punta de la zapata.

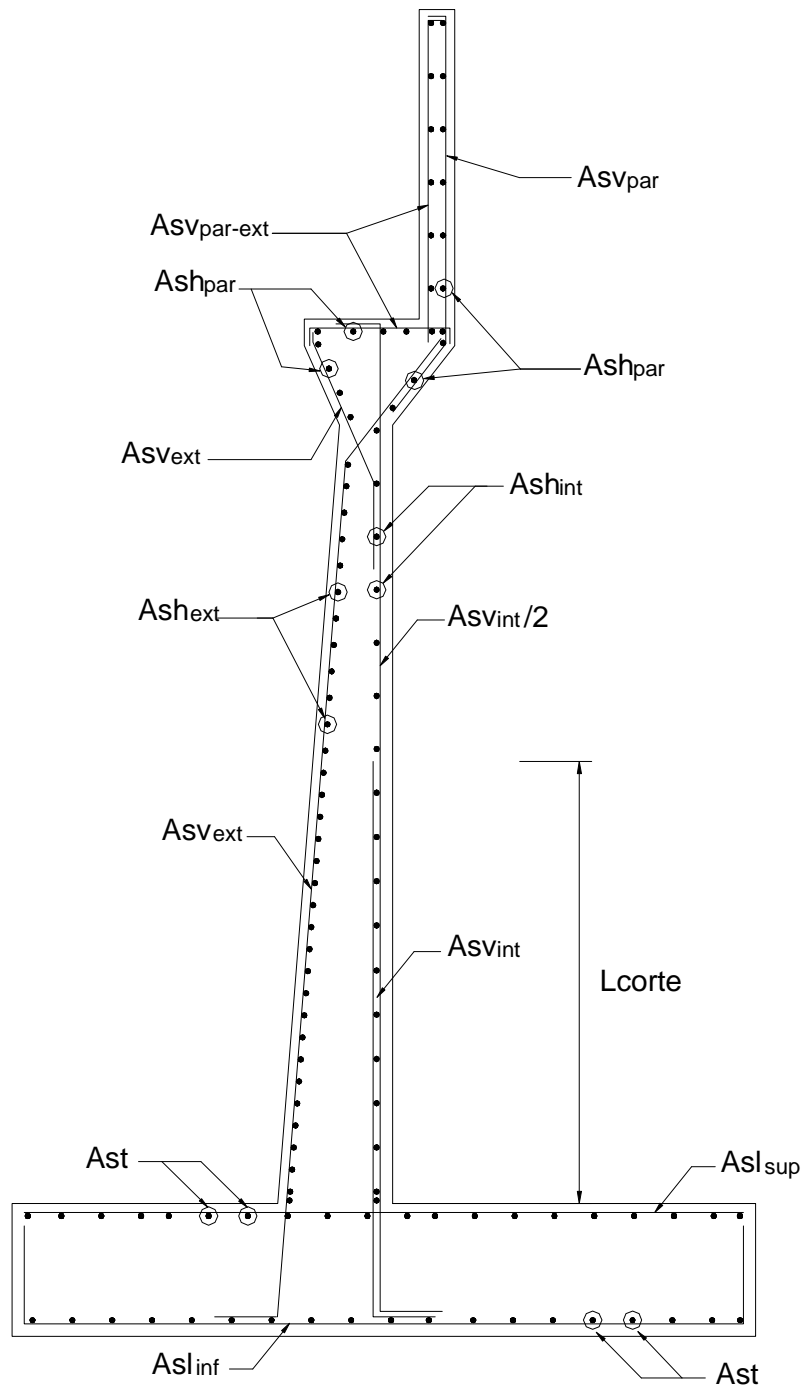
COMBINACIÓN	q _{cara} (Kg/m)	CORTANTE V _d (Kg) - A "d" DE LA CARA		
		DC	Q	nΣV
RESISTENCIA 1	22031,14	-8250,00	61461,25	53211,25
RESISTENCIA 3	18336,08	-8250,00	53070,06	44820,06
RESISTENCIA 5	20746,73	-8250,00	57124,22	48874,22
SERVICIO 1	15638,10	-6600,00	43575,50	36975,50

COMBINACIÓN	q _{cara} (Kg/m)	MOMENTO M (Kg-m) - MÁXIMO		
		DC	Q	nΣM
RESISTENCIA 1	22031,14	-11760,00	89690,42	77930,42
RESISTENCIA 3	18336,08	-11760,00	81934,80	70174,80
RESISTENCIA 5	20746,73	-11760,00	81595,94	69835,94
SERVICIO 1	15638,10	-9408,00	63470,76	54062,76

3.5.2.1.5. Diseño Estructural del Estribo “Corte A-A”.

A. Datos previos.

$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
$r(\text{pant}) = 0,05 \text{ m}$	$r(\text{zapata}) = 0,1 \text{ m}$
$\phi(\text{Flexión}) = 0,90$	$f(\text{Corte}) = 0,75$



B. Diseño de la Pantalla.

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 54723,06 \text{ Kg}$$

$$V_u = 41706,84 \text{ kg}$$

Cumple

ACERO VERTICAL

CARA INTERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	122749,31 Kg-m
d	0,95 m
a	8,42 cm
As	35,77 cm ²
ρ	0,0038
ρ_{min}	0,0015
25mm	4,91 cm ²
Nº Aceros	8
s (Calculado)	14,18 cm
s (Redond.)	15 cm
As _{vint}	25mm@15
Ld	0,72 m
Lcorte (calc)	3,09 m
Lcorte (redond)	3,10 m
As _{vint} /2	25mm@30

Cumple

CARA EXTERIOR	
DESC.	VALOR
16mm	2,01 cm ²
As _{min}	14,25 cm ²
Nº Aceros	8
s (Calculado)	13,89 cm
s (Redond.)	15 cm
As _{vext}	16mm@15

ACERO HORIZONTAL

PARTE INFERIOR	
DESC.	VALOR
12mm	1,13 cm ²
ρ	0,0020
Ash	19,00 cm ²
Ash/3	6,33 cm ²
Nº Aceros	5
s (Calculado)	20,05 cm
s (Redond.)	20 cm
Ash _{int}	12mm@20
16mm	2,01 cm ²
2*Ash/3	12,67 cm ²
Nº Aceros	7
s (Calculado)	15,63 cm
s (Redond.)	20 cm
Ash _{ext}	16mm@20

PARTE SUPERIOR	
DESC.	VALOR
10mm	0,79 cm ²
ρ	0,0020
Ash	14,32 cm ²
Ash/3	4,77 cm ²
Nº Aceros	7
s (Calculado)	14,88 cm
s (Redond.)	15 cm
Ash _{int}	10mm@15
12mm	1,13
2*Ash/3	9,54 cm ²
Nº Aceros	8
s (Calculado)	13,31 cm
s (Redond.)	15 cm
Ash _{ext}	12mm@15

RESUMEN:

Ash _{int}	12mm,1@5,16@20,r@15
Ash _{ext}	16mm,1@5,16@20,r@15

C. Diseño del Muro Espaldar.

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 8640,48 \text{ Kg}$$

$$V_u = 4596,74 \text{ kg}$$

Cumple

ACERO VERTICAL INTERIOR

DESC.	VALOR
Mu	1091,11 Kg-m
d	0,15 m
a	5,56 cm
As	23,62 cm ²
ρ	0,00157
ρ_{min}	0,0015
20mm	3,14 cm ²
Nº Aceros	7
s (Calculado)	16,43 cm
s (Redond.)	20 cm
Asvpar	20mm@20

Cumple

ACERO VERTICAL EXTERIOR

Asvpar-ext	10mm@15
------------	---------

ACERO HORIZONTAL

Ashpar	10mm@15
--------	---------

D. Diseño del talón de la zapata

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 54723,06 \text{ Kg}$$

$$V_u = -5722,78 \text{ Kg}$$

Cumple

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	-9426,34 Kg-m
d	0,90 m
a	-0,65 cm
As	-2,76 cm ²
ρ	-0,0003
ρ_{min}	0,0015
16mm	2,01 cm ²
Nº Aceros	7
s (Calculado)	14,67 cm
s (Redond.)	15 cm
Aslnf	16mm@15

Usar Asmin

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
16mm	2,01 cm ²
Asmin	13,50 cm ²
Nº Aceros	7
s (Calculado)	14,67 cm
s (Redond.)	15 cm
Aslsup	16mm@15

ACERO TRANSVERSAL

Ast	16mm@15
-----	---------

E. Diseño de la Punta de la Zapata.

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 54723,06 \text{ Kg}$$

$$V_u = 53211,25 \text{ Kg}$$

Cumple

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	77930,4 Kg-m
d	0,90 m
a	5,56 cm
As	23,64 cm ²
ρ	0,0026
ρ_{min}	0,0015
20mm	3,14 cm ²
Nº Aceros	7
s (Calculado)	15,05 cm
s (Redond.)	15 cm
As _{inf}	20mm@15

Usar Asmin

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
16mm	2,01 cm ²
As _{min}	13,50 cm ²
Nº Aceros	7
s (Calculado)	14,67 cm
s (Redond.)	15 cm
As _{sup}	16mm@15

ACERO TRANSVERSAL

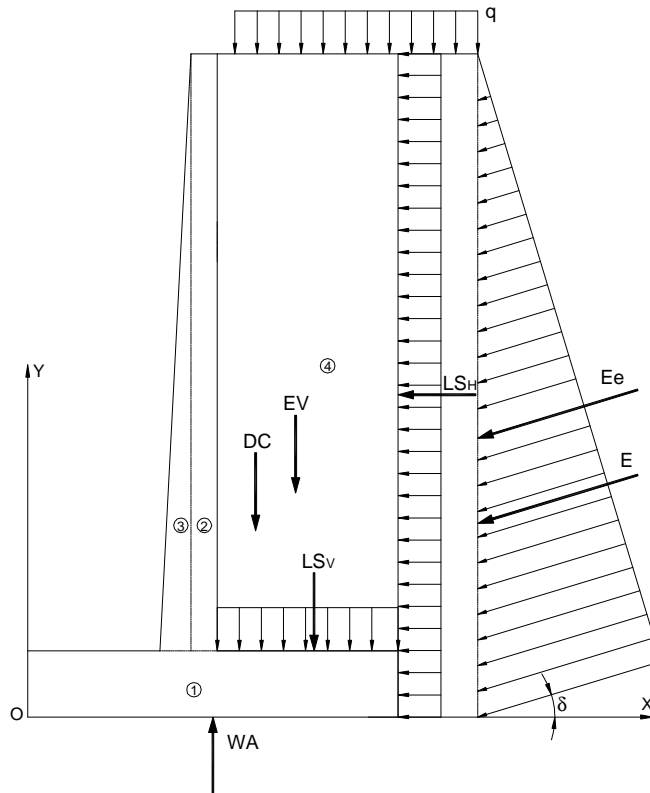
Ast	16mm@15
-----	---------

3.5.2.2.2. Definición de Cargas del Alero “Corte B-B”.

A. Datos previos.

$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ Kg/m}^3$
 $\gamma_m = 1800 \text{ Kg/m}^3$
 $\phi = 20^\circ$

(1) $q = 1000 \text{ Kg/m}$



B. Peso propio (DC) y del suelo (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Kg)	x (m)	DC*x (Kg*m)
1	9,80	2352,00	4,90	115248,00
2	2,31	5544,00	3,85	21344,40
3	2,70	6468,00	3,47	22422,40
Σ	--	35532,00	--	159014,80
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Kg)	x (m)	EV*x (Kg*m)
4	44,66	80388,00	6,90	554677,20
Σ	--	80388,00	--	554677,20

DC= 35532,00 Kg
 $x = 4,48 \text{ m}$

EV= 80388,00 Kg
 $x = 6,90 \text{ m}$

C. Presión estática del suelo (EH Y EV):

$$\delta = \phi/2 = 10^\circ$$

$$\begin{aligned} \gamma_m &= 1800 \text{ Kg/m}^3 \\ (2) \text{ } K_a &= 0,4467 \end{aligned}$$

Empuje estático:

$$\begin{aligned} E &= 30432,57 \text{ Kg} \\ EH &= 29970,23 \text{ Kg} \\ EV &= 5284,56 \text{ Kg} \\ y &= 2,90 \text{ m} \\ x &= 9,80 \text{ m} \end{aligned}$$

D. Sobrecarga superficial y de tráfico (LS):

$$\begin{aligned} p_H &= 446,74 \text{ Kg/m} \\ LS_H &= 3886,66 \text{ Kg} \\ y &= 4,35 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} LS_V &= 5800,00 \text{ Kg} \\ x &= 6,90 \text{ m} \end{aligned}$$

E. Subpresión de agua (WA):

$$\begin{aligned} WA &= -13288,00 \text{ Kg} \\ x &= 4,90 \text{ m} \end{aligned}$$

F. Combinación de cargas.

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	1,50	1,35	1,75	1,00
RESISTENCIA 3	1,25	1,50	1,50	1,35	0,00	1,00
RESISTENCIA 5	1,25	1,50	1,50	1,35	1,35	1,00
SERVICIO 1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

NOTAS:

- (1) q puede ser asumido como la sobrecarga distribuida del vehículo de diseño.
 (2) K_a obtenido de las ecuaciones propuestas por la teoría de empujes de Coulomb, según de la norma "AASHTO LRFD 2004", Sección 11.10.6.2.1.

3.5.2.2.3. Verificación de Estabilidad del Alero “Corte B-B”.

A. Datos previos.

F.S.D.=	1,50	μ =	0,50
F.S.V.=	2,00	σt =	2,30 Kg/cm ²

B. Fuerzas y momentos actuantes factorados.

FUERZAS ACTUANTES (Kg)			
COMBINACIÓN	E _H	L _{SH}	nΣF
RESISTENCIA 1	44955,34	6801,66	51757,00
RESISTENCIA 3	44955,34	0,00	44955,34
RESISTENCIA 5	44955,34	5246,99	50202,33
SERVICIO 1	29970,23	3886,66	33856,89

MOMENTOS ACTUANTES (Kg-m)			
COMBINACIÓN	E _H	L _{SH}	nΣM
RESISTENCIA 1	130370,49	29587,22	159957,70
RESISTENCIA 3	130370,49	0,00	130370,49
RESISTENCIA 5	130370,49	22824,42	153194,91
SERVICIO 1	86913,66	16906,98	103820,64

C. Fuerzas y momentos resistentes factorados.

FUERZAS RESISTENTES (Kg)					
COMBINACIÓN	DC	E _v	L _{Sv}	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	44415,00	115657,96	10150,00	-13288,00	156934,96
RESISTENCIA 3	44415,00	115657,96	0,00	-13288,00	146784,96
RESISTENCIA 5	44415,00	115657,96	7830,00	-13288,00	154614,96
SERVICIO 1	35532,00	85672,56	5800,00	-13288,00	113716,56

MOMENTOS RESISTENTES (Kg-m)					
COMBINACIÓN	DC	E _v	L _{Sv}	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	198768,50	818728,94	70035,00	-65111,19	1022421,26
RESISTENCIA 3	198768,50	818728,94	0,00	-65111,19	952386,26
RESISTENCIA 5	198768,50	818728,94	54027,00	-65111,19	1006413,26
SERVICIO 1	159014,80	606465,88	40020,00	-65111,19	740389,50

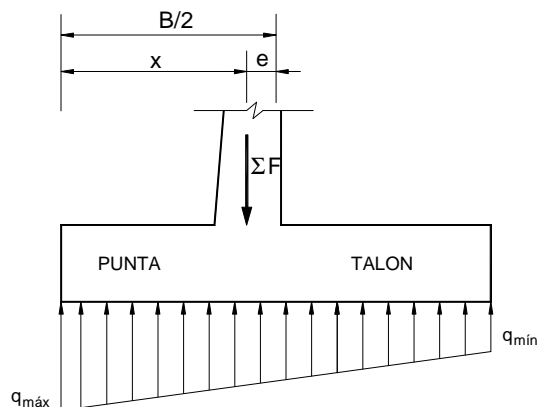
D. Estabilidad al deslizamiento.

COMBINACION	$\mu\Sigma F_v/\Sigma F_H$	
RESISTENCIA 1	1,516	Cumple
RESISTENCIA 3	1,633	Cumple
RESISTENCIA 5	1,540	Cumple
SERVICIO 1	1,679	Cumple

E. Estabilidad al volteo.

COMBINACION	$\Sigma M_R/\Sigma M_A$	
RESISTENCIA 1	6,392	Cumple
RESISTENCIA 3	7,305	Cumple
RESISTENCIA 5	6,569	Cumple
SERVICIO 1	7,131	Cumple

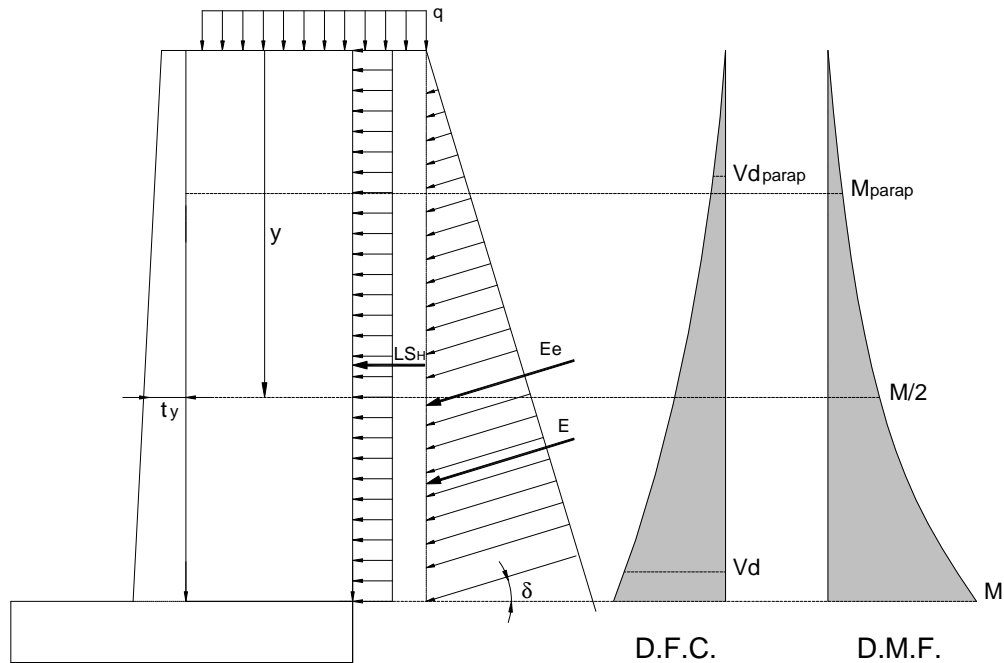
F. Presiones sobre el suelo.



$B/6 = 1,25 \text{ m}$

COMBINACIÓN	x (m)	e (m)	qmax (Kg/m)	OK!	qmin (Kg/m)	Cumple
RESISTENCIA 1	5,496	0,596	21853,98	OK!	10173,56	Cumple
RESISTENCIA 3	5,600	0,700	21398,47	OK!	8557,64	Cumple
RESISTENCIA 5	5,518	0,618	21749,86	OK!	9804,21	Cumple
SERVICIO 1	5,598	0,698	16561,52	OK!	6645,94	Cumple

3.5.2.2.4. Análisis Estructural del Alero “Corte B-B”.



A. Cálculo del cortante y momento de diseño (en la base de la pantalla)

$y = 7,70 \text{ m}$

COMBINACIÓN	CORTANTE V_d (Kg) - A "d" DE LA CARA		
	E_H	LS_H	$n\Sigma V_d$
RESISTENCIA 1	34758,87	5980,77	40739,64
RESISTENCIA 3	34758,87	0,00	34758,87
RESISTENCIA 5	34758,87	4613,74	39372,61
SERVICIO 1	23172,58	3417,58	26590,16

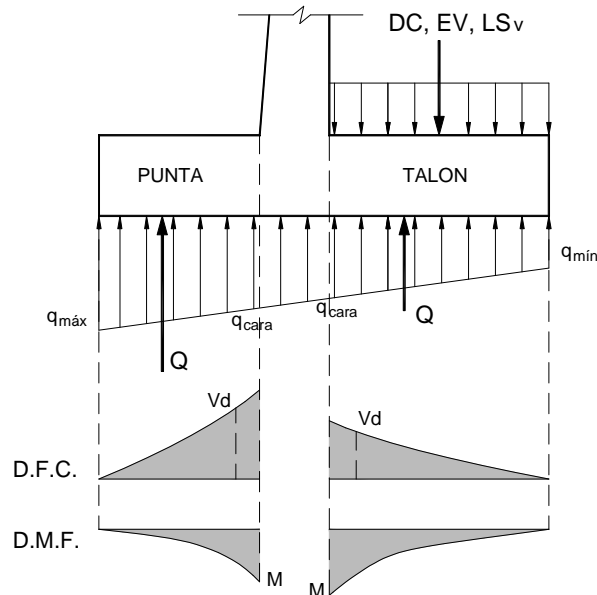
COMBINACIÓN	MOMENTO M (Kg-m) - MÁXIMO		
	E_H	LS_H	$n\Sigma M$
RESISTENCIA 1	90384,45	23176,46	113560,90
RESISTENCIA 3	90384,45	0,00	90384,45
RESISTENCIA 5	90384,45	17878,98	108263,43
SERVICIO 1	60256,30	13243,69	73499,99

B. Ubicación de M/2 para el corte del acero:

$y = 5,445 \text{ m}$
 $t_y = 0,795 \text{ m}$
 $M_u = 113560,90 \text{ Kg-m}$
 $M_u/2 = 56786,25 \text{ Kg-m}$

COMBINACIÓN	MOMENTO M/2 (Kg-m)		
	E _H	LS _H	nΣ(M/2)
RESISTENCIA 1	45196,83	11589,41	56786,25
RESISTENCIA 3	45196,83	0,00	45196,83
RESISTENCIA 5	45196,83	8940,40	54137,24
SERVICIO 1	30131,22	6622,52	36753,74

C. Cálculo del cortante y momento en el talón de la zapata.



COMBINACIÓN	q _{cara} (Kg/m)	CORTANTE Vd (Kg) - A "d" DE LA CARA				
		DC	LSv	EV	Q	nΣVd
RESISTENCIA 1	17086,46	-17250,00	-10150,00	-108523,80	111953,77	-23970,03
RESISTENCIA 3	16157,32	-17250,00	0,00	-108523,80	107972,90	-17800,90
RESISTENCIA 5	16874,09	-17250,00	-7830,00	-108523,80	111043,86	-22559,94
SERVICIO 1	12514,35	-13800,00	-5800,00	-80388,00	83593,12	-16394,88

COMBINACIÓN	qcara (Kg/m)	MOMENTO M (Kg-m) - MÁXIMO				
		DC	LSv	EV	Q	nΣM
RESISTENCIA 1	17086,46	-50460,00	-29435,00	-314719,02	340854,05	-53759,97
RESISTENCIA 3	16157,32	-50460,00	0,00	-314719,02	330536,91	-34642,11
RESISTENCIA 5	16874,09	-50460,00	-22707,00	-314719,02	338495,85	-49390,17
SERVICIO 1	12514,35	-40368,00	-16820,00	-233125,20	255873,63	-34439,57

D. Cálculo del cortante y momento en la punta de la zapata.

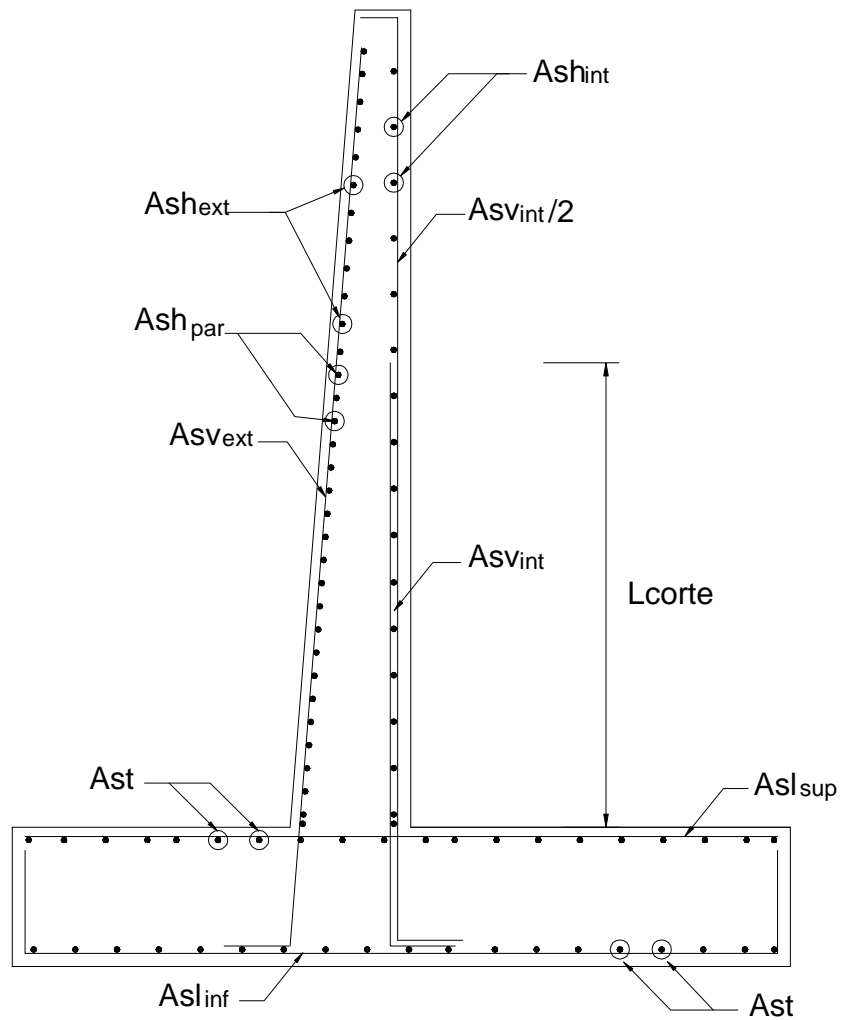
COMBINACIÓN	qcara (Kg/m)	CORTANTE Vd (Kg) - A "d" DE LA CARA		
		DC	Q	nΣV
RESISTENCIA 1	18278,34	-8850,00	59195,17	50345,17
RESISTENCIA 3	17467,61	-8850,00	57327,47	48477,47
RESISTENCIA 5	18093,03	-8850,00	58768,27	49918,27
SERVICIO 1	13526,14	-7080,00	44379,30	37299,30

COMBINACIÓN	qcara (Kg/m)	MOMENTO M (Kg-m) - MÁXIMO		
		DC	Q	nΣM
RESISTENCIA 1	18278,34	-13500,00	103706,36	90206,36
RESISTENCIA 3	17467,61	-13500,00	102189,43	88689,43
RESISTENCIA 5	18093,03	-13500,00	103359,64	89859,64
SERVICIO 1	13526,14	-10800,00	79079,92	68279,92

3.5.2.2.5. Diseño Estructural del Alero “Corte B-B”.

A. Datos previos.

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
$r(\text{pant}) = 0,05 \text{ m}$	$r(\text{zapata}) = 0,1 \text{ m}$
$\phi (\text{Flexión}) = 0,90$	$f (\text{Corte}) = 0,75$



B. Diseño de la pantalla.

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 54723,06 \text{ Kg}$$

$$V_u = 40739,64 \text{ Kg}$$

Cumple

ACERO VERTICAL

CARA INTERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	113560,90 Kg-m
d	0,95 m
a	7,76 cm
As	32,97 cm ²
ρ	0,0035
ρ_{\min}	0,0015
25mm	4,91 cm ²
N° Aceros	7
s (Calculado)	15,00 cm
s (Redond.)	15 cm
As _{vint}	25mm@15
Ld	0,72 m
Lcorte (calc)	2,98 m
Lcorte (redond)	3,00 m
As _{vint} /2	25mm@30

Cumple

CARA EXTERIOR	
DESC.	VALOR
16mm	2,01 cm ²
As _{min}	14,25 cm ²
N° Aceros	8
s (Calculado)	13,89 cm
s (Redond.)	15 cm
As _{vext}	16mm@15

ACERO HORIZONTAL

PARTE INFERIOR	
DESC.	VALOR
12mm	1,13 cm ²
ρ	0,0020
Ash	19,00 cm ²
Ash/3	6,33 cm ²
N° Aceros	5
s (Calculado)	20,00 cm
s (Redond.)	20 cm
Ash _{int}	12mm@20
16mm	2,01 cm ²
2*Ash/3	12,67 cm ²
N° Aceros	7
s (Calculado)	15,03 cm
s (Redond.)	15 cm
Ash _{ext}	16mm@15

PARTE SUPERIOR	
DESC.	VALOR
10mm	0,79 cm ²
ρ	0,0020
Ash	14,90 cm ²
Ash/3	4,97 cm ²
N° Aceros	7
s (Calculado)	14,30 cm
s (Redond.)	15 cm
Ash _{int}	10mm@15
12mm	1,13
2*Ash/3	9,93 cm ²
N° Aceros	8
s (Calculado)	12,79 cm
s (Redond.)	15 cm
Ash _{ext}	12mm@15

RESUMEN:	Ash _{int}	12mm,1@5,15@20,r@15
	Ash _{ext}	16mm,1@5,20@15,r@15

C. Diseño del talón de la zapata.

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 54723,06 \text{ Kg}$$

$$V_u = -16394,88 \text{ Kg}$$

Cumple

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	-34439,57 Kg-m
d	0,90 m
a	-2,35 cm
As	-9,99 cm ²
ρ	-0,0011
ρ_{min}	0,0015
16mm	2,01 cm ²
Nº Aceros	7
s (Calculado)	14,67 cm
s (Redond.)	15 cm
As _{inf}	16mm@15

Usar As_{min}

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
16mm	2,01 cm ²
As _{min}	13,50 cm ²
Nº Aceros	7
s (Calculado)	14,67 cm
s (Redond.)	15 cm
As _{sup}	16mm@15

ACERO TRANSVERSAL

Ast	16mm@15
-----	---------

D. Diseño de la punta de la zapata.

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 54723,06 \text{ Kg}$$

$$V_u = 5034517 \text{ Kg}$$

Cumple

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	90206,36 Kg-m
d	0,90 m
a	6,47 cm
As	27,50 cm ²
ρ	0,0031
ρ_{min}	0,0015
20mm	3,14 cm ²
Nº Aceros	7
s (Calculado)	14,11 cm
s (Redond.)	15 cm
As _{inf}	20mm@15

Usar As_{min}

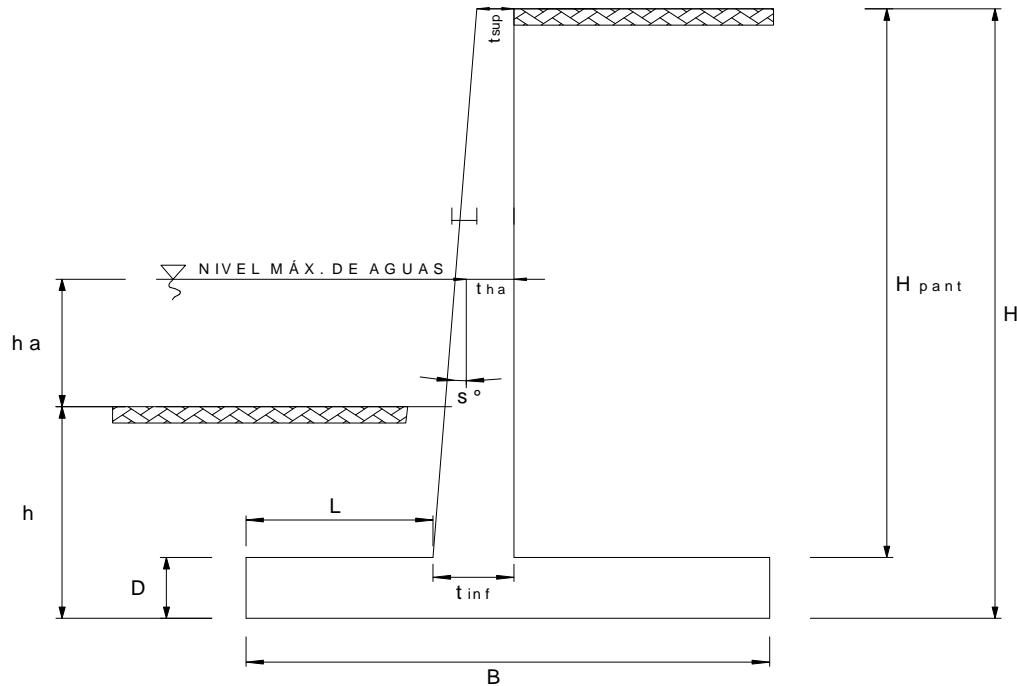
CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
16mm	2,01 cm ²
As _{min}	13,50 cm ²
Nº Aceros	7
s (Calculado)	14,67 cm
s (Redond.)	15 cm
As _{sup}	16mm@15

ACERO TRANSVERSAL

Ast	16mm@15
-----	---------

3.5.2.3. Diseño de la Sección Final del Alero “Corte C-C”.

3.5.2.3.1. Dimensionamiento del Alero “Corte C-C”.



	DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
	H	6,90 m	6,90 m	Dato
	h	3,60 m	3,60 m	Dato
(1)	$B=0.6H$	4,14 m	7,90 m	Criterio
(1)	$D=0.1H$	0,69 m	0,80 m	Criterio
	t_{sup}	0,30 m	0,30 m	Valor mínimo
(1)	$t_{inf}=0.1H$	0,69 m	0,60 m	Criterio
(1)	$L=B/3$	1,38 m	2,60 m	Criterio
	s°	2,82°	2,90°	Calculado
	h_a	2,00 m	2,00 m	Dato
	t_{ha}	0,26 m	0,26 m	Calculado
	H_{pant}	6,10 m	6,10 m	Calculado

NOTAS:

(1) Predimensionamiento tomado del texto "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das, pgna. 389.

3.5.2.3.2. Definición de Cargas del Alero “Corte C-C”.

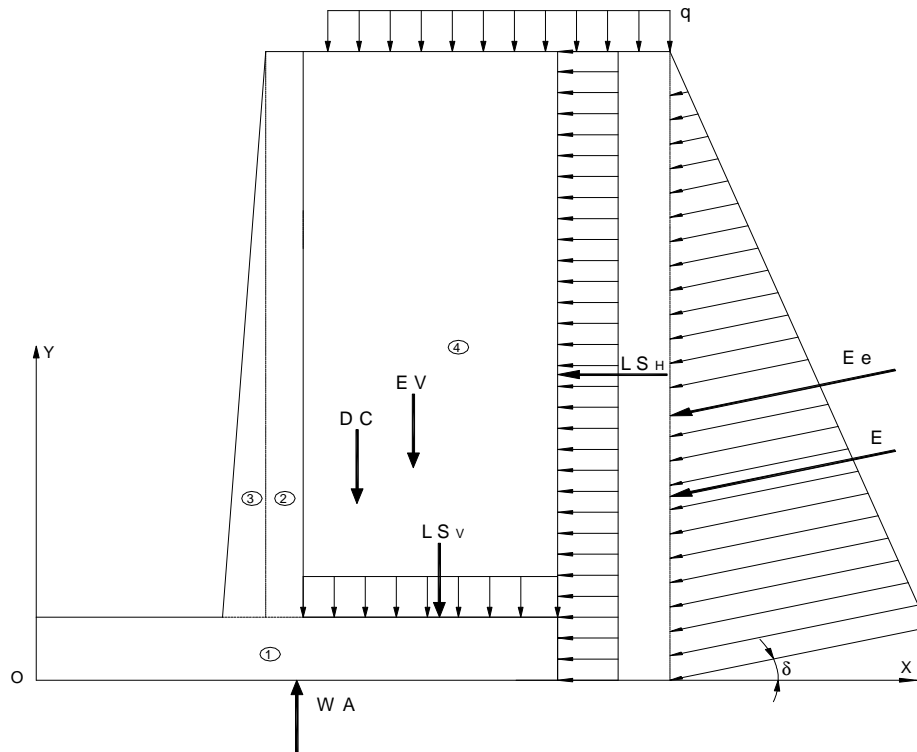
A. Datos previos.

$\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ Kg/m}^3$

$\gamma_m = 1800 \text{ Kg/m}^3$

$\phi = 20^\circ$

(1) $q = 1000 \text{ Kg/m}$



B. Peso propio (DC) y del suelo (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Kg)	x (m)	DC*x (Kg*m)
1	6,32	15168,00	4,90	59913,60
2	1,83	4392,00	3,85	13395,60
3	0,92	2196,00	3,47	6148,80
Σ	--	21756,00	--	79458,00
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Kg)	x (m)	EV*x (Kg*m)
4	44,66	51606,00	6,90	286413,30
Σ	--	51606,00	--	286413,30

DC= 21756,00 Kg
x= 3,65 m

EV= 51606,00 Kg
x= 5,55 m

C. Presión estática del suelo (EH Y EV):

$$\delta = \phi/2 = 10^\circ$$

$$\gamma_m = 1800 \text{ Kg/m}^3$$

$$^{(2)} K_a = 0,4467$$

Empuje estático:

$$E = 19142,48 \text{ Kg}$$

$$EH = 18851,66 \text{ Kg}$$

$$EV = 3324,06 \text{ Kg}$$

$$y = 2,30 \text{ m}$$

$$x = 7,90 \text{ m}$$

D. Sobrecarga superficial y de tráfico (LS):

$$p_H = 446,74 \text{ Kg/m}$$

$$L_{SH} = 3082,53 \text{ Kg}$$

$$y = 3,45 \text{ m}$$

$$L_{SV} = 4700,00 \text{ Kg}$$

$$x = 5,55 \text{ m}$$

E. Subpresión de agua (WA):

$$W_A = -8394,44 \text{ Kg}$$

$$x = 3,95 \text{ m}$$

F. Combinación de cargas.

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	1,50	1,35	1,75	1,00
RESISTENCIA 3	1,25	1,50	1,50	1,35	0,00	1,00
RESISTENCIA 5	1,25	1,50	1,50	1,35	1,35	1,00
SERVICIO 1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

NOTAS:

(1) q puede ser asumido como la sobrecarga distribuida del vehículo de diseño.

(2) K_a obtenido de las ecuaciones propuestas por la teoría de empujes de Coulomb, según de la norma "AASHTO LRFD 2004", Sección 11.10.6.2.1.

3.5.2.3.3. Verificación de Estabilidad del Alero “Corte C-C”.

A. Datos previos.

F.S.D.=	1,50	μ =	0,50
F.S.V.=	2,00	σ t=	2,30 Kg/cm ²

B. Fuerzas y momentos actuantes factorados.

FUERZAS ACTUANTES (Kg)			
COMBINACIÓN	E _H	L _{SH}	nΣF
RESISTENCIA 1	28277,50	5394,42	33671,92
RESISTENCIA 3	28277,50	0,00	28277,50
RESISTENCIA 5	28277,50	4161,41	32438,91
SERVICIO 1	18851,66	3082,53	21934,19

MOMENTOS ACTUANTES (Kg-m)			
COMBINACIÓN	E _H	L _{SH}	nΣM
RESISTENCIA 1	65038,24	18610,75	83648,99
RESISTENCIA 3	65038,24	0,00	65038,24
RESISTENCIA 5	65038,24	14356,86	79395,10
SERVICIO 1	43358,83	10634,71	53993,54

C. Fuerzas y momentos resistentes factorados.

FUERZAS RESISTENTES (Kg)					
COMBINACIÓN	DC	E _v	L _{Sv}	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	27195,00	74155,58	8225,00	-8394,44	101181,13
RESISTENCIA 3	27195,00	74155,58	0,00	-8394,44	92956,13
RESISTENCIA 5	27195,00	74155,58	6345,00	-8394,44	99301,13
SERVICIO 1	21756,00	54930,06	4700,00	-8394,44	72991,61

MOMENTOS RESISTENTES (Kg-m)					
COMBINACIÓN	DC	E _v	L _{Sv}	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	99322,50	422109,02	45648,75	-33158,05	533922,22
RESISTENCIA 3	99322,50	422109,02	0,00	-33158,05	488273,47
RESISTENCIA 5	99322,50	422109,02	35214,75	-33158,05	523488,22
SERVICIO 1	79458,00	312673,35	26085,00	-33158,05	385058,30

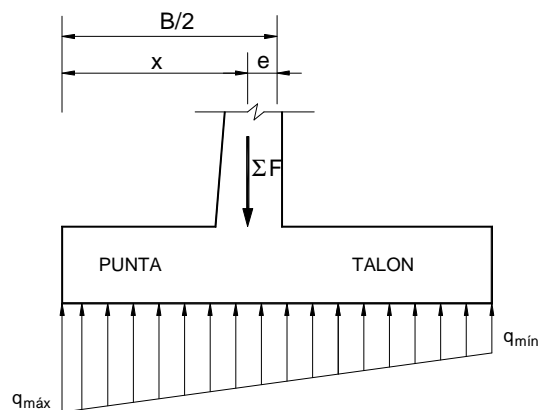
D. Estabilidad al deslizamiento.

COMBINACION	$\mu\Sigma F_v/\Sigma F_H$	
RESISTENCIA 1	1,522	Cumple
RESISTENCIA 3	1,644	Cumple
RESISTENCIA 5	1,531	Cumple
SERVICIO 1	1,664	Cumple

E. Estabilidad al volteo.

COMBINACION	$\Sigma M_R/\Sigma M_A$	
RESISTENCIA 1	6,383	Cumple
RESISTENCIA 3	7,507	Cumple
RESISTENCIA 5	6,593	Cumple
SERVICIO 1	7,132	Cumple

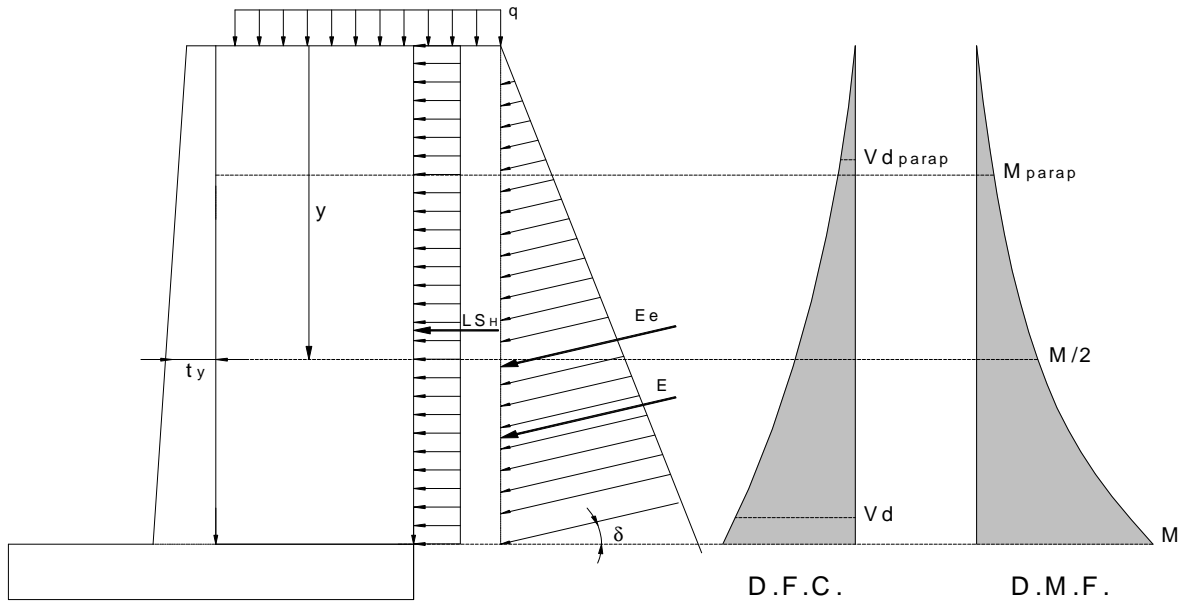
F. Presiones sobre el suelo.



$B/6 = 1,25 \text{ m}$

COMBINACIÓN	x (m)	e (m)	q_{max} (Kg/m)		q_{min} (Kg/m)	
RESISTENCIA 1	4,450	0,500	Cumple	17673,09	OK!	7942,39
RESISTENCIA 3	4,553	0,603	Cumple	17155,98	OK!	6377,22
RESISTENCIA 5	4,472	0,522	Cumple	17554,89	OK!	7584,64
SERVICIO 1	4,536	0,586	Cumple	13349,16	OK!	5129,73

3.5.2.3.4. Análisis Estructural del Alero “Corte C-C”.



A. Cálculo del cortante y momento de diseño (en la base de la pantalla)

$y = 6,10 \text{ m}$

COMBINACIÓN	CORTANTE V_d (Kg) - A "d" DE LA CARA		
	E_H	LS_H	$n\Sigma V_d$
RESISTENCIA 1	21739,70	4729,89	26469,59
RESISTENCIA 3	21739,70	0,00	21739,70
RESISTENCIA 5	21739,70	3648,77	25388,47
SERVICIO 1	14493,13	2702,79	17195,93

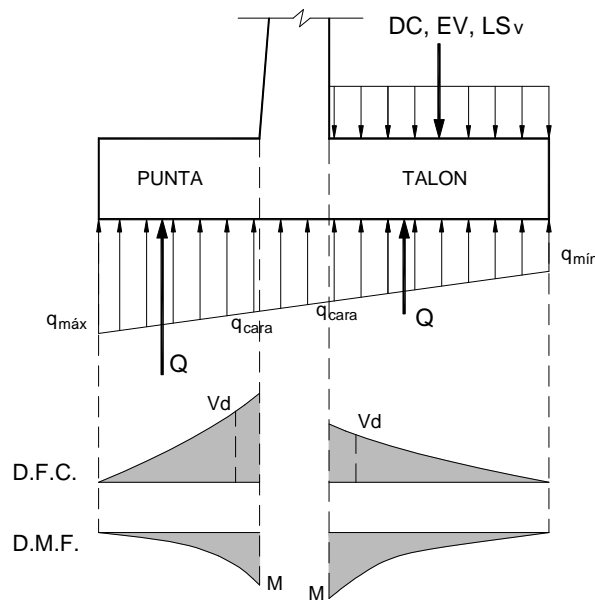
COMBINACIÓN	MOMENTO M (Kg-m) - MÁXIMO		
	E_H	LS_H	$n\Sigma M$
RESISTENCIA 1	44937,72	14545,39	59483,11
RESISTENCIA 3	44937,72	0,00	44937,72
RESISTENCIA 5	44937,72	11220,73	56158,45
SERVICIO 1	29958,48	8311,65	38270,13

B. Ubicación de M/2 para el corte del acero:

$y = 4,315 \text{ m}$
 $t_y = 0,512 \text{ m}$
 $M_u = 59483,11 \text{ Kg-m}$
 $M_u/2 = 29764,29 \text{ Kg-m}$

COMBINACIÓN	MOMENTO M/2 (Kg-m)		
	E _H	LS _H	nΣ(M/2)
RESISTENCIA 1	22486,04	7278,25	29764,29
RESISTENCIA 3	22486,04	0,00	22486,04
RESISTENCIA 5	22486,04	5614,65	28100,69
SERVICIO 1	14990,69	4159,00	19149,70

C. Cálculo del cortante y momento en el talón de la zapata.



COMBINACIÓN	q _{cara} (Kg/m)	CORTANTE V _d (Kg) - A "d" DE LA CARA				
		DC	LS _v	EV	Q	nΣV _d
RESISTENCIA 1	13731,54	-11160,00	-8225,00	-69668,10	73015,76	-16037,34
RESISTENCIA 3	12789,90	-11160,00	0,00	-69668,10	69624,16	-11203,94
RESISTENCIA 5	13516,31	-11160,00	-6345,00	-69668,10	72240,54	-14932,56
SERVICIO 1	10019,77	-8928,00	-4700,00	-51606,00	54332,76	-10901,24

COMBINACIÓN	q _{cara} (Kg/m)	MOMENTO M (Kg-m) - MÁXIMO				
		DC	LS _v	EV	Q	nΣM
RESISTENCIA 1	13731,54	-26508,00	-19328,75	-163720,04	180687,80	-28868,99
RESISTENCIA 3	12789,90	-26508,00	0,00	-163720,04	173413,31	-16814,72
RESISTENCIA 5	13516,31	-26508,00	-14910,75	-163720,04	179025,06	-26113,73
SERVICIO 1	10019,77	-21206,40	-11045,00	-121274,10	135183,77	-18341,73

D. Cálculo del cortante y momento en la punta de la zapata.

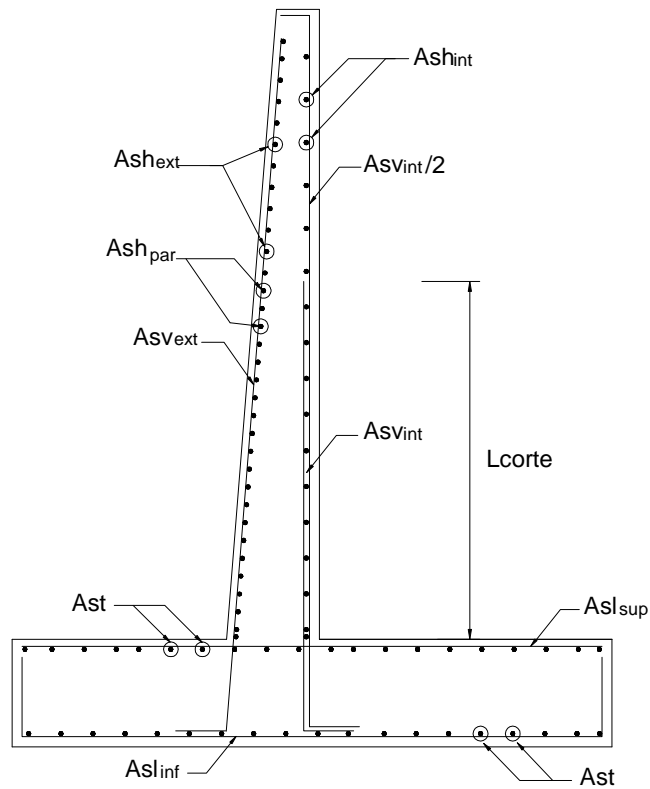
COMBINACIÓN	q _{cara} (Kg/m)	CORTANTE V _d (Kg) - A "d" DE LA CARA		
		DC	Q	nΣV
RESISTENCIA 1	14470,58	-6120,00	40983,18	34863,18
RESISTENCIA 3	13608,54	-6120,00	39224,76	33104,76
RESISTENCIA 5	14273,54	-6120,00	40581,25	34461,25
SERVICIO 1	10644,03	-4896,00	30591,32	25695,32

COMBINACIÓN	q _{cara} (Kg/m)	MOMENTO M (Kg-m) - MÁXIMO		
		DC	Q	nΣM
RESISTENCIA 1	14470,58	-8112,00	63343,20	55231,20
RESISTENCIA 3	13608,54	-8112,00	61983,98	53871,98
RESISTENCIA 5	14273,54	-8112,00	63032,52	54920,52
SERVICIO 1	10644,03	-6489,60	48167,94	41678,34

3.5.2.3.5. Diseño Estructural del Alero “Corte C-C”.

A. Datos previos.

$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
$r(\text{pant}) = 0,05 \text{ m}$	$r(\text{zapata}) = 0,1 \text{ m}$
$\phi(\text{Flexión}) = 0,90$	$f(\text{Corte}) = 0,75$



B. Diseño de la pantalla.

VERIFICACION DE CORTANTE

$\phi V_c = 3168,18 \text{ Kg}$

$V_u = 2646,96 \text{ Kg}$

Cumple

ACERO VERTICAL

CARA INTERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	5948,31 Kg-m
d	0,55 m
a	7,20 cm
As	30,62 cm ²
ρ	0,0056
ρ_{min}	0,0015
25mm	4,91 cm ²
Nº Aceros	7
s (Calculado)	16,56 cm
s (Redond.)	20 cm
As _{vint}	25mm@20
Ld	0,72 m
Lcorte (calc)	2,50 m
Lcorte (redond)	2,50 m
As _{vint} /2	25mm@40

Cumple

CARA EXTERIOR	
DESC.	VALOR
16mm	2,01 cm ²
As _{min}	8,25 cm ²
Nº Aceros	5
s (Calculado)	24,00 cm
s (Redond.)	25 cm
As _{vext}	16mm@25

ACERO HORIZONTAL

PARTE INFERIOR	
DESC.	VALOR
12mm	1,13 cm ²
ρ	0,0020
Ash	11,00 cm ²
Ash/3	3,67 cm ²
Nº Aceros	3
s (Calculado)	34,64 cm
s (Redond.)	35 cm
Ash _{int}	12mm@35
16mm	2,01 cm ²
2*Ash/3	7,33 cm ²
Nº Aceros	4
s (Calculado)	27,00 cm
s (Redond.)	30 cm
Ash _{ext}	16mm@30

PARTE SUPERIOR	
DESC.	VALOR
10mm	0,79 cm ²
ρ	0,0020
Ash	9,24 cm ²
Ash/3	3,08 cm ²
Nº Aceros	5
s (Calculado)	23,04 cm
s (Redond.)	25 cm
Ash _{int}	10mm@25
12mm	1,13
2*Ash/3	6,16 cm ²
Nº Aceros	5
s (Calculado)	20,81 cm
s (Redond.)	25 cm
Ash _{ext}	12mm@25

RESUMEN:	Ash _{int}	12mm,1 @ 5,8@35,r@25
	Ash _{ext}	16mm,1 @ 5,9@30,r@25

C. Diseño del talón de la zapata.

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 4320,24 \text{ Kg}$$

$$V_u = -1090,12 \text{ Kg}$$

Cumple

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	-1681,47 Kg-m
d	0,70 m
a	-1,48 cm
As	-6,29 cm ²
ρ	-0,009
ρ_{min}	0,0015
16mm	2,01 cm ²
Nº Aceros	6
s (Calculado)	18,86 cm
s (Redond.)	20 cm
As _{linf}	16mm@20

Usar Asmin

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
16mm	2,01 cm ²
As _{min}	10,50 cm ²
Nº Aceros	6
s (Calculado)	18,86 cm
s (Redond.)	20 cm
As _{lsup}	16mm@20

ACERO TRANSVERSAL

Ast	16mm@20
-----	---------

D. Diseño de la punta de la zapata.

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 4320,24 \text{ Kg}$$

$$V_u = 3486,32 \text{ Kg}$$

Cumple

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	5523,12 Kg-m
d	0,70 m
a	5,10 cm
As	21,66 cm ²
ρ	0,0031
ρ_{min}	0,0015
20mm	3,14 cm ²
Nº Aceros	6
s (Calculado)	17,91 cm
s (Redond.)	20 cm
As _{linf}	20mm@20

Usar Asmin

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
16mm	2,01 cm ²
As _{min}	10,50 cm ²
Nº Aceros	6
s (Calculado)	18,86 cm
s (Redond.)	20 cm
As _{lsup}	16mm@20

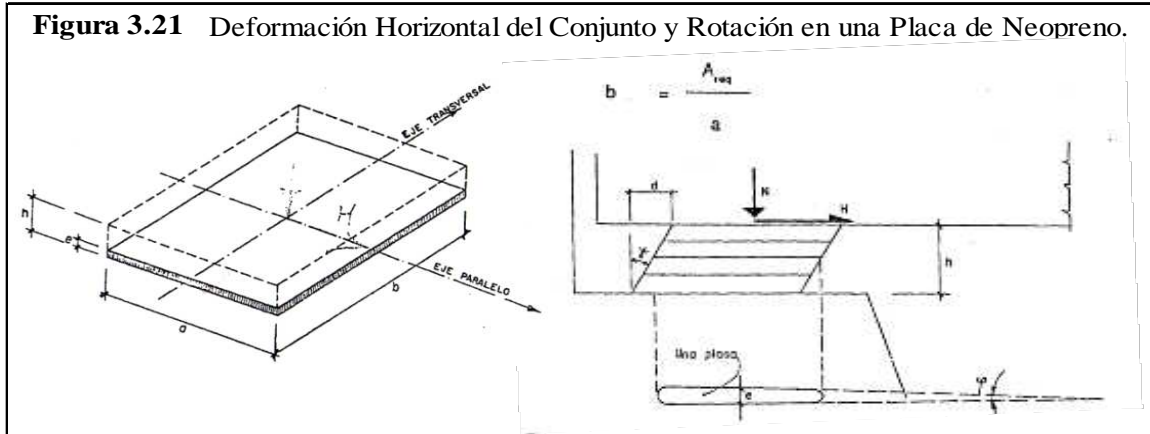
ACERO TRANSVERSAL

Ast	16mm@20
-----	---------

3.5.3 Aparatos de Apoyo.

3.5.3.1 Apoyo de Neopreno.

A. Geometría:



B. Datos de entrada:

Fatiga máxima admisible en compresión para el Neopreno.-	$\beta_{n,m} =$	10 MPa
Módulo de elasticidad transversal.-	$G =$	0,90 MPa
Modulo de elasticidad H° .-	$E =$	285000,00 kg/cm ²
Longitud del Puente.-	$L =$	30,6 m
Fuerza de Frenado.-	$F_1 =$	1813 kg.
Placa Cuadrada.-	$\emptyset =$	0,50
Dimensiones de la Placa.-	$a =$	26,60 cm
	$b =$	22,64 cm
Espesor Total de la Almohadilla (Calculado).-	$h =$	3,6 cm
	Adoptado.-	$T =$
Espesor unitario de las placas.-	$e =$	1,20 cm
Número de placas.-	$n =$	3,00
Número de placas.-	$n =$	3,00
Espesor de las placas de acero.-	$s =$	1,00 mm
Tensión admisible de las planchas de acero.-	$\sigma_{adm} =$	140,00 MPa
Reacción por Peso Propio de la Superestructura.-	$R_{DC} =$	44222,62 kg
Reacción por Peso Accesorios de la Superestructura.-	$R_{DW} =$	736,28 kg
Reacción por Carga Viva de la Superestructura.-	$R_{LL} =$	25802,13 kg
TOTAL (ELS).-	$N =$	70761,03 kg

C. Verificaciones:

Espesor Unitario del Neopreno.-

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

(Cumple)

Fatiga Máxima Admisible.-

$$\beta_n < 0,6 * \frac{a}{e} < 13,2 MPa$$

(Cumple)

Por distorsión se deben cumplir las siguientes limitaciones:

$\mu \leq$ 0,70 (Retracción, Deformación lenta, etc.) (Cumple)
 1,20 (Frenado, Viento, etc.) (Cumple)

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

$$\mu = \frac{H}{N} \leq 0,4$$

(Cumple)

Resistencia admisible de las planchas de acero.-

$$\beta a \leq \sigma_{adm}$$

(Cumple)

D. Diseño:

1.- Área de tanteo.-

$$A \geq \frac{N}{\beta_{nm}} \quad A \geq 708 \quad \text{cm}^2$$

Un primer valor de la menor dimensión estará dado por:

$$a = \sqrt{A} = 26,60 \quad \text{cm}$$

2.- Espesor unitario del neopreno.-

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

$$12 < 20,83 < 22 \quad \text{(Cumple)}$$

3.- Fatiga máxima admisible.-
 Solamente trabaja al 60%.

$$\beta_n < 0,6 * \frac{a}{e} < 13,2 MPa$$

$$\beta_n \leq 12,50 < 13,2 \text{ MPa} \quad \text{(Cumple)}$$

4.- Área requerida.-

$$\boxed{A_{req} = \frac{N}{\beta_n}} = A_{req} = 566,09 \text{ cm}^2$$

Con lo que ya es posible determinar la otra dimensión de la placa:

$$b = \frac{A_{req}}{a} = 22,64 \text{ cm}$$

5.- Fatiga media en el aparato de apoyo.-

$$\boxed{\beta_m = \frac{N}{a * b}} \quad \beta_m = 113,22 \text{ kg/cm}^2$$

6.- Cálculo de la distorsión μ .-

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

Por distorsión se deben cumplir las siguientes limitaciones:

$$\mu \leq \begin{cases} 0,7 \text{ Rad (Retracción, Deformación lenta, etc.)} \\ 1,2 \text{ Rad (Frenado, Viento, etc.)} \end{cases}$$

H = Fuerza Horizontal.

G = Módulo de elasticidad transversal del neopreno, que varia entre 0,8 y 1,0 MPa.

Cargas instantáneas:

1.- Fuerza de frenado: $F_1 = 1812,50 \text{ kg.}$

$$\boxed{\Delta_1 = \frac{F_1 * T}{G * a * b}} \quad \Delta_1 = 0,012 \text{ m}$$

2.- Cargas por influencias lentas:

Se tomará la deformación total por influencias el valor máximo de las siguientes relaciones:

$$\Delta_2 \geq \begin{cases} \frac{1}{3} * \delta_T = 0,0054 \\ \frac{1}{2} * \Delta_1 = 0,0058 \end{cases} \quad \Delta_2 = 0,0058$$

$$F_2 = \frac{G * \Delta_2 * a * b}{T}$$

$$F_2 = 906,25 \text{ kg.}$$

$F_1 =$	1812,50 kg	Por Cargas Instantáneas.
$F_2 =$	906,25 kg	Por Influencias lentas.
$d = \Delta_1 + \Delta_2 =$	0,017 m	Deformación máxima.

a) Distorsión por influencias lentas:

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

$$\mu = 0,161 \text{ (Cumple)}$$

b) Distorsión por cargas instantáneas:

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

$$\mu = 0,322 \text{ (Cumple)}$$

7.- Espesor del aparato de apoyo.- $d = 0,017 \text{ m}$

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

$$h = 3,6 \text{ cm}$$

8.- El número de placas será:

$$n = \frac{h}{e}$$

$$n = 3,00$$

9.- Rotación de la placa.-

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

$$\Omega = 0,0046 \text{ rad.}$$

Máxima rotación para todo el apoyo: $\Omega * n = 0,0137 \text{ rad.}$

10.- El Coeficiente de rozamiento entre la cara de la viga y la superficie de neopreno debe ser tal que:

$$\mu = \frac{H}{N} \leq 0,4$$

$$\mu = 0,0384 \leq 0,40 \text{ (Cumple)}$$

$$H = F_1 + F_2 = 2719 \text{ kg}$$

11.- Verificación de la deformación vertical del neopreno (Compresibilidad).

Se aplica la ley de Hooke:

$$\Delta_h = \frac{\beta_m}{E_n} * h$$

E_n = Módulo elástico del Neopreno.

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

$\phi =$ 0,50 Placa Cuadrada.- $E_n =$ 1990,95 kg/cm²

$\Delta_h =$ 0,20 cm.

La fatiga de las placas de 1 mm de espesor de acero que van intercaladas en la goma es:

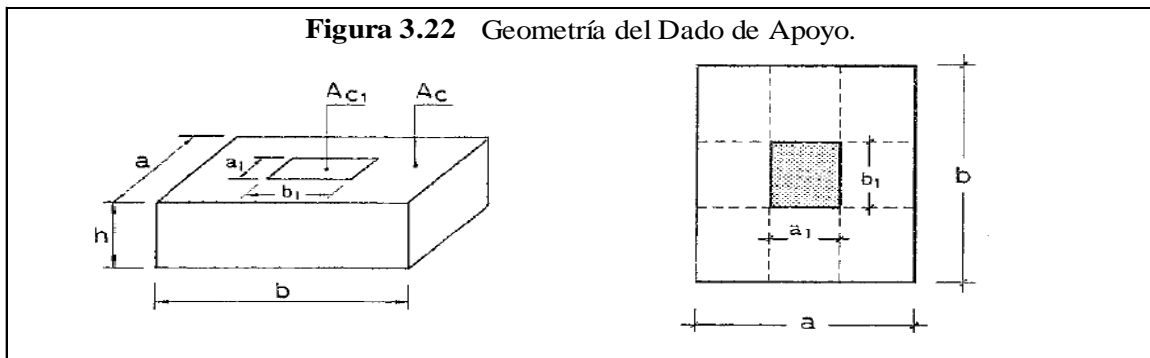
$$\beta_a = 0.75 \frac{e}{s} * \beta_m \quad \beta a = 1018,96 \text{ kg/cm}^2$$

Se debe cumplir que: $\beta a \leq \sigma_{adm} (\leq 140 \text{ MPa})$ **(Cumple)**

Tensión admisible $\sigma_{adm} =$ 140,00 MPa = 1427,12 kg/cm².

3.5.3.2. Dado de Apoyo.

A. Geometría:



B. Predimensionamiento:

Dado.-

Neopreno.-

$a = 40,00 \text{ cm}$
 $b = 40,00 \text{ cm}$
 $f_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$
 $f_c = 210,00 \text{ kg/cm}^2$
 $A_{C1} = 625 \text{ cm}^2$
 $A_C = 1600 \text{ cm}^2$

$b_1 = 25,00 \text{ cm}$
 $a_1 = 25,00 \text{ cm}$

$$A_{C1} = a_1 * b_1$$

$$A_C = a * b$$

C. Carga de la superestructura:

Peso por Viga: $R_{DC} = 44222,62 \text{ kg.}$
 $R_{DW} = 736,28 \text{ kg.}$
 $R_{LL} = 25802,13 \text{ kg.}$

Total: $N = 70761,03 \text{ kg.}$

D. Esfuerzo último de la superestructura:

$$N_d = 1,25R_{DC} + 1,50R_{DW} + 1,75R_{LL} \quad N_d = 101536 \text{ kg.}$$

E. Tensión debida a la compresión localizada:

$$N_U = A_{C1} * f'_{cd} * \sqrt{\frac{A_C}{A_{C1}}} \geq 3,3 * A_{C1} * f'_{cd}$$

$$N_U = 189000 \quad \neq \quad 389812,5$$

$$N_U = 389813 \text{ kg.}$$

Debe cumplirse que: $N_d \leq N_U$

$$101536 \leq 389813 \quad \text{(Cumple)}$$

F. Comprobación de la necesidad de armadura:

Una comprobación, del lado de la seguridad es la siguiente: Se supone extendida la tensión de contacto, sucesivamente, a todo el ancho a o b, y se obtiene:

En dirección a: $\sigma_{ct.m\acute{a}x} = 0,5 * \frac{N * (a - a_1)}{a^2 * b_1} \quad \sigma_{ct,m\acute{a}x} = 20,04 \text{ kg/cm}^2$

En dirección b: $\sigma_{ct.m\acute{a}x} = 0,5 * \frac{N * (b - b_1)}{b^2 * a_1} \quad \sigma_{ct,m\acute{a}x} = 20,04 \text{ kg/cm}^2$

De acuerdo con EHE debe cumplirse:

$$\sigma_{ct.m\acute{a}x} \leq \frac{1}{2} * f_t = \frac{1}{2} * (1,5 * \sqrt{f'_c}) \quad f_t = \text{Resistencia a la tracción directa del Hormigón.}$$

$$\sigma_{ct,m\acute{a}x} = 10,87 \geq 20,04 \quad \text{(No Cumple)}$$

Se Necesita Armadura Transversal.

G. Armadura transversal.

En la dirección a: $A_s = \frac{0,25 * N_d * \left(\frac{a-a_1}{a}\right)}{f_{yd}} \quad A_s = 2,52 \text{ cm}^2$

En la dirección b:

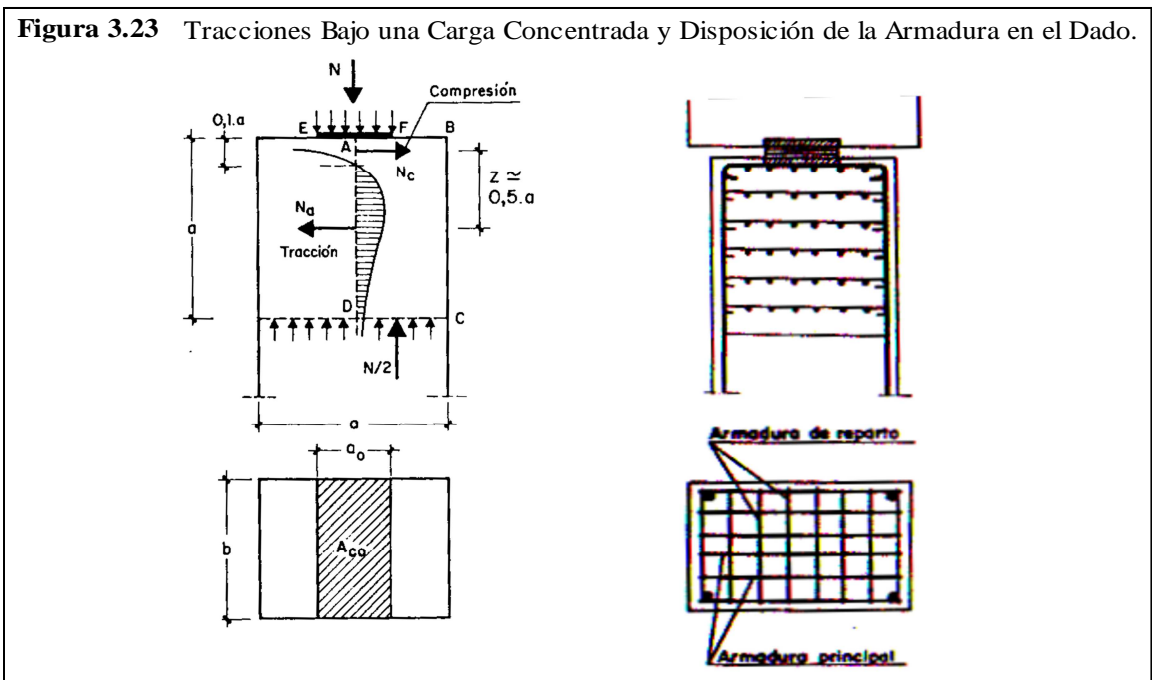
$$A_s = \frac{0,25 * N_d * \left(\frac{b-b_1}{b}\right)}{f_{yd}}$$

As = 2,52 cm²

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm ² /m)
8	10	5,03
8	9	4,52
8	9	4,52

En dirección a.

En dirección b.



En dirección a.

Mínima separación de la Armadura:

$$S_{\min} \geq 3,80 \text{ cm}$$

$$\text{Separación entre fierros} = \frac{a}{N^{\circ}\text{Fierros}} = 4,44 \text{ cm}$$

En dirección b.

Mínima separación de la Armadura:

$$S_{\min} \geq 3,80 \text{ cm}$$

$$\text{Separación entre fierros} = \frac{b}{N^{\circ}\text{Fierros}} = 4,44 \text{ cm}$$

As (Dirección a).- Usar 3Ø 8 mm por capa (3 capas).
 As (Dirección b).- Usar 3Ø 8 mm por capa (3 capas).

CAPÍTULO 4

PLAN DE EJECUCIÓN Y PRESUPUESTO DE LA OBRA.

4.1 MÉTODO CONSTRUCTIVO.

4.1.1 Generalidades.

El presente trabajo sintetiza uno de los distintos métodos y sistemas constructivos que se aplican en la actualidad Bolivia a la construcción de puentes de hormigón, en particular utilizando elementos de hormigón prefabricados.

El método constructivo se denomina “lanzamiento mecánico de vigas”, consiste en levantar las vigas en forma vertical por medio de una grúa hasta su posición final sobre los estribos si tener desviaciones geométricas.

4.1.2 Planeación Integral.

- La construcción debe realizarse en época de estiaje entre los meses de abril a septiembre.
- Por ningún motivo se deberá interrumpir la libre circulación de los vehículos.
- La zona debe estar perfectamente señalizada para emprender la construcción, velando siempre la seguridad del peatón.
- La instalación de faenas debe ser ubicada de manera organizada, de tal forma que no impida u obstruya el acceso de la maquinaria al lugar de trabajo.
- Se debe realizar la limpieza del lugar, cortes de maleza, delimitación de la zona y replanteo de los accesos y del emplazamiento del estribo; además si desea el contratista, una verificación de la capacidad portante del suelo de fundación del proyecto.
- Se debe garantizar la seguridad del personal de la obra, proporcionando guantes, cascos, etc.
- Antes de comenzar cualquier actividad de construcción se deben obtener y revisar los diferentes documentos y planos que sean necesarios durante las diferentes etapas de construcción.
- Elaborar una lista de todo el equipo y herramienta seleccionados de lo que es necesario tener en obra, y elaborando un plan de inspecciones para verificar las actividades.

4.1.3 Hormigonado In Situ.

Las vigas que componen la estructura serán fabricadas en el sitio, es decir armadas y hormigonadas en la zona de faenas, se deberá construir la cama de las vigas sobre una base nivelada de hormigón armado de 10 a 30 cm, sobre durmientes y calzas de madera inferiores y laterales evitando el contacto con el terreno.

En las cuatro vigas postensadas de 30.6 m de longitud y 1.60 m de altura, estarán dispuestas las vainas formando la línea parabólica definida en el diseño; éstas alojarán los cables de pretensado, conformado por 11 torones de 7 hilos trenzados de 0.5 pulgadas cada uno.

Además de la armadura activa, se dispondrán todas las demás armaduras de diseño, en la mitad de la altura de la viga, a la mitad de la distancia del bloque de anclaje se colocará un tubo de fierro galvanizado de 2" de diámetro, previsto de un zuncho alrededor de él; el tubo alojará los dispositivos de izaje y la armadura de anclaje distribuirá la concentración de tensiones en la viga en el momento del izado.

Se encofrarán las vigas para su posterior hormigonado, éste debe hacerse de forma continua para obtener una estructura monolítica y deberán tener una resistencia característica a los 28 días de 350 kg/cm².

Figura 4.1 Disposición de las Armaduras de Diseño.



Figura 4.2 Encofrado de Vigas.



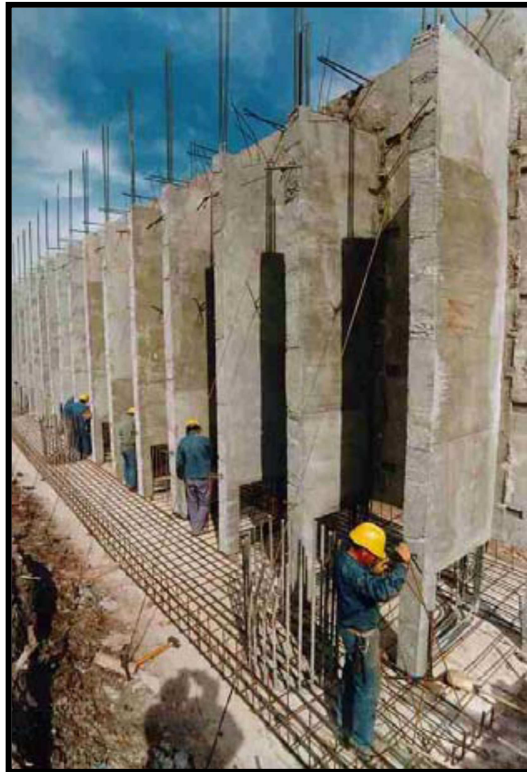
Figura 4.3 Playa de Vigas.



Paralelamente a este ítem se puede proceder a la construcción de los estribos empezando por la excavación, si es necesario con agotamiento, llegando al nivel de fundación compactar el terreno y colocar una capa de no menos de 0.05 m de hormigón pobre, empezar a proceder la disposición de las armaduras, encofrar las mismas para proceder al hormigonado en forma constante.

El estribo soporta el empuje del terraplén adyacente a él; el terraplén debe ser conformado por el terreno excavado, compactado hasta formar las pendientes indicadas de los accesos propuestos.

Figura 4.4 Construcción de Estribo.



4.1.4 Tesado de Cables.

Después de colocar los cables se procede a tensar; cada viga requiere de tres tendones postensados totalizando 33 torones, la fuerza aplicada a los cables es de 500 toneladas; en esta etapa de construcción la faena estará a cargo de los gatos hidráulicos.

Figura 4.5 Gato en el Tesado General.



Después de aplicarse la tensión de trabajo a las armaduras activas, se anclan a la estructura en sus dos extremos. El sistema “adherente”, se rellena el interior de las vainas con un mortero de alta resistencia a presión, de manera que la armadura queda adherida al concreto formando una sección monolítica, a su vez el mortero asegura la protección del acero frente a la corrosión.

Figura 4.6 Inyección de Lechada de Cemento.



4.1.5 Montaje de las Vigas.

Antes del montaje se debe verificar el alcance máximo de la pluma de la grúa para su correcta ubicación en el lugar de trabajo. Las vigas se empezarán a manipular una vez que estén contruidos los estribos, con bancos limpios donde se colocarán apoyos de neopreno compuesto sobre dados de apoyo para el asiento de las vigas.

Figura 4.7 Apoyos de Neopreno Compuesto.



En el momento del montaje el ingeniero o contratista deberá utilizar toda su ingeniería e imaginación (dependiendo al lugar de trabajo) para evitar dificultades, se amarra una cuerda en la viga para controlar de mejor manera su movimiento, se levanta cuidadosamente a cierta altura para hacerle unas revisiones finales, el izado y colocado de las vigas debe realizarse cuidadosamente, nunca deben ser golpeadas, para ello se puede proveer un apuntalamiento provisional con encofrados perdidos o bien construir torres metálicas temporales que cumplan el mismo rol de soporte.

Figura 4.8 Lanzamiento de Vigas.



4.1.6 Diafragmas y Tableros Emparrillados.

Posteriormente, se ubican los sistemas de emparrillados, que constituyen el tipo más corriente en la construcción de tableros: una serie de vigas longitudinales prefabricadas (principales) vinculadas transversalmente con una losa hormigonada in situ, superior o por franjas laterales a las cabezas de las vigas.

Figura 4.9 Sistema de Emparrillados.

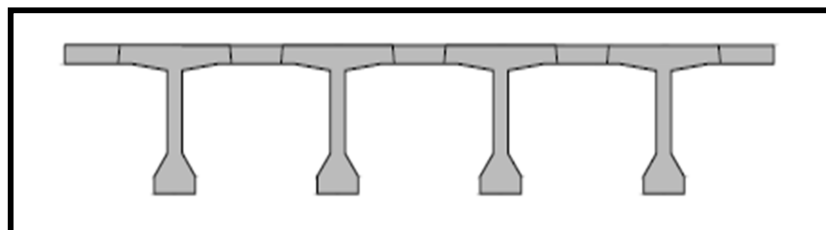


Figura 4.10 Tablero Hormigonado In Situ.



Se sabe que la disposición de vigas transversales en el tramo constituyen elementos de considerable rigidez, concentra las cargas a través de las mismas y por lo tanto sus armaduras y consecuentemente sus empalmes. Se colocarán barras en espera que sobresalgan de las vigas principales prefabricadas, aunque complican la construcción y transporte de las mismas.

Figura 4.11 Armaduras de Espera para las Vigas Transversales.



Las aceras serán encofradas también como parte del tablero para tener una mezcla homogénea del hormigón; esperar el fraguado del hormigón del tablero y de los diafragmas, después se procederá a la construcción del barandado respetando detalles de los planos, este barandado puede ser proyectado 4 m más de la longitud del puente con las mismas características u otras dependiendo del contratista para velar la seguridad del peatón.

Finalmente, colocar la capa de rodado obedeciendo la rasante de proyecto de los accesos con un bombeo del 2%, no olvidar en la construcción las juntas de dilatación entre el espaldar del estribo y la losa, los pasos de la red de agua potable, conexiones eléctricas, drenaje de la calzada cercana al puente, proveer alcantarillas de alivio en las partes más bajas de las curvas verticales y los detalles de señales de tránsito que den restricción de la velocidad del proyecto y dirección del flujo vehicular.

4.2 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

Se presentan especificaciones técnicas en forma general, en base al método constructivo elegido, las cuales muestran los requisitos mínimos que se tendrán que cumplir para llevar a cabo la construcción del puente vehicular, además cabe mencionar que se deben aplicar las normas estructurales y de hormigones. Estas especificaciones se detallan en el ANEXO B.1.

4.3 PRESUPUESTO DEL PROYECTO.

4.3.1 Cómputos Métricos.

N°	DESCRIPCIÓN DEL ÍTEM	N°	DIMENSIONES			UNIDAD	CANTIDADES	
		PARTES	LARGO	ANCHO	ALTO		PARCIAL	TOTAL
MI. OBRAS PRELIMINARES								
1	INSTALACIÓN DE FAENAS							
	Campamento - Depósito	1				glb	1,00	
	TOTAL					glb		1,00
2	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPO							
	Empresa - Campamento	1				glb	1,00	
	TOTAL					glb		1,00
3	LETRERO DE OBRA							
	Letrero en la calle Junín	1				pza	1,00	
	TOTAL					pza		1,00
4	LIMPIEZA Y DESBROCE							
	Área del proyecto	1	52,00	12,00		m2	624,00	
	TOTAL					m2		624,00
5	REPLANTEO Y TRAZADO GLOBAL							
	Emplazamiento de la obra	1				glb	1,00	
	TOTAL					glb		1,00
6	EXCAVACIÓN CON RETROEXCAVADORA							
	Sección de los accesos	1	V=	1118,49		m3	1118,49	
	TOTAL					m3		1.118,49

CAPÍTULO 4 - PLAN DE EJECUCIÓN Y PRESUPUESTO DE LA OBRA

7	EXCAVACIÓN CON AGOTAMIENTO Y ENTIBADO							
	Terreno de fundación	1	V=	319,57		m3	319,57	
	TOTAL					m3		319,57
8	ESTUDIO DE SUELOS							
	Suelo de fundación	1				glb	1,00	
	TOTAL					glb		1,00
9	HORMIGÓN PARA NIVELACIÓN f'c = 110 kg/cm2							
	Base de estribos	2	A=	199,30	0,10	m3	39,86	
	TOTAL					m3		39,86
M2. INFRAESTRUCTURA								
10	HORMIGÓN P/ESTRIBOS f'c = 210 kg/cm2							
	Cuerpo de estribos	2	V=	116,72		m3	233,44	
	Aleros	4	V=	83,29		m3	333,15	
	Dados de apoyo	8	V=	0,0142		m3	0,11	
	TOTAL					m3		566,70
11	ACERO DE REFUERZO P/ESTRIBOS fy = 4200 kg/cm2							
	Estribos	1	P=	17249,12		kg	17249,12	
	Aleros	1	P=	23479,47		kg	23479,47	
	TOTAL					kg		40.728,59
12	DRENAJE DE ESTRIBOS - BARBACANAS PVC DE 4"							
	Estribos y aleros	1	13,28			ml	13,28	
	TOTAL					ml		13,28
13	APOYOS DE NEOPRENO COMPUESTO							
	Para las vigas I	8	2,50	2,50	0,36	dm3	18,00	
	TOTAL					dm3		18,00
M3. SUPERESTRUCTURA								
14	HORMIGÓN P/VIGAS TIPO I CON f'c = 350 kg/cm2							
	Vigas I	4	V=	20,97		m3	83,86	
	TOTAL					m3		83,86
15	CABLE DE PRETENSADO GRADO 270 D = 1/2"							
	Cable N° 1	4	30,31			ml	121,25	
	Cable N° 2	4	30,36			ml	121,42	
	Cable N° 3	4	30,43			ml	121,74	
	TOTAL					ml		364,41
16	INYECCIÓN DE LECHADA DE CEMENTO							
	En las vainas de las vigas	4	91,10			ml	364,41	
	TOTAL					ml		364,41
17	TESADO DE CABLE							
	Tesado de cable	4	91,10			ml	364,41	
	TOTAL					ml		364,41
18	ACCESORIO P/ANCLAJE DE PRETENSADO							
	Número de accesorios	12				juego	12,00	
	TOTAL					juego		12,00

CAPÍTULO 4 - PLAN DE EJECUCIÓN Y PRESUPUESTO DE LA OBRA

19	LANZAMIENTO DE VIGAS							
	Número de vigas	4				viga	4,00	
	TOTAL					viga		4,00
20	HORMIGÓN P/SUPERESTRUCTURA CON f'c = 210 kg/cm2							
	Postes del barandado	17	A =	0,19	0,20	m3	0,65	
	Pasamanos superior	2	30,6	0,12	0,12	m3	0,88	
	Aceras	2	A =	0,22	30,60	m3	0,44	
	Losa	1	30,6	7,84	0,18	m3	43,18	
	Diafragmas	5	V=	1,63		m3	8,17	
	TOTAL					m3		53,33
21	ACERO DE REFUERZO P/SUPERESTRUCTURA fy= 4200 kg/cm2.							
	Barandado losa y diafragmas	1	P =	7456,84		kg	7456,84	
	Vigas de H°P°	1	P=	6633,61		kg	6633,61	
	TOTAL					kg		14.090,45
22	DRENAJE DE CALZADA - BARBACANAS PVC DE 4"							
	N° Barbacanas /losa	32	0,40			ml	12,80	
	TOTAL					ml		12,80
23	TUBOS DE FIERRO GALVANIZADO D = 2" - 1"							
	D = 2" /P. I. barandado	4	30,60			ml	122,40	
	D = 1" /Espa.barandado	300	0,48			ml	144,00	
	D = 2" Anclaje de izaje	2	0,95			ml	1,90	
	TOTAL					ml		268,30
24	JUNTA DE DILATACIÓN							
	Junta de dilatación	2	7,84			ml	15,68	
	TOTAL					ml		15,68
M4. TRABAJOS FINALES								
25	RELLENO Y COMPACTADO C/MÁQUINA							
	Sección de los accesos	1	V=	559,24		m3	559,24	
	TOTAL					m3		559,24
26	LIMPIEZA GENERAL							
	Área afectada	1	A =	624,00		m2	624,00	
	TOTAL					m2		624,00

4.3.2 Precios Unitarios.

Los precios unitarios se los desarrollaron por ítems en donde se utilizaron precios actuales de materiales, mano de obra y maquinaria, en los cuales se consideraron en el formato 2009 del documento base de contratación de obras.

Se presentan las tablas de precios unitarios por ítems, además los precios unitarios elementales en el ANEXO B.2.

4.3.3 Presupuesto por Módulos.

A) Módulo: (M01) - TRABAJOS PRELIMINARES.

Nº	DESCRIPCIÓN	UND.	CANT.	UNIT.	PARCIAL (Bs)
1	INSTALACIÓN DE FAENAS	glb	1,00	8.988,29	8.988,29
2	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPO	glb	1,00	1.544,22	1.544,22
3	LETRERO DE OBRA	pza	1,00	1.057,36	1.057,36
4	LIMPIEZA Y DESBROCE	m²	624,00	10,22	6.377,28
5	REPLANTEO Y TRAZADO GLOBAL	glb	1,00	1.196,94	1.196,94
6	EXCAVACIÓN CON RETROEXCAVADORA	m³	1.118,49	51,21	57.277,87
7	EXCAVACIÓN CON AGOTAMIENTO Y ENTIBADO	m³	319,57	180,94	57.823,00
8	ESTUDIO DE SUELOS	glb	1,00	5.833,57	5.833,57
9	HORMIGÓN PARA NIVELACIÓN f _c = 110 kg/cm ²	m³	39,86	631,27	25.162,42
TOTAL PRESUPUESTO:					165.260,95

Son: Ciento Sesenta y Cinco Mil Doscientos Sesenta con 95/100 Bolivianos

B) Módulo: (M02) - INFRAESTRUCTURA.

Nº	DESCRIPCIÓN	UND.	CANT.	UNIT.	PARCIAL (Bs)
10	HORMIGÓN P/ESTRIBOS CON f _c = 210 kg/cm ²	m³	566,70	1.929,83	1.093.634,66
11	ACERO DE REFUERZO P/ESTRIBOS f _y = 4200 kg/cm ²	kg	40.728,59	15,76	641.882,58
12	DRENAJE DE ESTRIBOS - BARBACANAS PVC DE 4"	m	13,28	49,35	655,37
13	APOYOS DE NEOPRENO COMPUESTO	dm ³	18,00	391,24	7.042,32
TOTAL PRESUPUESTO:					1.743.214,93

Son: Un Millon(es) Setecientos Cuarenta y Tres Mil Doscientos Catorce con 93/100 Bolivianos

Módulo: (M03) - SUPERESTRUCTURA.

DESCRIPCIÓN	UND.	CANT.	UNIT.	PARCIAL (Bs)
HORMIGÓN P/VIGAS TIPO I CON f _c = 350 kg/cm ²	m³	20,97	1.929,83	40.468,54
CABLE DE PRETENSADO GRADO 270 d=1/2"	m	364,41	31,67	11.540,86
INYECCIÓN DE LECHADA DE CEMENTO	m	364,41	16,79	6.118,44
TESADO DE CABLE	m	364,41	100,86	36.754,39
ACCESORIO P/ANCLAJE DE PRETENSADO	juego	12,00	3.027,32	36.327,84
LANZAMIENTO DE VIGAS	viga	4,00	631,37	2.525,48
HORMIGÓN P/SUPEREST. CON f _c = 210 kg/cm ²	m³	53,33	1.929,83	102.917,83
ACERO DE REFUERZO P/SUPERESTRUCTURA	kg	14.090,45	15,76	222.065,49
DRENAJE DE CALZADA - BARBACANAS PVC DE 4"	m	12,80	49,35	631,68
TUBO DE FIERRO GALVANIZADO D = 2" - 1"	m	268,30	196,10	52.613,63
JUNTA DE DILATACIÓN	m	15,68	727,70	11.410,34
TOTAL PRESUPUESTO:				523.374,52

Son: Quinientos Veintitres Mil Trescientos Setenta y Cuatro con 52/100 Bolivianos

D) Módulo: (M04) - TRABAJOS FINALES

Nº	DESCRIPCIÓN	UND.	CANT.	UNIT.	PARCIAL (Bs)
25	RELLENO Y COMPACTADO C/MAQUINA	m ³	1.151,92	396,20	456.390,70
26	LIMPIEZA GENERAL	m ²	624,00	10,22	6.377,28
TOTAL PRESUPUESTO:					462.767,98

Son: Cuatrocientos Sesenta y Dos Mil Setecientos Sesenta y Siete con 98/100 Bolivianos

4.3.4 Presupuesto General.

El presupuesto necesario para poder construir el puente vehicular 6 de Agosto II es de:

Nº	DESCRIPCIÓN	PARCIAL (Bs)
>	M01 - TRABAJOS PRELIMINARES	165.260,95
>	M02 - INFRAESTRUCTURA	1.743.214,93
>	M03 - SUPERESTRUCTURA	523.374,52
>	M04 - TRABAJOS FINALES	462.767,98
TOTAL PRESUPUESTO:		2.894.618,38

Son: Dos Millon(es) Ochocientos Noventa y Cuatro Mil Seiscientos Dieciocho con 38/100 Bolivianos.

4.5 CRONOGRAMA Y ESTRATEGIA DE EJECUCIÓN DE LA OBRA.

Se desarrolló una programación mediante el método del diagrama de Gantt, se planeó la ejecución del proyecto organizando los frentes de trabajo por actividades.

Según el cronograma y planeación mostrado a continuación se estimó un tiempo de ejecución de la obra de:

180 días calendario

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

1. CONCLUSIONES.

- Obtenidos los resultados de la ingeniería básica, (estudio topográfico, geotécnico, hidrológico e hidráulico, etc.) y realizando una selección de alternativas, (técnicas y económicas) podemos determinar que un puente de vigas de hormigón pretensado de 30 m, es la estructura adecuada y factible para el lugar de emplazamiento.
- Se ha determinado que es conveniente técnicamente el tomar en cuenta el diseño de un puente de un solo tramo ya que no existe demasiado riesgo de que el puente colapse por socavación en comparación con un puente de pila central.
- Se realizó el diseño estructural del “Puente Vehicular 6 de Agosto II” en el Distrito 8 de la ciudad de Tarija, aplicando la normativa para puentes AASHTO LRFD 2004; el diseño de todos los componentes del puente: tablero de hormigón armado, con vigas de hormigón post-tesadas apoyadas en estribos de hormigón armado, con una luz de cálculo de 30 m.
- El puente tiene un ancho de calzada de 7.3, 4 vigas separadas a 1.9 m y los bordes externos de 0.8 m, el puente será de dos vías en un solo sentido.
- Éste diseño es una alternativa más de solución que contribuye a una mejor planificación vial, es decir la construcción del proyecto dará lugar a mejores condiciones de transitabilidad del flujo vehicular en la zona, descongestionará el tráfico de las calles Junín, Santa Cruz y 14 de Junio; evitando así accidentes de tránsito en la zona.
- Se realizó un levantamiento topográfico a detalle del área de influencia del proyecto, con 227 puntos sobre el lecho de la quebrada El Monte para 100 m aguas arriba y aguas abajo.
- Se emplazó el puente sobre la continuación de la calle 14 de Junio conectando los barrios “San José” y “Salamanca”, con un ángulo de esviaje de 21° respecto a la quebrada El Monte, el puente presenta esviaje respecto a la quebrada, pero no sobre sus apoyos, también se pudo observar la presencia de obras de protección de las márgenes

de la quebrada (aguas abajo presencia de muros de contención y aguas arriba presencia de gaviones).

- Se elaboró un estudio de suelos donde se determinó que la capacidad portante de 2.98 kg/cm², para ello se elaboraron ensayos de SPT en dos pozos de prueba donde se realizaron ensayos complementarios de laboratorio; como este estudio no abarco la profundidad deseada debajo el nivel de socavación lo cual es importante nuestros resultados estarán para fines comparativos con el estudio geotécnico realizado por la empresa de Ingeniería y Servicios INSEPE el cual recomienda una capacidad portante de 2.5 Kg/cm².
- 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.
- Se determinó según el estudio hidrológico e hidráulico que el tirante máximo de crecida es de 2.0 m por el método de la huella máxima.
- Presenta una socavación máxima de 3.00 m, adoptada por juicio de acuerdo a las características de la zona y una relación entre la socavación general y local.
- Según el aforo de tráfico realizado en la intersección de las calles 14 de Junio y Santa Cruz se determinó que el vehículo tipo es un camión grande, suelen pasar flotas y vehículos de alto tonelaje, lo cual valida el uso de la carga HL-93 de la normativa.
- Se diseñó un barandado peatonal de 1.10 m de altura, con pasamanos superior de hormigón armado, la parte inferior compuesto por una rejilla de fierro galvanizado de 2" de diámetro y separadores de 1" espaciados cada 14 cm, dejando un espaciamiento superior de 19 cm, inferior de 14 cm, además que la distancia entre postes es de 2.0 m y éste resiste una fuerza de choque de 45KN, cumple los requisitos del sección 13 de norma AASHTO.
- Se diseñó la acera para el tráfico peatonal con un ancho de 1.20 m con una altura de 0.15 m, con una altura respecto a la calzada de 0.25 m (altura de bordillo) para evitar el descarrilamiento de vehículos y para resistir una fuerza de choque de 7,5 KN.

- Se diseñó el tablero de hormigón armado de losa maciza con una altura de 0.18 m tiene un ancho de calzada de 7.3 m, con bombeo del 2%. Se tiene un ancho efectivo exterior de 1.90 m y un ancho efectivo interior de 1.75 m.
- Se hizo el diseño de las vigas de hormigón pretensado tipo V de recomendada por la AASHTO, con una altura de 1.60 m, patín superior de 1.0 m, patín inferior de 0.70 m, ancho de alma de 0.20 m, con resistencia característica del hormigón de 350 kg/cm², con acero de pretensado G270, con una longitud de anclaje de 1.60 m, longitud de transición de 0.40 m, teniendo en cada viga 3 vainas de diámetro 0.5", cada una tiene 11 torones, teniendo una fuerza de pretensado inicial de aproximadamente 500 toneladas.
- Se diseñaron aparatos de apoyo de neopreno compuesto de 0.25 x 0.25 x 0.036 m, sobre dados de apoyo de 0.40 x 0.40 m.
- Se diseñaron diafragmas con altura de 1.15 m con un ancho de 0.20 m.
- Se diseñaron estribos con aleros a 45° de hormigón armado, con fundación directa al nivel de la profundidad de socavación más una revancha de 0.6 m, con una altura total de estribo de 8.70 m, con un ancho de fundación de 8.40 m, cumpliendo con la capacidad portante del suelo y verificados al vuelco y deslizamiento.
- El presupuesto de la obra es de 2.894.618,38 Bs., con un tiempo de ejecución de 180 días calendario.
- Se realizaron los planos estructurales con la ayuda del software AutoCad que se exponen los siguientes detalles: Topografía, emplazamiento de la obra, ubicación de los accesos, vistas en planta y perfiles longitudinales y cortes transversales de los accesos, planos a detalle de las armaduras de toda la estructura más detalles constructivos.
- Para poder conseguir una estabilidad más segura en el diseño de estribos, no se consideraron las cargas hidrostáticas del lado del lecho de la quebrada, tampoco las cargas de viento ni el gradiente térmico, por no tener mucha relevancia en el diseño estructural.

- El proyecto responde favorablemente a los criterios medioambientales, puesto la obra no tiene efectos desfavorables en las condiciones ambientales, en razón que el lugar de emplazamiento posee un curso de agua significativo, no posee vegetación que pueda ser afectada en gran sentido y el movimiento de tierras sera de bajos volúmenes.
- En el proyecto está previsto combinar eficientemente las condiciones naturales y humanas existentes, de manera posteriores resultados económicos y financieros justifiquen la inversión a ser efectuada.
- Actualmente el puente propuesto está en etapa de construcción, el Gobierno Municipal de la Ciudad de Tarija y la Provincia Cercado por presión de los vecinos del barrio 6 de Agosto toma la decisión de licitar el Diseño Estructural del “Puente Vehicular 6 de Agosto II” a cargo del Ing. Ariel Aguirre.

De acuerdo con la información del Gobierno Municipal los proyectos presentados por los estudiantes de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho se utilizan con fines comparativos con los diseños licitados. Esto debido a que los proyectos deben estar respaldados por la firma de un consultor.

El método constructivo adoptado por la empresa constructora es distinto al del proyecto, la construcción por segmentos de la viga pretensada fue adoptada por las siguientes razones:

1. Porque no tienen la maquinaria necesaria para llevar a cabo el lanzamiento de toda la viga en conjunto.
2. La empresa realiza cambios en los proyectos de consultoría, haciendo modificaciones a los mismos de acuerdo a las posibilidades de construcción de la misma; definen con que materiales y herramientas cuentan para llevar a cabo la construcción de la obra.
3. Por la facilidad de construcción y por el espacio de trabajo es reducido en la zona del proyecto.

En el proyecto se adjunta un resumen del método constructivo adoptado actualmente por la empresa constructora; además del diseño de las respectivas llaves de corte de cada viga segmentada.

2. RECOMENDACIONES.

- Cabe recalcar que la normativa AASHTO LRFD 2004 no es la única normativa para puentes, el proyecto queda abierto si se desea hacer alguna mejora o rediseñar utilizando otra normativa.
- Se recomienda que en la ejecución del proyecto realizar el replanteo de todas las alineaciones presentadas en el proyecto.
- Se recomienda tomar como valor del esfuerzo admisible del terreno 2.30 kg/cm^2 para cualquier rediseño que se realice sobre este puente.
- Se recomienda fundar los estribos debajo del nivel máximo de socavación para ir de lado de la seguridad.
- Es recomendable que se diseñen apoyos de neopreno compuestos ya que estos apoyos no son del todo fijos ni del todo móviles, y esto hace que funcionen como fijos con relación a las deformaciones horizontales y como móviles con respecto a las deformaciones restantes a que está sometida la estructura.
- Es recomendable diseñar defensivos con gaviones u espigones cercanos a los puentes para evitar fenómeno de la socavación local en estribos.
- Se recomienda tener un control de calidad intensivo en la ejecución de la obra.
- Se recomienda tratar de no afectar demasiado la vegetación existente en la zona del proyecto ya que esta estabiliza los taludes adyacentes a la quebrada.
- Se recomienda que este proyecto sea perfeccionado por otro ingeniero antes de su aplicación.
- Se recomienda que para el diseño de las fundaciones sería mejor la mejor opción es un equipo interdisciplinario formado por ingenieros estructurales, hidráulicos y geotécnicos.
- Se recomienda que para próximos estudios sobre la base de este proyecto el ingeniero a cargo el ingeniero a cargo use su juicio de ingeniería para definir limitaciones en conocimientos existentes.

- Tomando en cuenta que la norma AASHTO LRFD 2004 tiene origen norteamericano algunas de sus exigencias y recomendaciones no se acomodan muy bien en nuestro medio; el diseñador se apoya en otras bibliografías auxiliares; se recomienda comprobar si la bibliografía auxiliar tenga parentesco en la filosofía de diseño y que en cierto momento se tome criterios razonables de acuerdo a experiencias en otros estudios.
- Se sabe que para la construcción de un puente, todos los estudios de la ingeniería básica deberían ser realizados por un ingeniero con conocimientos y experiencia necesaria para adoptar juicios prácticos respecto del alcance de los estudios a realizar e interpretación de resultados, recomendando así al jurado valorizar este proyecto ya que está realizado por un estudiante.
- Se recomienda a la Universidad que en la asignatura de Fundaciones incluya la enseñanza de un estudio básico de diseño de muros de contención y estribos para promover el interés acerca de estos temas en los estudiantes.
- Se recomienda a la Universidad que en la mención estructuras de la carrera de Ingeniería Civil se prolongue el tiempo asignado a las materias de Hormigón Pretensado y Puentes, abarcando más estas asignaturas por que forman parte de una de las ramas más grandes e importantes de la ingeniería civil.
- Considerando los criterios anteriores que demuestran la factibilidad del proyecto, se recomienda al Gobierno Municipal de Tarija y la Provincia Cercado tomar la decisión de ejecutar este proyecto, ya que responde favorablemente a la demanda de diseño del mutuo acuerdo y que además tiene una nueva alternativa de solución al emplazamiento del puente y disposición de los accesos.