

CAPITULO I

1.1 INTRODUCCION.-

En la primera sección de la provincia Méndez en el municipio de San Lorenzo a 6 Km de San Lorenzo se encuentra la comunidad de Carachimayo, los habitantes de la comunidad antes mencionada tropiezan con el grave problema de no tener una circulación continua en cualquier época del año a la localidad de San Lorenzo por ende a la ciudad de Tarija por tal motivo existe la imperiosa necesidad de construir un puente vehicular, porque en tiempo de lluvias los comunarios de Carachimayo se ven imposibilitados de cruzar a su escuela y de sacar sus productos a la ciudad de Tarija, debido a que el río de la comunidad es bastante caudaloso (Guadalquivir).

Las instituciones participantes o involucradas con el proyecto son: El gobierno municipal de San Lorenzo conjuntamente con la U.A.J.M.S. y el postulante.

La propuesta de proyecto de ingeniería contempla el diseño estructural del puente vehicular Lajas – Carachimayo que se emplazara en la primera sección de la provincia Méndez en el municipio de San Lorenzo en la comunidad de Lajas distante 6 Km de la localidad de San Lorenzo.

La construcción del puente vehicular contribuirá a resolver el problema de movilización de la gente de Carachimayo a Lajas y por ende a la ciudad de Tarija

1.2 OBJETIVOS.-

La propuesta de proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

1.2.1. Objetivo General.

Realizar el diseño de ingeniería de un Puente vehicular sobre el río Guadalquivir en la localidad de Lajas, el mismo comunicará directamente las comunidades de Lajas y Carachimayo, con la finalidad de brindar a la gente una vía segura, cómoda y rápida de

acceso; tomando en cuenta las condiciones de la zona de emplazamiento y los aspectos técnicos, económicos y estéticos.

1.2.2. Objetivos Específicos.

- Estudiar el lugar de emplazamiento del puente vehicular tomando en cuenta las condiciones topográficas.
- Realizar los estudios de Ingeniería Básica para el diseño de un puente como el estudio topográfico, hidrológico y geotécnico entre las principales.
- Realizar el análisis de alternativas para la estructura del puente vehicular, tomando en cuenta ventajas y desventajas.
- Realizar la elección de la estructura del puente vehicular que corresponda a la alternativa más óptima de acuerdo al análisis.
- Estudiar la convivencia del uso de materiales desde el punto de vista constructivo.
- Realizar el análisis estructural y el dimensionamiento de la estructura plantada.
- Establecer el costo y tiempo de ejecución que representa la estructura estudiada.

1.3 ALCANCE DE LA PROPUESTA.-

Se estudian los antecedentes y la problemática que llevan a plantear el estudio a diseño final del puente vehicular, en función de los cuales se plantea el objetivo general del proyecto, los objetivos específicos y la ubicación.

Se recaban los datos de ingeniería básica necesarios para la realización del proyecto, los estudios, topográfico, estudio geotécnico y el estudio hidrológico son los principales, cada uno de los cuales tiene características en función de la envergadura del proyecto.

En función de la ingeniería básica, se hace el análisis de alternativas y se plantean soluciones que toman en cuenta las ventajas y desventajas de la utilización de ciertos materiales y técnicas constructivas frente a otros materiales y alternativas estudiadas y la aplicabilidad de cierto tipo de estructura portante.

A partir del análisis de alternativas, se selecciona la alternativa más adecuada y factible para su estudio y diseño, en base a criterios principalmente técnicos y económicos.

Se realiza el análisis estructural de la alternativa seleccionada, se analiza las cargas actuantes en la estructura que deben ser tomadas en cuenta para realizar el análisis estructural y el posterior dimensionamiento de acuerdo a una normativa base.

Se plantea la solución estructural más conveniente y la forma de resolverla, haciendo uso de herramientas informáticas necesarias como paquetes estructurales que nos permiten obtener las solicitaciones en la estructura para las cuales se dimensiona.

Se realiza el diseño o dimensionamiento de la estructura del puente que corresponden a la solución o alternativa elegida, tomando como herramientas de diseño las normas correspondientes.

Se dimensiona de manera detallada cada uno de los elementos constituyentes de la estructura estudiada, de manera que queden plasmados en planos que contengan todos los detalles necesarios para su ejecución.

Se hace una recomendación de materiales y bancos de materiales a utilizar en la etapa de construcción del proyecto.

Se realiza un análisis completo de costo del proyecto. De la manera más aproximadamente posible, se estima el costo final del puente vehicular que representa a la alternativa elegida o solución más óptima a la problemática planteada.

Se formulan las conclusiones a las que se llegan con la realización del estudio a diseño final del puente. Se plantea además una serie de recomendaciones para la realización del proyecto o ejecución del mismo.

El proyecto debe contar con especificaciones técnicas de cada uno de los ítems constituyentes del mismo, el cronograma de actividades para su ejecución y los estudios, consideraciones y documentos ambientales necesarios.

1.4 JUSTIFICACIÓN.-

En la comunidad de Carachimayo en la actualidad en época de estiaje los habitantes hacen uso de un sendero que atraviesa el río tanto para ir a su escuela como para salir a la localidad de San Lorenzo pero debido a lo caudaloso que es el río en tiempo de lluvias es imposible transitar por estos senderos por tal motivo los habitantes de esta comunidad no pueden sacar sus productos a centros urbanos o se ven obligados a no producir para la comercialización ni sus hijos pueden asistir a la escuela debido a que el 90% de la población vive cruzando el río.

Se realizara el diseño de un puente vehicular de hormigón pretensado debido a las características topográficas del lugar, también es adecuado para soportar cargas dinámicas como es el caso de los puentes, además el puente de hormigón pretensado se justifica socialmente porque los comunarios quieren usarlo para que transiten sus animales cargueros para sacar sus productos y también para que transiten movilidades de alto tonelaje que saquen sus productos.

Con el presente estudio a diseño final del puente vehicular de Carachimayo se pretende aportar a la comunidad de un diseño con el cual en un futuro cuando el municipio gestione su construcción se pueda dar solución al problema planteado anteriormente, además que mejorara las condiciones de vida de esta comunidad, por lo tanto queda plenamente justificado.

Además que el municipio de San Lorenzo requiere el diseño del puente vehicular debido a que la comunidad beneficiaria hizo llegar varias solicitudes al Gobierno Municipal de San Lorenzo sobre el diseño de este puente.

Es necesaria la búsqueda de soluciones para el creciente flujo de gente existente, que busca acceder de la comunidad de Carachimayo a Lajas, debido a que la gente necesita trasladarse más rápido y así poder mejorar la calidad de vida.

Debido al crecimiento, económico y demográfico de la localidad de Carachimayo y toda la problemática desarrollada con anterioridad en el presente proyecto, es que se plantea la construcción de un Puente vehicular sobre el Río Guadalquivir acorde a las necesidades de uso de la población.

La construcción del puente permitirá a todas las personas que se dirijan de Carachimayo a Lajas, San Lorenzo y Tarija motivo por el cual tengan que cruzar el río Guadalquivir; contar con un acceso más rápido, cómodo y seguro hacia dichos lugares, permitiendo salvar con facilidad el obstáculo que representa en la actualidad el Guadalquivir.

El puente vehicular permitirá un tráfico fluido de vehículos y peatones entre ambas bandas,

contribuyendo al crecimiento demográfico y económico de las zonas beneficiadas, e impulsado la ejecución de los nuevos proyectos y obras en el área.

Las razones por las cuales se elabora el de proyecto de grado son las siguientes:

- **ACADEMICA.-** Profundizar conocimientos adquiridos en el diseño de puentes con vigas de H°P.
Para el estudio de la ingeniería básica profundizar los conocimientos adquiridos en levantamientos topográficos, estudio hidrológico e hidráulico y el estudio geológico y geotécnico.
- **TECNICA.-** Garantizar y Demostrar la confiabilidad de la nueva estructura que es un puente vehicular.
- **SOCIAL-INSTITUCIONAL.-** Contribuir a solucionar el problema de traslado de la gente, brindando a la comunidad condiciones favorables de asistencia regular y conclusión de la formación educativa, ya que el puente vehicular se ubicará en un lugar estratégico cercano a las viviendas de los pobladores Contribuir para que la

población tenga mejores ingresos y mejor calidad de vida.

- **ECOCOMICA.-** El presente proyecto contribuirá mucho al crecimiento económico de los comunarios de Carachimayo por que así podrán sacar los productos que producen con mucha más facilidad que antes.

1.5 DESCRIPCION DEL PROBLEMA.-

En la primera sección de la provincia Méndez en el municipio de San Lorenzo a 6 Km de San Lorenzo se encuentra la comunidad de Carachimayo, los habitantes de la comunidad antes mencionada tropiezan con el grave problema de no tener una circulación continua en cualquier época del año a la localidad de San Lorenzo por ende a la ciudad de Tarija, porque en tiempo de lluvias los comunarios de Carachimayo se ven imposibilitados de cruzar a su escuela y de sacar sus productos a la ciudad de Tarija, debido a que el río de la comunidad es bastante caudaloso (Guadalquivir).

- **Planteamiento.-** De acuerdo a consultas realizadas al Gobierno municipal de San Lorenzo. En la comunidad de Carachimayo en la actualidad en época de estiaje los habitantes hacen uso de un sendero que atraviesa el río tanto para ir a su escuela como para salir a la localidad de San Lorenzo, pero debido a lo caudaloso que es el río en tiempo de lluvias es imposible transitar por estos senderos por tal motivo los habitantes de esta comunidad no pueden sacar sus productos a centros urbanos o se ven obligados a no producir para la comercialización ni sus hijos pueden asistir a la escuela debido a que el 90% de la población vive cruzando el río.

Las principales causas son:

- ◆ Falta de recursos económicos para transportar los productos.
- ◆ Para poder cruzar el río la gente tiene que dar una vuelta muy larga y esto les perjudica en tiempo y dinero.
- ◆ En el caso de los niños muchos no pueden acceder a una educación por que les es muy difícil llegar a la escuela y es casi imposible que asistan en época de lluvias ya que el río es bastante caudaloso.

De mantenerse la situación actual cada vez más serán los niños que no tendrán una educación. Y las pérdidas económicas son muy significativas para la gente por el hecho de poder sacar sus productos.

- **Formulación.-** Con la implementación del puente vehicular en un lugar estratégico, se acorta la distancia recorrida por los pobladores de la comunidad a un lugar accesible, de esta manera se puede dar solución al problema y se mejorarían las condiciones de estudio y transporte, facilitando de esta manera la regular asistencia de los estudiantes e incentivando la conclusión de los estudios con regularidad y también facilitando el transporte de los productos . Por consiguiente con el perfil de Proyecto de Ingeniería Civil, se ha planteado la alternativa de solución “Construcción del Puente Vehicular Lajas – Carachimayo”

CAPITULO II

2.1. Ubicación del puente.

El área del proyecto está localizada en la comunidad Lajas, perteneciente a la primera Sección de la Provincia Méndez, en el Municipio de San Lorenzo del Departamento de Tarija, República de Bolivia.

Pertenece a la cuenca Hidrográfica del Río Grande de Tarija y a la sub-cuenca inmediata del Río Guadalquivir, perteneciente al Valle Central, sobre el río Guadalquivir.

La ubicación del puente Lajas-Carachimayo específicamente se ubica a una distancia de 6 Km. De la localidad de San Lorenzo, a la que se accede mediante un camino troncal asfaltado, luego se ingresa por un camino vecinal a una distancia de 300 m. aproximadamente, transitable durante toda la época del año.

La zona de emplazamiento del proyecto es de fácil acceso ya que está ubicado de manera estratégica cerca de la comunidad de Lajas. Permitirá comunicar directamente las comunidades de Lajas con Carachimayo, facilitando el acceso y la fluidez del tráfico vehicular como peatonal.

2.1.1. Superficie provincial.

La zona de emplazamiento del presente proyecto se localiza en la localidad de Lajas, primera sección de la provincia Méndez del departamento de Tarija de Bolivia

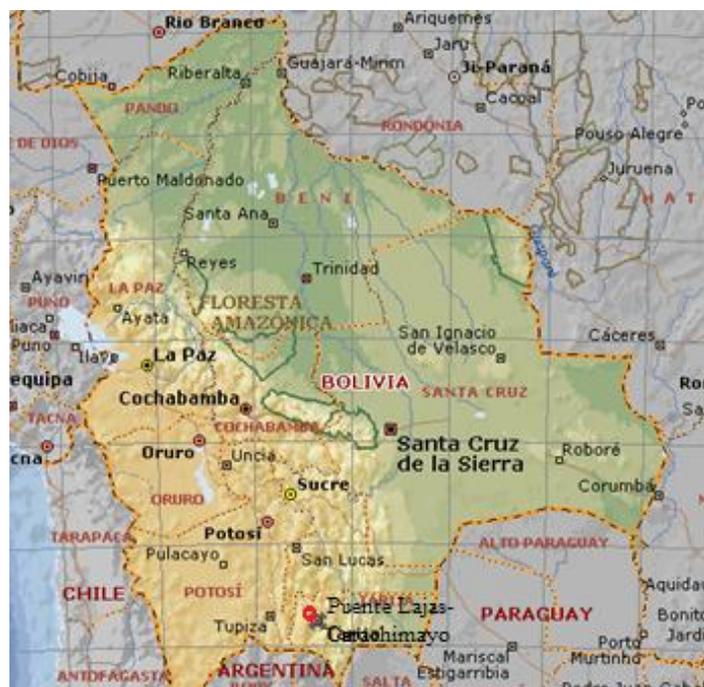
La Provincia Méndez tiene una superficie aproximada de 3.454,00 Km², que representa el 9,18% de la superficie Departamental de Tarija, a su vez representa el 0,31% de la superficie Nacional.

COORDENADAS

Geográficamente, la zona de emplazamiento del puente vehicular Lajas Carachimayo tiene las siguiente coordenadas 21°23'18.79" de Latitud Sur y 64°44'52.70" de Longitud Oeste, a una altura de 2015 m.s.n.m.

MAPA DE BOLIVIA

Fig. 1



MAPA DE TARIJA

Fig. 2



MAPA DE LA PROVINCIA MENDEZ

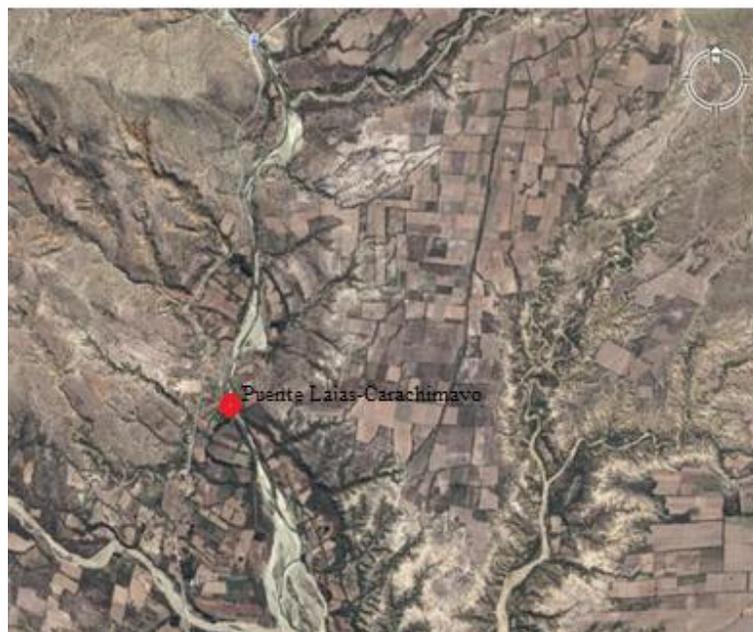
Fig. 3



MAPA DEL LUGAR DONDE SE CONSTRUIRA EL PUENTE

Foto satelital de las comunidades de Carachimayo a la derecha y Lajas a la izquierda

Fig. 4



Entrada al lugar donde será el puente

Fig. 5



Foto donde se ubicará el puente

Fig. 6



2.2. PRECIPITACIÓN, TEMPERATURA (HELADA), EVAPORACIÓN

La precipitación media de la sección Municipal de San Lorenzo fue determinada según información pluviométrica y/o climatología de las estaciones de Canasmoro y Trancas para la Zona Baja y León Cancha para la Zona Alta.

En la zona Baja, tomando en cuenta que el 86% de la precipitaciones se concentran entre los meses de noviembre a marzo, se tiene que la misma alcanza a 466.1 mm (En 1995). La mayor precipitación anual en los últimos 10 años se presentó en 1995 con 959.1 mm y la menor en el año 1994 con 408.5 mm. Así mismo se tiene que la precipitación máxima en 24 horas alcanza a 38.8 mm.

Por otro lado según datos de la Estación de Canasmoro, se tiene que la humedad relativa media es del 61% alcanzando una máxima superior al 70% en los meses de enero a marzo.

En la zona Alta, la precipitación alcanza a 584 mm de las cuales un 92% se concentra en el periodo de noviembre- abril. En esta zona la mayor precipitación se presentó en el año 1992 con 762.4 mm y la menor en 1989 con 302.4 mm. La precipitación máxima en 24 hrs. Es del orden de los 43 mm.

Por la diferencias de altitud, fisiográfica, topografía, vegetación, corrientes de aire además de otros factores determina que la Primera Sección presenta una variedad de meso climas y microclimas. Se puede clasificar en forma general como un clima semiárido, fresco, meso termal con poco o ningún acceso de agua. Sub andino, cabecera de valle, Valle y Sub Tropico. Entre las comunidades mas representativas de esta unidad climática se tiene a San Lorenzo, Canasmoro, Tucumillas, Sella, Alto cajas, León Cancha.

La temperatura media anual es de 16.7 °C, la máxima media anual es de 25.8 °C, y la mínima media anual es de 8.85 °C. la máxima extrema de 38.82 °C y la mínima extrema es de -9.02 °C. En la zona Alta la temperatura media esta alrededor de los 15 °C. Referente a la insolación que se presenta en la Sección se tiene que la media Anual es de 6.5 Hrs./dia que corresponde al mes de Agosto y la mínima que se presenta en enero con 5.5 hrs./dia.

En la zona se definen cuatro fenómenos de importancia negativa por su frecuencia, granizo, riadas o torrentes lluviosos, sequía y las heladas.

2.3. CARACTERÍSTICAS FISIOGRAFICAS, CLIMÁTICAS Y SUELOS DE LA ZONA

La sección Topográficamente es irregular con variadas altitudes, y se encuentra con frecuencia:

- Terrenos escarpados: con 50% a 75% de pendiente.
- Fuertemente ondulados y quebrados: con 12% a 25% de pendiente.
- Ligeramente ondulados: de 3% a 9% de pendiente.
- Terrenos casi planos: de 2% a 3% de pendiente.

Así mismo las variadas altitudes dan lugar a las subformaciones:

Zona Alta: Que presenta subformación montañosa, en su parte occidental, con elevaciones montañosas como son las serranías de Alto Cajas, Jarcas, Alto España, León cancha, San Lorencito como también las de Trancas y Tomatas.

Zona Baja: De Valles comprendiendo al sector que se extiende entre los cantones de Tomatitas, La Calama, Sella Méndez, San Lorenzo, Lajas, Carachimayo y Canasmoro.

La Fisiografía se presenta de la siguiente manera:

Zona Alta: Presenta mesetas onduladas donde predomina las Serranías o Colinas, con cimas redondeadas de disección moderada a fuerte.

Zona Baja: Presenta una zona de valle de origen fluvio lacustre, con predominio de terrazas aluviales, pie de Monte, abanicos de origen pluvial y planicies.

En la primera sección de la provincia Méndez es posible encontrar lugares con altitudes que van desde los 1100 m.s.n.m. hasta altitudes que superan los 3500 m.s.n.m. por lo que se puede identificar cuatro pisos ecológicos diferenciados por su altitud, clima, flora y fauna a partir de la lectura de curvas de nivel cada 500 m. realizada por el Instituto Geográfico Militar (IGM).

Un primer piso ecológico que comprende la zona aledaña al río Pilaya con una altitud que oscila entre los 1100 a 1800 m.s.n.m. presenta planicies de ancho variado siendo las más extensas hasta de 1000 m y se ubican principalmente entre las latitudes 21° 22' y 21° 26'

presentando una pendiente aproximada de 3% contemplando un clima y una flora de tipo tropical.

2.4. ECOLOGÍA DE LA ZONA: VEGETACIÓN NATURAL, MANEJO ACTUAL Y MEDIDAS RECOMENDABLES

El principal problema que se presenta en los recursos naturales y especialmente el recurso suelo, es la degradación hidrológica de las cuencas hidrográficas, por el fenómeno de la erosión hídrica en todas sus formas especialmente en cárcavas de grado avanzado en los suelos formados sobre depósitos fluvio lacustre de la Sección y todo el Valle central de Tarija.

El fuerte proceso erosivo se origina por varias causas, entre las que se puede mencionar a las siguientes:

- ✗ Inestabilidad de los suelos
- ✗ Una marcada ausencia de vegetación
- ✗ Régimen de precipitaciones
- ✗ Sobre pastoreo incontrolado
- ✗ Ampliación de la frontera agrícola en terrenos con excesivas pendientes
- ✗ Quemados y chaqueos incontrolados
- ✗ Explotación forestal sin planificación.

Los principales cambios y transformaciones en el medio ambiente están ligados a las actividades del hombre, entre ellas la agricultura y la ganadería que no ha logrado alcanzar niveles tecnológicos que permitan un uso óptimo de los campos de pastoreo. Asociado a los dos anteriores se encuentra la explotación de madera y leña que se utiliza fundamentalmente para uso doméstico como combustible para la preparación de alimentos y otras actividades.

En la agricultura los cultivos realizados en áreas con pendientes pronunciadas el lavado de los suelos y el potencial erosivo del agua son los principales factores que afectan negativamente a la conservación y fertilidad de los suelos, así mismo la falta de rotación de

cultivos y suelos contribuye a su deterioro, como también el chaqueo o quema de las parcelas a ser utilizadas en la agricultura empobrece los suelos.

La ganadería, particularmente la menor (ovina y caprina), al tener un sistema de explotación extensivo se constituye en uno de los agentes más depredadores de los escasos recursos forestales, provocando un efecto directo en proceso erosivo de los suelos, causa la degradación paulatina del recurso bosque con incidencia en el suelo y el recurso hídrico de las cuencas, con el consiguiente desequilibrio de los ecosistemas que la conforman.

La explotación indiscriminada de la madera especialmente leñosa con destino al autoconsumo del hogar campesino está llevando a la deforestación y contribuye al proceso erosivo, pues existe extensas zonas que han quedado destruidas y atrapadas por este fenómeno como consecuencia de la destrucción de la cobertura vegetal protectora y frágil, muy difícil de recuperar.

Dada las características topográficas y climáticas la vegetación comprende a diferentes zonas de vida que se presentan en los diversos pisos altitudinales. De modo general se puede distinguir las siguientes áreas de vegetación:

- I. Zona de vida de monte espinoso templado (me-TE), con altitudes entre 1800 a 1950 – 2000 m.s.n.m. con vegetación cerofita de estratos arbóreos bajos y ralos, denominados en abundancia y cobertura por los estratos arbustivos (matorrales).

La vegetación arborea a base de churquiales (*Acacia Caven*) asociado a algarrobales, jarcas, molles. El estrato arbustivo dominante a base de chirimolle (*Schimes Sp*), talilla (*liciu cestreoide*), duraznillo negro o hediondilla (*cestrun parquii*), th'olas (*Bacchais dracunculifolia* y *Eupatorium bunnifolicum*) y capaceas. El estrato herbáceo muy denso en el verano por la época de lluvias son plantas herbáceas perennes y anuales y pastizales de los géneros: *Chloris*, *Stipa*, *Bontelona*, *Cynodon*, *Eragrostis*, *Setaria*, etc. Todos los cuales le dan una fisonomía de monte bajo, ralo con abundancia de vegetación herbácea y pastizales en el verano y más rala en el invierno, características de los montes de valles.

- II. Zona de vida bosque seco templado que rodea al monte espinoso templado abarca la mayor parte del Valle de Tarija y se sitúa entre altitudes que van de 1200-2000 m. en su parte Norte está representado por una estrecha faja, por las cabeceras de valles y márgenes del Guadalquivir frente a Canasmoro, Carachimayo, Chaupicancha y Sella Méndez, donde la vegetación arbórea es más alta, hay mayor distribución de los géneros *Prosoepis*, *Acaci* (Jarca, Churqui, tusca), chañares, ceibos, sauces, sauco, (fagara), etc.
- III. Zona de vida bosque húmedo templado, se encuentra representado en el Valle de Tarija, en regiones como la Victoria. En lo que corresponde a las zonas Norte y Noroeste por el camino a Carapari (Pilaya) también hay cañadones y serranías húmedas hasta altitudes de 2650 m.s.n.m. con bosques de alisos, queñuas y podocarpus que también se presentan por las alturas de Corana Norte, Sella Candelaria, Chaupicancha, Carachimayo. Por las serranías altas de Carachimayo a mas de 2650 m.s.n.m. se tiene un bosque de queñua y alisos, donde ya hay una predominancia de una vegetación prepuneña demostrando así el carácter transicional de estas zonas.
- IV. Zona de vida de bosque húmedo montano templado de exposición Oeste y comprende a las comunidad de la Sub Central de El Rosal.
- Gran parte de la vegetación originaria en esta zona de vida ha sido alterada debido al uso intensivo de los suelos, tanto por la agricultura como por el pastoreo y en ella se destaca la siguiente vegetación:

Arbórea: Churqui , Molle.

Arbustiva: Suncho, Serrinuela, San Juan Kora, Duraznillo negro, Distribución escasa.

Sub Arbustiva: Salvia grande, Ñusco, Maicha, Th'ola.

Herbáceas: Comadrita, Santa Lucia, Verbenita, Reloj Reloj.

Gramíneas: Paja Brava.

2.5. ASPECTOS DEMOGRÁFICOS, SOCIO-ECONÓMICOS Y CULTURALES DE LA POBLACIÓN BENEFICIARIA

2.5.1. POBLACIÓN BENEFICIARIA DIRECTA

Con la construcción del proyecto se beneficia en forma directa toda la zona de Carachimayo que está constituida netamente por área rural.

Según el último Censo de población del 2001 , la población beneficiada directamente con el proyecto y diferenciada por sexo es como se muestra en el siguiente cuadro:

Cuadro.1. POBLACIÓN BENEFICIARIA DIRECTA

ZONA	Varones	Mujeres	Familias	Población Total
Carachimayo	140	210	70	350
Lajas	58	87	29	145
TOTAL	198	297	79	495

Fuente. Icca Plan de Desarrollo Municipal 2001

2.5.2.-POBLACIÓN BENEFICIARIA INDIRECTA

La población beneficiaria indirecta es toda la población de las áreas circundantes y en general toda la población de la Provincia Méndez y Cercado del Departamento de Tarija. Se considera toda ésta población como beneficiaria indirecta puesto que habitantes de zonas aledañas deben transitar por el lugar con una frecuencia regular, además existen personas de distintos puntos de la ciudad que tienen sus terrenos y propiedades en la zona y deben circular por la zona, otros lo hacen por visita y también por turismo y entretenimiento.

Al igual que el Centro Municipal de Salud de San Luis realiza el Censo de población año a año, todos los centros de salud de la provincia y el departamento hacen lo mismo, de ésta forma se cuenta con estadística actualizada, ésta información fue proporcionada y es como muestra el siguiente cuadro:

Cuadro.2. POBLACIÓN BENEFICIADA INDIRECTA

PROVINCIA	Varones	Mujeres	Población Total
Cercado Sector Urbano	75892	77427	153319
Cercado Sector Rural	11717	11955	23672
TOTAL	87609	89382	176991

Fuente: Censo realizado por los Centros de Salud de la Provincia Cercado año 2004

2.6. ASPECTOS ECONÓMICOS

TENENCIA DE LA TIERRA

En la Sección la dotación o parcelamiento de tierras se inicio con la Reforma Agraria (1953), a cada familia de le doto la parcela donde producía o donde estaba sentada, sin embargo este proceso con las transferencias y sucesiones hereditarios se intensifica hasta agudizar el promedio de minifundio.

Con la ley de Reforma Agraria en la Dotación de terrenos se benefician individuos mayores de 18 años (feudatarios), mayores de 14 años (casados) y viudos (con hijos).

Tipos de Propiedad.-

El ex consejo Nacional de Reforma Agraria, definió tres tipos de propiedad de la tierra.

- Consolidada, que originalmente pertenecía al dueño, y que se le consolida su derecho propietario.
- Dotada, la que recibe el ex trabajador del fundo.
- Colectiva, la que reciben en común los ex trabajadores de los latifundios que es usufructuado por todos los comunarios y tiene el carácter de individuo o enajenable y comprende terrenos de pastoreo, labranza y erosionados.

Tamaños de Propiedad.-

La propiedad agrícola en la Sección, varía en función a la característica de la zona donde se ubica. Así se tiene que en la zona de los Valles Altos la extensión promedio por familia alcanza a 5.95 Has, en cambio en la zona baja es del orden de las 2.25 Has, lo que demuestra la presencia del minifundio que inclusive se llega al parvifundio considerando a las unidades agropecuarias de tamaño menor a las 2,00 Has que se presenta principalmente en los estratos más pobres de la población.

Cuadro.3. tamaño de la población rural

UBICACION	CULTIVADA	PASTOREO	DESCANSO	TOTAL
Zona Alta	2.50	1.37	1.10	4.97
Zona Baja	1.5	0.75	0.25	2.25
PROMEDIO SECCION	2	1.29	0.67	3.61

El cuadro anterior muestra el tamaño de la propiedad rural, donde se observa que en la Sección Municipal el tamaño promedio por familia alcanza a 3.61 Ha, que es inferior al promedio Provincial que es aproximadamente de 4.87 Ha.

Es importante resaltar los factores que dificulten una mayor precisión la recolección de datos acerca del tamaño de la propiedad por familia y ello son:

- Las sucesiones hereditarias: Fuente de la Parcelación excesiva de los terrenos y creadora del minifundio.
- La parcelación a consecuencia del divorcio al ser alto el porcentaje de divorcios las propiedades familiares son cada vez mas parceladas disminuyendo sus extensiones.
- Falta de legislación de títulos existe un verdadero caos en el registro y un gran porcentaje de ilegalidad formal de títulos propietarios.
- Ventas o permutas sin contrato público: venta entre conocidos sin que medie contrato notarial y sin registro de condiciones de venta.
- La oficina de llevar el registro de las propiedades rurales adolece de las condiciones mínimas técnicas para el cometido.

Régimen Legal de la Tierra.-

El régimen legal mayormente esta en base a la acreditación notarial legal de la propiedad. En la Primera Sección, por el minifundio existe la excesiva parcelación y la falta de titulación de las tierras limitan obtener datos precisos sobre la condición jurídica de la tierra.

Sin embargo, se pudo identificar que existen los siguientes: Propiedad Titulada, Propiedad con título en trámite y Propiedad Comunal no existiendo asentamientos en asociaciones cooperativas.

Asimismo, se estima que en toda la sección solo el 66% de ellas tienen títulos de propiedad y el restante 34% se distribuye entre las tierras que están tramitando el título de propiedad y las que no tienen.

Uso Actual de la Tierra.-

En la Primera Sección de la Provincia Méndez, al igual que en todo el departamento el uso de la tierra esta condicionado por tipos de suelos, grado de erosión de los mismos y de la disponibilidad de agua, es decir, esta condicionado a los factores edafológicos.

Entendiendo el uso del suelo a la clasificación de las Unidades de Producción Agropecuaria según la forma de explotación o de su potencial agropecuario, se obtuvo los siguientes datos.

Cuadro.4. USO ACTUAL DE LA TIERRA

TIPO DE EXPLORACION	HA.	%
Agrícola	6.885,70	1.99
No Agrícola	338.861,30	98.01
TOTAL	345.747,00	100.00

Del cuadro anterior, se puede inferir que en la Sección Municipal de san Lorenzo tan solo el 2% de la superficie total de desestima a la actividad agropecuaria, es decir que son terrenos en actual producción; y la extensión no Agropecuaria alcanza a 338.861,30 Ha (98.01%) comprendidas en pastos naturales, montes y/o bosques, terrenos no aptos para la agricultura y las tierras destinadas para otros usos (corrales, casas, etc.)

En esta sección se puede identificar 2 zonas con características diferenciadas.

Zona Alta

El uso de las tierras en la zona alta se reduce a pequeñas áreas con cultivos de maíz, papa, hortalizas, leguminosas y frutales a lo largo de los pequeños valles aluviales, mientras que el uso pecuario es generalizado.

Zona Baja

El uso de la tierra agrícola está referido fundamentalmente al cultivo de la vid, hortalizas, papa, maíz, trigo, ajo, frutales de pepita y carozo, flores. En las laderas y terrenos comunales se practica el pastoreo libre.

2.6.1.PRINCIPALES ACTIVIDADES ECONÓMICAS DE LA POBLACIÓN

AGRICULTURA.-

Tipos de Agricultura.-

En la producción agrícola, por lo general se utiliza el sistema tradicional de cultivo. En casos aislados y especialmente en la zona baja se pudo observar la utilización del tractor agrícola en actividades como la roturación y perforación de suelos. La excesiva parcelación de los terrenos de cultivo, lo accidentado del terreno, la falta de vías de acceso, son factores que determinan la existencia de una agricultura rústica y tradicional.

Por otra parte, el sistema de producción agrícola es en un 90% familiar, donde intervienen todos los miembros de la familia y el restante 10% se realiza a torna vuelta (ayuda mutua) practica que se efectúa con frecuencia en las siembra y cosecha.

Cultivos y Variedades.-

En la Sección, en cuestión encontramos cultivos permanentes, anuales, plantación compacta, plantación dispersa, cultivos sucesivos, cultivos independientes, asociados aunque su significación solo se resume de tres a cinco cultivos importantes.

Los principales cultivos de la Sección son: papa, maíz, trigo, arveja y hortalizas.

De acuerdo a la zona se presenta en el cuadro siguiente los porcentajes sembrados de cada cultivo y por orden de importancia.

Cuadro.5. CULTIVOS Y VARIEDADES AGRICOLAS

CULTIVO	CLASE DE CULTIVO	TIPO DE CULTIVO	VARIEDADES
Papa	Medio Riego	Independiente Sucesivo	Runa Croun Cardenal Desire Americana Revolucionaria
Maíz	Medio Riego	Asociado	Ancho Payrumani Chapanito Cubano Morocho Blanco
Trigo	Riego	Independiente	Nuenda Aguadulce Chame
Arveja	Riego	Independiente Sucesivo	Arvejón – criolla Cuarentona
Frutales	Riego	Asociado	Frutilla-Duraznero Manzana- Vid- Pera Ciruelos-Higo
Alfa-Alfa	Riego	Asociado	Africana San Juanina
Hortalizas	Riego	Independiente	Lechuga-Repollo Zanahoria Cebolla-Acelga Espinaca-Brocoli

			Perejil-Rabano-Nabo
Flores	Riego	Independiente	Rosa-Clavel-Boton de Oro-Gladiolos-Nardos

En la zona los tres cultivos principales que representan la mayor cantidad del total de terrenos sembrados son:

Maíz: 60.37%

Papa: 14.74%

Arveja: 9.30%

Calendario Agrícola.-

Según la zona y el tipo de cultivo, se tiene las siguientes características del calendario agrícola.

Cuadro.6. CALENDARIO AGRICOLA

CULTIVO	MES DE SIEMBRA	MES DE COSECHA
Maíz	Noviembre	Mayo
Papa	Agosto-Septiembre	Diciembre- Mayo
Trigo	Noviembre	Marzo
Arveja	Agosto-Enero	Noviembre-Abril
Frutales	*	Diciembre-Marzo
Alfa-Alfa	Todo el año	*
Hortalizas	Todo el año	*
Flores	Todo el año	*

*Por ser cultivos permanentes no se determina la fecha de siembra sino la temporada de cosecha

En el anterior cuadro se observa cierta diferencia en el cultivo de papa y también en la cosecha de maíz, además la comparación nos ilustra acerca de que mientras en la zona Alta existe un solo ciclo de cultivos, en la zona Baja se puede hablar de cultivos sucesivos y de dos ciclos vegetativos anuales.

2.7. ASPECTOS POBLACIONALES

- ESTABILIDAD POBLACIONAL (EMIGRACIÓN / INMIGRACIÓN)

Los elevados niveles de pobreza manifestado en los bajos ingresos per. cápita, el escaso acceso a los servicios básicos junto a la utilización temporal de la mano de obra en la producción agropecuaria, originan flujos migratorios, especialmente del área rural, por lo que se podría considerar a la sección como eminentemente expulsora de población.

Entre las principales causas de este fenómeno se tiene:

- La estacionalidad de la producción agrícola
- La subocupación de la mano de obra
- Falta de fuentes de trabajo
- Bajos rendimientos y escasa producción
- Bajos niveles de ingresos.

Se puede identificar tres tipos de migración:

- Migración estacional
- Migración permanente
- Migración campo-ciudad.

En general se estima que del total de la población el 12% migra temporalmente en busca de trabajo.

Los principales flujos migratorios está constituido por la población joven, que relativamente la proporción mayor corresponde al género masculino. Si bien no se pudo establecer con absoluta certeza el porcentaje y numero de migrantes se estima que del total de la población que se desplaza a algún lugar fuera de su comunidad alrededor del 70% está

compuesta por hombres (jóvenes y adultos), y el restante 30% por mujeres esencialmente jóvenes.

Asimismo, se pudo establecer que el mayor porcentaje de la población migrante proviene de la zona de los Valles Altos, porque la tener una sola siembra al año (siembra grande) y no presentar condiciones para el cultivo de productos alternativos por la falta del recurso agua, en la época de estiaje las familias buscan nuevas fuentes de trabajo situación que se manifiesta con mayor intensidad en los estratos mas pobres.

En cambio, en la zona baja donde la actividad agrícola se realiza con mayor intensidad por contar con pequeños sistemas de micro riego que les permite tener al menos dos siembras al año (siembra grande y mizca), la migración es de menor intensidad y se presenta generalmente entre la población joven.

Por situaciones que no se refleja en la falta de recursos económicos y lo hacen por costumbre, por conocer nuevos lugares “por probar suerte”, percibir sus propios ingresos al margen de la familia, por acompañar al hermano y/o amigo.

En muchos casos, la migración de la mujer (especialmente a la localidad de Bermejo) no se relaciona directamente con la actividad agrícola, es decir, acompañan al marido para realizar tareas productivas al interior de la familia migrante.

El lugar hacia donde mayormente se dirigen es la república Argentina y la zona de Bermejo. En menor importancia se encuentran las ciudades de Tarija y Santa Cruz.

En la zona alta, el lugar más frecuentado por los movimientos de la población es la ciudad de Bermejo. Por una parte porque el traslado es más fácil y por otra parte como realizan la actividad agrícola a temporal aprovechan la época de estiaje como una alternativa para obtener nuevos ingresos.

El tiempo aproximado de permanencia en los lugares de destino varía de acuerdo a la actividad que realizan Por ejemplo, en la República Argentina la migración temporal dura entre 8 y 10 meses, en cambio en la zona de Bermejo permanecen entre 5 y 6 meses y en la ciudad de Tarija que es frecuentada por las mujeres jóvenes el tiempo tiene una variación mucho más marcada que puede ir desde 2 meses hasta el año de permanencia.

En la Argentina la principal fuente de trabajo es la horticultura tanto para hombres como mujeres aunque las últimas en muchos casos se dedican a trabajar como empleadas domesticas. En la zona de Bermejo la principal ocupación es el cortado de caña de azúcar.

Los ingresos que perciben se diferencian cuando se analiza por género. En la República Argentina el hombre percibe un ingreso liquido del orden de los 150 \$us promedio /mes, en cambio la mujer alrededor de 100 \$us promedio/mes lo que demuestra que el trabajo femenino en la actividad de horticultura con relación al masculino, es catalogada como de menor valor existiendo la discriminación por genero.

En la zona de Bermejo, los ingresos se relacionan directamente con la cantidad de caña cortada en un día, es decir, que se paga por obra y no por tiempo. En promedio se estima que el hombre adulto percibe al mes un ingreso de Bs. 650, en cambio el joven puede incrementar su ingreso por su capacidad de generar un mayor peso y volumen de caña cortada por lo que oscila entre los 800 y 1000 Bs. Al mes.

- **COMPOSICIÓN DE LA POBLACIÓN**

La población beneficiaria del Proyecto está constituida tanto por personas originarias del lugar, o sea mestizos chapacos, como así también de personas venidas del interior del país, es decir en términos porcentuales el 60% de la población está conformada por el grupo mestizo chapaco y 40% por personas venidas del interior del país (La Paz, Potosí, Chuquisaca, etc.). (Fuente: Información proporcionada por la población beneficiaria).

- **LENGUAJES QUE HABLA LA POBLACIÓN**

La población beneficiaria de la zona del Proyecto, en su gran mayoría habla el castellano únicamente. Ahora si bien existen grupos venidos del interior del país que también hablan dialectos propios de su lugar de origen, estos son poco oídos en la zona. (Fuente: Información proporcionada por la comunidad beneficiaria).

- **NÚMERO DE FAMILIAS Y TAMAÑO PROMEDIO**

Según información proporcionada por el Centro Municipal de Salud en la zona del proyecto viven 120 familias. Aproximadamente cada familia tiene un promedio de 4,84 miembros (5 personas por familia).

- **POBLACIÓN ECONÓMICA ACTIVA**

La población económicamente activa (PEA), es decir la comprendida entre los 16 y 64 años de edad, constituye aproximadamente un 60% de la población total, mientras que la población pasiva estaría conformada por el 35% (menores de 15 años) y el 5% son mayores de 65 años (Fuente: Información proporcionada por la población beneficiaria).

- **CARACTERÍSTICAS SOCIALES Y COSTUMBRES**

De manera general en la zona se tienen similares características y costumbres de del Departamento de Tarija mantienen las mismas características sociales ya sea en costumbres o actividades de sus pobladores.

Las costumbres que prevalecen en el área de influencia del Proyecto se manifiestan en las diferentes fiestas regionales y religiosas. En la zona se tienen las siguientes festividades que son las de mayor relevancia: Carnaval, La Pascua, Todos Santos, San Isidro, Navidad y Año Nuevo.

En su general las actividades de la población son muy variadas y son encaradas por toda la familia, sin discriminar un rol exclusivo de actividades. El rol que cumplen principalmente los varones en la zona es la de jefe de familia y principal responsable de la misma, por tanto cumple diferentes actividades dependiendo de su grado de instrucción que van desde agricultores, albañiles, chóferes, comerciantes, técnicos en diferentes áreas y trabajadores en las distintas instituciones públicas y privadas de la ciudad.

Algunas de las actividades antes mencionadas también son desarrolladas por la mujer, con un porcentaje algo mayor en el sector urbano de la zona. Otras actividades que cumplen las mujeres son las labores de casa y apoyo en los trabajos agrícolas a los varones, en especial en el sector rural del proyecto.

Las actividades desarrolladas por los hijos de las familias son principalmente las escolares y como complemento el apoyo en las actividades del hogar. (Fuente: Información proporcionada por la población beneficiaria).

CAPITULO III

ANALISIS DE ALTERNATIVAS Y METODOLOGIA DE DISEÑO

3.1. Definiciones.

Puente, estructura que proporciona una vía de paso sobre el agua, una carretera o un valle. Los puentes suelen sustentar un camino, una Carretera o una vía férrea, pero también pueden transportar tuberías y líneas de distribución de energía. Los que soportan un canal o conductos de agua se llaman Acueductos. Los puentes construidos sobre terreno seco o en un valle y formados por un conjunto de tramos cortos se suelen llamar viaductos; se llaman pasos elevados los puentes que cruzan las autopistas y las vías de tren. Un puente bajo, pavimentado, sobre aguas pantanosas o en una bahía y formado por muchos tramos cortos se suele llamar carretera elevada.

Se define a continuación las partes constructivas de un puente, con la terminología habitual en nuestro país. Esta descripción es aplicables en términos generales, a cualquier tipo de puente de acuerdo con las diversas clasificaciones.

La obra civil de un puente puede dividirse básicamente en:

- Puente propiamente dicho
- Accesos

Dentro del puente propiamente dicho se distinguen 4 partes:

- **Superestructura.-** Está constituida por todos los elementos estructurales o constructivos, que forman parte de la obra y que permiten el tránsito sobre la misma para salvar el obstáculo.
- **Infraestructura.-** Está formada por todas las estructuras que dan apoyo a la superestructura, transmitiendo las cargas al suelo. Dentro de la infraestructura consideramos incluidas a las fundaciones. Los apoyos intermedios se denominan “pilas”, en tanto que los extremos se denominan “estribos”.

- **Apoyos.-** Existen elementos intermedios entre la superestructura y la infraestructura, llamados **Dispositivos de apoyo**, a través de los cuales se transmiten las acciones de una a la otra.
- **Obras complementarias.-** Estos trabajos se ejecutan con el objeto de mejorar las condiciones de operación de la estructura; estas pueden ser protecciones, señalización, limpieza de cauce, iluminación y forestación.

3.2. Descripción de las alternativas Propuestas como Estructuras Portantes .

3.2.1. Puente de Hormigón Pretensado.

El Hormigón Pretensado ha demostrado ser técnicamente ventajoso, económicamente competitivo, y estéticamente superior para puentes. Actualmente son considerados para claro de 20 a 45 m. Se puede incrementar el claro hasta 60 m con vigas tipo Gerber. Más allá de este rango es probablemente más económico seleccionar otro tipo diferente de estructuración.

El concepto original de Hormigón Pretensado consistió en introducir en las vigas, suficiente pre compresión axial como para que se eliminaran todos los esfuerzos de tensión que actuarán en el concreto.

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

Existen tres formas comunes en las cuales se emplea el acero como tendones en Hormigón Pretensado: alambres redondos estirados en frío, torón y varillas de acero de aleación.

De acuerdo con el momento de tesado respecto del hormigón del elemento, el pretensado puede ser:

- **Con armaduras pretesas.** El hormigonado se efectúa después de haber tesado y anclado provisionalmente las armaduras en elementos fijos.
- **Con armaduras postesas.** El hormigonado se realiza antes de del tesado de las armaduras activas que normalmente se alojan en conductos o vainas.

3.2.1.1. Procedimientos Constructivos.

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:

a) 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.

b) Elementos Prefabricados.

- Elementos prefabricados que cubren un tramo entero; donde la prefabricación puede realizarse en fabrica 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 150m de longitud, con tres tramos como mínimo.

3.2.1.2. Ventajas y Desventajas.

a) Ventajas.- Entre las más importantes tenemos:

- Una enorme ventaja sobre el hormigón armado es que el pretensado es un material homogéneo e inflexible, es decir, que en ciertas obras en las que se ha sobrepasado la carga máxima para la cual ha sido diseñada aparecen fisuras corrientemente microscópicas, las que pierden o cierran en cuanto deja de actuar la carga máxima, lo cual no ocurre con el hormigón armado.
- El hormigón pretensado es un material muy elástico, es decir, que recupera su posición original una vez que dejan de actuar las cargas. Es adecuado su uso para soportar cargas dinámicas, como es el caso de puentes.
- En el correcto empleo del hormigón pretensado se ahorra del 15 al 30 % en hormigón, con relación al hormigón armado, gracias a la cooperación total de la sección transversal. El ahorro en acero es aún mayor, del 60 al 80 % debido al elevado límite elástico de los aceros de refuerzo.
- El hormigón pretensado permite mejorar la estructura y la apariencia de las obras por que alcanzan elementos más ligeros, permitiendo un aumento de luz para una misma altura de viga construida en hormigón armado.

- El hormigón pretensado compite con otros materiales en claros mayores a 45 m. Las técnicas de construcción y mejoras en el equipo de pretensado, como ductos lisos y ligeros que reducen las pérdidas por fricción, han logrado que los puentes de hormigón pretensado compitan de forma directa con el acero estructural el cual era preponderante en claros medios largos.

b)Desventajas .- Por otra parte el uso de hormigón pretensado presenta una serie de desventajas en su utilización, las cuales son:

- Para lograr claros más largos se requieren equipos de transporte y de montajes más pesados y de costos más elevados.
- El hormigón pretensado requiere un mayor control y seguimiento en su elaboración que elevan los costos inicialmente con el hormigón armado.
- Si bien el hormigón pretensado tiene la posibilidad de grandes reparaciones cuando aun no se ha aplicado la fuerza, esto se convierte en desventaja con respecto al hormigón armado, cuando ya el elemento ha sido tensado, es decir, prácticamente no puede ser reparado y las operaciones que se tendrán que realizar son mucho más caras y complejas.
- En estructuras prefabricadas, 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.

3.2.2. Puente en Arco.

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

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

proporcionar una buena resistencia al empuje horizontal.

El arco viene a comportarse como un pretensado natural, siguiendo la forma de la línea de presiones de las cargas por peso propio, lo que permite aprovechar mejor los materiales ya que el hormigón presenta una elevada resistencia a compresión.

3.2.2.1. Aplicaciones.

Cuando las soluciones de la superestructura, vigas o pórticos, debido a la luz a cubrir son costosas o antieconómicas, a pesar de utilizar materiales de mayor rendimiento, se debe entrar en otro tipo de solución estructural más provechosa, como se constituyen los puentes en arco.

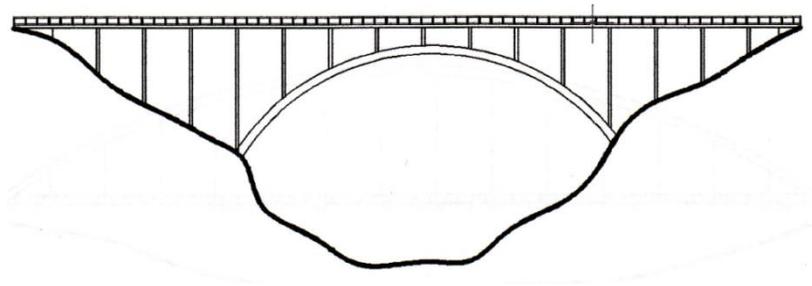
Las partes importantes que componen un puente en arco son el arco propiamente dicho, los elementos de transmisión de las cargas que actúan sobre el tablero llamadas columnas o péndolas, los elementos extremos de soporte del arco llamados arranques y los elementos terminales de soporte llamados estribos.

De acuerdo a la función que cumpla el puente o a la ubicación que tenga el tablero respecto al arco, los puentes en arco tienen diferentes aplicaciones.

Los puentes en arco de tablero superior se prestan especialmente para los casos de cruces de valles en zonas montañosas de laderas empinadas y rocosas, en gargantas profundas, cuando se desea ganar gálibo para permitir el paso de barcos en las entradas de puertos, ríos navegables o cuando las condiciones de ubicación y funcionalidad así lo permitan. En estos casos las péndolas trabajan a compresión al transmitir las cargas desde el tablero hasta el arco al transmitir las cargas desde el tablero al arco.

Puente en Arco con Tablero Superior

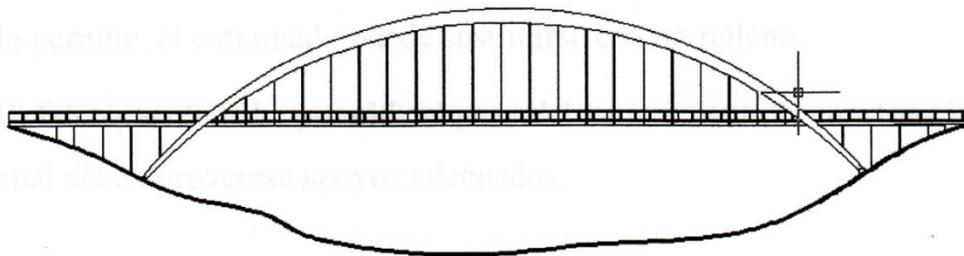
Fig. 7



Los puentes de tablero intermedio llevan el tablero en la parte intermedia y son de buen aspecto arquitectónico. Se lo emplea en ríos o quebradas no muy profundas o en pasos superiores porque el gálibo que se consigue es suficiente para el paso vehicular. En esta solución las cargas del tablero se transmiten al arco mediante las péndolas a compresión en los extremos del puente y en la parte central trabajan a tracción.

Puente en Arco con Tablero Intermedio

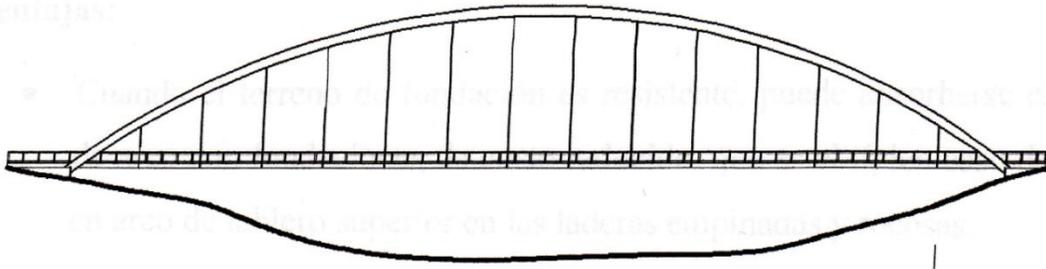
Fig. 8



Cuando se trata con un puente cuyo acceso o rasante es muy baja y por razones de estética se desea construir un puente en arco, la solución será un puente en arco con tablero inferior, en el cual todas las péndolas trabajan a tracción. Solución que se presta para el arco atirantado, cuyo apoyo es similar al de una viga y genera casi solamente esfuerzos verticales de apoyo donde el tablero sirve de tirante, reduciendo de esta manera los empujes horizontales.

Puente en Arco con Tablero Inferior

Fig. 9



3.2.2.2. Procedimientos Constructivos.

Para la construcción de puentes en arco, dependiendo de las condiciones del terreno donde será construido, sus métodos de construcción pueden ser:

a) Falso Puente.

En general aplicable a todos los tipos de estructuras, consiste en un entramado de madera o metálico que se eleva desde el cauce del río hasta el nivel inferior de la superestructura. Alternativamente en caso de rasantes bajas y si el cauce lo permite, el entramado puede sustituirse con un relleno.

El falso puente debe permitir el paso del agua durante la construcción, para lo cual deben proveerse apoyos adecuados.

b) Voladizos Sucesivos.

El método consiste en la construcción en etapas de un voladizo que cubre hasta cerca de la mitad de la luz del tramo, hasta el cierre en la clave. El puente es construido por dovelas desde su arranque, sosteniendo cada dovela provisionalmente por cables que pasando sobre una torre construida en tierra, anclan finalmente en el

suelo de la margen correspondiente. El método ha probado ser efectivo en lugares de gargantas profundas, valles y en ríos navegables.

3.2.2.3. Ventajas y desventajas.

a) Ventajas:

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

b) Desventajas:

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

fundación más débiles.

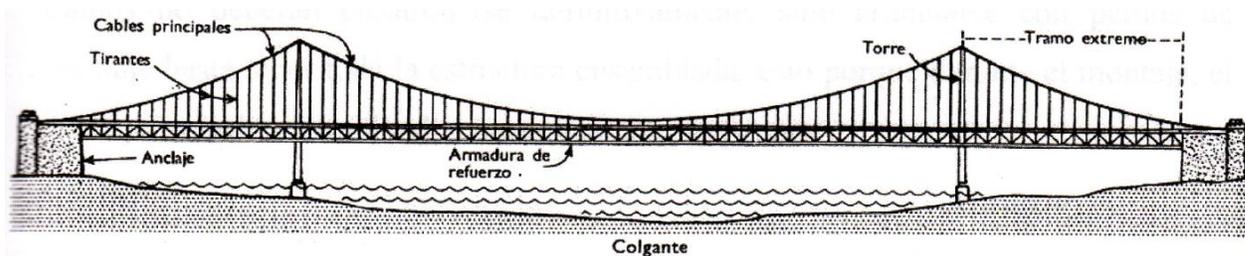
- Requieren por lo general de una mayor cantidad de materiales para su construcción.

3.2.3. Puente Colgante.

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

Puente Colgante

Fig.10



3.2.3.1. Aplicaciones.

El campo de aplicación principal de los puentes colgantes corresponde a las grandes luces como ser cruce de brazos de mar o lagos, dado, que la ubicación de los apoyos obliga a la elección de este tipo de puentes.

El puente colgante anclado en sí mismo mediante cables inclinados, es atractivo para sobrecargas livianas, caso de los puentes peatonales.

3.2.3.2. Procedimientos Constructivos.

Para la construcción de un puente colgante se debe empezar con las fundaciones de los

estribos o pilares, sobre los cuales se construirán las torres; si éstas son articuladas en su base deberán proveerse apuntalamientos provisionales. En la parte superior de las torres se deberán dejar elementos de izaje que permitan la colocación de las sillas de los cables y de los cables de montaje.

La colocación de los cables de montaje, por lo menos uno a cada lado de la torre, se pasarán de un anclaje al otro a nivel del cauce, posteriormente el cable es izado y colocado sobre las torres en forma paralela a la que tendrán posteriormente los cables definitivos. Sobre estos cables provisionales se colocarán pasarelas de montaje que servirán de tránsito de personal y del equipo necesario.

Debajo de los cables de montaje se colocarán de anclaje a anclaje, los cables principales; éstos vienen marcados con la posición que deben tener sobre el centro de las sillas de las torres y con posición de las abrazaderas de donde colgaran las péndolas, las cuales se colocan con la ayuda de los cables de montaje, con sus abrazaderas abiertas deslizándolas hasta su posición definitiva.

La viga de rigidez y tablero serán montados por tramos, izándolas desde el cauce o trasladándolas con los cables de montaje, desde las márgenes en forma simétrica. Los tramos no deberán ensamblarse definitivamente, sino articularse con pernos de montaje hasta tener toda la estructura ensamblada, ésto porque durante el montaje, el cable principal va cambiando constantemente de forma.

3.2.3.3. Ventajas y Desventajas.

a) Ventajas.- Los puentes colgantes presentan las siguientes ventajas:

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

b) Desventajas.- Entre las desventajas que presentan este tipo de puentes, podemos citar las siguientes:

- La dificultad de formar que los cables logren la forma del diseño, la influencia de los cambios de temperatura y realizar un control y mantenimiento permanente del cable, uniones y anclajes.

- El costo de los pilotes o torres y los macizos bloques de anclaje, encarecen significativamente la obra.
- Cuando el terreno de fundación no es bueno, se tiene que recurrir a bloques macizos de hormigón para contrarrestar el efecto de tensión a la que están sujetos los cables que soportan el tablero y la luz principal.
- Se necesitan de vigas de rigidización o cables de contraventeo para asegurar la estabilidad aerodinámica y lograr gran rigidez flexionante y cortante de la estructura; caso contrario, se convertiría en inestable en su funcionamiento por el excesivo movimiento que se produciría.

3.3. Criterios Para la Elección del Tipo de Estructura.

La elección del tipo de sistema estructural es una de las etapas más importantes en la elaboración del proyecto de un puente, en general se debe tener presente:

- a) Las condiciones naturales del lugar de emplazamiento
- b) Las diversas soluciones técnicamente factibles de acuerdo a las dimensiones del proyecto.

La luz del puente debe ser uno de los primeros parámetros a considerar cuando se inicia el proceso de selección del tipo de estructura.

El ingeniero estructural es el que decide el diseño integral del proyecto del puente, es por eso que debe tener presente que un buen diseño debe satisfacer los siguientes requisitos básicos:

- Debe ser factible de construir en base a los materiales y tecnologías disponibles.
- Debe ser seguro y estable, debe resistir las cargas en condiciones actuales y futuras, naturales y artificiales.
- Debe satisfacer los requisitos de utilización y funcionalidad.
- Debe ser económico
- Debe tener estética.

3.4. Evaluación de Alternativas.

3.4.1. Funcionalidad.

La estructura debe cumplir con los objetivos por los cuales fue proyectada. 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 técnico, las alternativas más favorecidas serán aquellas que mantienen un nivel de rasante bajo permitiendo un fácil acceso. Las características de la zona de emplazamiento, obligan a la elevación del nivel de la rasante a favor de la seguridad de la estructura, por lo que será necesario la construcción de accesos para el caso de las alternativas que desde este punto de vista técnico se ven favorecidas. Tanto un puente de Hormigón Pretensado como uno en Arco con Tablero Inferior, cumplen con dicha característica y se ven favorecidas por ser estructuras estables de fácil acceso por su bajo nivel de rasante, haciendo fácil que peatones y vehículos puedan hacer uso de ellas.

Un puente colgante no permite un tránsito demasiado cómodo debido a que puede tener oscilaciones debido al uso o a vientos moderados y fuertes. Estas oscilaciones pueden reducirse utilizando cables de contraventeo sin que puedan ser eliminadas totalmente.

3.4.2. Materiales.

La utilización de hormigón se ve favorecida debido a que en la zona del proyecto existen materiales pétreos necesarios para su fabricación. Las tres alternativas: Puente de Hormigón Pretensado, Puente Arco con Tablero Inferior y Puente colgante; se ven favorecidas debido a que en mayor o menor medida tienen como material principal al hormigón.

Las alternativas de hormigón pretensado y puente en arco se ven favorecidas por que en mayor medida que un puente colgante, tienen como material preponderante al hormigón.

Las tres alternativas planteadas necesitan de materiales con características especiales como cables de acero para las péndolas en el caso de la pasarela en arco, torones de acero de pretensado en el caso del puente de Hormigón Pretensado, y los cables de acero necesarios para la estructura de un Puente Colgante.

Se considera como alternativa favorecida desde este punto de vista técnico, a la alternativa de Hormigón Pretensado, que al tener una estructura sencilla de menor volumen en comparación con un puente en arco, requerirá con seguridad de una menor cantidad de materiales, siendo el material preponderante de la misma el Hormigón.

3.4.3. Eficiencia de la Estructura.

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.

Desde este punto de vista se ve favorecida la alternativa de un puente de hormigón pretensado con una viga de un tramo simplemente apoyado, constituyéndose en una solución elemental, segura, estable y económica, sobre todo tomando en cuenta que la luz a cubrir es de aproximadamente 35 m. encontrándose dentro los rangos de 20 a 45 m. aconsejables económicamente para la utilización de Hormigón Pretensado. El proceso constructivo es más sencillo y económico. Además que una superestructura sencilla y liviana en comparación con un puente en arco, implica la construcción de una infraestructura de menor tamaño, por lo que en general será más económica.

Una puente en arco es recomendable cuando se dispone de buenas condiciones de cimentación en los arranques, la alternativa de un puente en arco con tablero inferior permitiría que el tablero actuando como un tirante, absorba el empuje horizontal sobre los estribos. El arco permite aprovechar al máximo el hormigón, ya que el mismo está sometido casi íntegramente a esfuerzos de compresión; sin embargo esta alternativa requiere de un mayor volumen de materiales y tiene un proceso constructivo más costoso, lo que implica que dentro de las alternativas planteadas, se muestra como la menos económica.

Los puentes colgantes son más aconsejables para cruzar grandes luces y necesitan de buenos terrenos de fundación para no recurrir a bloques macizos de hormigón que contrarresten los efectos de tracción a la que están sujetos los cables que soportan el peso del tablero.

3.4.4. Metodología Constructiva.

Tanto un puente en arco con tablero inferior como un puente colgante presentan mayor complicación constructiva, ya que, tienen fundaciones de mayor tamaño y la estructura debe ser moldeada en sitio, lo que significa la construcción de encofrado en toda la longitud del puente, constituyéndose en un encarecimiento en el costo de construcción.

Por otra parte la alternativa de un puente de Hormigón Pretensado, al tener menor cantidad de infraestructura presenta menor complicación constructiva a nivel de fundaciones. En la construcción del tablero ofrece varias ventajas constructivas, ya que, las vigas pueden ser hormigonadas en su totalidad o en segmentos en sitios cercanos al emplazamiento y luego colocarse en posición a través de grúas y encofrados por tramos

En la alternativa de un Puente colgante tenemos el inconveniente de no disponer de espacio para la utilización de cables de contraventeo, ni para la construcción de los bloques de anclaje, por lo que su construcción se dificulta si tomamos en cuenta además que el puente debe tener un gálibo o revancha mínimo por sobre el nivel de aguas máximas que se conoce es bastante elevado.

3.4.5. 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, la única que tiene un mantenimiento mínimo es la de un puente de Hormigón Pretensado, mientras las alternativas de un puente colgante y un puente en Arco de Tablero Inferior, requieren de un mantenimiento permanente de las péndolas y cables que soportan el tablero.

3.4.6. Estética.

Desde el punto de vista estético, las alternativas más favorecidas son las del puente Colgante y el Puente en Arco con Tablero Inferior, ya que ambas estructuras sobresalen notoriamente del entorno.

La alternativa de Hormigón Pretensado queda confundida con el entorno y no sobresale al igual que las otras alternativas.

3.4.7. Factibilidad Técnica.

La alternativa de un Puente de Hormigón Pretensado es la alternativa más factible de construir debido a que la misma representa una estructura sencilla, estable, con un nivel de rasante bajo que le permite tener una buena funcionalidad, los materiales y equipos necesarios para su ejecución son totalmente disponibles en el medio, la luz a cubrir de aproximadamente 35 m, estando dentro de los rangos en los que recomiendan como una alternativa económica al Hormigón Pretensado.

Se considera la alternativa menos factible a la de un puente colgante, debido al poco espacio con el que se cuenta en las márgenes. No existe el espacio suficiente para construcción de cables de contraventeo, el nivel de aguas máximo bastante elevado y el poco desnivel existente, obliga a elevar el nivel de la rasante del puente, haciendo poco factible su construcción.

3.5. Elección de la Alternativa Óptima.

Como se pudo evidenciar en el análisis técnico efectuado, la alternativa de un puente de hormigón pretensado es la alternativa más óptima y factible técnicamente, sobresaliendo entre otras ventajas ya mencionadas, la funcionalidad y simpleza de la estructura, representando una alternativa económica y una estructura eficiente.

En consecuencia la alternativa elegida es la de un **Puente vehicular con vigas de Hormigón Pretensado** de un solo tramo con vigas simplemente apoyadas.

3.6. Estudios de Ingeniería Básica del Proyecto.

3.6.1. Estudio Topográfico.

3.6.1.1. Objetivos.

Los estudios topográficos tendrán como objetivos:

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

3.6.1.2. Alcance.

Los estudios topográficos deberán comprender lo siguiente:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala entre 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 1 m.
- Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos, con planos a escala entre 1/100 y 1/250 considerando curvas de nivel a intervalos no mayores que 1 m y con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal.
- Levantamiento catastral de las zonas aledañas al puente, cuando existan edificaciones u otras obras que interfieran con el puente o sus accesos o que requieran ser expropiadas.

3.6.2. Estudio Geológico - Geotécnico.

3.6.2.1. Estudio Geológico.

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

3.6.2.1.2. Alcance.

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

Los estudios geológicos y geotécnicos comprenderán:

Revisión de información existente y descripción de la geología a nivel regional y local.

- Descripción geomorfológica.
- Zonificación geológica de la zona.
- Definición de las propiedades físicas y mecánicas de suelos y/o rocas.
- Definición de zonas de deslizamientos, y aluviones sucedidos en el pasado y de potencial ocurrencia en el futuro.
- Recomendación de canteras para materiales de construcción.

3.6.2.2. Estudio Geotécnico.

3.6.2.2.1. Objetivos.

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

3.6.2.2.2. Alcance.

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

Los Estudios Geotécnicos comprenderán:

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

3.6.3. Estudios de Hidrología e Hidráulica.

3.6.3.1. Objetivos.

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

Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer lo siguiente:

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

3.6.3.2. Alcance.

- El programa de estudios debe considerar la recolección de información, los trabajos de campo y los trabajos de gabinete, cuya cantidad y alcance será determinado en base a la envergadura del proyecto, en términos de su longitud y el nivel de riesgo considerado.
- Los estudios hidrológicos e hidráulicos comprenderán lo siguiente:
- Evaluación de estudios similares realizados en la zona de ubicación del

puede; en el caso de reemplazo de un puente colapsado es conveniente obtener los parámetros de diseño anteriores.

- Visita de campo; reconocimiento del lugar tanto en la zona de cruce como de la cuenca global.
- Recolección y análisis de información hidrométrica y meteorológica existente; esta información puede ser proporcionada por entidades locales o nacionales, por ejemplo: Ministerio de Agricultura, SENAMHI, o entidades encargadas de la administración de los recursos hídricos del lugar.
- Selección de los métodos de estimación del caudal máximo de diseño; para el cálculo del caudal máximo a partir de datos de lluvia se utilizó: el método racional, métodos empíricos, métodos probabilísticos. etc., cuya aplicabilidad depende de las características de la cuenca; en caso de contarse con registros hidrométricos de calidad comprobada, puede efectuarse un análisis de frecuencia que permitirá obtener directamente valores de caudal máximo para distintas probabilidades de ocurrencia (periodos de retorno).
- Estimación de los caudales máximos para diferentes periodos de retorno y según distintos métodos; en todos los casos se recomienda llevar a cabo una prueba de ajuste de los distintos métodos de análisis de frecuencia (Gumbel, Log - Pearson Tipo III, Log – Normal, etc.) para seleccionar el mejor. Adicionalmente, pueden corroborarse los resultados bien sea mediante factores obtenidos a partir de un análisis regional o, de ser posible, evaluando las huellas de nivel de la superficie de agua dejadas por avenidas extraordinarias recientes.
- Evaluación de las estimaciones de caudal máximo; elección del resultado que, a criterio ingenieril, se estima confiable y lógico.
- Determinación del periodo de retorno y la descarga máxima de diseño; el periodo de retorno dependerá de la importancia de la estructura y consecuencias de su falla.
- Determinación de las características hidráulicas del flujo; estas comprenden la velocidad media, ancho superficial, área de flujo, pendiente de la línea de energía, nivel de la superficie de agua, etc., cuyos valores son necesarios para la

determinación de la profundidad de socavación.

- Determinación de las profundidades de socavación general, por contracción, local y total.
- Evaluación de las estimaciones de socavación total.

3.7. Hormigón Pretensado.

3.7.1. Definiciones.

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

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

3.7.2. Métodos de Pretensado.

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

3.7.2.1. Pretensado.

El prefijo "Pre" se refiere a que los tendones de acero son previamente tensados, luego se hormigona la pieza y una vez que el hormigón haya alcanzado una

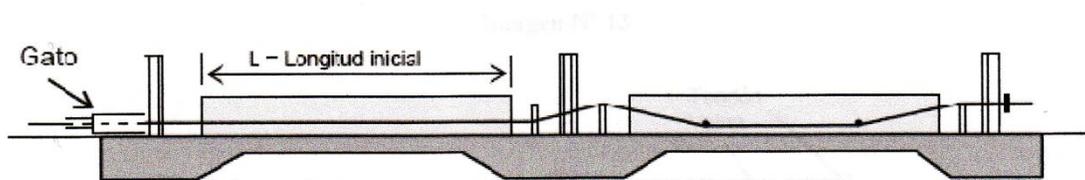
resistencia determinada, se cortan los cables o tendones transfiriendo esta tensión del acero al hormigón endurecido introducido en forma de compresión.

En los elementos pretensados los cables pueden disponerse en :

- Línea recta horizontalmente principalmente en losas y vigas de bajo peralte
- En línea recta quebrada en uno o dos puntos (Trazo poligonal) para caso de vigas para puentes.

Vigas Pretensadas

Fig. 11



3.7.2.2. Postensado.

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

Esta variedad de presforzado puede dividirse en 2 tipos:

- a) Hormigón Postesado con tendones adheridos.

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

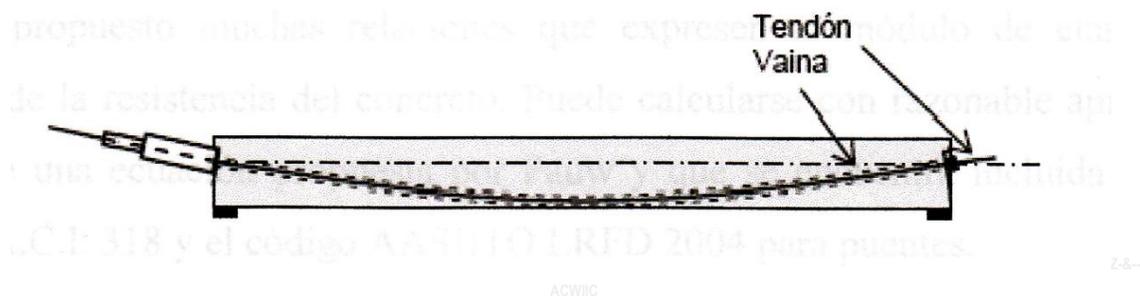
- b) Hormigón Postesado con tendones no adheridos.

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

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

Vigas Postensadas

Fig. 12



3.7.3. Materiales Utilizados en el Hormigón Pretensado.

3.7.3.1. Hormigón.

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

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

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

- Propiedades mecánicas dependientes del tiempo y medio ambiente

Las principales propiedades mecánicas del hormigón son:

- f_c = Resistencia a la compresión
- E_c = Módulo de elasticidad (En función del tiempo y tipo de hormigón)
- Entre otras esta la retracción y la fisuración.

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

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

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

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

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

3.7.3.1.1. Los Esfuerzos Admisibles en el Hormigón.

Los Esfuerzos Admisibles que establece el código A.C.I. para el hormigón en coherencia con lo establecido en el punto 5.9.4.2 del código AASHTO LRFD, Tensiones en Estado Límite de Servicio después de las Pérdidas - Elementos

Totalmente Pretensados, no deben ser superados por los esfuerzos derivados de las cargas de servicio, son los siguientes:

3.7.3.2. Acero para Pretensado.

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

características de estos aceros son:

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

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

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

3.7.3.2.1. Alambres Redondos.

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

3.7.3.2.2. Cable Trenzado o Torones.

El torón es fabricado con siete alambres, 6 firmemente torcidos alrededor de un séptimo de diámetro ligeramente mayor. El paso de la espiral de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable, teniendo una resistencia a la ruptura garantizada de $17\ 590 \text{ kg/cm}^2$ conocido como grado 250K. Existe un acero más resistente conocido como grado 270K, con una resistencia mínima a la ruptura de 270 Ksi o 18960 Kg/cm^2 . Para los torones se usa el mismo tipo de alambres relevados de esfuerzo y estirados en frío que los que se usan para los alambres individuales de presfuerzo. Sin embargo, las propiedades mecánicas se evidencian ligeramente diferentes debido a la tendencia de los alambres torcidos a enderezarse cuando se les sujeta a tensión, debido a que el eje de los alambres no coincide con la dirección de la tensión.

Tabla.1. Propiedades del torón de 7 alambres sin revestimiento.

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

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

3.7.3.2.3. Varillas de Acero de Aleación.

En el caso de varillas de aleación de acero, la alta resistencia que se necesita se obtiene mediante la introducción de ciertos elementos de ligazón, principalmente manganeso, silicón y cromo durante la fabricación de acero. Adicionalmente se efectúa trabajo en frío en las varillas al fabricar estas para incrementar aún más su resistencia. Las varillas de acero de aleación se consiguen en diámetros que varían de $1/2$ pulgada hasta $1^{3/8}$ de pulgada, tal como se muestra en la tabla.

3.7.3.2.4. Esfuerzos Admisibles en el Acero de Presfuerzo.

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

acero se conoce con bastante precisión en este estado. La presión hidráulica en los gatos y la deformación total en el acero son cantidades que se miden fácilmente. Además, si un tendón deficiente se rompe en forma accidental, puede remplazarse sin problemas.

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

3.7.3.3. Acero de Refuerzo.

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

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

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

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

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

3.7.3.4. Elementos del Pretensado.

Los elementos del pretensado son:

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

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

3.7.3.4.1. Sistema de Pretensado.

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

3.7.3.4.2. Armaduras Activas.

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

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

Como se menciona en el punto 3.7.2 del presente proyecto, las armaduras activas pueden ser postensadas o pretensadas. Para armaduras postensadas se usa generalmente Torones y para armaduras pretensadas son usados generalmente los alambres y las barras para pretensado.

3.7.3.4.3. Armaduras Pasivas.

Se denominan así a las armaduras no sometidas a tensión, previa y son iguales a las

habitualmente usadas en Hormigón Armado.

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

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

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

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

Las características que deben tener las vainas son las siguientes:

- Estanqueidad durante el hormigonado y la inyección.
- Flexibilidad que les permita adaptarse fácilmente al trazado definido en el proyecto.
- Posibilidad de efectuar con facilidad empalmes, de manera que se pueda alcanzar cualquier longitud.
- Resistencia al aplastamiento, golpes, vibrado y casos similares.

3.7.3.4.4. Anclajes.

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

Fundamentalmente se puede distinguir dos tipos de anclaje:

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

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

3.7.3.4.5. Inyección.

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

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

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

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

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

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

Un diseño dentro del lado de la seguridad resulta cuando la resistencia requerida obtenida a partir de las cargas de servicio mayoradas, es menor o igual a la resistencia

nominal especificada por el comportamiento del material y afectada por un factor de seguridad ϕ . En consecuencia:

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

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

Tabla .2. Factores de reducción de resistencia ϕ utilizados en el proyecto

Clase de Esfuerzo	ϕ
De flexión, con o sin tensión axial	0.90
De tensión axial	0.90
De compresión axial, con o sin flexión:	
Miembros con refuerzo en espiral	0.75
Otros miembros reforzados	0.70
Exepto que para valores bajos de carga axial, ϕ puede ser incrementado de acuerdo con lo siguiente. Para miembros en los que f_y , no excede de 60.000 lb/pulg ² , con refuerzo simétrico y con $(h-d)-d/J/H$ no menor que 0.70, ϕ puede incrementarse linealmente hasta 0.90 al disminuir P_n de 0.10 $f_c A_g$ a cero. Para miembros reforzados, ϕ puede incrementarse linealmente hasta 0.90 al disminuir ϕP_n de 0.10 $f_c A_g$ o P_{nb} , la que sea más pequeña, a cero.	
Corte y torsión.	0.9
De apoyo sobre el concreto (aplastamiento)	0.70
De flexión en el concreto simple	0.65

Fuente: Nilson Arthur — Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado

Estos factores de resistencia corresponden al código ACI pero son coherentes con los especificados en el código AASHTO LRFD 2004 para el diseño de puentes. Sin embargo en el caso del factor de resistencia para corte y torsión, el código AASHTO LRFD designa como $\theta = 0.90$ para hormigón de densidad normal y $\theta = 0.70$ para hormigón de baja densidad.

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

La solicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum niyiQi \quad (3.6)$$

Donde:

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

Qi = Solicitaciones de las cargas especificadas

yi = Factores de carga especificados para un tipo de fuerza

3.8.1. Las combinaciones de cargas usadas en el proyecto.

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

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

RESISTENCIA V — Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte

de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

SERVICIO I — Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

Tabla.3. Combinaciones y Factores de Carga

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

Fuente: Especificaciones AASHTO para el Diseño de puentes por el método LRFD 2004

Tabla.4. Factores de Cargas Permanentes.

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

Fuente: Especificaciones AASHTO para el Diseño de puentes por el método LRFD 2004

3.9. Estadios de Carga en el Hormigón Pretensado.

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

1. Pretensado Inicial, inmediatamente después de la transferencia, cuando sólo la fuerza de pretensado inicial actúa en el hormigón.
2. Estado Inicial de Pretensado, sólo actúan la fuerza de pretensado inicial más peso propio de la Pieza.
3. Estado de Carga Balanceada, actúa la fuerza de pretensado inicial más la totalidad de la carga muerta y un porcentaje de la carga viva.
4. Estado Límite de Servicio, después de ocurridas las pérdidas, actúa la fuerza de pretensado efectiva más la totalidad de las cargas muertas y la totalidad cargas vivas esperadas.
5. Estado de Carga Última, cuando se incrementan las cargas esperadas de servicio y el miembro se encuentra al inicio de la falla.
- 6.

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

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

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

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

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

$$f_{ti} = 0.8\sqrt{f'_{ci}} \quad (3.7)$$

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

$$f_{ci} = 0.6f'_{ci} \quad (3.8)$$

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

$$f_{ts} = 1.6\sqrt{f'_{cs}} \quad (3.9)$$

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

$$f_{cs} = 0.45f'_{cs} \quad (3.10)$$

Donde: f'_{ci} y f'_{cs} , están en Kg/cm^2

3.10.1. Eficiencia de la Sección a Flexión

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

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

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

$$\frac{S_1}{A_c} = \frac{I_c}{A_c c_1} = \frac{r^2}{c_1} \quad (3.11)$$

$$\frac{S_2}{A_c} = \frac{I_c}{A_c c_2} = \frac{r^2}{c_2} \quad (3.12)$$

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

Los miembros del lado derecho de las ecuaciones (3.11) y (3.12) se reconocerán como las dimensiones inferior y superior del núcleo de la sección, respectivamente.

Resulta conveniente expresar las distancias representadas por las ecuaciones a y b de

una manera a dimensional, en función de las distancias c_1 y c_2 a las caras superior e inferior del miembro. Con $K_1=r^2/c_2$ y $K_2=r^2/c_1$ estas relaciones son:

$$\frac{K_1}{c_1} = \frac{r^2}{c_1 c_2} \quad (3.13)$$

$$\frac{K_2}{c_2} = \frac{r^2}{c_1 c_2} \quad (3.14)$$

En consecuencia la expresión simple:

$$Q_f = \frac{r^2}{c_1 c_2} \quad (3.15)$$

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

El factor de eficiencia Q puede también expresarse en términos geométricos.

Tomando nota que $h = c_1 + c_2$

$$Q_f = \frac{r^2}{c_1 c_2} \frac{c_1 + c_2}{h} \quad (3.16)$$

$$Q_f = \frac{K_1 + K_2}{h} \quad (3.17)$$

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

Lógicamente aquellas secciones con forma de I y T con almas y patines relativamente delgados presentarán factores Q más altos que los de las secciones con partes más gruesas. Sin embargo, consideraciones prácticas determinan un límite superior al gado de esbeltez que puede obtenerse. El conjunto de dimensiones de una viga deben de escogerse considerando la posibilidad del pandeo lateral del miembro cargado, si es que este no se encuentra sujeto contra el movimiento lateral de las construcciones vecinas..

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

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

3.10.2. Inecuaciones de Condición.

Hipótesis del problema: :

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

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

3.10.2.1. Estado Inicial de Pretensado

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

la fibra superior 1 en $t = 0$.

$$-\frac{M_o * C1}{I_{cg}} + \frac{P_o * e * C1}{I_{cg}} - \frac{P_o}{A} \leq 0.8\sqrt{f'ci} \quad \text{ó (3.18)}$$

$$-\frac{M_o}{S_1} + \frac{P_o * e}{S_1} - \frac{P_i}{A} \leq 0.8\sqrt{f'ci} \quad (3.19)$$

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

$$+\frac{M_o * C_2}{I_{cg}} - \frac{P_o * e * C_2}{I_{cg}} - \frac{P_o}{A} \geq -0.6 f'_{ci} \quad \text{ó (3.20)}$$

$$+\frac{M_o}{S_2} - \frac{P_o * e}{S_2} - \frac{P_o}{A} \geq -0.6 f'_{ci} \quad (3.21)$$

3.10.2.2. Estado Límite de Servicio

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

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

$$-\frac{M_T * C_1}{I} + \frac{\eta P_i * e * C_1}{I} - \frac{\eta P_i}{A} \geq -0.45 f_c \quad \text{ó (3.22)}$$

$$-\frac{M_T}{S_1} + \frac{\eta P_i * e}{S_1} - \frac{\eta P_i}{A} \geq -0.45 f_c \quad (3.23)$$

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

$$\frac{M_T * C_2}{I} - \frac{\eta P_i * e * C_2}{I} - \frac{\eta P_i}{A} \leq 1.60 \sqrt{f_c} \quad \text{ó (3.24)}$$

$$\frac{M_T}{S_2} - \frac{\eta P_i * e}{S_2} - \frac{\eta P_i}{A} \leq 1.60 \sqrt{f_c} \quad (3.25)$$

Donde:

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

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

P_i = Fuerza de pretensado inicial [Kg]

n = Coeficiente de relación entre la fuerza de pretensado efectiva y la fuerza de pretensado inicial $n = \frac{P_e}{P_i}$

e = Excentricidad de la fuerza de Pretensado [cm]

I = Inercia centroidal de la sección transversal [cm⁴]

A = Área de la sección transversal [cm²]

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

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

S_1 = Módulo de la sección con respecto a la fibra superior $S_1 = \frac{I}{C_1}$ [cm³]

S_2 = Módulo de la sección con respecto a la fibra inferior $S_2 = \frac{I}{C_2}$ [cm³]

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

3.10.3. Variación de la Excentricidad a lo Largo del Claro

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

Para indicar que tanto la excentricidad e como los momentos M , o MT son funciones

de la distancia x desde el apoyo ellos se presentarán como $e_{(x)}$ y $M_{o(x)}$ o $M_{T(x)}$,

respectivamente. Para la escritura de las expresiones de las inecuaciones es mejor designar los esfuerzos de tensión como positivos o mayores que cero y los esfuerzos de compresión como menores que cero o negativos. Considerando primero el estado descargado, se halla que el esfuerzo de tensión en la parte superior de la viga no debe exceder a f_{ti} .

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

$$-\frac{M_0 * C_1}{I_{cg}} + \frac{P_0 * e * C_1}{I_{cg}} - \frac{P_0}{A} \leq 0.8 \sqrt{f' c_i} \quad (3.26)$$

Resolviendo para la máxima excentricidad se obtiene:

$$e \leq \frac{\left(0.8 * \sqrt{f' c_i} + \frac{M_0 * C_1}{I} + \frac{P_i}{A}\right) * I}{P_i * C_1} \quad (3.27)$$

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

$$+\frac{M_0 * C_2}{I_{cg}} - \frac{P_0 * e * C_2}{I_{cg}} - \frac{P_0}{A} \geq -0.6 f' c_i \quad (3.28)$$

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

$$e \leq \frac{\left(0.6 * f' c_i - \frac{M_0 * C_2}{I} + \frac{P_i}{A}\right) * I}{-P_i * C_2} \quad (3.29)$$

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

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

$$-\frac{M_T * C_1}{I} + \frac{\eta P_i * e * C_1}{I} - \frac{\eta P_i}{A} \geq -0.45 f_c \quad (3.30)$$

De la cual

$$e \geq \frac{\left(0.45 * f' c_i - \frac{M_T * C_1}{I} + \frac{\eta P_i}{A}\right) * I}{\eta P_i * C_1} \quad (3.31)$$

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

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

$$\frac{M_T * C_2}{I} - \frac{\eta P_i * e * C_2}{I} - \frac{\eta P_i}{A} \leq 1.60 \sqrt{f_c} \quad (3.32)$$

De la cual

$$e \geq \frac{\left(1.6 * \sqrt{f'_c} - \frac{M_T * C_2}{I} + \frac{\eta P_i}{A}\right) * I}{-\eta * P_i * C_2} \quad (3.33)$$

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

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

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

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

3.11. Pérdida de la Fuerza de Pretensado

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

Las pérdidas se distinguen en:

3.11.1. Instantáneas.

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

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

3.11.2. Diferidas.

Están referidas en función del tiempo.

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

3.11.1.1. Pérdidas por Fricción (FR)

En los miembros pretensados, por lo general, los torones se anclan en un extremo y posteriormente se retiran mediante los gatos desde el otro. A medida en que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla la resistencia friccionante, con el resultado de que la tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el gato. La pérdida total por fricción debida a la curvatura intencional del tendón.

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

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

$$FR = P_0 = P_x * e^{u\alpha + kx} \quad (3.34)$$

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

$$FR = P_o - P_x = P_x * Klx + P_x * \mu\alpha \quad (3.35)$$

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

Donde:

FR = Pérdida por fricción.

P_x = Tensión del cable en la longitud x

e = Función exponencial.

μ = Coeficiente de fricción por curvatura.

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

K = Coeficiente de fricción por deformación no intencional del dueto.

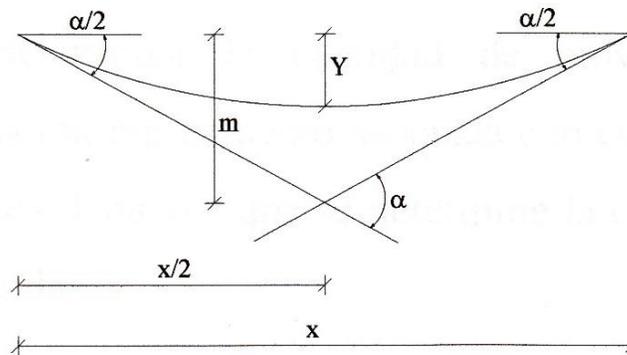
x = Longitud del cable en la sección considerada.

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

$$tg \frac{\alpha}{2} = \frac{m}{x/2} = \frac{2m}{x} \quad (3.36)$$

Ángulo y Pendiente de Trayectoria.

Fig. 13



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

$$\alpha = \frac{8Y}{x} \text{ radianes} \quad (3.37)$$

Tabla.5. Coeficientes de Fricción para Torones

Tipo de Tendón	Coeficiente por Deformación No internacional del ducto K por pie	Coeficiente por Deformación No internacional del ducto K por pie	Coeficiente por curvatura μ
Tendones dentro de ductos metálicos flexibles			
Tendones de alambres	0,0010 - 0,0015	0,0033 - 0,0049	0,15 - 0,25
Cable Trenzado de 7 alambres	0,0005 - 0,0020	0,0016 - 0,0066	0,15 - 0,25
Varillas de alta resistencia	0,0001 - 0,0006	0,0003 - 0,0020	0,08 - 0,30
Tendones dentro de ductos metálico rígido			
Cable Trenzado de 7 alambres	0,0002	0,00066	0,15 - 0,25
Tendones con lubricación previa			
Tendones de alambres y cables Trenzados de 7 alambres	0,0003 - 0,002	0,0010 - 0,0066	0,05 - 0,15
Tendones recubiertos con masilla			
Tendones de alambres y cables Trenzados de 7 alambres	0,00001 - 0,0002	0,0010 - 0,0066	0,05 - 0,15

Fuente : Nilson Arthur – Diseño de Estructuras de Concreto

3.11.1.2. Pérdida por Deslizamiento de Anclajes (DA)

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

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

$$DA = \Delta f_{s,deslizamiento} = \frac{\Delta L}{L} Es \quad (3.38)$$

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

3.11.1.3. Pérdida por Acortamiento Elástico del Concreto (ES).

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

$$Es = \Delta f_{s,elastico} = Es \frac{fc}{Ec} = nfc \quad (3.39)$$

Donde:

Ec = Módulo de elasticidad del H° en el momento de tesado.

Es = Módulo de elasticidad del acero pretensado.

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

$$f_c = \frac{P_i}{A} + \frac{P_i * e^2}{I} - \frac{M_o * e}{I} \quad (3.40)$$

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

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

$$\Delta f_{rel} = f_{pi} \frac{\log t}{10} \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad (3.41)$$

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

Donde:

f_{pi} = Esfuerzo inicial de pretensado.

f_{py} = Esfuerzo de fluencia efectivo.

t = Tiempo en horas después del tesado.

3.11.2.2. Pérdida por Retracción del Hormigón (SH).

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

El acortamiento originado depende factores como ser las condiciones de humedad del ambiente, el contenido de agua de la mezcla, el tipo de curado empleado, etc. A la vez retracción provoca una reducción en la deformación del acero pretensado. Estas pérdidas son posibles de estimar en forma práctica a través de la siguiente relación¹²:

En miembros Postensados:

$$SH = 0.80 * (1172.40 - 10.34 * RH) \quad (3.42)$$

Donde:

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

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

Tabla.6. Valores de Humedad Relativa del Medio Ambiente

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

Fuente: Jiménez Montoya - Hormigón Armado

3.11.2.3. Perdida por Fluencia o Flujo Plástico del Concreto (FPc)

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

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

$$FPc = \Delta f_{s \text{ flujo}} = Cc * n * fc \quad (3.43)$$

$$fc = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i * e^2}{I} + \frac{M_o * e}{I} \quad (3.44)$$

Donde:

FPc = Pérdida por fluencia del hormigón.

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

Cc = Coeficiente último de flujo plástico con valor de 2 a 4, según Arthur Nilson, cuando no

se disponga de información específica se deberá asumir 2.35

3.11.1.7. Pérdida Total en Elementos Pos-tensados.

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

$$\Delta f_T = FR + DA + Es + CRs + SH + FPC \quad (3.45)$$

Donde:

Δf_T = Pérdida total del presfuerzo.

SH = Pérdida debido a la retracción del hormigón.

CRs = Pérdida debido a la relajación del acero.

CRc = Pérdida debido a la fluencia del concreto.

FR = Pérdida debido a la fricción.

DA = Pérdida debido al deslizamiento de anclajes.

ES = Pérdida debido al acortamiento elástico del hormigón.

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

$$n = \frac{P_e}{P_i} \quad (3.46)$$

$$P_e = n * P_i \quad (3.47)$$

3.12. Diseño por Contante del ACI.

3.12.1. Bases para el Diseño.

El diseño debe basarse en el miembro cargado con un estado de sobrecarga hipotético, con las cargas muertas calculadas y las vivas de servicio multiplicadas por los usuales factores de sobre carga, excepto cuando se especifique otra cosa.

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

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.48)$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante aplicada bajo cargas factorizadas.

V_n = Resistencia nominal al cortante de la sección.

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

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

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.49)$$

Donde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

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

3.12.2. Cálculo de V_u :

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

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

Como el dimensionamiento por corte se lo realiza en el Estado Límite Último (ELU), se tiene que mayorar las cargas y minorar las resistencias con la combinación de cargas que genere el cortante máximo, de acuerdo a lo especificado por el código AASHTO.

3.12.3. Cálculo de V_n :

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

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.50)$$

Donde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

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

3.12.3.1. Cálculo de V_c :

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

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

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

$$V_{ci} = 0.159 * b_w * d * \sqrt{f'_c} + V_o + V_{cr} \quad (3.51)$$

$$V_{cr} = \frac{V_{D+L}}{M_{D+L}} * M_{cre} \quad (3.52)$$

$$M_{cr} = \frac{I}{C_2} \left[1.59 * \sqrt{f'_c} + |f_{pe}| - |fd| \right] \quad (3.53)$$

Donde:

b_w = Ancho del alma.

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

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

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

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

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

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

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

f_{pe} = Esfuerzo de compresión en la fibra tensionada, debido a la fuerza de pretensado solamente. En la fibra inferior si el momento es positivo.

En la fibra superior si el momento es negativo.

$$f_{pe} = - \left[\frac{P_e}{A} + \frac{P_e * e * C_2}{I_c} \right] \quad (3.54)$$

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

$$f_d = \frac{\left[\frac{Q_o * L * x}{2} - \frac{Q_o * x^2}{2} \right] * C_2}{I_c} \quad (3.55)$$

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

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

$$V_{cw} = \left(0.928 * \sqrt{f'_c} + 0.3 * f_{pc} \right) * b_w * d_p + V_p \quad (3.56)$$

Donde:

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

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_c} \quad (3.57)$$

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

$$V_p = P_e \operatorname{sen} \alpha \quad (3.58)$$

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

V_s se puede obtener con la siguiente expresión:

$$V_s \geq \frac{V_u - V_c}{\phi} \quad (3.59)$$

3.12.4. Armadura de Corte.

Se presentan los siguientes casos:

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

- si $\frac{V_c}{2} < Vu \leq V_c$ Se requiere Armadura mínima
- si $Vu > V_c$ Se necesita Armadura por Corte
- si $Vu \geq 1.06 * \sqrt{f'c} * b_w * d$ Se necesita Armadura por Corte con $S_{m\acute{a}x.} = 30$ cm
- si $Vu \geq 2.12 * \sqrt{f'c} * b_w * d$ Se tiene que cambiar de sección

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

$$A_v = \frac{(Vu - \phi V_c) * S}{\phi * f_y * d} \quad (3.60)$$

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

$$S = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{Vu - \phi V_c} \quad (3.61)$$

3.12.5. Armadura Mínima

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

$$A_{min} = \frac{3.5 * b_w * S}{f_y} \quad (3.62)$$

Si despejamos s de la anterior ecuación tenemos un espaciamiento máximo

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{A_{min} * f_y}{3.5 * b_w} \quad (3.63)$$

3.13. Verificación a la Flexión en el Estado último o de Rotura.

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

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

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

La cuantía de acero a tensión es:

$$\rho_p = \frac{A_p}{bd} \quad (3.64)$$

Donde:

A_p = Área nominal del cable

b = Ancho efectivo

d = Altura del canto útil.

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

1. Para elementos con tendones adheridos:

$$f_{ps} = f_{pu} * \left(1 - 0.50\rho_p * \frac{f_{pu}}{f'_u} \right) \quad (3.65)$$

Donde:

f_{ps} = Esfuerzo de falla (kg/cm²).

f_{pu} = Resistencia del acero pretensado (kg/cm²)

f'_c = Resistencia compresión del concreto de la losa (kg/cm²).

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

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

3.14. Resistencia Nominal a la Flexión y Resistencia de Diseño.

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

$$a = \frac{A_{ps} * f_{ps}}{0.85 * f'_c * b} \quad (3.66)$$

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

La resistencia nominal a la flexión será:

$$M_n = A_p f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \quad (3.67)$$

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

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

$$A_{pf} = 0.85 \frac{f'_{ps}}{f_{ps}} (b - bw) * h_f \quad (3.68)$$

f'_{ps}

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

$$a = \frac{A_{ps} * f_{ps}}{0.85 * f'_c * bw} \quad (3.69)$$

La resistencia nominal a la flexión es:

$$Mn = A_{pw} f_{ps} \left(dp - \frac{a}{2} \right) + A_{pf} f_{ps} \left(dp - \frac{hf}{2} \right) \quad (3.70)$$

La resistencia de diseño es:

$$\phi Mn = 0.90 Mn \quad (3.71)$$

3.15. Límites del Refuerzo.

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

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

$$\frac{0.85 * a}{dp} \leq 0.36 * \beta_1 \quad (3.72)$$

3.15.1. Mínimo refuerzo adherido.

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

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

$$As = 0.004 * A \quad (3.73)$$

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

CAPITULO IV

4. INGENIERÍA DEL PROYECTO, ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.

4.1. Reglamentos y Normas Bases del Proyecto.

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

4.2. Geometría de la Estructura.

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

4.2.1. Longitud.

En función de las características propias de la zona de emplazamiento, se determino que como longitud del puente vehicular $L = 36$ m. La estructura está compuesta de dos vigas postensadas de 36 m de longitud simplemente apoyadas, cuya altura de rasante de la calzada , será la que determine el tamaño y la forma de los accesos, tomando en cuenta criterios de funcionalidad y estética.

4.2.2. Ancho de Calzada.

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

4.2.3. Ancho de la Acera

Se adoptará un ancho de acera de 0.60 m por que es el ancho necesario para que una persona pueda circular cómodamente y no justificaría hacerla ni más angosta ni más ancha por que para la circulación peatonal es suficiente 0.60 m de ancho.

4.2.4. Accesos.

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

Ambos accesos están dispuestos de manera que dan a la estructura la forma de 'T', permitiendo que los peatones puedan acceder fácilmente a la pasarela desde dos direcciones y descender de la misma con facilidad.

4.2.4. Barandas Peatonal.

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

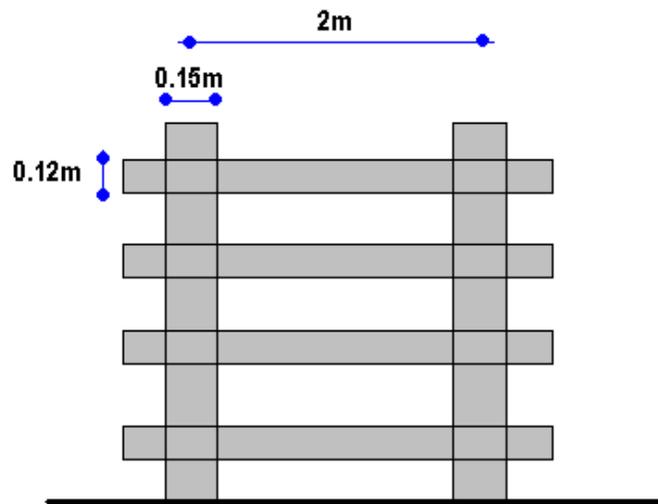
Las barandas deben ser diseñadas y calculadas en base a lo especificado en el apartado 13.8 y 13.9 del código AASHTO LRFD 2004 donde se establecen las especificaciones para sobrecargas de diseño y condiciones geométricas para las barandas de puentes vehiculares. Una baranda para puentes puede estar compuesta 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.

Las barandas proyectadas cumplen con la altura mínima de 1060 mm para barandas peatonales y se diseñaron para las sobrecargas especificadas en los artículos señalados del código AASHTO LRFD 2004.

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

Esquema de la Baranda

Fig. 14



4.2.5. Materiales

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

4.2.6. Análisis Comparativo Técnico y Económico de Estribos de H°A° y H°C°

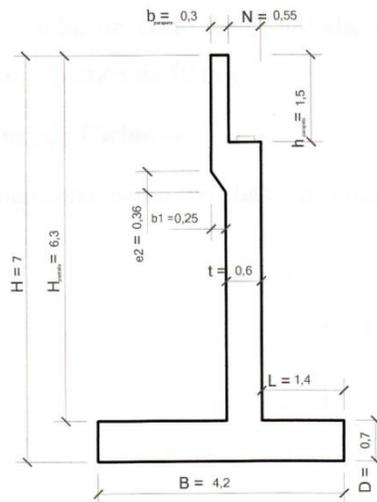
Se analizó la alternativa técnico-económica de un estribo de H°A° y de H°C° con el objeto de plantear el más adecuado. Para tal efecto, se recurrió a la ayuda del Proyecto de grado: "Estudio Comparativo Técnico-Económico de Estribos de Puentes" de

Alberto Avendaño Ruiz. Donde se realiza un compendio de criterios técnicos de comparación y se desarrolla una serie de recomendaciones para la aplicación de cada tipo de estribos en base a una comparación técnico-económica efectuada.

4.2.6.1. Estribo de Hormigón Armado.

Se realizó el pre dimensionamiento en base a criterios recomendados en la bibliografía consultada.

Fig.15



ESTRIBO LADO LAJAS

Ventajas:

1. Son prácticamente impermeables favoreciendo a la prolongación de su vida útil.
2. Tienen prácticamente un costo nulo de mantenimiento.
3. Son estructuras rígidas que pueden soportar pequeñas deformaciones del terreno, ya que pueden resistir esfuerzos de tracción gracias al refuerzo de acero.
4. Para estribos con alturas superiores a 5.5 metros, se recomienda utilizar estribos de Hormigón Armado, según Estudio Comparativo Técnico-Económico de Estribos de Puentes" de Alberto Avendaño Ruiz, del año 2000.

Desventajas:

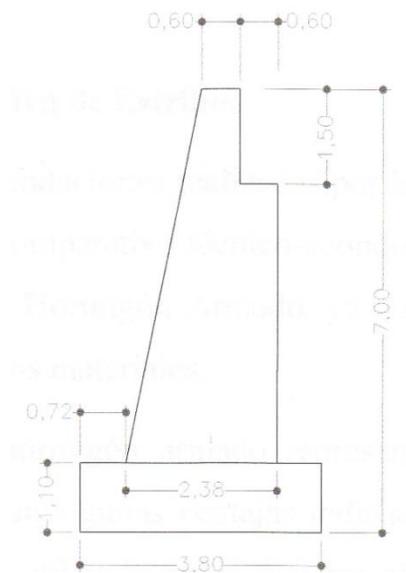
1. Para la realización y ejecución requieren de personal calificado, sobre todo para el control de calidad.
2. Se debe realizar un curado adecuado.
3. Para estribos con alturas inferiores a 5.5 metros, se sugiere utilizar otro tipo de solución alternativa a estribos de Hormigón Armado.

De manera estimativa, en base al predimensionamiento y al precios unitario estima para el costo por m^3 de aproximadamente $1650 \text{ Bs}/m^3$.

4.2.6.2. Estribo de Hormigón Ciclópeo.

Se realizó el pre dimensionamiento en base a criterios recomendados en la bibliografía consultada.

Fig. 16



ESTRIBO LADO LAJAS

Ventajas:

1. Son prácticamente impermeables favoreciendo a la prolongación de su vida útil.
2. Tienen prácticamente un costo nulo de mantenimiento.
3. Para estribos con alturas inferiores a 5.5 metros, se recomienda utilizar estribos de Hormigón Ciclópeo, según Estudio Comparativo Técnico-Económico de Estribos de Puentes" de Alberto Avendaño Ruiz, del año 2000.

Desventajas:

1. Para la realización y ejecución requieren de personal calificado, sobre todo para el control de calidad.
2. Se debe realizar un curado adecuado.
3. Son estructuras cuyos volúmenes crecen considerablemente a mayor altura.
4. Son estructuras rígidas que en terrenos deformables no resisten esfuerzos de tracción.
5. Estas estructuras tienen un comportamiento aceptable solo en buenos terrenos de fundación.

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

4.2.6.3 Elección de la Alternativa de Estribo.

En base a los estudios y recomendaciones realizadas por la bibliografía consultada, y tomando en cuenta el análisis comparativo técnico-económico realizado, se concluye en la utilización de estribos de Hormigón Armado, ya que no existe una diferencia sustancial en el costo entre ambos materiales.

Dado que una estructura de hormigón armado representa un volumen menor de materiales, además de contar con algunas ventajas indicadas que en la actualidad lo

convierten en el material más utilizado en la construcción de estribos, es que se justifica la elección de esta alternativa como material para su utilización en los estribos del proyecto.

4.3. Predimensionamiento de la losa y separación de las vigas

4.3.1. Definición del canto total y del canto útil de la losa

Según la tabla 2.5.2.6.3-1 de la sección 2 de la Normativa AASHTO LRFD 2004 nos recomienda las profundidades mínimas para diferentes tipos de losas.

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas cajón	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,033 L$	$0,030 L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,030 L$	$0,025 L$
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	$0,040 L$	$0,032 L$
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	$0,033 L$	$0,027 L$
	Cerchas	$0,100 L$	$0,100 L$

Tabla.7. Profundidades mínimas para diferentes tipos de losa

Según la tabla para losas de Hormigón Armado, tipo losas con armadura principal perpendicular al tráfico utilizamos la siguiente fórmula:

$$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$$

Pero si adoptamos una losa de 180 mm de espesor necesitamos hallar S

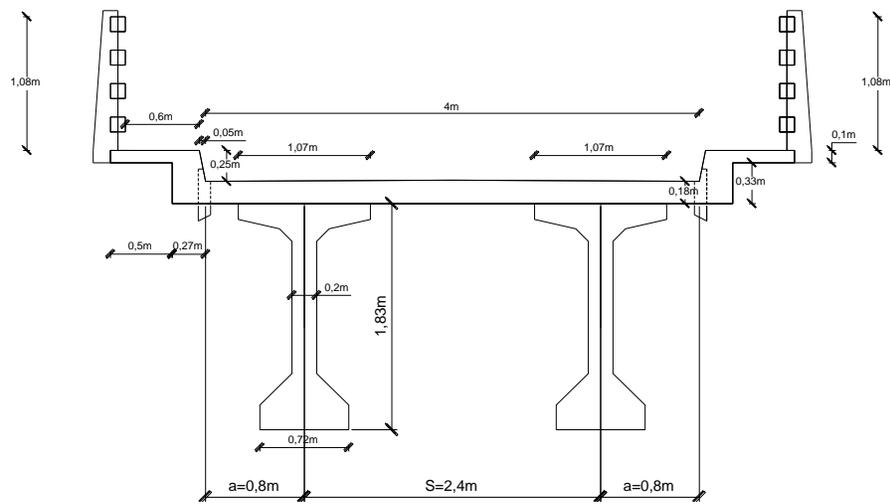
Entonces de la anterior ecuación despejamos y hallamos:

$$S = 180 * 30 - 3000$$

$$S = 2400 \text{ mm} = 2.4 \text{ m}$$

4.3.2. Separación entre vigas:

Fig. 17



La separación entre vigas es:

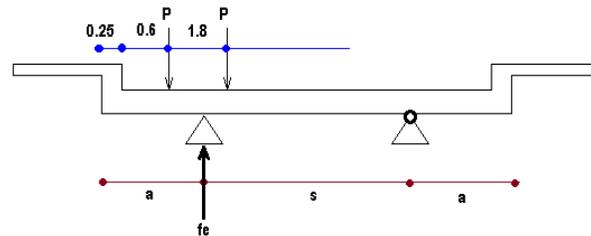
$$S = 2.40 \text{ m}$$

$$a = 0.80 \text{ m}$$

4.3.3. Fracción de carga:

Fracción de carga exterior:

Fig. 18



Ley de momentos:

En este caso solo tenemos la fracción de carga externa por qué no hay vigas internas.

Por ley de momentos tenemos:

$$fe = \frac{(0.85) + (3.45 - 2.65)}{2.4} = 1.417$$

Fracción de carga por rueda $fe = 1.417$

Fracción de carga por eje $fe = \frac{1.417}{2} = 0.7085$

4.3.4. Mínima altura y recubrimiento para la losa:

nosotros adoptamos un canto para la losa de 18 cm para que constructivamente sea más fácil.

El recubrimiento será de 25 mm según lo prescrito en el punto 5.12.3 de la sección 5 de la normativa AASHTO LRFD 2004

Tabla.8. recubrimiento

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

4.4. Diseño del barandado de Hormigón Armado:

Fig.19

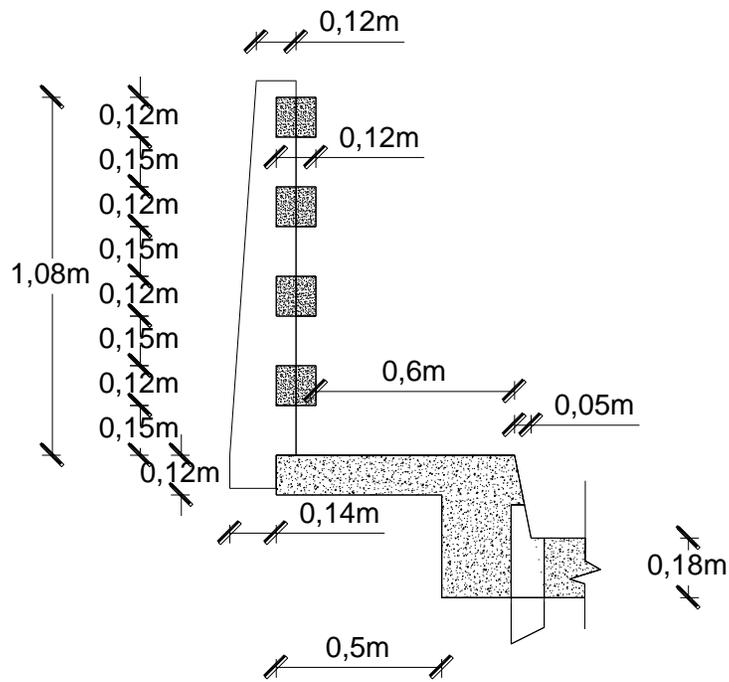
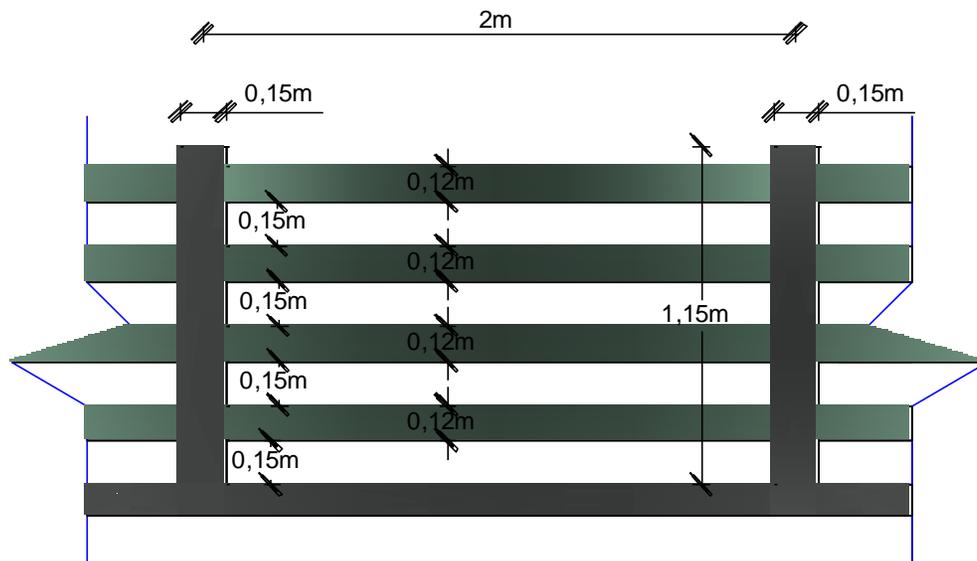
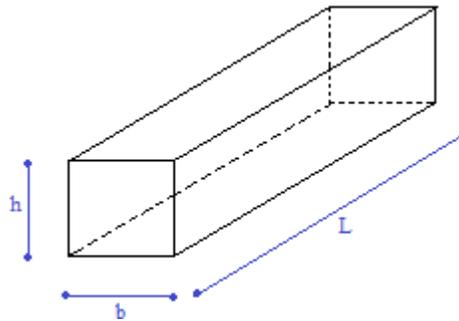


Fig. 20



4.4.1. Diseño a Flexión del Pasamanos

Fig.21 dimensiones del pasamanos



$h = 0.12 \text{ m}$ Ancho del pasamanos

$b = 0.12 \text{ m}$ Alto del pasamanos

$L = 2 \text{ m}$ Distancia entre postes

$\gamma H^\circ = 2400 \text{ kg/m}^3$ Peso específico del hormigón

4.4.1.1. Cargas actuantes en el pasamanos:

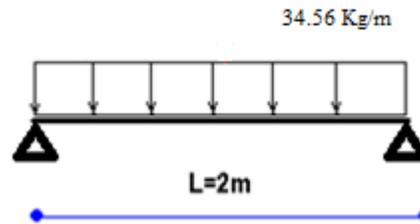
Carga distribuida debido al peso propio = $\gamma H^\circ * b * h = 34.56 \text{ kg/m}$

Carga distribuida debido a la carga viva (AASTHO 04) = $0,73 \text{ N/mm} = 73 \text{ kg/m}$

Carga puntual su ubicación dependerá del análisis que se está haciendo ya sea a flexión o corte (AASTHO 04) = $890 \text{ N} = 89 \text{ Kg}$

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

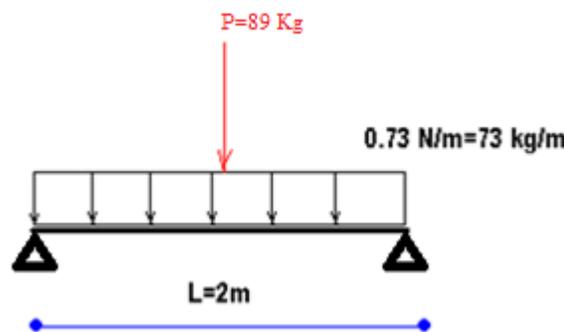
Esquema de carga del pasamanos para flexión debido a la carga muerta (Fig.22)



Momento por carga muerta:

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

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



Momento por carga viva:

$$M_{cv} = \frac{q \cdot L^2}{8} + P \cdot \frac{L}{4} = \frac{73 \cdot 2^2}{8} + 89 \cdot \frac{2}{4} = 81 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

4.4.1.2. Momento de diseño para el pasamanos

4.4.1.2.1. Combinación de Cargas para las cargas actuando en forma vertical

Donde:

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

LS=Sobrecarga viva

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

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

$$Y_p=1.25$$

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

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

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

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

Resistencia V

Tabla 3.4.1-1 – 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 Limite														
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	

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

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

$$Y_p=1.25$$

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

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

$$Mu=1.25*17.28 \text{ kg*m}+1.35*81 \text{ Kg*m}$$

$$Mu=130.95 \text{ Kg*m}$$

Servicio I

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

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

$Mu=1*17.28 \text{ kg}\cdot\text{m}+1*81 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

$Mu=98.28 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

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

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

Utilizamos el momento máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el momento de la resistencia I

$Mu=163.35 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

$Mu=16335 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$

4.4.1.2.2. Combinación de Cargas para las cargas actuando en forma horizontal

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

$Yp=1.25$

$Mu=1.25*DC+1.75*LS$

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

$Mu=1.25*0 \text{ kg}\cdot\text{m}+1.75*81 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

$Mu=141.75 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

$Mu=1.25*DC+0*LS$

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

$Mu=0$

Resistencia V

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

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

$$Mu = 1.25 * 0 + 1.35 * 81 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$Mu = 109.35 \text{ Kg} * \text{m}$$

Servicio I

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

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

$$Mu = 1 * 0 + 1 * 81 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$Mu = 81 \text{ Kg} * \text{m}$$

Utilizamos el momento máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el momento de la resistencia I

$$Mu = 141.75 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$Mu = 14175 \text{ Kg} * \text{cm}$$

4.4.1.3. Calculo de la armadura a flexión para el pasamanos.**Dimensionamiento de la armadura de la sección rectangular de Ho Ao
Para las cargas actuando en forma vertical**

$$MuV = 16335 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$b = 12,00 \text{ cm}$$

$$d = 9,5 \text{ cm}$$

$$f_c = 210,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 0,90 \text{ adim.}$$

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

$$E = 2050000 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$a = 0,94 \text{ cm}$$

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

$$A_{sV} = 0,479 \text{ cm}^2$$

Armadura debido a todas las cargas actuando en forma vertical

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

$$A_{s_{\min}V} = 0,380 \text{ cm}^2$$

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

$$\rho_b = 0,021$$

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

$$\rho_{\max} = 0,016$$

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

$$A_{s_{\max}V} = 1,829 \text{ cm}^2$$

Para las cargas actuando en forma horizontal

$$M_uH = 14175 \text{ Kg*cm}$$

$$b = 12,00 \text{ cm}$$

$$d = 9,5 \text{ cm}$$

$$f^c = 210,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 0,90 \text{ adim.}$$

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

$$E = 2050000 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$a = 0.81 \text{ cm}$$

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

$$As_H = 0.412 \text{ cm}^2$$

Armadura debido a todas las cargas actuando en forma horizontal

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

$$As_{minH} = 0,380 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = 0.72 * \frac{f_c}{fy} * \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \frac{fy}{E}}$$

$$\rho_b = 0,021$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0,016$$

$$As_{m\acute{a}x} = 0.75 * \rho_b * b * d$$

$$As_{m\acute{a}xH} = 1,829 \text{ cm}^2$$

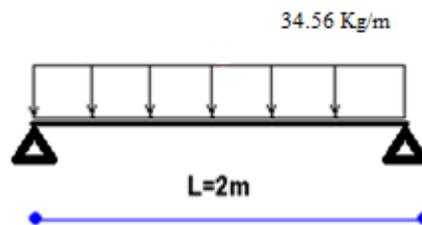
As = 0,891 cm² → Armadura necesaria para el caso más desfavorable

2 ϕ 8 = 1,005 cm² → CUMPLE !!!

Conclusión: Por la incertidumbre del lugar de acción de cargas se distribuye de igual manera en todos sentidos es decir 4 ϕ 8, uno en cada esquina de la sección rectangular .

4.4.2. Diseño a Corte del Pasamanos

Esquema de carga del pasamanos para corte debido a la carga muerta (Fig.24)



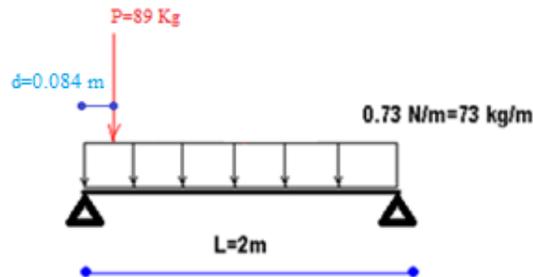
Cortante por carga muerta:

$$V_{cm} = \frac{q * L}{2} = \frac{34.56 * 2}{2} = 34.56 \text{ kg}$$

Pero el cortante crítico esta a una distancia de $d=0.84$ cm del apoyo

$$V_{cm} = 30.4128 \text{ Kg}$$

Esquema de carga del pasamanos para corte debido a las cargas vivas (Fig. 25)



Cortante por carga viva:

$$V_{cv} = \frac{q * L}{2} + P - \frac{P * d}{L} = \frac{73 * 2}{2} + 89 - \frac{89 * 0.084}{2} = 158.262 \text{ Kg}$$

Pero el cortante crítico esta a una distancia de ($d=12-0.6-0.5-2.5=8.4\text{cm}$) $d=8.4$ cm del apoyo

$$V_{cv} = 152.13 \text{ kg}$$

4.4.2.1. Cortante de diseño para el pasamanos

Donde:

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

LS=Sobrecarga viva

4.4.2.1.1. Combinación de Cargas para las cargas actuando en forma vertical

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

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

$V_u = 1.25 * \text{Cortante de la carga muerta} + 1.75 * \text{Cortante de la carga viva}$

$$V_u = 1.25 * 30.4128 \text{ kg} + 1.75 * 152.13 \text{ Kg}$$

$$V_u = 304.24 \text{ Kg}$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

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

$$V_u = 1.25 * \text{Cortante de la carga muerta} + 0 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 1.25 * 30.4128 \text{ kg}$$

$$V_u = 38.016 \text{ Kg}$$

Resistencia V

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia V

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

$$V_u = 1.25 * \text{Cortante de la carga muerta} + 1.35 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 1.25 * 30.4128 \text{ kg} + 1.35 * 152.13 \text{ Kg}$$

$$V_u = 243.3915 \text{ Kg}$$

Servicio I

Combinaciones de carga y factores de carga para el Servicio I

$$V_u = 1 * DC + 1 * LS$$

$$V_u = 1 * \text{Cortante de la carga muerta} + 1 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 1 * 30.4128 \text{ kg} + 1 * 152.13 \text{ Kg}$$

$$V_u = 182.5428 \text{ Kg}$$

Utilizamos el Cortante máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el cortante de la resistencia I

$$V_u = 304.24 \text{ Kg}$$

4.4.2.1.2. Combinación de Cargas para las cargas actuando en forma horizontal**Resistencia I**

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

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

$$V_u = 1.25 * \text{Cortante de la carga muerta} + 1.75 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 1.25 * 0 \text{ kg} + 1.75 * 152.13 \text{ Kg}$$

$$V_u = 190.163 \text{ Kg}$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

$$V_u = 1.25 * \text{DC} + 0 * \text{LS}$$

$$V_u = 1.25 * \text{Cortante de la carga muerta} + 0 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 0$$

Resistencia V

$$V_u = 1.25 * \text{DC} + 1.35 * \text{LS}$$

$$V_u = 1.25 * \text{Cortante de la carga muerta} + 1.35 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 1.25 * 0 + 1.35 * 152.13 \text{ Kg}$$

$$V_u = 205.376 \text{ Kg}$$

Servicio I

$$V_u = 1 * \text{DC} + 1 * \text{LS}$$

$$V_u = 1 * \text{Cortante de la carga muerta} + 1 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 1 * 0 + 1 * 152.13 \text{ Kg}$$

$$V_u = 152.13 \text{ Kg}$$

Utilizamos el Cortante máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el Cortante de la resistencia I

$$V_u = 190.163 \text{ Kg}$$

4.4.2.3. Cálculo de la armadura a corte para el pasamanos.

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

$$V_u \leq \phi * V_n$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante Factorizada en la sección

V_n = Resistencia Nominal al Cortante.

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c = Resistencia Nominal al cortante proporcionada por el concreto

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

ϕ = Factor de reducción de resistencia =0.9 (AASTHO 04)

Donde :

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

f_c = Resistencia especifica a la compresión

b = Ancho de la cara en compresión

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

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

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

$$d = 9.5 \text{ cm}$$

$$V_c = 875.5689 \text{ kg}$$

$V_u \leq \frac{V_c}{2}$ no necesita armadura de corte entonces ponemos armadura mínima

$$304.24 \leq 437.78449$$

$$A_v \text{ min} = 0.2 * \sqrt{f_c} * \frac{b_w * s}{f_y}$$

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

$$A_v \text{ min} = 0.16 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{v \text{ min}} = 0.2 \text{ cm}^2$$

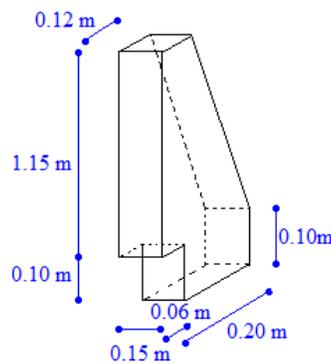
Se adopta una armadura:

$$\phi 6 \text{ mm C/ 20 cm}$$

4.5. Diseño del Poste del Barandado.

4.5.1. Diseño a Flexión del Poste.

Fig.26 vista del poste



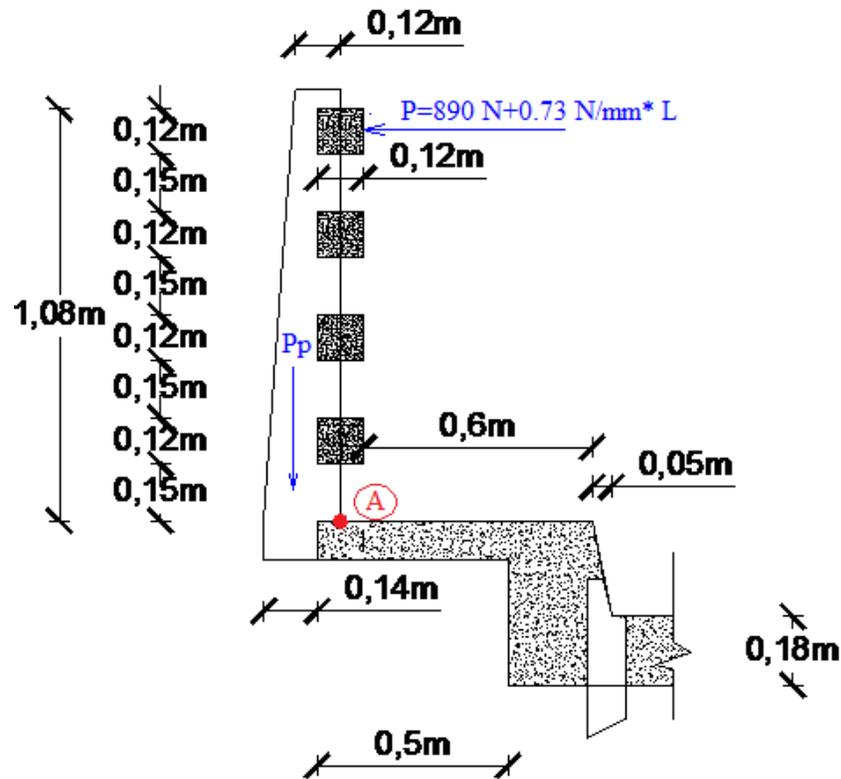
4.5.1.1. Cargas actuantes en el poste.

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

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

Según la normativa AASTHO LRFD 2004 en el capítulo 13 los postes de las barandas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior. El valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes, P_{LL} , en N se deberá tomar como $P_{LL} = 890 + 0.73 * L$ donde L = separación entre postes.

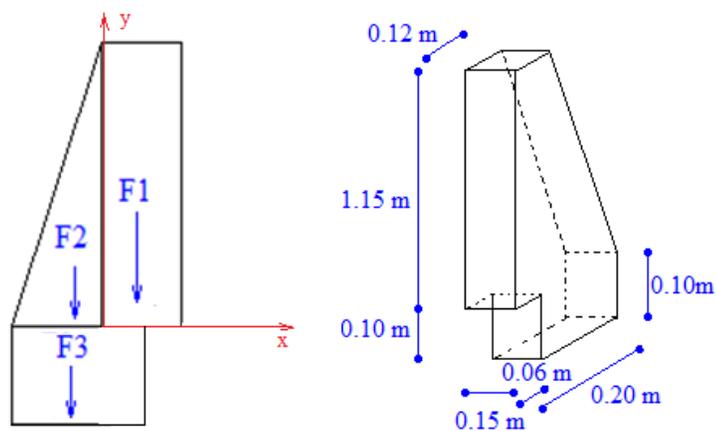
Esquema de cargas del poste. (Fig. 27)



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

Cálculo de momentos por carga muerta:

Fig.28 fuerzas de peso propio



$$M_{F1} = \left(0.12m * 1.15m * 0.15m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) * 0.06m = 2.981 kg * m$$

$$M_{F2} = \left(0.08m * \frac{1.15m}{2} * 0.15m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) * \frac{0.08m}{3} + 0.12 = 2.429 kg * m$$

$$M_{F3} = \left(0.14m * 0.10m * 0.15m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) * 0.11m = 0.554 kg * m$$

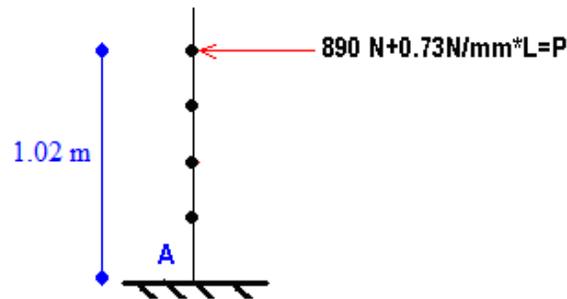
Momento total por carga muerta:

$$M_{cm} = M_{F1} + M_{F2} + M_{F3} = 2.981kg * m + 2.429kg * m + 0.554kg * m$$

$$M_{cm} = 5.964kg * m = 596.4kg * cm$$

Cálculo de momentos por carga viva:

Fig.29



$$M_{cv} = \left(89 kg + 73 \frac{kg}{m} * 2m \right) * 1.02m = 239.7kg * m$$

$$M_{cv} = 23970.0kg * cm$$

4.5.1.2. Momento de diseño para el poste.

4.5.1.2.1. Combinación de Cargas

Donde:

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

LS=Sobrecarga viva

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

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

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

$$Mu=1.25* 5.964 \text{ kg*m}+1.75*239.7 \text{ Kg*m}$$

$$Mu=426.93 \text{ Kg*m}$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

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

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

$$Mu=1.25*5.964 \text{ kg*m}$$

$$Mu=7.455 \text{ Kg*m}$$

Resistencia V

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

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

$$Mu=1.25* 5.964 \text{ kg*m}+1.35*239.7 \text{ Kg*m}$$

$$Mu=331.050 \text{ Kg*m}$$

Servicio I

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

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

$$Mu=1*5.964 \text{ kg*m}+1*239.7 \text{ Kg*m}$$

$$Mu=245.664 \text{ Kg*m}$$

Utilizamos el momento máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el momento de la resistencia I

$$Mu=426.93 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$Mu=42693.0 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

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

Dimensionamiento de la armadura de la sección rectangular de Ho Ao

$$Mu = 42693.0 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

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

$$d = 17.5 \text{ cm}$$

$$f_c = 210,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 0,90 \text{ adim.}$$

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

$$E = 2050000 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$a = 0.78 \text{ cm}$$

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

$$As = 0.660 \text{ cm}^2$$

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

$$As_{min} = 1.167 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = 0.72 * \frac{f_c}{f_y} * \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \frac{f_y}{E}}$$

$$\rho_b = 0,021$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0,016$$

$$As_{m\acute{a}x} = 0.75 * \rho_b * b * d$$

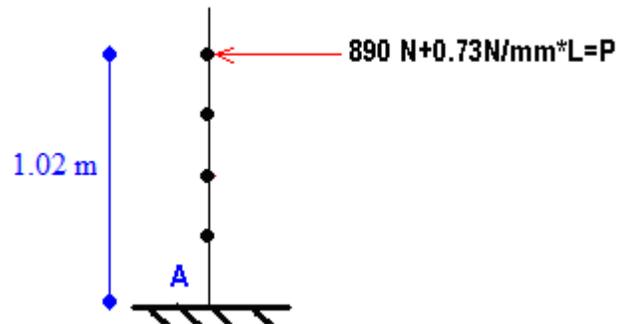
$$As_{m\acute{a}x} = 5.615 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.167 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Armadura necesaria para el caso más desfavorable}$$

$$2 \phi 10 = 1,571 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CUMPLE !!!}$$

4.5.2. Diseño a Corte de los Postes

Esquema de carga del poste para corte debido a la carga viva (Fig 30)



Cortante por carga viva:

$$V_{cv} = 89 \text{ kg} + 73 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 2\text{m} = 235 \text{ kg}$$

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

4.5.2.1. Cortante de diseño para el poste.

4.5.2.1.1. Combinación de Cargas

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

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

$$V_u = 1.25 * \text{Cortante de la carga muerta} + 1.75 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 1.25 * 0 + 1.75 * 235 \text{ Kg}$$

$$V_u = 411.25 \text{ Kg}$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

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

$$V_u = 1.25 * \text{Cortante de la carga muerta} + 0 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 0$$

Resistencia V

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia V

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

$$V_u = 1.25 * \text{Cortante de la carga muerta} + 1.35 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 1.25 * 0 + 1.35 * 235 \text{ Kg}$$

$$V_u = 317.25 \text{ Kg}$$

Servicio I

Combinaciones de carga y factores de carga para el Servicio I

$$V_u = 1 * DC + 1 * LS$$

$$V_u = 1 * \text{Cortante de la carga muerta} + 1 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 1 * 0 + 1 * 235 \text{ Kg}$$

$$V_u = 235 \text{ Kg}$$

Utilizamos el Cortante máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el cortante de la resistencia I

$$V_u = 411.25 \text{ Kg}$$

4.5.2.2. Cálculo de la armadura a corte para los postes.

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

$$V_u \leq \phi * V_n$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante Factorizada en la sección

V_n = Resistencia Nominal al Cortante.

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c = Resistencia Nominal al cortante proporcionada por el concreto

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

ϕ = Factor de reducción de resistencia =0.9 (AASTHO 04)

Donde :

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

f_c = Resistencia especifica a la compresión

b = Ancho de la cara en compresión

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

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

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

$$d = 17.5 \text{ cm}$$

$$V_c = 2688.15 \text{ kg}$$

$V_u \leq \frac{V_c}{2}$ no necesita armadura de corte entonces ponemos armadura mínima

$$411.25 \leq 1344.07$$

$$A_v \text{ min} = 0.2 * \sqrt{f_c} * \frac{b_w * s}{f_y}$$

Adoptamos espaciamiento $S=20$ cm

$$A_v \text{ min} = 0.276 \text{ cm}^2$$

Se adopta una armadura:

$$\phi 6 \text{mm C/ } 20 \text{ cm}$$

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

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

Tabla 4.6.2.1.3-1 – Fajas equivalentes

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

Armadura principal perpendicular al tráfico:

$$E = 0.833 * X + 1140$$

$$E = 0.833 * 80 + 1140 = 1146.664 \text{ mm} = 1.146664 \text{ m}$$

Cálculo de momentos por carga muerta:

$$\sum MB = 0$$

Peso propio de los pasamanos:

$$M_{pp} = \left(0.12 \text{ m} * 0.12 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * 4 * 0.44 \text{ m} = 60.826 \text{ kg} * \text{m}$$

Peso propio del poste:

$$M_{Fm1} = \left(0.12 \text{ m} * 1.15 \text{ m} * 0.15 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * 0.06 \text{ m} + 0.44 \text{ m} = 24.84 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{F2} = \left(0.08 \text{ m} * \frac{1.15 \text{ m}}{2} * 0.15 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * \frac{0.08 \text{ m}}{3} + 0.12 + 0.44 \text{ m} = 9.715 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{F3} = \left(0.14 \text{ m} * 0.10 \text{ m} * 0.15 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * 0.11 \text{ m} + 0.44 \text{ m} = 5.590 \text{ kg} * \text{m}$$

Peso propio de la acera:

$$M_{Fm4} = \left(0.50 \text{ m} * 0.12 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * \frac{0.50 \text{ m}}{2} = 30.0 \text{ kg} * \text{m}$$

Momento total por carga muerta:

$$M_{cm} = M_{Pp} + M_{mF1} + M_{Fm2} + M_{Fm3} + M_{mF4}$$

$$M_{cm} = 60.826 \text{ kg} * m + 24.84 \text{ kg} * m + 9.715 \text{ kg} * m + 5.590 \text{ kg} * m + 30 \text{ kg} * m$$

$$M_{cm} = 130.951 \text{ kg} * m = 13095.1 \text{ kg} * \text{cm}$$

Cálculo de momentos por carga viva:

Para el cálculo de momentos por carga viva hay dos hipótesis

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

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

$$\sum MB = 0$$

Hipótesis I**Momento por carga peatonal**

$$M_{cvp} = \frac{q * L^2}{2} = \left(\frac{360 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1\text{m} * 0.5^2}{2} \right) = 45 \text{ kg} * m$$

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

$$M_{cwr} = P * X = 7250 \text{ kg} * 0.08 = 580 \text{ Kg} * m$$

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

$$M_{cwr} = \frac{580}{1.146664} = 505.8151 \text{ Kg} * m / m$$

4.6.2.2. Combinación de Cargas para la Hipótesis I

Donde:

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

PL=Sobrecarga peatonal

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

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

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

$$Mu=1.25*130.951 \text{ kg*m}+1.75*(45 \text{ Kg*m})$$

$$Mu=242.43 \text{ Kg*m}$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

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

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

$$Mu=1.25*130.951 \text{ Kg*m}$$

$$Mu=163.68 \text{ Kg*m}$$

Resistencia V

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

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

$$Mu=1.25*130.951 \text{ Kg*m} +1.35*(45 \text{ Kg*m})$$

$$Mu=224.43 \text{ Kg*m}$$

Servicio I

$$Mu=1*DC+1*(PL)$$

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

$$Mu=1*130.951 \text{ Kg*m} +1*(45 \text{ Kg*m})$$

$$Mu=175.951 \text{ Kg*m}$$

Utilizamos el momento máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el momento de la resistencia I

$$Mu=242.43 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$Mu= 24243 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

4.6.2.3. Combinación de Cargas para la Hipótesis II

Donde:

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

LS=Sobrecarga viva

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

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

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

$$Mu=1.25*130.951 \text{ kg}\cdot\text{m}+1.75*(505.8151 \text{ Kg}\cdot\text{m})$$

$$Mu=1048.8651 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

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

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

$$Mu=1.25*130.951 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$Mu=163.68 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Resistencia V

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

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

$$Mu=1.25*130.951 \text{ Kg}\cdot\text{m} +1.35*(505.8151 \text{ Kg}\cdot\text{m})$$

$$Mu=846.5391 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Servicio I

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

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

$$Mu=1*130.951 \text{ Kg*m} +1*(505.8151 \text{ Kg*m})$$

$$Mu=636.7661 \text{ Kg*m}$$

Utilizamos el momento máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el momento de la resistencia I

$$Mu=1048.8651 \text{ Kg*m}$$

$$Mu= 104886.51 \text{ Kg*cm}$$

Analizando las combinaciones de carga para ambas Hipótesis llegamos a la conclusión de trabajar con la Hipótesis II por es la da momento más desfavorable.

4.6.3. Calculo de la armadura a flexión para la acera peatonal.**Dimensionamiento de la armadura de la sección rectangular de Ho Ao**

$$Mu = 104886.51 \text{ Kg*cm}$$

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

$$d = 7.0 \text{ cm}$$

$$f_c = 210,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 0,90 \text{ adim.}$$

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

$$E = 2050000 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$a = 0.76 \text{ cm}$$

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

$$A_s = 3.218 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s_{\min}} = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = 0.72 * \frac{f_c}{f_y} * \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \frac{f_y}{E}}$$

$$\rho_b = 0,021$$

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

$$\rho_{\max} = 0,016$$

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

$$A_{s_{\max}} = 14.439 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.218 \text{ cm}^2$$

Numero de hierros

ϕ 10

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = \frac{A_{s_{\text{nec}}}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}}$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 4,1$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 5$$

Espaciamiento entre barras

$$Esp = \frac{b - 2,5 - N^{\circ} \text{ Hierros} \phi}{(N^{\circ} \text{ Hierros} - 1)}$$

$$Esp = 24,25$$

Φ10mm C/ 24 cm

4.6.3.1. Armadura de distribución:

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

Para armadura principal perpendicular al tráfico:

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

Lc=luz de cálculo de la losa en metros

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{0.72}} = 1.43 = 143\%$$

Tomamos el 67 % para la armadura de distribución.

$$A_s = 3.218 \text{ cm}^2 * 0.67 = 2.15 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.15 \text{ cm}^2$$

Numero de hierros $\phi 10$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = \frac{A_{s_{nec}}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{ Hierros} = 4,3$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 5$$

Espaciamiento entre barras

$$Esp = \frac{b - 2.5 - N^{\circ} \text{ Hierros} \phi}{(N^{\circ} \text{ Hierros} - 1)} \quad Esp = 24,28$$

$\Phi 10 \text{ mm C}/24 \text{ cm}$

4.6.4. Verificación por cortante para la acera

Cálculo de cortante por carga muerta:

$$\sum Fy = 0$$

Peso propio de los pasamanos:

$$V_{Pp} = \left(0.12 \text{ m} * 0.12 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * 4 = 138.24 \text{ kg}$$

Peso propio del poste:

$$V_{Fm1} = \left(0.12m * 1.15m * 0.15m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) = 49.68 kg$$

$$V_{Fm2} = \left(0.08m * \frac{1.15m}{2} * 0.15m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) = 16.56 kg$$

$$V_{Fm3} = \left(0.14m * 0.10m * 0.15m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) = 5.04 kg$$

Peso propio de la acera:

$$V_{Fm4} = \left(0.50m * 0.12m * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) = 120 kg$$

Cortante total por carga muerta:

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

$$V_{cm} = 138.24kg + 49.68 kg + 16.56kg + 5.04kg + 120kg$$

$$V_{cm} = 329 kg$$

Cálculo de cortante por carga viva:

Al igual que para el diseño a flexión para el cálculo de cortantes por carga viva hay dos hipótesis

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

$$\sum Fy = 0$$

Hipótesis I

Cortante por carga peatonal

$$V_{cvp} = q * L = 360 \frac{kg}{m^2} * 1m * 0.5m = 180 kg$$

Hipótesis II

Cortante por carga de la rueda

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

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

$$V_{cvt} = \frac{1750 \text{ kg}}{1.146664 \text{ m}} = 1526.1663 \text{ Kg / m}$$

4.6.4.1. Cortante de diseño para la acera

4.6.4.1.1. Combinación de Cargas para la Hipótesis I

Donde:

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

LS=Sobrecarga viva

PL=Sobrecarga peatonal

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

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

$$V_u = 1.25 * \text{Cortante de la carga muerta} + 1.75 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 1.25 * 329.52 \text{ kg} + 1.75 * (180 \text{ kg})$$

$$V_u = 726.9 \text{ Kg}$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

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

$$V_u = 1.25 * \text{Cortante de la carga muerta} + 0 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 1.25 * 329.52 \text{ kg}$$

$$V_u = 411.9 \text{ kg}$$

Resistencia V

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia V

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

$$V_u = 1.25 * \text{Cortante de la carga muerta} + 1.35 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 1.25 * 329.52 \text{kg} + 1.35 * (180 \text{kg})$$

$$V_u = 654.9 \text{ Kg}$$

Servicio I

Combinaciones de carga y factores de carga para el Servicio I

$$V_u = 1 * DC + 1 * (PL)$$

$$V_u = 1 * \text{Cortante de la carga muerta} + 1 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 1 * 329.52 \text{kg} + 1 * (180 \text{kg})$$

$$V_u = 509.52 \text{ Kg}$$

Utilizamos el Cortante máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el cortante de la resistencia I

$$V_u = 726.9 \text{ Kg}$$

4.6.4.1.2. Combinación de Cargas para la Hipótesis II

Donde:

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

LS=Sobrecarga viva

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

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

$$V_u = 1.25 * \text{Cortante de la carga muerta} + 1.75 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 1.25 * 329.52 \text{kg} + 1.75 * (1526.16 \text{kg})$$

$$V_u = 3082.68 \text{ Kg}$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

$$V_u = 1.25 * DC + 0 * (LS)$$

$$V_u = 1.25 * \text{Cortante de la carga muerta} + 0 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 1.25 * 329.52 \text{ kg}$$

$$V_u = 411.9 \text{ kg}$$

Resistencia V

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia V

$$V_u = 1.25 * DC + 1.35 * (LS)$$

$$V_u = 1.25 * \text{Cortante de la carga muerta} + 1.35 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 1.25 * 329.52 \text{ kg} + 1.35 * (1526.16 \text{ kg})$$

$$V_u = 2472.216 \text{ Kg}$$

Servicio I

Combinaciones de carga y factores de carga para el Servicio I

$$V_u = 1 * DC + 1 * (LS)$$

$$V_u = 1 * \text{Cortante de la carga muerta} + 1 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 1 * 329.52 \text{ kg} + 1 * (1526.16 \text{ kg})$$

$$V_u = 1855.68 \text{ Kg}$$

Utilizamos el Cortante máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el cortante de la resistencia I

$$V_u = 3082.68 \text{ Kg}$$

Analizando las combinaciones de carga para ambas Hipótesis llegamos a la conclusión de trabajar con la Hipótesis II por es la da cortante más desfavorable.

4.6.4.1.3. Verificar si necesita armadura de corte para la acera.

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

$$V_u \leq \phi * V_n$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante Factorizada en la sección

V_n = Resistencia Nominal al Cortante.

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c = Resistencia Nominal al cortante proporcionada por el concreto

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

ϕ = Factor de reducción de resistencia =0.9 (AASTHO 04)

Donde :

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

f_c = Resistencia especifica a la compresión

b = Ancho de la cara en compresión

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

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

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

$$d = 9 \text{ cm}$$

$$V_c = 6912.3867 \text{ kg}$$

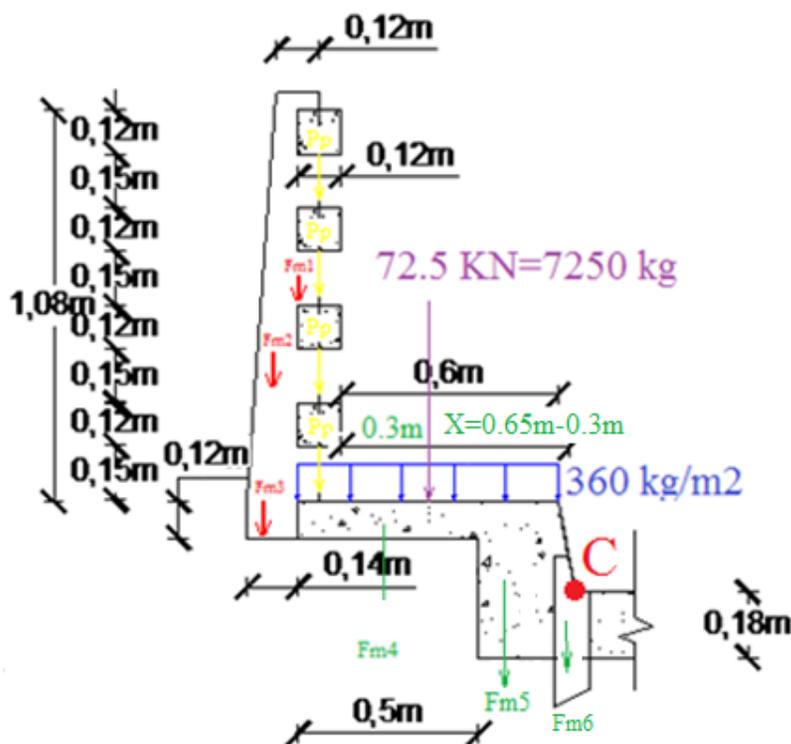
$$V_u \leq \frac{V_c}{2} \text{ No necesita armadura de corte}$$

$$3082.68 \text{ Kg} \leq 3456.19 \text{ kg}$$

Verificamos que el hormigón resiste a cortante

4.7. Diseño de la Viga de Borde (Bordillo).

Esquema cargas para el cálculo de la Viga de Borde (Fig.32)



4.7.1. Cargas actuantes en el bordillo:

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

Carga distribuida debido a la carga viva peatonal (sección 3 AASTHO 04) = $3.6 \cdot 10^{-3} \text{ MPA}$
 $= 360 \text{ kg/m}^2$

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

4.7.2. Diseño a flexión en el bordillo.

El dimensionamiento del bordillo se hará en función de las cargas mostradas en la figura.

Para el cálculo de momentos se toma como sección crítica el punto "C".

4.7.2.1. Ancho de faja para el bordillo.

Tabla 4.6.2.1.3-1 – Fajas equivalentes

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

Armadura principal perpendicular al tráfico:

$$E = 0.833 * X + 1140$$

$$E = 0.833 * 350 + 1140 = 1431.55 \text{ mm} = 1.43155 \text{ m}$$

Cálculo de momentos por carga muerta:

$$\sum MC = 0$$

Peso propio de los pasamanos:

$$M_{pp} = \left(0.12 \text{ m} * 0.12 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * 4 * 0.71 \text{ m} = 98.1504 \text{ kg} * \text{m}$$

Peso propio del poste:

$$M_{Fm1} = \left(0.12 \text{ m} * 1.15 \text{ m} * 0.15 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * 0.06 \text{ m} + 0.71 \text{ m} = 38.2536 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{F2} = \left(0.08 \text{ m} * \frac{1.15 \text{ m}}{2} * 0.15 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * \frac{0.08 \text{ m}}{3} + 0.12 + 0.71 \text{ m} = 14.18 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_{F3} = \left(0.14 \text{ m} * 0.12 \text{ m} * 0.15 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * 0.11 \text{ m} + 0.71 \text{ m} = 4.95 \text{ kg} * \text{m}$$

Peso propio de la acera:

$$M_{Fm4} = \left(0.50 \text{ m} * 0.12 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * \frac{0.50 \text{ m}}{2} = 36.0 \text{ kg} * \text{m}$$

Peso propio del bordillo:

$$M_{Fm5} = \left(0.43m * 0.22m * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) * 0.11m + 0.05m = 36.3264 kg * m$$

$$M_{Fm6} = \left(0.43m * \frac{0.05m}{2} * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) * \frac{1}{3} * 0.05m = 1.00716 kg * m$$

Momento total por carga muerta:

$$M_{cm} = M_{pp} + M_{mF1} + M_{Fm2} + M_{Fm3} + M_{mF4} + M_{mF5} + M_{mF6}$$

$$M_{cm} = 98.15kg * m + 36.25kg * m + 14.18kg * m + 4.95kg * m + 36kg * m \\ + 36.32kg * m + 1.00716kg * m$$

$$M_{cm} = 226.85 kg * m = 22685.756 kg * cm$$

Cálculo de momentos por carga viva:

Para el cálculo de momentos por carga viva hay dos hipótesis

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

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

$$\sum MC = 0$$

Hipótesis I**Momento por carga peatonal**

$$M_{cvp} = \frac{q * L^2}{2} = \left(\frac{360 \frac{kg}{m^2} * 1m * 0.77^2}{2} \right) = 106.722 kg * m$$

Hipótesis II

Momento por carga de la rueda

$$M_{cvr} = P * X = 7250 \text{ kg} * 0.35 = 2537.5 \text{ Kg} * m$$

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

$$M_{cvr} = \frac{2537.5}{1.43155} = 1772.554 \text{ Kg} * m / m$$

4.7.2.2. Combinación de Cargas para la Hipótesis I

Donde:

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

PL=Sobrecarga peatonal

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

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

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

$$Mu = 1.25 * 226.85 \text{ kg} * m + 1.75 * (106.722 \text{ Kg} * m)$$

$$Mu = 470.326 \text{ Kg} * m$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

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

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

$$Mu = 1.25 * 226.85 \text{ Kg} * m$$

$$Mu = 283.5625 \text{ Kg} * m$$

Resistencia V

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

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

$$Mu=1.25*226.85 \text{ Kg*m}+1.35*(106.722 \text{ Kg*m})$$

$$Mu=427.6372 \text{ Kg*m}$$

Servicio I

$$Mu=1*DC+1*(PL)$$

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

$$Mu=1*226.85 \text{ Kg*m}+1*(106.722 \text{ Kg*m})$$

$$Mu=333.72 \text{ Kg*m}$$

Utilizamos el momento máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el momento de la resistencia I

$$Mu=470.326 \text{ Kg*m}$$

$$Mu= 47035.6 \text{ Kg*cm}$$

4.7.2.3. Combinación de Cargas para la Hipótesis II

Donde:

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

LS=Sobrecarga viva

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

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

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

$$Mu=1.25*226.85 \text{ Kg*m} +1.75*(1772.554 \text{ Kg*m})$$

$$Mu=3385.532 \text{ Kg*m}$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

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

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

$$Mu = 1.25 * 226.85 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$Mu = 283.5625 \text{ Kg} * \text{m}$$

Resistencia V

$$Mu = 1.25 * \text{DC} + 1.35 * (\text{LS})$$

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

$$Mu = 1.25 * 226.85 \text{ Kg} * \text{m} + 1.35 * (1772.554 \text{ Kg} * \text{m})$$

$$Mu = 2676.5104 \text{ Kg} * \text{m}$$

Servicio I

$$Mu = 1 * \text{DC} + 1 * (\text{LS})$$

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

$$Mu = 1 * 226.85 \text{ Kg} * \text{m} + 1 * (1772.554 \text{ Kg} * \text{m})$$

$$Mu = 1999.404 \text{ Kg} * \text{m}$$

Utilizamos el momento máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el momento de la resistencia I

$$Mu = 3385.532 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$Mu = 338553.2 \text{ Kg} * \text{cm}$$

Analizando las combinaciones de carga para ambas Hipótesis llegamos a la conclusión de trabajar con la Hipótesis II por es la da momento más desfavorable.

4.7.3. Calculo de la armadura a flexión para el bordillo.

Dimensionamiento de la armadura de la sección rectangular de Ho Ao

$$Mu = 338553.2 \text{ Kg} * \text{cm}$$

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

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

$$f'c = 210,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 0,90 \text{ adim.}$$

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

$$E = 2050000 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$a = 0.98 \text{ cm}$$

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

$$A_s = 4.164 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s_{min}} = 7.333 \text{ cm}^2$$

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

$$\rho_b = 0,021$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0,016$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0.75 * \rho_b * b * d$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 35.296 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.333 \text{ cm}^2$$

Numero de hierros $\phi 12$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = \frac{A_{s_{nec}}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{ Hierros} = 6,5$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 7$$

Espaciamiento entre barras

$$Esp = \frac{b - 2.5 - N^{\circ} \text{ Hierros} \phi}{(N^{\circ} \text{ Hierros} - 1)} \quad Esp = 16,11$$

Φ12mm C/ 16 cm

4.7.3.1. Armadura de distribución:

Para armadura principal perpendicular al tráfico:

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

Lc=luz de cálculo de la losa en metros

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{0.25}} = 2.44 = 244\%$$

Tomamos el 67 % para la armadura de distribución.

$$A_s = 7.73 \text{cm}^2 * 0.67 = 5.1791 \text{cm}^2$$

$$A_s = 2.978 \text{ cm}^2$$

Numero de hierros

φ10

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = \frac{A_{s_{nec}}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}}$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 3,8$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 4$$

Espaciamiento entre barras

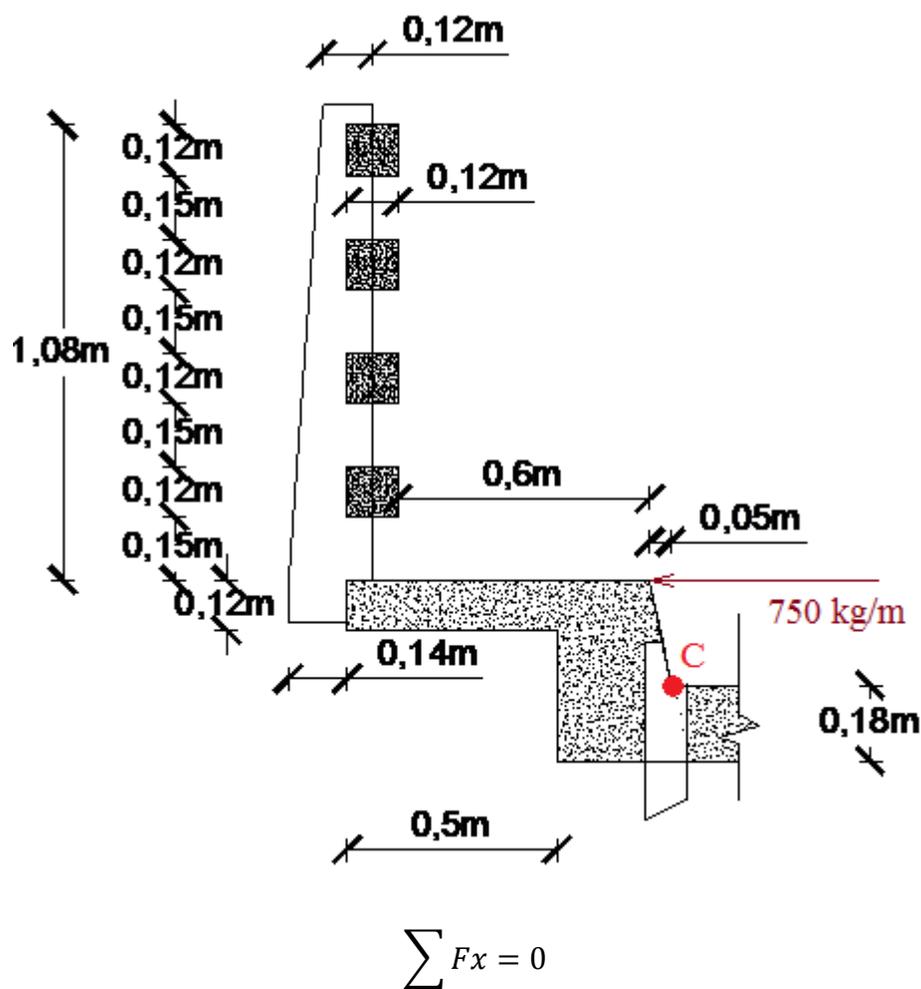
$$Esp = \frac{b - 2.5 - N^{\circ} \text{ Hierros} \cdot \phi}{(N^{\circ} \text{ Hierros} - 1)}$$

$$Esp = 8,03$$

Φ10mm C/ 8 cm

4.7.4. Verificación por cortante para el bordillo.

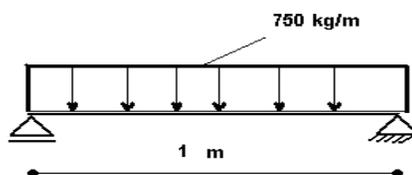
Esquema de carga para el cortante en el bordillo (Fig.33)



Por la carga de choque=750 kg/m

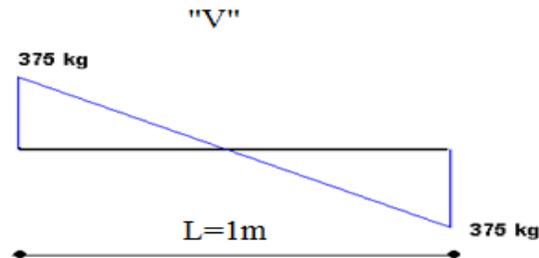
Cortante máximo para la carga viva horizontal

Fig34 Cortante para la carga horizontal



$$C_{cv} = \frac{q * L}{2} = \frac{750 * 1}{2} = 375kg$$

Fig35 diagrama de Cortante para la carga horizontal



4.7.4.1. Cortante de diseño para el bordillo

4.7.4.1.1. Combinación de Cargas

Donde:

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

LS=Sobrecarga viva

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

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

$$V_u = 1.25 * \text{Cortante de la carga muerta} + 1.75 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 1.75 * (375kg)$$

$$V_u = 656.25 \text{ Kg}$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

$$V_u = 1.25 * DC + 0 * (LS)$$

$$V_u = 1.25 * \text{Cortante de la carga muerta} + 0 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 0$$

Resistencia V

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia V

$$V_u = 1.25 * DC + 1.35 * (LS)$$

$$V_u = 1.25 * \text{Cortante de la carga muerta} + 1.35 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 1.35 * 375 \text{ kg}$$

$$V_u = 506.25 \text{ Kg}$$

Servicio I

Combinaciones de carga y factores de carga para el Servicio I

$$V_u = 1 * DC + 1 * (LS)$$

$$V_u = 1 * \text{Cortante de la carga muerta} + 1 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 1 * 375 \text{ kg}$$

$$V_u = 375 \text{ Kg}$$

Utilizamos el Cortante máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el cortante de la resistencia I

$$V_u = 656.25 \text{ Kg}$$

4.7.4.1.3. Verificar si necesita armadura a corte para el bordillo

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

$$V_u \leq \phi * V_n$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante Factorizada en la sección

V_n = Resistencia Nominal al Cortante.

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c = Resistencia Nominal al cortante proporcionada por el concreto

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

ϕ = Factor de reducción de resistencia = 0.9 (AASTHO 04)

Donde :

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

f_c = Resistencia especifica a la compresión

b = Ancho de la cara en compresión

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

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

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

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

$$V_c = 16896.94 \text{ kg}$$

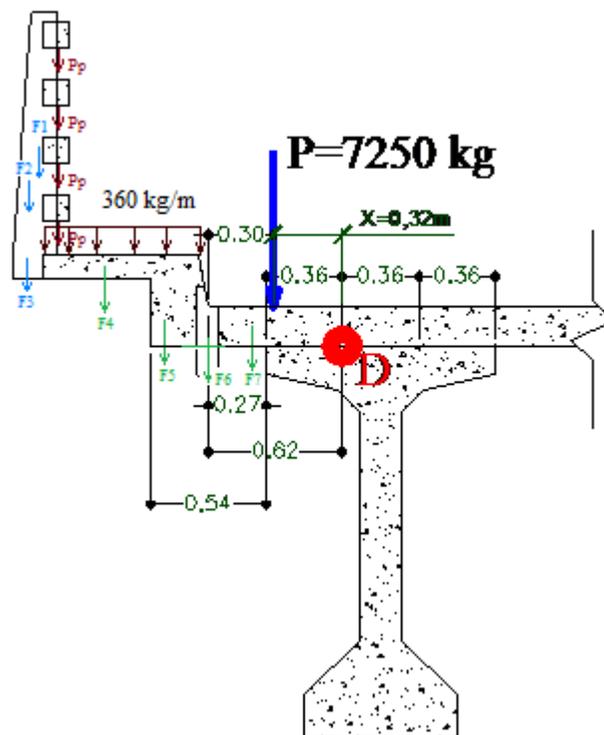
$$V_u \leq \frac{V_c}{2} \text{ No necesita armadura de corte}$$

$$656.25 \text{ Kg} \leq 8448.47 \text{ kg}$$

Verificamos que el hormigón resiste a cortante

4.8. Diseño de la Losa Exterior.

Esquema de cargas para la losa exterior (Fig.36)



El reglamento AASHTO 2004 recomienda que el diseño de las losas la línea central de la rueda se suponga a 0.30 m de la cara del bordillo, como se muestra en la figura.

En la figura se muestra las cargas a ser consideradas en el diseño de la losa para el cálculo de momento se toma como sección crítica en el punto D.

Para el vuelo del tablero se calcula momentos en el punto D a un tercio de la viga de H°P°

4.8.1. Cargas actuantes para la losa exterior:

Carga distribuida debido al peso propio de la vereda, del poste, de los pasamanos, del bordillo, de la capa de rodadura y la losa exterior.

Sobre carga peatonal 360 kg/m.

Carga puntual debido a una rueda de camión tipo HL-93 $P=72.5$ KN= 7250 Kg esta carga actuara a 0.3m de la cara del bordillo.

4.8.2. Diseño a flexión de la losa exterior.

El dimensionamiento de la losa exterior se hará en función de las cargas mostradas en la figura.

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

4.8.2.1. Ancho de faja para la losa exterior.

Tabla 4.6.2.1.3-1 – Fajas equivalentes

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

Armadura principal perpendicular al tráfico:

$$E = 0.833 * X + 1140$$

$$E = 0.833 * 320 + 1140 = 1406.56 \text{ mm} = 1.40656 \text{ m}$$

Cálculo de momentos por carga muerta:

$$\sum MD = 0$$

Peso propio de los pasamanos:

$$M_{Pp} = \left(0.12m * 0.12m * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) * 4 * 0.71m + 0.62m = 183.8592 kg * m$$

Peso propio del poste:

$$M_{Fm1} = \left(0.12m * 1.15m * 0.15m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) * 0.06m + 0.71m + 0.62m$$

$$= 51.07 kg * m$$

$$M_{F2} = \left(0.08m * \frac{1.15m}{2} * 0.15m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) * \frac{0.08m}{3} + 0.12 + 0.71m + 0.62m$$

$$= 24.4536 kg * m$$

$$M_{F3} = \left(0.14m * 0.12m * 0.15m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) * 0.11m + 0.71m + 0.62m$$

$$= 8.709 kg * m$$

Peso propio de la acera:

$$M_{Fm4} = \left(0.50m * 0.12m * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) * \frac{0.50m}{2} + 0.27m + 0.62m$$

$$= 164.16 kg * m$$

Peso propio del bordillo:

$$M_{Fm5} = \left(0.43m * 0.22m * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) * 0.11m + 0.05m + 0.62 = 117.09 kg * m$$

$$M_{Fm6} = \left(0.43m * \frac{0.05m}{2} * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) * \frac{1}{3} * 0.05m + 0.62m = 16.426 kg * m$$

Peso propio de la losa exterior:

$$M_{Fm7} = \left(0.18m * 0.62m * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) * \frac{0.62m}{2} = 83.03 kg * m$$

Peso de la capa de rodadura

$$M_{rod} = 0.05m * 1m * 2200 \frac{kg}{m^3} = 110 \frac{kg}{m} * \frac{(0.62m^2)}{2} = 21.142kg * m$$

Momento por carga muerta:

$$M_{cm} = M_{Pp} + M_{mF1} + M_{Fm2} + M_{Fm3} + M_{mF4} + M_{mF5} + M_{mF6} + M_{mF7}$$

$$M_{cm} = 183.8592kg * m + 51.07kg * m + 24.453kg * m + 8.709kg * m + 164.16kg * m + 117.09kg * m + 16.426kg * m + 83.03kg * m$$

$$M_{cm} = DC = 648.655kg * m = 66979.7 kg * cm$$

Momento por carga de la capa de rodadura

$$M_{rod} = 21.142kg * m$$

Cálculo de momentos por carga viva:

$$\sum MC = 0$$

Momento por carga de la rueda

$$M_{cvr} = P * X = 7250 kg * 0.32 = 2320 Kg * m$$

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

$$M_{cvr} = \frac{2320}{1.40652} = 1649.46Kg * m / m$$

Momento por carga peatonal

$$M_{cvp} = 360 \frac{kg}{m} * 0.72 * \left(\frac{0.72}{2} + 0.62 \right) = 254.016kg * m$$

La carga de Impacto:

Según la norma AASHTO LFRD 2004 la carga de impacto es igual al 33% del momento máximo por carga vehicular.

$$IM = 0.33 * 1649.46 kg * m / m = 544.32 kg * m / m$$

4.8.2.3. Combinación de cargas para flexión en la losa exterior

Donde:

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

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

LL=Sobrecarga vehicular

PL=sobrecarga peatonal

IM= incremento por carga vehicular dinámica.

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

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

$$Mu=1.25*648.655kg*m+1.5*21.142kg*m+1.75*(1649.46Kg*m+254.016kg*m+544.32kg*m)$$

$$Mu=5126.17Kg*m$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

$$Mu=1.25*DC+1.5*DW$$

$$Mu=1.25*648.655kg*m+1.5*21.142kg*m$$

$$Mu=842.53175 Kg*m$$

Resistencia V

$$Mu=1.25*DC+1.5*DW +1.35*(LL+PL+IM)$$

$$Mu=1.25*648.655kg*m+1.5*21.142kg*m+1.35*1649.46Kg*m+254.016kg*m+544.32kg*m$$

$$Mu=4147.05 Kg*m$$

Servicio I

$$Mu=1*DC+1*DW +1*(LL+PL+IM)$$

$$Mu=1*648.655kg*m+1*21.142kg*m +1*1649.46 Kg*m+254.016kg*m+544.32kg*m$$

$$Mu=3117.735 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Utilizamos el momento máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el momento de la resistencia I

$$Mu=5126.17\text{Kg}\cdot\text{m}$$

$$Mu= 512617 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

4.8.3. Cálculo de la armadura a flexión para la losa exterior.

Dimensionamiento de la armadura de la sección rectangular de Ho Ao

$$\begin{aligned} Mu &= 512617 \text{ Kg}\cdot\text{cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \\ d &= 17 \text{ cm} \\ f'c &= 210,00 \text{ Kg/cm}^2 \\ fy &= 4200,00 \text{ Kg/cm}^2 \\ \phi &= 0,90 \text{ adim.} \\ \epsilon_c &= 0,003 \text{ cm.} \\ E &= 2050000 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

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

$$a = 1.99 \text{ cm}$$

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

$$As = 6.816 \text{ cm}^2$$

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

$$As_{\min} = 8.474 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = 0.72 * \frac{f'c}{fy} * \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \frac{fy}{E}}$$

$$\rho_b = 0,021$$

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

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0,016$$

$$As_{m\acute{a}x} = 0.75 * \rho_b * b * d$$

$$As_{m\acute{a}x} = 25.75 \text{ cm}^2$$

$$As = 8.474 \text{ cm}^2$$

Numero de hierros $\phi 12$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = \frac{As_{nec}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{ Hierros} = 7,5$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 8$$

Espaciamiento entre barras

$$Esp = \frac{b - 2.5 - N^{\circ} \text{ Hierros} \phi}{(N^{\circ} \text{ Hierros} - 1)} \quad Esp = 13,79$$

$\Phi 12\text{mm C}/13 \text{ cm}$

4.8.3.1. Armadura de distribución:

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{Lc}} \quad (\text{m\acute{a}ximo } 67 \%)$$

Lc=luz de c\`alculo de la losa en metros

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{0.25}} = 2.44 = 244\%$$

Tomamos el 67 % para la armadura de distribuci3n.

$$As = 8.474 \text{ cm}^2 * 0.67 = 5.677 \text{ cm}^2$$

$$As = 5.677 \text{ cm}^2$$

Numero de hierros $\phi 12$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = \frac{A_{s_{nec}}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{ Hierros} = 5,0$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 6$$

Espaciamiento entre barras

$$Esp = \frac{b - 2,5 - N^{\circ} \text{ Hierros} \cdot \phi}{(N^{\circ} \text{ Hierros} - 1)} \quad Esp = 35,36$$

$\Phi 12\text{mm C}/35 \text{ cm}$

4.8.4. Verificación por cortante para la losa exterior.

Cálculo de cortante por carga muerta:

$$\sum Fy = 0$$

Peso propio de los pasamanos:

$$V_{pp} = \left(0,12\text{m} * 0,12\text{m} * 1\text{m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * 4 = 138,24 \text{ kg}$$

Peso propio del poste:

$$V_{Fm1} = \left(0,12\text{m} * 1,15\text{m} * 0,15\text{m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) = 49,68 \text{ kg}$$

$$V_{Fm2} = \left(0,08\text{m} * \frac{1,15\text{m}}{2} * 0,15\text{m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) = 16,56 \text{ kg}$$

$$V_{Fm3} = \left(0,14\text{m} * 0,10\text{m} * 0,15\text{m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) = 5,04 \text{ kg}$$

Peso propio de la acera:

$$V_{Fm4} = \left(0,50\text{m} * 0,12\text{m} * 1\text{m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) = 120 \text{ kg}$$

Peso propio del bordillo:

$$V_{Fm5} = \left(0.43m * 0.22m * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) = 227.04 kg$$

$$V_{Fm6} = \left(0.43m * \frac{0.05m}{2} * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) = 25.8 kg$$

Peso propio del la losa exterior:

$$V_{Fm7} = \left(0.18m * 0.62m * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right) = 267.84 kg$$

Peso de la capa de rodadura:

$$V_{cr} = 0.05m * 1m * \frac{2200kg}{m^3} * 0.62m = 68.2kg$$

Cortante por carga muerta:

$$V_{cm} = VM_{pp} + V_{mF1} + V_{Fm2} + V_{Fm3} + V_{mF4} + V_{mF5} + V_{mF6} + V_{mF7}$$

$$V_{cm} = 138.24kg + 49.68 kg + 16.56kg + 5.04kg + 120kg + 227.04kg + 25.8kg \\ + 267.84kg$$

$$V_{cm} = 851.68 kg$$

Cortante por carga de la capa de rodadura:

$$V_{cr} = 68.2kg$$

Cálculo de cortante por carga viva:

$$\sum Fy = 0$$

Cortante por carga de la rueda

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

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

$$V_{cvr} = \frac{7250kg}{1.40656m} = 5154.419292Kg / m$$

Pero nosotros necesitamos el cortante crítico que se encuentra a una distancia “d” de la cara del apoyo. Y como la carga puntual por la rueda trasera del camión esta sobre el apoyo el cortante por esta será igual a cero

$$V_{cvr} = 0kg$$

Cortante por la carga peatonal

$$V_{cp} = 360 \frac{kg}{m^2} * 1m * 0.72m = 259.2kg$$

4.8.4.1. Cortante de diseño para la losa exterior

4.8.4.1.2. Combinación de Cargas

Donde:

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

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

LL=Sobrecarga vehicular

PL=sobrecarga peatonal

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

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

$$V_u = 1.25 * 851.68 + 1.5 * 68.2kg + 1.75 * 259.2kg$$

$$V_u = 1620.5 Kg$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

$$V_u = 1.25 * DC + 1.5 * DW$$

$$V_u = 1.25 * 851.68 + 1.5 * 68.2kg$$

$$V_u = 1166.9 \text{ kg}$$

Resistencia V

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia V

$$V_u = 1.25 * DC + 1.5 * DW + 1.35 * (LL + PL)$$

$$V_u = 1.25 * 851.68 + 1.5 * 68.2 \text{ kg} + 1.35 * 259.2 \text{ kg}$$

$$V_u = 1516.82 \text{ Kg}$$

Servicio I

Combinaciones de carga y factores de carga para el Servicio I

$$V_u = 1 * DC + 1 * DW + 1 * (LL + PL)$$

$$V_u = 1 * 851.68 + 1 * 68.2 \text{ kg} + 1 * 259.2 \text{ kg}$$

$$V_u = 1179.08 \text{ Kg}$$

Utilizamos el Cortante máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el cortante de la resistencia I

$$V_u = 1620.5 \text{ Kg}$$

4.8.4.1.3. Verificar si necesita armadura a corte para la losa exterior.

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

$$V_u \leq \phi * V_n$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante Factorizada en la sección

V_n = Resistencia Nominal al Cortante.

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c = Resistencia Nominal al cortante proporcionada por el concreto

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

ϕ = Factor de reducción de resistencia = 0.9 (AASTHO 04)

Donde :

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

f_c = Resistencia específica a la compresión

b = Ancho de la cara en compresión

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

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

$b = 100 \text{ cm}$

$d = 17 \text{ cm}$

$V_c = 13056.73 \text{ kg}$

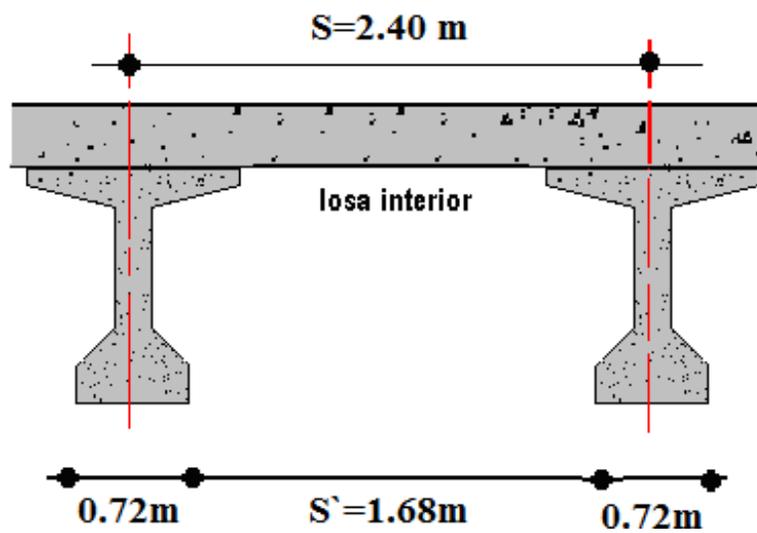
$V_u \leq \frac{V_c}{2}$ No necesita armadura de corte

$$1620.5 \text{ Kg} \leq 6528.36 \text{ kg}$$

Verificamos que el hormigón resiste a cortante

4.9. Diseño de la Losa Interior.

Esquema de la losa interior (Fig.37)



4.9.1 Cargas actuantes para la losa interior:

Carga distribuida debido al peso propio de toda la losa (exterior e interior)

Carga debido a la capa de rodadura.

Cargas puntuales del camión HL-93 7250 kg estas cargas actuaran de manera que generen máximos momentos positivos y negativos.

4.9.2. Diseño a flexión de la losa interior.

Debemos encontrar los máximos momentos positivos y negativos que actúan en la sección transversal de la losa.

4.9.2.1. Anchos de faja para la losa interior.

Tabla 4.6.2.1.3-1 – Fajas equivalentes

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: • Colado in situ	Vuelo	$1140 + 0,833X$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$

Ancho de faja para momento positivo:

$$E+ = 660 + 0.55(2400) = 1980\text{mm} = 1.980\text{m}$$

Ancho de faja para momento negativo:

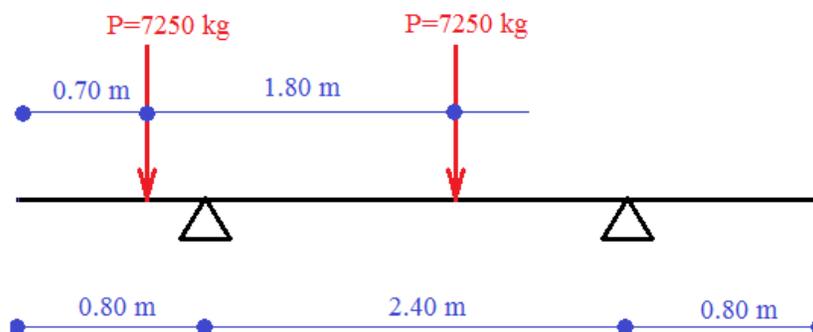
$$E- = 1220 + 0.25 * (2400) = 1820\text{mm} = 1.820\text{m}$$

4.9.2.2. Cálculo del momento máximo positivo:

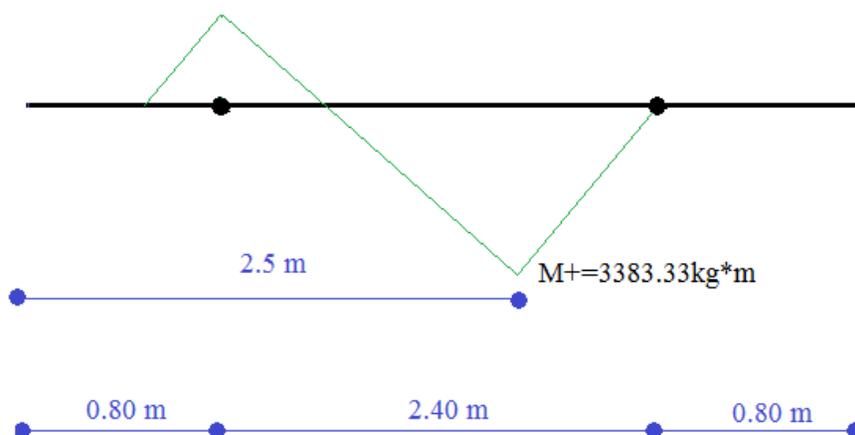
Debemos hacer actuar la carga de las ruedas del camión en el lugar más desfavorable:

Hicimos actuar las cargas en el programa Sap-2000, haciendo variar las ruedas del camión y el lugar más desfavorable dos dá según la siguiente gráfica:

Fig.38 ubicación de las cargas para máximo momento positivo



Resolviendo la anterior estructura hallamos el momento máximo positivo (Fig.39):



El momento máximo positivo se produce a una distancia de 2.5 m del comienzo de la viga y tiene un valor de 3383.33 kg*m.

Para volverlo al momento por metro de ancho lo dividimos entre el ancho de faja positivo.

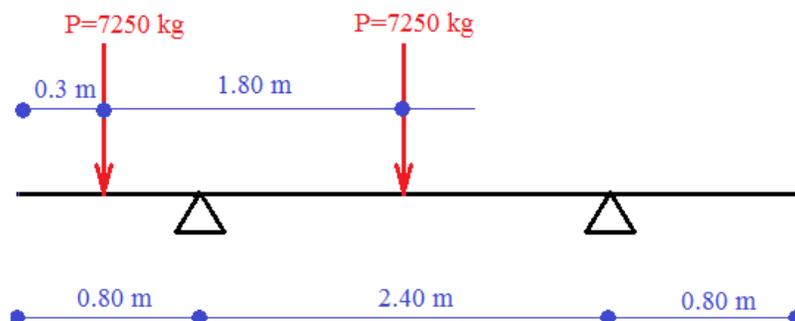
$$M_{+} = \frac{3901.92}{1.980} = 1970.66 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{m}$$

4.9.2.3. Cálculo del momento máximo negativo:

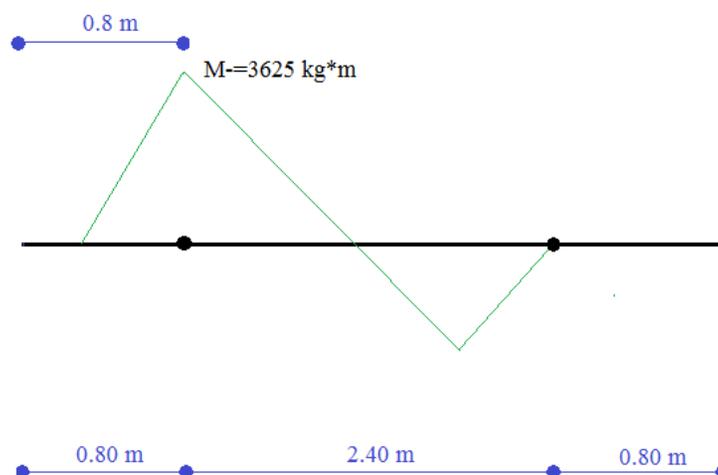
Debemos hacer actuar la carga de las ruedas del camión en el lugar más desfavorable:

Hicimos actuar las cargas en el programa Sap-2000, haciendo variar las ruedas del camión y el lugar más desfavorable dos dá según la siguiente figura:

Fig.40 Ubicación de las cargas para máximo momento negativo



Resolviendo la anterior estructura hallamos el momento máximo negativo (Fig.41):



El máximo momento negativo se produce a una distancia de 0.8 m del comienzo de la viga y tiene un valor de 3625 kg*m

$$M - = \frac{3625}{1.820} = 1991.7582 \text{ kg} * \text{m} / \text{m}$$

4.9.2.4. Cálculo de los momentos máximos producidos por la carga muerta:

Cálculo de la carga muerta:

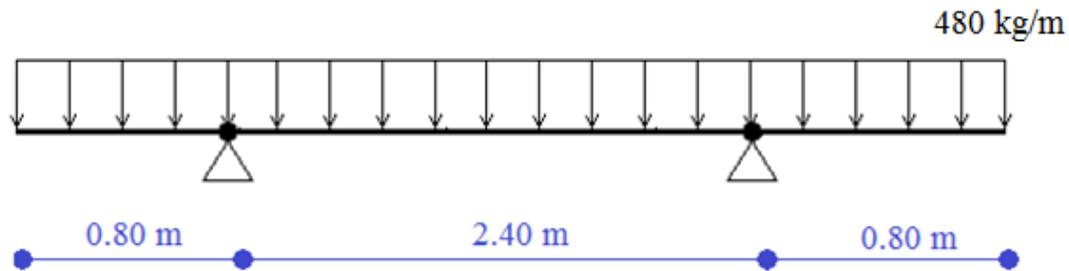
La carga muerta para la losa interior es por el peso propio de toda la losa

Peso propio= $0.20\text{m} \times 1\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 480\text{ kg/m}$

Rodadura= $0.05\text{m} \times 1\text{m} \times 2200\text{ kg/m}^3 = 110\text{ kg/m}$

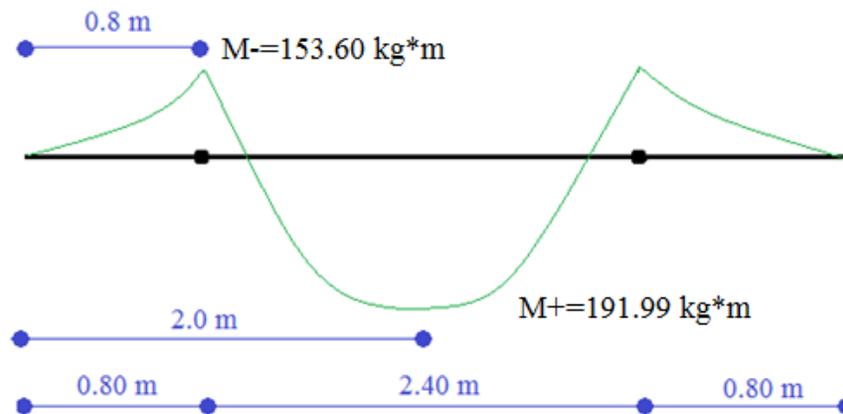
La carga para peso propio distribuida será= 480 kg/m

Fig.42 Carga distribuida de peso propio



Resolviendo la anterior estructura hallamos el momento máximo positivo y negativo:

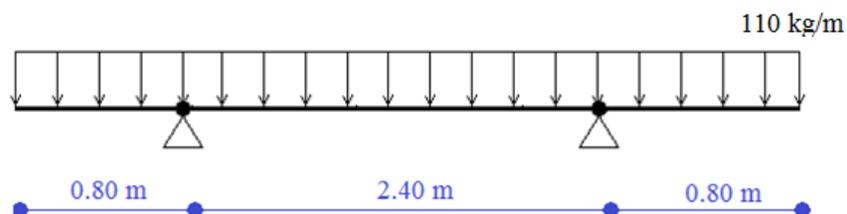
Fig.43 Diagrama de momentos debido al peso propio



El máx. momento positivo se produce en centro luz y tiene un valor de $236\text{ kg}\cdot\text{m}$ y el máx. momento negativo se produce a una distancia de 0.8 m y tiene un valor de $188.8\text{ kg}\cdot\text{m}$.

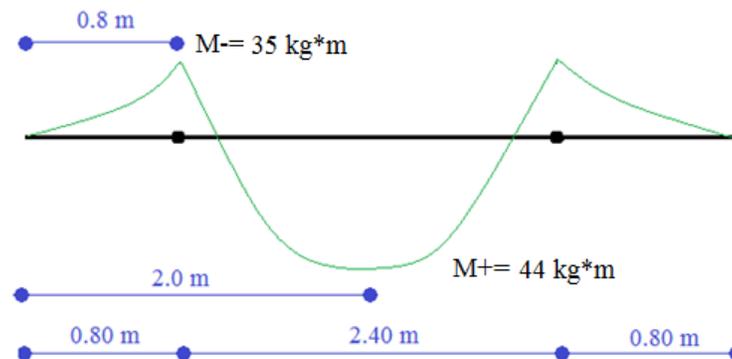
La carga para por capa de rodadura distribuida será= 110 kg/m

Fig.44 Carga distribuida de capa de la rodadura



Resolviendo la anterior estructura hallamos el momento máximo positivo y negativo:

Fig.45 Diagrama de momentos debido a la capa de rodadura



El máx. momento positivo se produce en centro luz y tiene un valor de 44 kg*m y el máx. momento negativo se produce a una distancia de 0.8 m y tiene un valor de 35 kg*m.

La carga de Impacto:

Según la norma AASHTO LFRD 2004 la carga de impacto es igual al 33% del momento máximo positivo y negativo por carga vehicular.

$$IM+ = 0.33 * 1970 \text{ kg*m/m} = 650.1 \text{ kg*m/m}$$

$$IM- = 0.33 * 1991.7582 \text{ kg*m/m} = 657.25 \text{ kg*m/m}$$

4.9.2.5. Combinación de cargas para flexión en la losa interior para momento positivo

Donde:

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

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

LL= Sobrecarga vehicular.

IM= incremento por carga vehicular dinámica.

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

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

$$Mu=1.25*191.99 \text{ kg*m}+1.5*44 \text{ kg*m} +1.75*(1970.66+650.1) \text{ Kg*m}$$

$$Mu=4892.3175 \text{ Kg*m}$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

$$Mu=1.25*DC+1.5*DW +0*(LL+IM)$$

$$Mu=1.25*191.99 \text{ kg*m}+1.5*44 \text{ kg*m}$$

$$Mu=305.9875 \text{ Kg*m}$$

Resistencia V

$$Mu=1.25*DC+1.5*DW +1.35*(LL+IM)$$

$$Mu=1.25*191.99 \text{ kg*m}+1.5*44 \text{ kg*m} +1.35*(1970.66+650.1) \text{ Kg*m}$$

$$Mu=3844.0135 \text{ Kg*m}$$

Servicio I

$$Mu=1*DC+1*DW +1*(LL+IM)$$

$$Mu=1*191.99 \text{ kg*m}+1*44 \text{ kg*m} +1*(1970.66+650.1) \text{ Kg*m}$$

$$Mu=2856.76 \text{ Kg*m}$$

Utilizamos el momento máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el momento de la resistencia I

$$Mu+= 4892.3175 \text{ Kg*m}$$

$$Mu+= 489231.75 \text{ Kg*cm}$$

4.9.2.6. Combinación de cargas para flexión en la losa interior para momento negativo

Donde:

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

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

LS=Sobrecarga viva

IM=incremento por carga vehicular dinámica.

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

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

$$Mu=1.25*153.6 \text{ kg*m}+1.5*35\text{kg*m} +1.75*(1991.7582+657.28) \text{ Kg*m}$$

$$Mu=4880.31685 \text{ Kg*m}$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

$$Mu=1.25*DC+1.5*DW +0*(LL+IM)$$

$$Mu=1.25*153.6 \text{ kg*m}+1.5*35\text{kg*m}$$

$$Mu=244.5 \text{ Kg*m}$$

Resistencia V

$$Mu=1.25*DC+1.5*DW +1.35*(LL+IM)$$

$$Mu=1.25*153.6 \text{ kg*m}+1.5*35\text{kg*m} +1.35*(1991.7582+657.28) \text{ Kg*m}$$

$$Mu=3820.70 \text{ Kg*m}$$

Servicio I

$$Mu=1*DC+1*DW +1*(LL+IM)$$

$$Mu=1*153.6 \text{ kg*m}+1*35\text{kg*m} +1*(1991.7582+657.28) \text{ Kg*m}$$

$$Mu=2837.038 \text{ Kg*m}$$

Utilizamos el momento máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el momento de la resistencia I

$$Mu= 4880.31685 \text{ Kg*m}$$

$$Mu= 488031.685\text{Kg*cm}$$

4.9.3. Cálculo de la armadura a flexión positiva para la losa interior.

Dimensionamiento de la armadura de la sección rectangular de Ho Ao

$$Mu = 489231.75 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

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

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

$$f'c = 210,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 0,90 \text{ adim.}$$

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

$$E = 2050000 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$a = 1.90 \text{ cm}$$

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

$$As = 8.063 \text{ cm}^2$$

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

$$As_{min} = 5.667 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = 0.72 * \frac{f'c}{fy} * \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \frac{fy}{E}}$$

$$\rho_b = 0,021$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0,016$$

$$As_{m\acute{a}x} = 0.75 * \rho_b * b * d$$

$$As_{m\acute{a}x} = 25.759 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.063 \text{ cm}^2$$

Numero de hierros $\phi 12$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = \frac{A_{s_{nec}}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{ Hierros} = 7,1$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 8$$

Espaciamiento entre barras

$$Esp = \frac{b - 2.5 - N^{\circ} \text{ Hierros} \phi}{(N^{\circ} \text{ Hierros} - 1)} \quad Esp = 13,79$$

$\Phi 12 \text{ mm C/13 cm}$

4.9.3.1. Armadura de distribución:

Para armadura principal perpendicular al tráfico:

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

Lc = luz de cálculo de la losa en metros

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{2.4}} = 0.7875 = 78.75\%$$

Tomamos el 67 % para la armadura de distribución.

$$A_s = 8.063 \text{ cm}^2 * 0.67 = 5.40 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.40 \text{ cm}^2$$

Numero de hierros $\phi 12$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = \frac{A_{s_{nec}}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{ Hierros} = 4,8$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 5$$

Espaciamiento entre barras

$$Esp = \frac{b - 2,5 - N^{\circ} \text{ Hierros} \phi}{(N^{\circ} \text{ Hierros} - 1)} \quad Esp = 74,23$$

$\Phi 12 \text{mm C}/35 \text{ cm}$

4.9.3.2. Cálculo de la armadura a flexión negativa para la losa interior.

Dimensionamiento de la armadura de la sección rectangular de Ho Ao

$$\begin{aligned} \mu &= 488031.68 \text{ Kg} \cdot \text{cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \\ d &= 17 \text{ cm} \\ f'c &= 210,00 \text{ Kg/cm}^2 \\ fy &= 4200,00 \text{ Kg/cm}^2 \\ \phi &= 0,90 \text{ adim.} \\ \epsilon_c &= 0,003 \text{ cm.} \\ E &= 2050000 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

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

$$a = 1.89 \text{ cm}$$

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

$$As = 8.042 \text{ cm}^2$$

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

$$As_{min} = 5.667 \text{ cm}^2$$

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

$$\rho_b = 0,021$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0,016$$

$$A_{S_{m\acute{a}x}} = 0.75 * \rho_b * b * d$$

$$A_{S_{m\acute{a}x}} = 25.794 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.042 \text{ cm}^2$$

Numero de hierros

$\phi 12$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = \frac{A_{s_{nec}}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}}$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 7,1$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 8$$

Espaciamiento entre barras

$$Esp = \frac{b - 2.5 - N^{\circ} \text{ Hierros} \phi}{(N^{\circ} \text{ Hierros} - 1)}$$

$$Esp = 13,79$$

$\Phi 12\text{mm C}/13 \text{ cm}$

4.9.3.3. Armadura de distribución:

Para armadura principal perpendicular al tráfico:

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{Lc}} \text{ (m\acute{a}ximo 67 \%)}$$

Lc=luz de c\`alculo de la losa en metros

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{2.4}} = 0.7875 = 78.75\%$$

Tomamos el 67 % para la armadura de distribución.

$$A_s = 8.042 \text{ cm}^2 * 0.67 = 5.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.38 \text{ cm}^2$$

Numero de hierros $\phi 12$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = \frac{A_{s_{nec}}}{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{ Hierros} = 4,8$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 5$$

Espaciamiento entre barras

$$Esp = \frac{b - 2.5 - N^{\circ} \text{ Hierros} \cdot \phi}{(N^{\circ} \text{ Hierros} - 1)} \quad Esp = 44,23$$

$\Phi 12 \text{ mm C}/44 \text{ cm}$

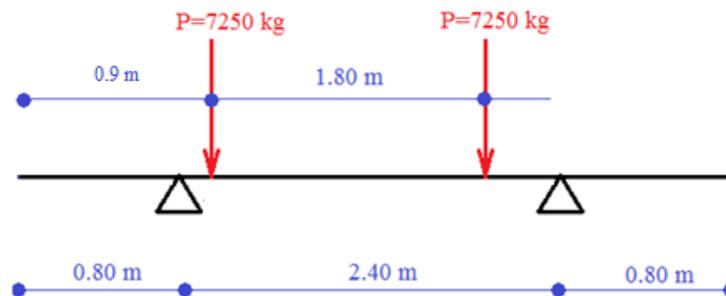
4.9.4. Verificación por cortante para la losa interior

Cortante máximo por carga viva

Para hallar el cortante máximo por carga viva debemos hacer actuar las ruedas del camión de manera que produzca las máximas solicitaciones.

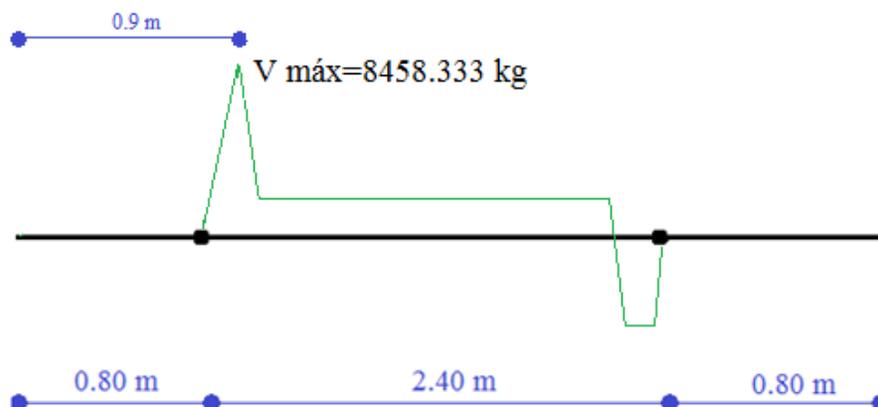
Nosotros hicimos actuar en el programa Sap-2000 y nos dio el cortante máximo haciendo actuar la primer rueda a 0.9m del comienzo de la viga ó 1.3m del comienzo de la viga:

Fig.46 ubicación de las cargas para cortante máximo



Resolviendo la anterior estructura hallamos el cortante máximo:

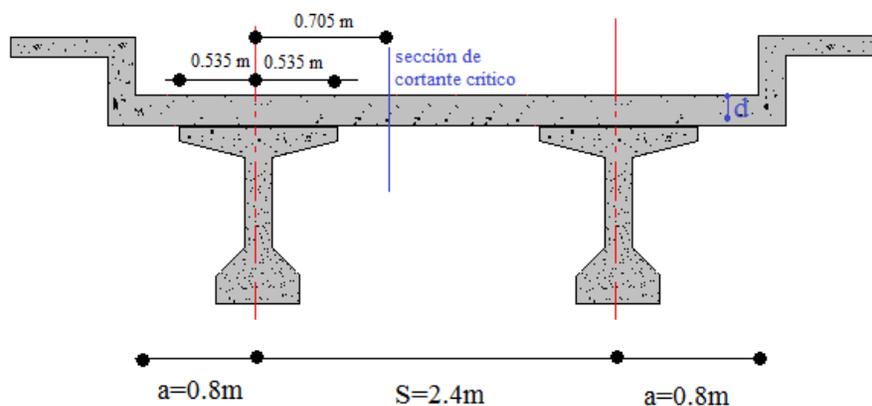
Fig.47 Diagrama de cortante debido a la carga viva



Pero nosotros necesitamos el cortante crítico que está a una distancia “d” de la cara del apoyo

Como el apoyo tiene una medida de 1.07 m y $d=17$ cm entonces calculamos el cortante crítico a una distancia de 1.505 m del comienzo de la viga o 0.705 m del eje del apoyo:

Fig.48 Ubicación del cortante máximo



El cortante crítico a una distancia “d” del apoyo es:

$$V_{\text{critico}} = 1208.33 \text{ kg}$$

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

$$V_{\text{cvt}} = \frac{1208.33 \text{ kg}}{1.97066 \text{ m}} = 404.8212 \text{ Kg / m}$$

Cortante máximo por carga muerta

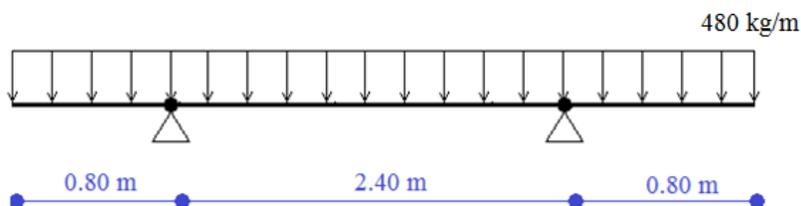
Las cargas que actúan para el cortante por carga muerta son el peso propio de las losas interna y externa y por la capa de rodadura.

$$\text{Peso propio} = 0.20\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 2400\text{kg/m}^3 = 480\text{ kg/m}$$

$$\text{Rodadura} = 0.05\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 2200\text{ kg/m}^3 = 110\text{ kg/m}$$

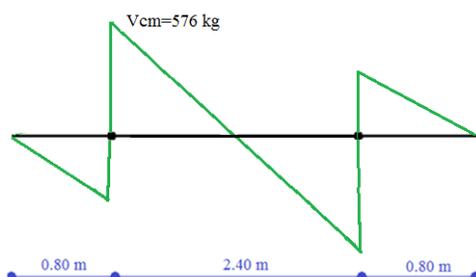
La carga para peso propio distribuida será = 480 kg/m

Fig.49 carga distribuida de peso propio para cortante



Resolviendo la anterior estructura hallamos el cortante máximo:

Fig.50 diagrama de cortantes debido al peso propio

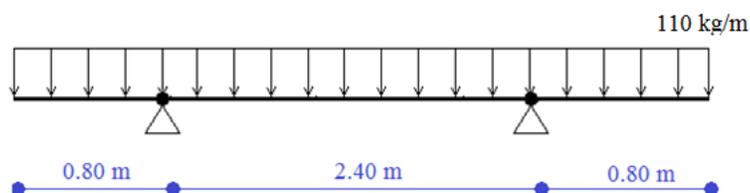


El máx. cortante se produce en los apoyos y es 576 kg y el cortante crítico se produce a 0.705 m del eje del apoyo y es 237.6 kg.

$$V_{CritM} = 237.6\text{ kg}$$

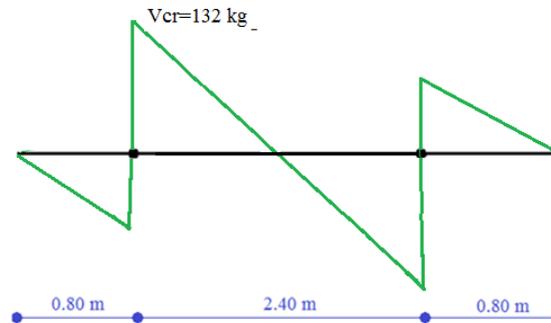
La carga para por capa de rodadura distribuida será = 110 kg/m

Fig.51 Carga distribuida de la capa de rodadura para cortante



Resolviendo la anterior estructura hallamos el cortante máximo:

Fig.52 Diagrama de cortantes debido a la capa de rodadura



El máx.cortante se produce en los apoyos y tiene un valor de 132 kg y el cortante critico se produce a 0.705 m del eje del apoyo y es 54.45 kg.

$$V_{CritM} = 54.45 k$$

4.9.4.1. Cortante de diseño para la losa interior.

4.9.4.1.2. Combinación de Cargas

Donde:

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

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

LL=Sobrecarga vehicular

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

$$V_u = 1.25 * DC + 1.5 * DW + 1.75 * LL$$

$$V_u = 1.25 * 237.6 \text{ kg} + 1.5 * 54.45 \text{ kg} + 1.75 * 404.8412 \text{ kg}$$

$$V_u = 1087.1467 \text{ Kg}$$

Resistencia III

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia III

$$V_u = 1.25 * DC + 1.5 * DW$$

$$V_u = 1.25 * 237.6 \text{ kg} + 1.5 * 54.45 \text{ kg}$$

$$V_u = 378.675 \text{ kg}$$

Resistencia V

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia V

$$V_u = 1.25 * DC + 1.5 * DW + 1.35 * LL$$

$$V_u = 1.25 * 237.6 \text{ kg} + 1.5 * 54.45 \text{ kg} + 1.35 * 404.841 \text{ kg}$$

$$V_u = 924.72 \text{ Kg}$$

Servicio I

Combinaciones de carga y factores de carga para el Servicio I

$$V_u = 1 * DC + 1 * DW + 1 * LL$$

$$V_u = 1 * 237.6 \text{ kg} + 1 * 54.45 \text{ kg} + 1 * 404.84 \text{ kg}$$

$$V_u = 696.89 \text{ Kg}$$

Utilizamos el Cortante máximo de todas las combinaciones de carga:

Este caso nos da el cortante de la resistencia I

$$V_u = 1087.1467 \text{ Kg}$$

4.9.4.1.3. Verificar si necesita armadura a corte para la losa interior.

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

$$V_u \leq \phi * V_n$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante Factorizada en la sección

V_n = Resistencia Nominal al Cortante.

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c = Resistencia Nominal al cortante proporcionada por el concreto

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

ϕ = Factor de reducción de resistencia = 0.9 (AASTHO 04)

Donde :

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

f_c = Resistencia especifica a la compresión

b= Ancho de la cara en compresión

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

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

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

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

$$V_c = 13056.73 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \frac{V_c}{2} \text{ No necesita armadura de corte}$$

$$1087.1467 \text{ Kg} \leq 6528.36 \text{ kg}$$

Verificamos que el hormigón resiste a cortante

4.10. Diseño de las vigas de Hormigón Pretensado.

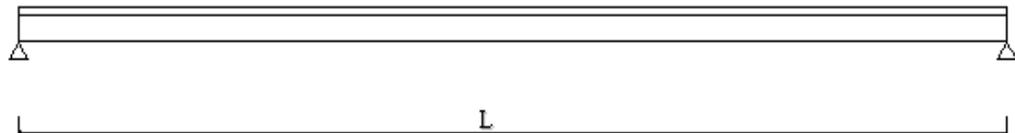
4.10.1. Dimensionamiento de la sección

Datos previos.

Viga simplemente apoyada:

Luz de la viga:

$L = 36 \text{ m.}$



4.10.1.1. Sección transversal de la viga

Se trata de 2 vigas como se muestra en la figura 53

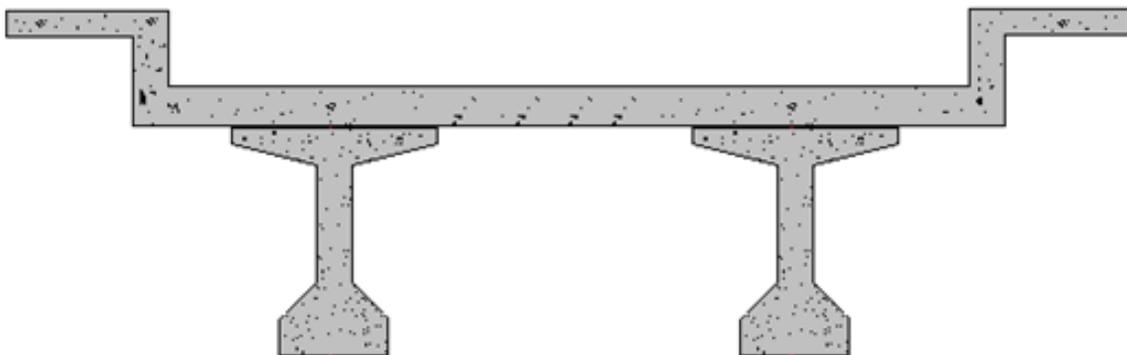
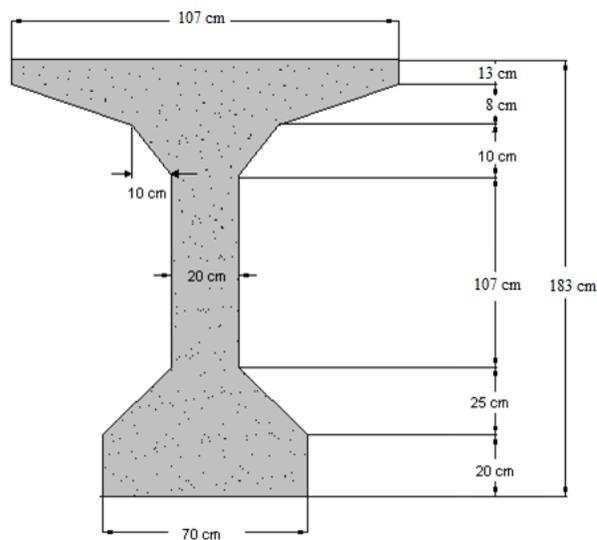


Fig.53 Sección transversal

La sección AASHTO recomendada para claros de 110 a 140 pies, es la sección Tipo VI.
(A. H. Nilson. pág. 565).

Fig.54 Dimensiones de la viga tipo VI



En base a esto es que se adoptó las siguientes dimensiones

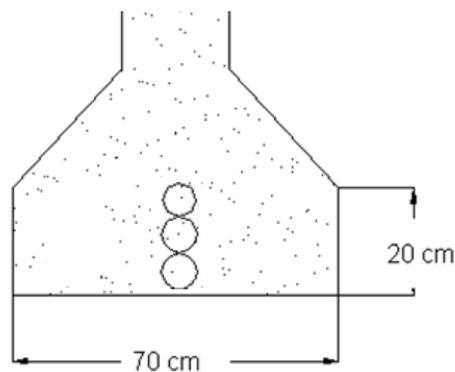
Espesor de los patines:

1. El espesor del patín superior no deberá ser menor de 15 cm
2. El espesor del patín inferior no deberá ser menor de 14 cm.

En base los espaciamientos mínimos necesarios y recubrimientos requeridos, que debe ser por lo menos una vaina de separación entre los cables según norma.

El diámetro de la vaina, según el sistema de pretensado elegido(Protende), es igual a 6 cm.

Por lo tanto espesores adoptados:



No se eligieron patines más delgados por que patines delgados en compresión siempre presentan el peligro del pandeo cuando son cargados y son vulnerables a romperse durante las operaciones de erección de los elementos percolados.

Base de los patines:

Base del patín superior:

Se adopta $B_1=107$ cm

Base del patín inferior:

Se adopta $B_2 =70$ cm

Ancho del alma

El espesor mínimo del alma se determina frecuentemente por los espacios mínimos requeridos por los cables de pretensado y por los requisitos de recubrimiento para el acero exterior.

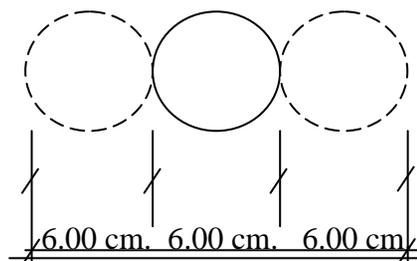
Según Arthur H. Nilson normalmente un ancho mínimo de 6 pulg, debe ser considerado como mínimo práctico. (pág. 166)

Por lo que se adoptó un ancho igual:

$b_w = 20$ cm.

Sabiendo que un cable es el que pasa por el alma

se necesita:



18.00 cm.

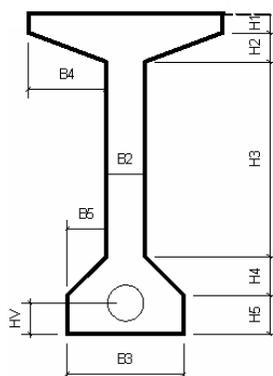
4.10.2. Características de la sección .

4.10.2.1. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS TIEMPO "0".-

DATOS.-

LONGITUD VIGA	3600 cm
Φ TORONES	0,5 pulg
Φ HUECO	7,0 cm
Nº VAINAS	0,0 pza
γ H°A°	2400,0 kg/Cm ³

	D	A	A*D	Ii	Ixi
0	0	0	0,00	0,00	0,00
1	6,50	1391,00	9041,50	19589,92	78359,67
2	19,00	783,00	14877,00	14094,00	296757,00
3	96,50	3340,00	322310,00	7762438,33	38865353,33
4	171,67	712,50	122312,50	24739,58	21021718,75
5	190,00	1540,00	292600,00	51333,33	55645333,33
V	185,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		7766,50	761141,00		115907522,08



En tiempo "0"

H0	0 cm
H1	13 cm
H2	18 cm
H3	124 cm
H4	25 cm
H5	20 cm
HV	15 cm

HTOT 200 cm

B0 0,00 cm

B1 107 cm

B2 20 cm

B3 77 cm

B4 43,5 cm

B5 28,5 cm

A0 7766,50 cm²

C10 98,00 cm

C20 102,00 cm

I0 41313352,01 cm⁴

E0 87,00 cm

4.10.2.2. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS TIEMPO "∞".-

DATOS.-

LONGITUD VIGA 3600 cm

Φ TORONES 0,5 pulg

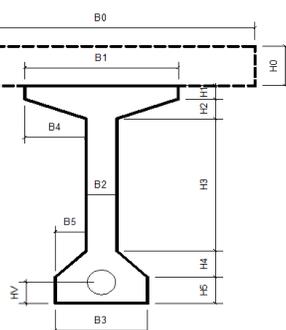
Φ HUECO 7,0 cm

Nº VAINAS 0,0 pza

γ HºAº 2400,0 kg/Cm³

η 0,75

	D	A	A*D	li	lxi
0	10	2500	25000,00	83333,33	333333,33
1	26,50	1391,00	36861,50	19589,92	996419,67
2	39,00	783,00	30537,00	14094,00	1205037,00
3	116,50	3340,00	389110,00	7762438,33	53093753,33
4	191,67	712,50	136562,50	24739,58	26199218,75
5	210,00	1540,00	323400,00	51333,33	67965333,33
V	205,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		10266,50	941471,00		149793095,42

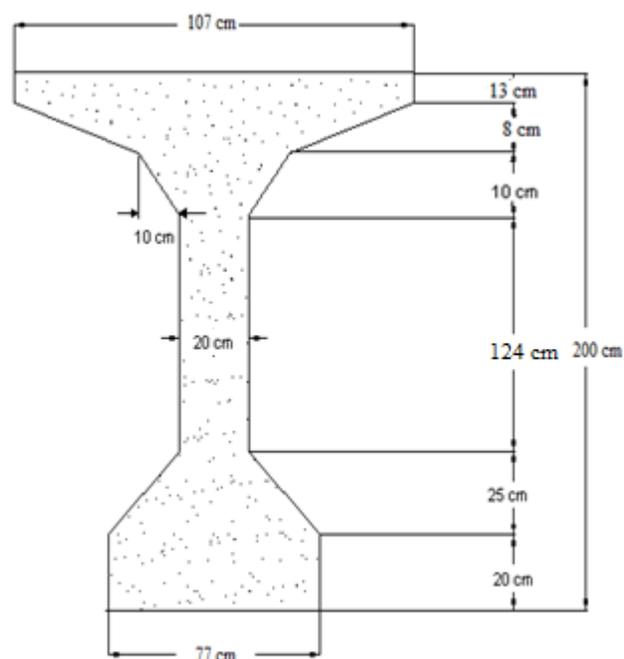


En tiempo “∞”

H0	20 cm
H1	13 cm
H2	18 cm
H3	124 cm
H4	25 cm
H5	20 cm
HV	15 cm
HTOT	220 cm

B0	125,00 cm
B1	107,00 cm
B2	20,00 cm
B3	77,00 cm
B4	43,5 cm
B5	28,5 cm

A&	10266,50 cm ²
C1&	91,70 cm
C2&	128,30 cm
I&	63457183,10 cm ⁴
E&	113,30 cm



4.10.3. Análisis de cargas transversalmente.

La carga muerta constituida por postes, pasamanos, aceras, bordillos, rodadura y losas se las distribuye entre las dos vigas:

4.10.3.1. Carga muerta:

Postes y pasamanos:

$$P_{\text{poste}} = \left(0.14m * 0.12m + 0.08m * \frac{1.15m}{2} + 0.12m * 1.15m \right) * 0.15m * \frac{2400kg}{m^3}$$

$$= 72.288 \text{ kg es el peso de un poste}$$

$$P_{\text{pasamanos}} = (0.12m * 0.12m * 2m) * 2400 \frac{kg}{m^3} * 4$$

$$= 276.48 \text{ kg es el peso de los pasamanos para un tramos de 2m}$$

Aceras:

$$P_{acera} = 0.5m * 0.12m * 2400 \frac{kg}{m^3} = \frac{144 \frac{kg}{m}}{2_{vigas}} * 2_{aceras} = 144 \frac{kg}{m}$$

Bordillos:

$$P_{bordillo} = \left(0.22m * 0.43m + 0.025m * \frac{0.25m}{2} + 0.025m * 0.2m \right) * 2400 \frac{kg}{m^3}$$

$$= \frac{246.54 \frac{kg}{m}}{2_{vigas}} * 2_{bordillos} = 246.54 \frac{kg}{m}$$

Losa:

$$P_{losa} = 4m * 0.2m * \frac{2400kg}{m^3} = \frac{1920 \frac{kg}{m}}{2_{vigas}} = 960 \frac{kg}{m}$$

Rodadura:

$$P_{rodadura} = 4m * 0.05m * 2200 \frac{kg}{m^3} = \frac{440 \frac{kg}{m}}{2_{vigas}} = 220 \frac{kg}{m}$$

Total peso propio que debe resistir la viga sin contar con la viga ni postes ni pasamanos=1282.54 kg/m

Cálculo del momento máximo producido por el peso propio de postes y pasamanos:

Son 19 postes por lado en total serian 38 postes para toda la estructura.

Son 18 espacios para los pasamanos en total serian 36 espacios para toda la estructura.

Como cada poste pesa 72.288 kg el peso total de todos los postes serán:

$$P = 38_{postes} * 72.288kg = 2746.944 kg$$

Para cada tramo de 2 metros los pasamanos pesan 276.48 kg el peso total de todos los pasamanos serán:

$$P = 36_{\text{espacios}} * 276.48 \text{kg} = 9953.28 \text{kg}$$

Para volverlos peso por carga distribuida:

Para los postes

$$P = \frac{2746.944 \text{kg}}{2_{\text{vigas}} \cdot 36\text{m}} = 38.152 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Para los pasamanos

$$P = \frac{9953.28 \text{kg}}{2_{\text{vigas}} \cdot 36\text{m}} = 138.24 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Entonces el total peso propio que debe resistir la viga sin contar con la viga es:

$$Pp = 1282.54 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 38.152 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 138.24 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 1458.932 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Calculo de momento máx. Producido en la viga debido a la carga muerta del peso propio de la estructura.

$$M_{cm} = \frac{q * L^2}{8} = \frac{1458.932 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (36\text{m})^2}{8} = 236346.984 \text{kg} * \text{m}$$

Momento del peso propio de la viga:

La carga distribuida para el peso propio de la viga será:

$$q = \text{Area de la viga} * \text{peso especifico del H}^\circ = 0.7766 \text{m}^2 * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 1848.24 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{viga}} = \frac{q * L^2}{8} = \frac{1848.24 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (36\text{m})^2}{8} = 299414.88 \text{kg} * \text{m}$$

Momento total por carga muerta

$$M_{Tcm} = 236346.984 \text{kg} * \text{m} + 299414.88 \text{kg} * \text{m} = 535761.86 \text{kg} * \text{m}$$

4.10.3.2. Momento de la carga viva:

Para hallar el máximo momento por carga viva debemos hacer las combinaciones ya sea camión + carril ó tándem +carril trabajando con la que resulte mayor.

Fig.55 Camión de diseño:

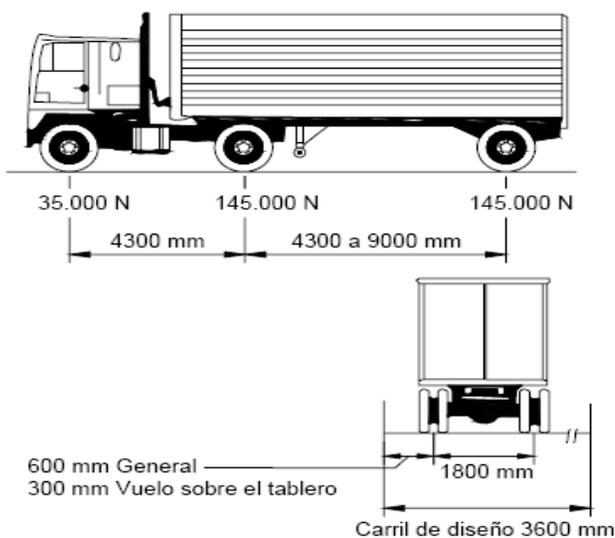
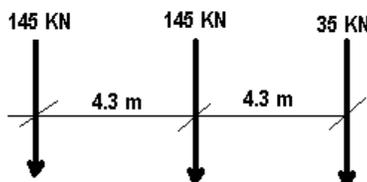
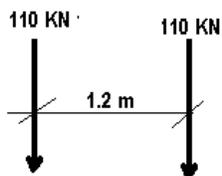


Figura 3.6.1.2.2-1 – Características del camión de diseño



Tandem de diseño:

El tandem de diseño consistirá en un par de ejes de 110000 kN con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica. (AASHTO 04 sección 3)



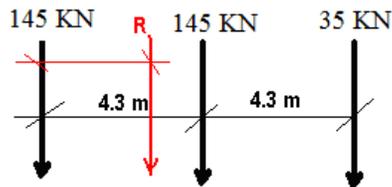
4.10.4. Análisis de esfuerzos.-

Máximo momento

4.10.4.1. Cálculo de momento máximo mediante el teorema de barré

Camión:

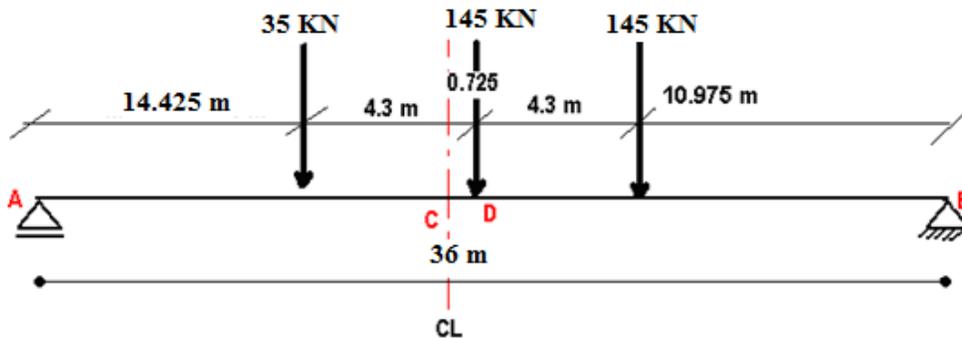
Posición de la resultante:



$$R_x = 145 * 4.3 + 35 * 8.60$$

$$x = \frac{145 * 4.3 + 35 * 8.60}{325} = 2.85m$$

$$x_1 = \frac{4.30 - 2.85}{2} = 0.725m$$



Calculando tenemos:

$$M_{\text{máx}} = 2523.729 \text{ KN}\cdot\text{m en el punto D} = 252372.9 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

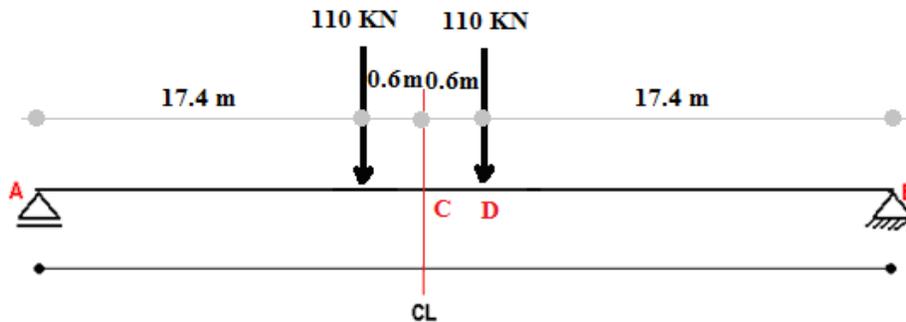
El momento lo debemos multiplicar por la fracción de carga (0.7085)

$$M_{\text{máx}} = 252372.9 \text{ kg}\cdot\text{m} * 0.7085 = 178806.199 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_c = 2445.5625 \text{ KN}\cdot\text{m en centro luz} = 244556.25 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_c = 244556.25 \text{ kg}\cdot\text{m} \cdot 0.7085 = 173268.10 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Tandem:



$$x = \frac{110 \cdot 1.2}{220} = 0.6 \text{ m}$$

Calculando tenemos:

$$M_{\max} = 1914 \text{ KN}\cdot\text{m} \text{ en el punto D} = 191400 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

El momento lo debemos multiplicar por la fracción de carga (0.7085)

$$M_{\max} = 191400 \text{ kg}\cdot\text{m} \cdot 0.7085 = 135603.9 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

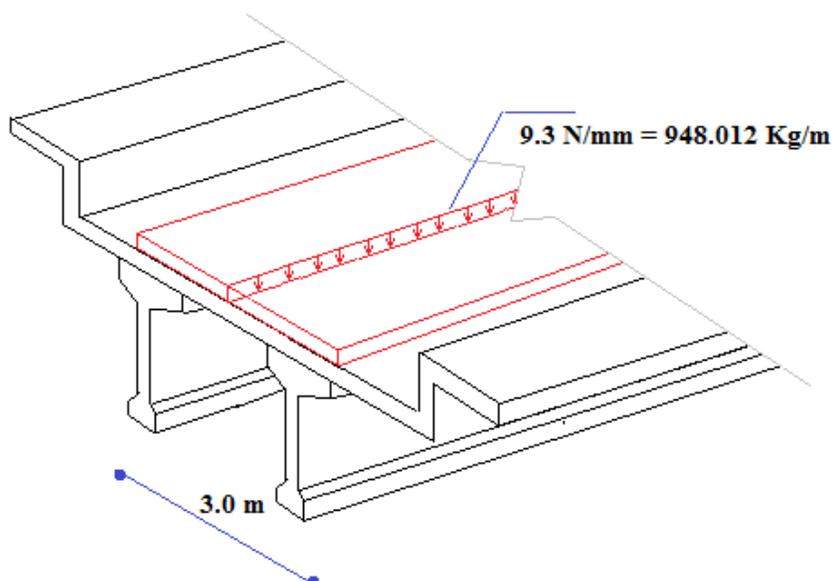
$$M_c = 1914 \text{ KN}\cdot\text{m} \text{ en centro luz}$$

$$M_c = 191400 \text{ kg}\cdot\text{m} \cdot 0.7085 = 135603.9 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

El momento máximo resulta cuando hacemos actuar el camión

4.10.4.2. Máximo momento por la carga de carril.

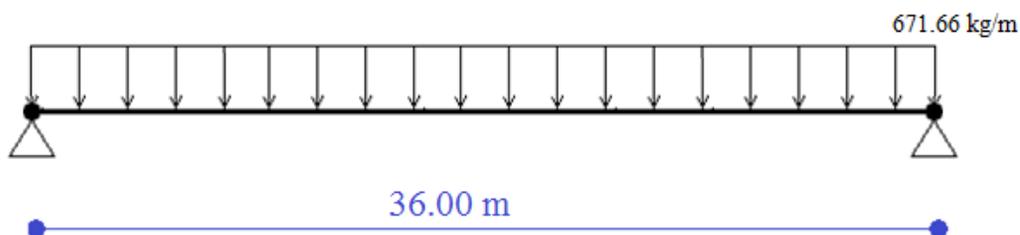
Fig.56 Carril de diseño



La carga de carril para distribuirla sobre la viga debemos antes multiplicarla por la fracción de carga (0.7085)

$$948.012 \text{ kg/m} * 0.7085 = 671.666502 \text{ kg/m}$$

Fig.57 Carga distribuida del carril de diseño



Momento en centro luz

$$M_{\text{carril}} = \frac{q * L^2}{8} = \frac{671.66 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (36\text{m})^2}{8} = 108809.97 \text{ kg} * \text{m}$$

Momento en el punto D (0.725 m de centro luz)

$$M_D = 108632.399 \text{ kg} * m$$

Hacemos dos combinaciones

Camión + carril en centro luz

$$M_{CL} = 173268.10 \text{ kg} * m + 108809.97 \text{ kg} * m = 282078.07 \text{ kg} * m$$

$$IM = 0.33 * 282078.07 \text{ kg} * m = 93085.7631 \text{ kg} * m$$

$$M_{CL} = 375163.8331 \text{ kg}$$

Camión + carril en el punto D (0.725m de centro luz)

$$M_D = 178806.199 \text{ kg} * m + 108632.399 \text{ kg} * m = 287438.598 \text{ kg} * m$$

$$IM = 0.33 * 287438.598 \text{ kg} * m = 94854.73 \text{ kg} * m$$

El máximo momento por carga viva es = 382293.33 kg*m

4.10.4.3. Momento total

El momento total es la suma del momento máximo por carga muerta y el momento máximo por carga viva.

Momento total en centro luz

$$M_t = M_{tcm} + M_{tcv} = 535761.86 \text{ kg} * m + 375163.83 \text{ kg} * m = 910925.694 \text{ kg} * m$$

Momento total en el punto D (0.725m de centro luz)

$$M_t = M_{tcm} + M_{tcv} =$$

$$M_{tcm} = 534892.69 \text{ kg} * m \text{ en el punto D}$$

$$M_t = 520840.97 \text{ kg} * m + 382293.33 \text{ kg} * m = 917186.02 \text{ kg} * m$$

El momento total máximo se produce en el punto D y tiene un valor de 917186.02 kg*m

4.10.5. Fuerza de pretensado

La fuerza de pretensado es calculada con las siguientes inecuaciones:

- **Tiempo inicial:**

$$t = 0$$

$$f_1 = -\frac{M_o * C_1}{I_{cg}} + \frac{P_o * e * C_1}{I_{cg}} - \frac{P_o}{A} \leq 0.8 \sqrt{f'ci}$$

$$t = 0$$

$$f_2 = +\frac{M_o * C_2}{I_{cg}} - \frac{P_o * e * C_2}{I_{cg}} - \frac{P_o}{A} \geq -0.6 f'ci$$

- **Tiempo infinito:**

$$f_1 = -\frac{M_T * C_1}{I} + \frac{\eta P_o * e * C_1}{I} - \frac{\eta P_o}{A} \geq -0.45 fc$$

$$f_2 = \frac{M_T * C_2}{I} - \frac{\eta P_o * e * C_2}{I} - \frac{\eta P_o}{A} \leq 1.60 \sqrt{fc}$$

Donde:

M_o = Momento debido al peso propio de la viga

M_T = Momento total debido a todas las cargas vivas y muertas

C_1 = Distancia del centroide de la sección a las fibras superiores de la sección.

C_2 = Distancia del centroide de la sección a las fibras inferiores de la sección

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

P_o = Fuerza de pretensado inicial

I_{cg} = Inercia de la sección en el centro de gravedad de la pieza

n = Eficiencia.

A = Área de la sección.

F'_{ci} = Resistencia del H° el día del tesado (245 Kg/cm²). Suponiendo que se tesará a los 7 días después del hormigonado.

F_c = Resistencia característica del H° a los 28 días

Fuerza de pretensado

Tiempo 0

$P_o \leq 1084235.78$ kg

$P_o \leq 644900.75$ kg

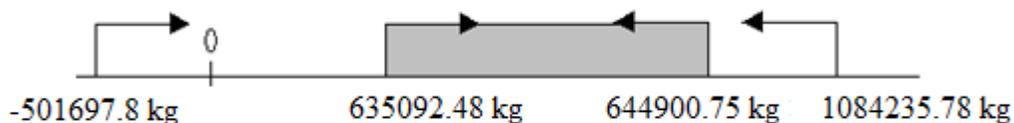
Fuerza de pretensado

Tiempo ∞

$P_o \geq -501697.8$ kg

$P_o \geq 635092.48$ kg

Conjunto solución



4.10.5.1. Determinación del número de torones

Esfuerzos Permisibles del Acero de pre-tesado, indicados en las tablas anteriormente mostradas

PRODUCTO	Especific ASTM	Grado o Tipo	Resistencia mínima a la fluencia		Resistencia mínima a la tensión	
			f_{py}		f_{pu}	
			Klb/pulg ²	Kg/cm ²	Klb/pulg ²	Kg/cm ²
Torones de preesfuerzo	A 416	250	212,5	14900	250	17500
		270	230	16170	270	18900

Esfuerzo admisible indicados por el código ACI 318-77

Esfuerzo admisible para torones post-tesados inmediatamente después del anclaje

$$f_{sadm} = 0,74 f_{pu} = 13875,7 \text{ Kg/cm}^2$$

Área nominal del acero elegido diámetro=0,5 plg

$$\text{Área Torón (At)} = 0,987 \text{ cm}^2$$

Fuerza de pretensado inicial P_i determinada anteriormente es:

$$P_i = 638284,04 \text{ kg}$$

Fuerza tensora por tendón o Torón

$$f_{pt} = A_t * f_{s adm} = 13695,4 \text{ Kg}$$

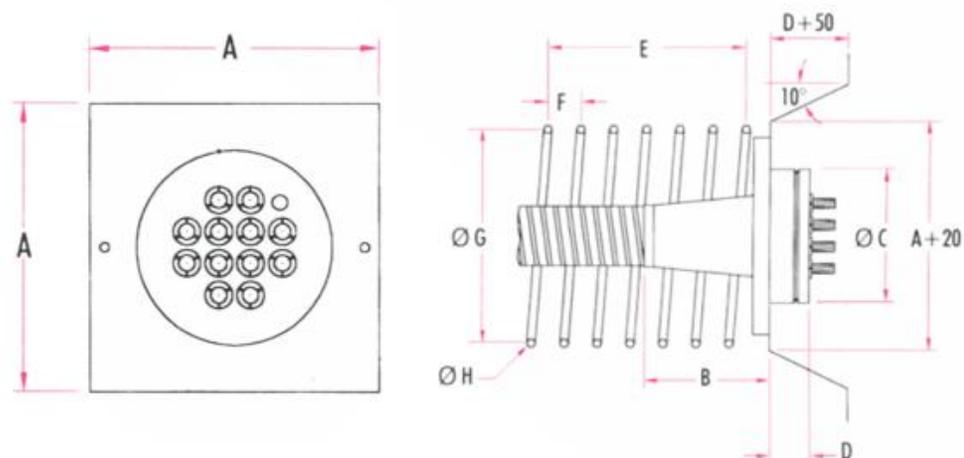
El número de torones será

$$\text{N}^\circ \text{ Torones} = P_i / f_{pt} = 46 \implies 46 \text{ torones}$$

46 Torones en 4 Cables

3 cables de 12 torones y uno de 10

Fig.58 Dimensiones del anclaje:



$$A = 220 \text{ mm}$$

$$C = 157 \text{ mm}$$

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

$$B = 250 \text{ mm}$$

Por lo tanto en la sección del anclaje el alma por lo menos debe ser de 22 cm de ancho

La fuerza de pretensado inicial será:

$P_0=638284.07\text{kg}$ y tenemos una diferencia a favor de 3191.56 kg

4.10.6. Cálculo de las ecuaciones de los cables

Cálculo del momento respecto a x-

Q_0 18,64 KG/CM
 M_0 33551,28 X
 9,3198 X²

	X	MOMENTO
APOYO	0,00	0,00
H/2	110,00	3577871,22
L/10	360,00	10870614,72
L/8	450,00	13210816,50
L/4	900,00	22647114,00
L/3	1200,00	26841024,00
L/2	1800,00	30196152,00
X CUALQ		0,00

E ≤	E ≤
62,55	41,13
68,15	46,74
79,58	58,16
83,25	61,83
98,03	76,61
104,60	83,18
109,86	88,44
62,55	41,13

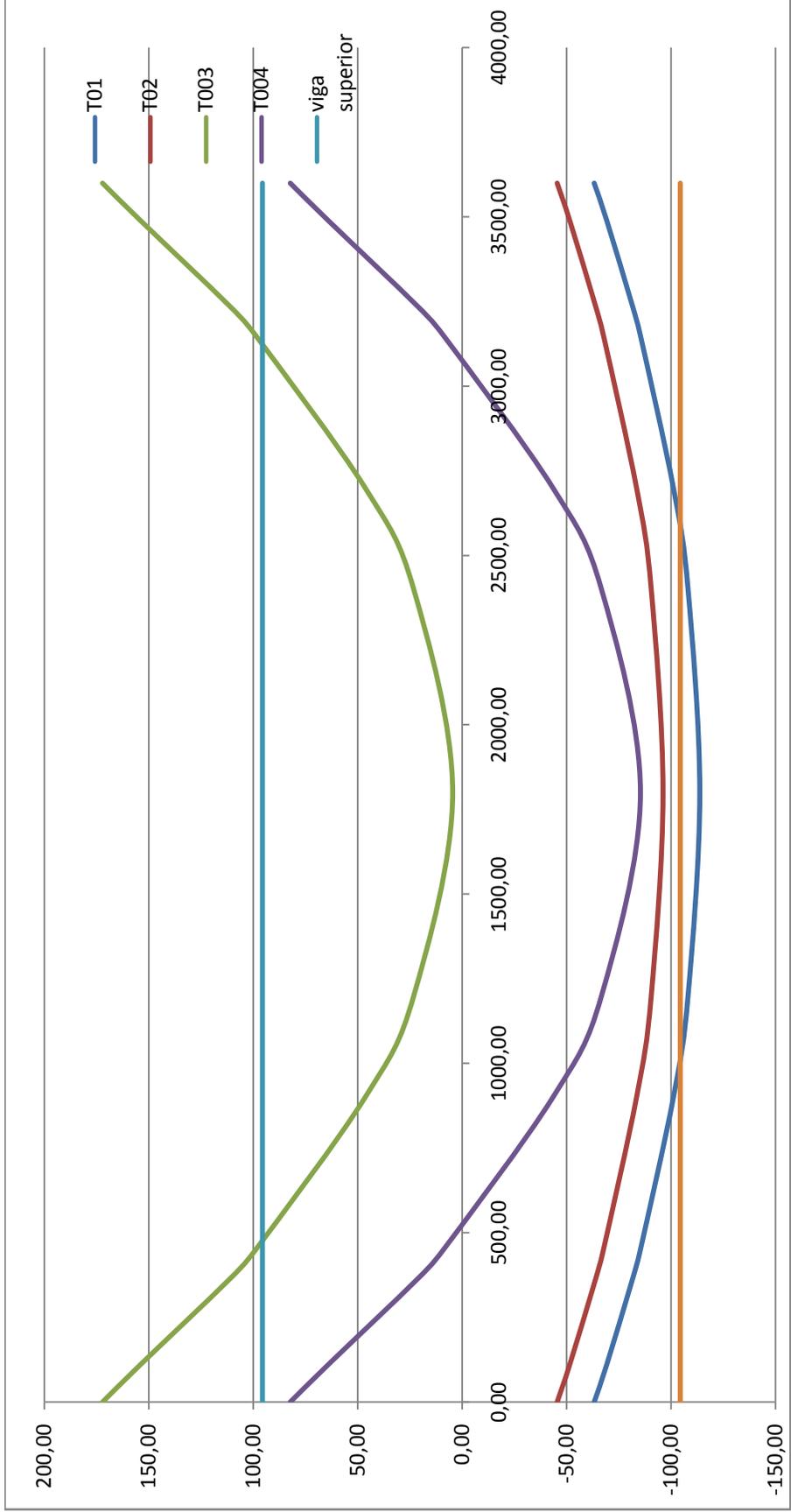
Cálculo del momento respecto a x

Q_T 56,62 KG/CM
 M_T 101909,559 X
 28,3082107 X²

	X	MOMENTO
APOYO	0,00	0,00
H/2	100,00	9907873,76
L/10	360,00	33018697,00
L/8	450,00	40126888,72
L/4	900,00	68788952,09
L/3	1200,00	81527646,92
L/2	1800,00	91718602,78
X CUALQ		0,00

E ≥	E ≥
-160,27	-79,10
-139,57	-58,41
-91,29	-10,13
-76,44	4,72
-16,57	64,59
10,04	91,20
31,33	112,49
-160,27	-79,10

4.10.6.1. Excentricidades a lo largo de la viga (Fig.59)



4.10.6.2. Trayectoria de los cables

Para encontrar la ecuación de la parábola la aproximamos a partir de las graficas de tendencia en el computador a partir de 3 puntos

Excentricidad constructiva Y centro= 0,15 m

Ecuación de la curva parabólica del Cable

$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$\begin{cases} 1,80 \\ 0,15 \\ 1,80 \end{cases} = \begin{cases} 0 & A + & 0 & B + & C \\ 324 & A + & 18 & B + & C \\ 1296 & A + & 36 & B + & C \end{cases}$$

	X	Y
P1	0	1,80
P2	18	0,15
P3	36	1,80

Solución

$$A = 0,00509$$

$$B = -0,1833$$

$$C = 1,8$$

$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$y = 0,00509 x^2 - 0,18333 x + 1,800$$

Ecuación de la curva parabólica del TENDON 1

$$\begin{cases} 1,80 \\ 0,37 \\ 1,80 \end{cases} = \begin{cases} 0 & A + & 0 & B + & C \\ 324 & A + & 18 & B + & C \\ 1296 & A + & 36 & B + & C \end{cases}$$

	X	Y
P1	0	1,80
P2	18	0,37
P3	36	1,80

Solución

$$A = 0,004426$$

$$B = -0,15933$$

$$C = 1,8$$

$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$y = 0,00443 x^2 - 0,1593 x + 1,800$$

Ecuación de la curva parabólica del TENDON 2

$$\begin{cases} 1,46 \\ 0,29 \\ 1,46 \end{cases} = \begin{cases} 0 & A + & 0 & B + & C \\ 324 & A + & 18 & B + & C \\ 1296 & A + & 36 & B + & C \end{cases}$$

	X	Y
P1	0	1,46
P2	18	0,29
P3	36	1,46

Solución

A = 0,003608

B = -0,12989

C = 1,46

$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$y = 0,00361 x^2 - 0,1299 x + 1,460$$

Ecuación de la curva parabólica del TENDON 3

$$\begin{cases} 1,12 \\ 0,22 \\ 1,12 \end{cases} = \begin{cases} 0 & A + & 0 & B + & C \\ 324 & A + & 18 & B + & C \\ 1296 & A + & 36 & B + & C \end{cases}$$

	X	Y
P1	0	1,12
P2	18	0,22
P3	36	1,12

Solución

A = 0,002772

B = -0,09978

C = 1,12

$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$y = 0,00277 x^2 - 0,0998 x + 1,120$$

Ecuación de la curva parabólica del TENDON 4

$$\begin{cases} 0,78 \\ 0,15 \\ 0,78 \end{cases} = \begin{cases} 0 & A + & 0 & B + & C \\ 324 & A + & 18 & B + & C \\ 1296 & A + & 36 & B + & C \end{cases}$$

	X	Y
P1	0	0,78
P2	18	0,15
P3	36	0,78

Solución

A = 0,001944

B = -0,07

C = 0,78

$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$y = 0,00194 x^2 - 0,0700 x + 0,780$$

4.10.7. Cálculo de las pérdidas

Datos de diseño :

$$e = 34,8 \quad [\text{pulg}]$$

$$L = 1440 \quad [\text{pulg}]$$

$$A_p = 7,36 \quad [\text{pulg}^2]$$

$$A_c = 1242,64 \quad [\text{pulg}^2]$$

$$I_c = 1057621,8 \quad [\text{pulg}^4]$$

$$Q_o = 102,73321 \quad [\text{lb/pulg}]$$

$$E_c = 4286826 \quad [\text{lb/pulg}^2]$$

$$E_p = 29000000 \quad [\text{lb/pulg}^2]$$

$$P_o = 1407175 \quad [\text{lb}]$$

Determinación de pérdidas de pretensado

4.10.7.1. Perdidas por deslizamiento en el anclaje

Estimando el hundimiento de anclajes de acuerdo a nuestro **SISTEMA DE PRETENSADO PROTENDE** nos dice que si usamos el gato de pretensar **AMC-115** tendremos hundimientos : **de 4 a 7 mm**. En torones de 0,5 pulgadas. Así tomaremos el mayor

$$\Delta l = 6 \text{ mm.}$$

$$\Delta l = 0,237 \quad [\text{pulg}]$$

$$\Delta f_{anc} = \frac{\Delta l}{L} * E_p$$

$$\Delta f_{anc} = 4773 \quad [\text{lb/pulg}^2] \quad 2,4964 \%$$

4.10.7.2. Perdidas por acortamiento elástico

$$P_i = 0,9 * P_o$$

$$P_i = 1266457,89 \quad [\text{lb}] \quad r^2 = \frac{I_c}{A_c} = 851,109$$

$$M_o = \frac{Q_o * L^2}{8}$$

$$M_o = 2,66284E+07 \text{ [lb*pulg]}$$

$$f_{cs} = -\frac{P}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{M_o * e}{I_c}$$

$$f_{cs} = -1,59E+03 \text{ [lb/pulg}^2 \text{]}$$

$$n_p = \frac{E_p}{E_c}$$

$$n_p = 6,765 \quad N = 4$$

N= # DE VECES QUE SE TESARA

$$n = \frac{N - 1}{2 N} * n_p$$

$$n = 2,537$$

$$\Delta f_{el} = n * f_{cs}$$

$$\Delta f_{el} = 4041,58 \text{ [lb/pulg}^2 \text{]} \quad 2,11 \%$$

4.10.7.3. Perdida por fricción

Para el cálculo de las pérdidas por fricción, el perfil parabólico del tendón se aproximara mediante un arco circular.

Con la siguiente ecuación:

$$y = 0.00509 * x^2 - 0.1833 + 1.8$$

$$\frac{dy}{dx} = 2 * 0.00509 * x - 0.1833$$

$$\alpha = |2 * 0.00509 * X - 0.1833|$$

X =	18 m
α =	0,0001 rad

Tipo de Tendón	Coefficiente por Deformación No internacional del ducto K por pie	Coefficiente por Deformación No internacional del ducto K por m	Coefficiente por curvatura μ
Tendones dentro de ductos metálicos			
Tendones de alambres	0,0010 - 0,0015	0,0033 - 0,0049	0,15 - 0,25
Cable Trenzado de 7 alambres	0,0005 - 0,0020	0,0016 - 0,0066	0,15 - 0,25
Varillas de alta resistencia	0,0001 - 0,0006	0,0003 - 0,0020	0,08 - 0,30
Tendones dentro de ductos metálico rígido			
Cable Trenzado de 7 alambres	0,0002	0,00066	0,15 - 0,25
Tendones con lubricación previa			
Tendones de alambres y cables Trenzados	0,0003 - 0,0020	0,0010 - 0,0066	0,05 - 0,15
Tendones recubiertos con masilla			
Tendones de alambres y cables Trenzados	0,0001 - 0,0020	0,0010 - 0,0066	0,05 - 0,15

Sacando los siguientes valores de la tabla:

$$K = 0,00066 \quad \mu = 0,15$$

$$(KI + \mu\alpha) = 0,0792$$

$$(KI + \mu\alpha) < 0.3$$

Indica que se puede usar la ecuación aproximada para calcular pérdidas por fricción

$$f_s = 186419,3977$$

$$\Delta f_{fr} = 14766,93296 \text{ [lb/pulg}^2 \text{]} \quad 7,7236 \%$$

PERDIDAS INSTANTANEAS

$$f_{mi} = 167610,8842 \text{ [lb/pulg}^2 \text{]}$$

$$P_i = 1233616,108 \text{ [lb]}$$

4.10.7.4. Perdida Por Flujo Plástico

Según Arthur H. Nilson Cu esta en el rango de (2 - 4). También que cuando se disponga de información específica se asuma el valor de:

$$P_i = 0.9 * P_i = 1110254,5 \quad C_u = 2 \quad r^2 = \frac{I_C}{A_C} = 851,1 \text{ pug}^2$$

$$M_o = \frac{Q_o * L^2}{8}$$

$$M_o = 26628447,92 \quad [\text{lb} * \text{pulg}]$$

$$f_{CS} = -\frac{P}{A_C} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{M_o * e}{I_C}$$

$$f_{CS} = -1288,59$$

$$n_p = \frac{E_P}{E_C}$$

$$n_p = 6,765$$

$$n = \frac{N - 1}{2 N} * n_p$$

$$n = 2,537$$

$$\Delta f_{cr} = C_u * n * f_{CS}$$

$$\Delta f_{cr} = 7682 \quad [\text{lb/pulg}^2] \quad 4,018 \%$$

4.10.7.5. Pérdida por relajamiento

$$f_{pi} = 0.9 * f_{mii} = 150849,7958 \text{ [lb/pulg}^2 \text{]} \quad t = 43800 \text{ [Horas]} \quad 5 \text{ años}$$

$$f_{py} = 230000 \text{ [lb/pulg}^2 \text{]}$$

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

$$\Delta f_{rel} = 7412,5587 \text{ [lb/pulg}^2 \text{]} \quad 3,877 \%$$

PERDIDAS

Perdidas instantaneas 23581 [lb/pulg²]

Perdidas diferidas 20895 [lb/pulg²]

Total pérdidas 44476 [lb/pulg²]

% PERDIDAS 23,26 % 23,26 %

Fuerza de pretensado efectiva

$$Pe = 1079832 \text{ lb}$$

$$Pe = 489803,5 \text{ kg}$$

4.10.8. Análisis de cortante máximo

4.10.8.1. Diseño por corte:

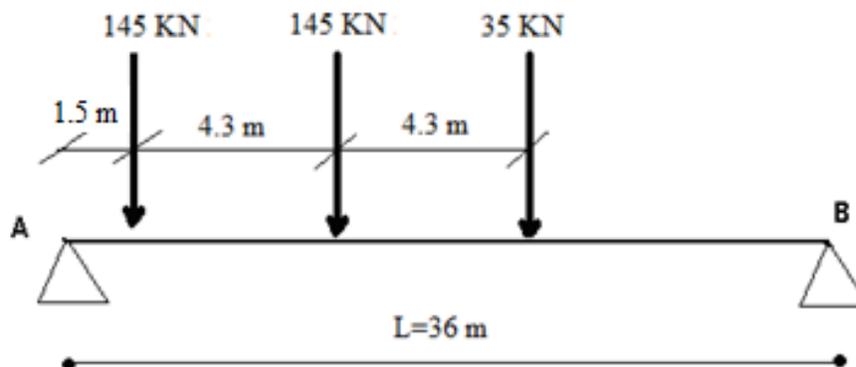
4.10.8.1.1. Carga muerta:

$$V = \frac{q * L}{2} - q * \left(\frac{h}{2} + d_{apoyo} \right) = \frac{3307.172 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 36\text{m}}{2} - 3307.172 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * \left(\frac{2\text{m}}{2} + 0.5\text{m} \right) = 54568.388\text{kg}$$

4.10.8.1.2. Carga viva:

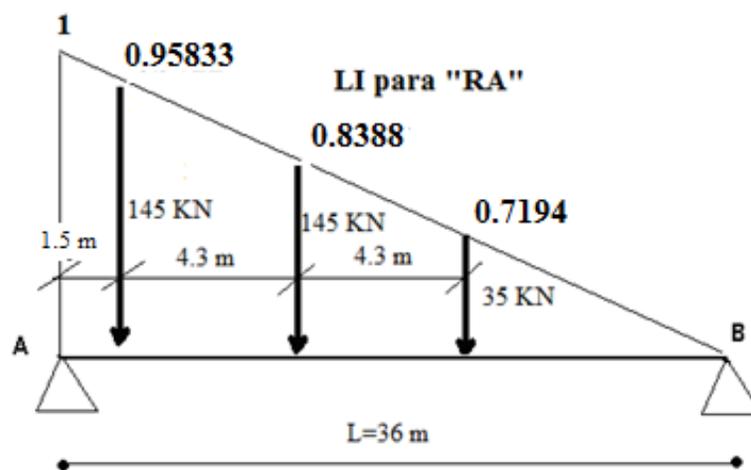
Por la carga del camión HL-93

Fig.60 Ubicación de las cargas para máximo cortante por carga viva del camión



Calculamos la línea de influencia para reacción en A

Fig.61 línea de influencia para hallar el cortante máximo por camión



$$V_{crit} = 145 \text{ KN} * 0.95833 + 145 \text{ KN} * 0.8388 + 35 \text{ KN} * 0.7194 = 285.7644 \text{ KN}$$

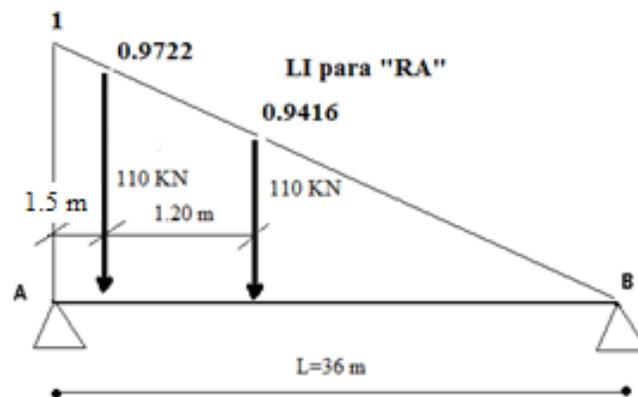
$$V_{crit} = 28576.44 \text{ Kg}$$

El cortante crítico lo multiplicamos por la fracción de carga =0.7085

$$V_{crit} = 28576.44 \text{ Kg} * 0.7085 = 20246.4081 \text{ kg}$$

Por el tándem de diseño:

Fig.62 línea de influencia para hallar el cortante máximo por tandem



$$V_{crit} = 110 \text{ KN} * 0.9722 + 110 \text{ KN} * 0.9416 = 210.5033 \text{ KN}$$

$$V_{crit} = 21050.33 \text{ Kg}$$

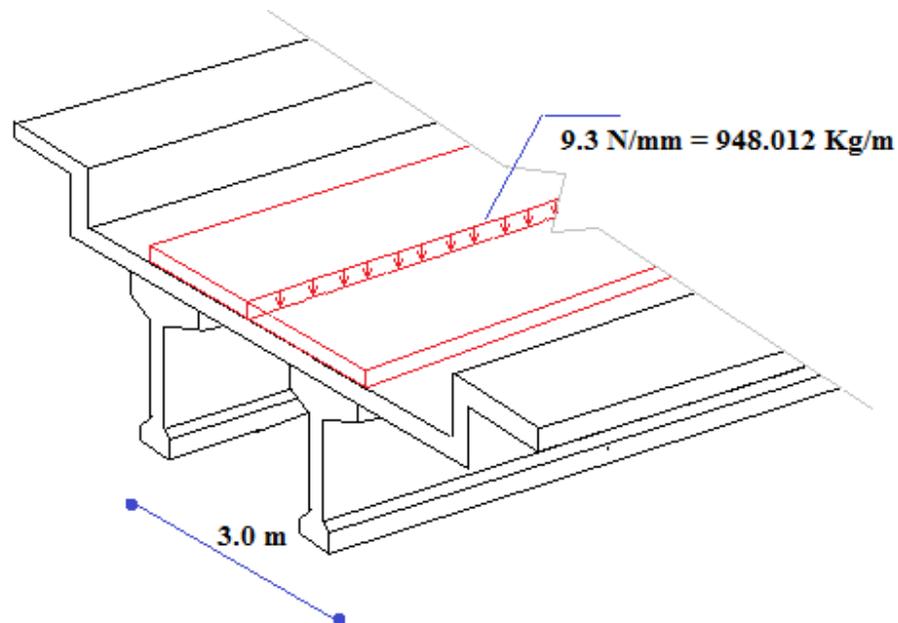
El cortante crítico lo multiplicamos por la fracción de carga =0.7085

$$V_{crit} = 21050.33 \text{ Kg} * 0.7085 = 14914.16 \text{ kg}$$

Las máximas sollicitaciones por corte se produce cuando hacemos actuar el camión HL-93

4.10.8.1.3. Cortante por la carga de carril

Fig.63 Carril de diseño



La carga de carril para distribuirla sobre la viga debemos antes multiplicarla por la fracción de carga (0.7085)

$$948.012 \text{ kg/m} * 0.7085 = 671.666502 \text{ kg/m}$$

$$V_{\text{carril}} = \frac{q * L}{2} - q * \left(\frac{h}{2} + d_{\text{apoyo}} \right) = \frac{671.66 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 36\text{m}}{2} - 671.66 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * \left(\frac{2\text{m}}{2} + 0.5\text{m} \right) = 11082.39\text{kg}$$

Cortante por camión y carril = 31328.7981 kg

$$\text{IM} = 0.33 * 31328.7981 \text{ kg} = 10338.50 \text{ kg}$$

Cortante total por carga viva = 41667.30 kg

4.10.8.1.4. Cálculo del cortante total

Combinación de Cargas

Donde:

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

LL=Sobrecarga vehicular

IM=incremento por carga vehicular dinámica

Resistencia I

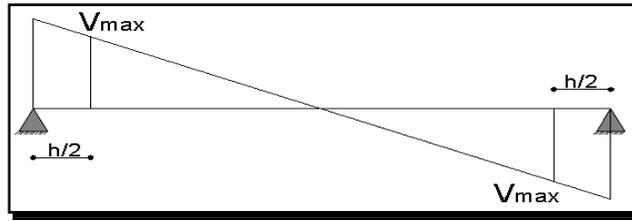
Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

$$V_u = 1.25 * DC + 1.75 * LL * IM$$

$$V_u = 1.25 * 54568.388 \text{ kg} + 1.75 * 41667.3 \text{ kg}$$

$$V_u = 141128.2625 \text{ Kg}$$

4.10.8.2. Cálculo de la armadura de corte



$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

Donde:

- V_u : Cortante último o máximo producido a $h/2$ de los apoyos
 V_n : Cortante nominal
 Φ : coeficiente de minoración de resistencia = 0,9 según ACI

Para una distancia a $h/2$ desde los apoyos:

$$V_u = 1,25 V_D + 1,75 V_L$$

Donde:

- V_D = Cortante producido por la carga muerta
 V_L = Cortante producido por la carga viva

4.10.8.2.1. CALCULO DE CORTANTES PRODUCIDOS POR LAS CARGAS

$$V_{\max} = V_A - q \cdot \frac{h}{2}$$

Donde:

- h = 200 cm
 L = 3600 cm

Por la Carga Muerta

$$qD = 14,58932 \text{ kg/cm} \quad \longrightarrow \quad Vd = 24072.378 \text{ kg}$$

Por el peso propio

$$q_0 = 18,4824 \text{ kg/cm} \longrightarrow V_0 = 30495.96 \text{ kg}$$

Por la Carga Viva

$$\text{A } h/2 \text{ del apoyo} \longrightarrow V_1 = 41667.30 \text{ kg}$$

Por lo tanto se tiene un cortante último de.

$$V_u = 141128.2625 \text{ Kg}$$

4.10.8.2.2.CALCULO DEL CORTANTE QUE RESISTE EL CONCRETO

Resistencia Nominal cuando se produce Agrietamiento por corte y flexión

$$V_{ci} = 0.159 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d + V_0 + V_{cr}$$

Donde:

$V_0 =$ Cortante en la sección estudiada debido al peso propio de la viga solamente

$V_{cr} =$ Cortante en la sección estudiada debido a la carga Muerta + carga viva

Datos:

$b_w =$	20 cm
$d =$	144 cm
$V_0 =$	31420,08 Kg

Ecuación de V_{cr}

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

Ecuación para el cálculo de M_{cr} :

$$M_{cr} = \frac{I}{C_2} \left(1.591 \sqrt{f'_c} + f_{2pf} - f_{20} \right)$$

Datos:

$A =$	7766,50 cm ²	$q_D =$	14,58932 kg/cm
$L =$	3600 cm	$q_0 =$	18,4824 kg/cm
$I =$	41313352,0 cm ⁴	$V_D =$	24072.378 kg
$c_2c =$	102,0000 cm	$V_L =$	41667.30 kg
$X =$	150 cm	$M_D =$	kg*cm

$$e = 51.65 \text{ cm} \quad M_L = 3774986.6 \text{ Kg*cm}$$

Ecuación del centroide de los cables

$$y = 0.0509X^2 - 0.18333X + 1.80$$

Si $x = h/2 = 1.5 \text{ m}$
 Entonces $y = 1,5365 \text{ m}$
 Por lo tanto : $e = y - c2c$
 $e = 0,5165 \text{ m}$

Fuerza de Pretensado final

$$P_f = \eta \cdot P_i$$

$$P_i = 638284,04 \text{ Kg}$$

$$\eta = 0,75$$

$$P_f = 478713,03 \text{ Kg}$$

Fuerza de Pretensado final

$$f_{2pf} = -\frac{P_f}{A} - \frac{P_f \cdot e}{S2}$$

$$A = 7766,50 \text{ cm}^2$$

$$S2 = 405032,863 \text{ cm}^3 \text{ I} / c2c$$

$$e = 51.65 \text{ cm}$$

$$f_{2pf} = -122.68 \text{ kg/cm}^2 \text{ Se toma el valor absoluto}$$

Esfuerzo en la fibra inferior debido al peso propio

$$f_{20} = -\frac{m_o \cdot c2}{I}$$

$$m_o = 4782321 \text{ Kg* cm}$$

$$c2 = 102,0000 \text{ cm}$$

$$I = 41313352,0 \text{ cm}^4$$

$$f_{20} = -11.8072 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Se toma el valor absoluto}$$

Cálculo de M_{cr}

$$M_{cr} = 56964457 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

Calculo de V_{cr} :

$$V_{cr} = 449185.45 \text{ Kg}$$

Cálculo de V_{ci} :

$$V_{ci} = 488248.31 \text{ Kg}$$

Resistencia Nominal cuando se produce Agrietamiento en el alma

$$V_{cw} = \left(0.928 \cdot \sqrt{f'c} + 0.3 f_{pc} \right) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

Donde:

$$\begin{aligned} P_f &= 478713 \text{ kg} & f_{pc} &= \frac{P_f}{A} = 61,6381935 \text{ kg/cm}^2 \\ A &= 7766,5 \text{ cm}^2 \\ b_w &= 20 \text{ cm} \\ d &= 144 \text{ cm} \\ L &= 3600 \text{ cm} \\ x &= 150 \text{ cm} \end{aligned}$$

Cálculo de V_p

Derivando la ecuación del cable

$$y = 0.0509X^2 - 0.18333X + 1.80$$

$$\frac{dy}{dx} = 2 * 0.0509X - 0.18333$$

$$\text{Si } X = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{tg } a = 0,0306 \text{ rad} \longrightarrow \begin{array}{l} a = 1.75207^\circ \\ P_f = 478713,03 \text{ Kg} \end{array}$$

$$V_p = \text{sen } a \cdot P_f \qquad V_p = 14641.7653 \text{ Kg}$$

Para determinar V_n se toma el menor de V_{ci} y V_{cw} :

$$V_{ci} = 488248.31 \text{ kg}$$

$$V_{cw} = 117897.68 \text{ kg}$$

Adopto el menor

$$V_n = 117987.68 \text{ Kg} \quad (\text{Cortante que resiste el concreto})$$

Reduciendo el cortante nominal

$$\Phi V_n = 0,9 \cdot V_n = 106108 \text{ kg}$$

Según lo calculado se tiene:

$$V_u = 141128.2 \text{ kg}$$

Con lo que no se verifica

$$\boxed{V_u \leq \Phi V_n}$$

Por tanto la pieza necesita Armadura de Corte :

4.10.8.2.3. Cálculo de la armadura de corte

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

$$V_s = 48135,49 \text{ Kg}$$

Donde:

$$A_v = \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d_p}$$

A_v = Armadura de corte
 f_y = Acero de refuerzo
 d_p = Canto útil mayor al 80% de la altura total
 S = Espaciamiento de estribos

Asumiendo: $S = 40$ cm
 $d_p = 160$ cm
 $f_y = 4200$ Kg/cm²

Entonces la armadura de corte es:

$$A_v = 2,865 \text{ cm}^2$$

Armadura Mínima

$$A_{v \text{ min}} = \frac{3.5b_w * S}{f_y}$$

$$A_{v \text{ min}} = 0,6667$$

Comparando armaduras; se escoge la mayor

$$A_v = 2,8652 \text{ cm}^2$$

Cada pierna $A_v = 1,4326 \text{ cm}^2$

Φ (mm)	6	8	10	12
A (cm ²)	0,283	0,503	0,785	1,13
N° barras	5,062	2,848	1,825	1,268
N° barras	5,000	3,000	2,000	2,000

Resumen = $\Phi 10c/40$ cm

4.10.9. Cálculo de la armadura pasiva

Cálculo del preesfuerzo efectivo

$$f_{pe} = \frac{Pe}{A_{ps}}$$

Donde:

Pe = Es la fuerza de pretensado efectivo (después de las pérdidas)

$$Pe = 478713,03 \quad [\text{Kg}]$$

Aps = Es el área de pretensado

$$A_{ps} = 46 \quad [\text{cm}^2]$$

$$f_{pe} = 10406,805 \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

Garantizar la ruptura por alargamiento del acero

si $f_{pe} < 0,5 f_{pu}$ No se garantiza la ruptura por alargamiento

si $f_{pe} > 0,5 f_{pu}$ Se inicia el proceso de calculo

Cuantía del acero

$$\rho_e = \frac{A_{ps}}{b * d_p}$$

Donde:

b = Es el ancho de la sección en la cara de la cara de compresión (fibra superior)

$$b = 1,41 \quad [\text{m}]$$

dp = Distancia entre la fibra mas comprimida al centro de gravedad de la armadura de pretensado

$$d_p = 1,58 \quad [\text{m}]$$

$$\rho_e = 0,00206$$

Esfuerzo en el acero cuando la viga falla

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_P}{\beta_1} * \rho_P * \frac{f_{pu}}{f'_C} \right]$$

Donde:

γ_p = Define la capacidad de fluencia del acero de pretensado

$\gamma_p = 0,55$ en barras de pretensado

$\gamma_p = 0,40$ en torones de pretensado

β_1 = Coeficiente de minoración

$\beta_1 = 0,85$ para $f_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ en H°A°

$\beta_1 = 0,80$ para $f_c \leq 350 \text{ kg/cm}^2$ en H°P°

Bajan 0,05 cada 70 kg/cm^2 que aumenta hasta un mínimo de 0,65

$$f_{pu} = 19000 \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

$$f_c = 350 \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

$$f_{ps} : 17937,8 \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

Cálculo de "a" distancia desde la fibra superior al centroide del diagrama rectangular

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

$$a = 19,7 \quad [\text{cm}]$$

Cálculo del momento que resiste Aps

$$Mu_1 = \left[0.85 * f'_c * a * b * \left(dp - \frac{a}{2} \right) \right] * \phi$$

$$Mu_1 = 122.586.648,42 \quad [\text{Kg cm}]$$

Cálculo del momento mayorado Mu(momento último)

Según AASHTO tiene los siguientes coeficientes de mayoración

$$M_u = 1.25[M_o + M_D] + 1.75[M_L]$$

Donde:

Mo =	299414,8	[kg m]	=	29941480	[Kg cm]
Md =	236346,98	[kg m]	=	23634698	[Kg cm]
ML =	382293,33	[kg m]	=	38229333	[Kg cm]
 Mu =	 125458346,4	 [Kg cm]			

Verificación para la necesidad de armadura pasiva

$$M_u = M_{u1} + M_{u2}$$

donde:

Mu= momento ultimo mayorado

Mu1= momento que resiste Aps

Mu2= Momento que resiste Armadura pasiva

$$M_{u2} = 2.871.697,98 \text{ [Kg cm]} \quad \text{Hay necesidad de armadura pasiva}$$

Cálculo de la armadura pasiva

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.6144 * M_{PU}}{f'c * b * d^2}} \right]$$

$$a = 0,480948186 \text{ [cm]}$$

$$\text{Armadura pasiva } A_s = \frac{0.85 * f'c * a * b}{f_y}$$

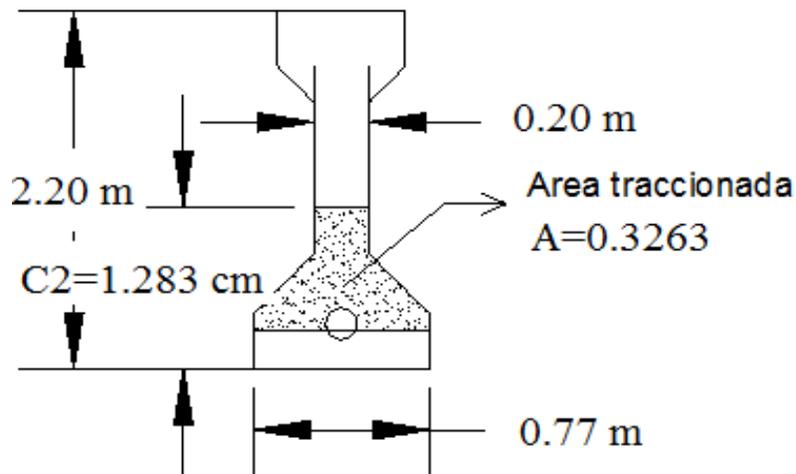
$$A_s = 4,803 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Armadura mínima

$$A_{min} > 0,004 A$$

Donde.

A = Es el área de la sección bruta del concreto entre el centro de gravedad y la traccionada (en la cara traccionada)



$$A = 0,326 \text{ [m}^2\text{]} = 3263 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Entonces:

$$A_{min} > 13,052 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Como el área mínima es mayor que el área necesaria entonces adoptamos A_{min} :

$$A_s = 13,05 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Si se asume un diámetro de 16 mm tenemos que

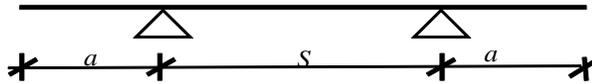
$$A_{16} = 2,01062 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Tenemos un numero estimado de Barras de acero igual a:

$$N \# \text{ 6,5 barras } \approx \text{ 7 barras}$$

4.11. Diseño de los diafragmas.

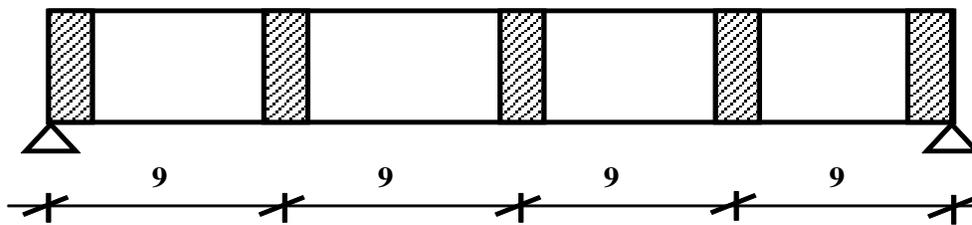
Las vigas transversales o diafragma son estructuras rígidas, no existiendo rotación en sus apoyos pero si deformaciones debido a los asentamientos.



$$a = 0,8 \text{ m}$$

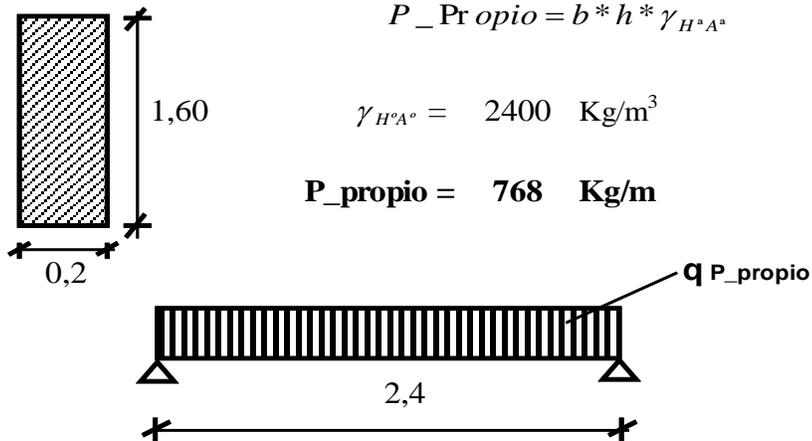
$$S = 2,4 \text{ m}$$

Ubicación de los diafragmas (Fig.64):



Cargas permanentes.-

La base de las vigas transversales deben ser por lo menos de 15 cm para que se pueda colocar doble armadura. La altura se lo adopta descontando la losa y una altura libre de 25 cm.



$$P_{\text{Propio}} = b * h * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$P_{\text{propio}} = 768 \text{ Kg/m}$$

$$M_{DC} = 553 \text{ Kg*m}$$

$$V_{DC} = 922 \text{ Kg}$$

Para el momento negativo hacemos actuar el peso propio de los voladizos con su longitud (a).

$$M = \frac{q_{P_{\text{propio}}} * a^2}{2} = 246 \text{ Kg*m}$$

$$M_{LL} = 7553,9 \text{ Kg*m}$$

para el cortante máximo solo hacemos actuar una de las ruedas en el apoyo

$$V_{LL} = 5630 \text{ Kg}$$

Solicitaciones mayoradas.-

Tomaremos en cuenta que solo interviene efectos por carga permanente y sobrecarga vehicular que ya viene afectada por el impacto del 33%.

$$M_u = 1 * \{1.25 * M_{DC} + 1.75 * M_{LL}\} = 13911 \text{ Kg*m}$$

$$M_u (-) = 1 * (1.25 * M_{DC}) = 314,88 \text{ Kg*m}$$

$$V_u = 1 * \{1.25 * V_{DC} + 1.75 * V_{LL}\} = 11005 \text{ Kg}$$

4.11.1. Cálculo de armaduras.-

* Armadura a flexión.- $A_s (+)$

$$\text{Momento último (Mu)} = 1391061 \text{ Kg*cm}$$

$$r \text{ (recubrimiento)} = 3 \text{ cm}$$

$$h \text{ (altura del diafrag.)} = 160 \text{ cm}$$

$$d \text{ (altura efectiva)} = 157 \text{ cm}$$

$$b \text{ (base del diafrag)} = 20 \text{ cm}$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\phi = 1,6 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_u}{f'c * b * d^2}} \right) \quad a = 3 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (A_s).-

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * a * b}{f_y} \quad A_s = 3 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima.- Tomaremos una cuantía mínima de $\rho_{min} = 0,0033$

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{min} * b * h$$

Puente vehicular "Lajas-Carachimayo"

$$A_s \text{ min} = 10,56 \text{ cm}^2$$

$$A(\phi 16) = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ hierros} = 6$$

Disposición de los hierros.-

Se toma un recubrimiento lateral de 3 cm a ambos lados.

Finalmente USAR:

$$6 \quad \phi \quad 16 \quad \text{mm}$$

* Armadura a compresión.- $A_s (-)$

$$M_u (-) = 31488 \text{ Kg*cm}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_u}{f'c * b * d^2}} \right) \quad a = 0,062 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (A_s).-

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * a * b}{f_y} \quad A_s = 0,0531 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima.- Tomaremos una cuantía mínima de $\rho_{\min} = 0,0033$

$$A_{s \min} = \rho_{\min} * b * h \quad A_{s \min} = 10,56 \text{ cm}^2$$

La armadura de diseño se adoptara el de mayor valor entre la armadura de refuerzo y la armadura mínima. Por lo tanto:

$$A(\phi 16) = 2,011 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ hierros} = 6$$

* Armadura de corte.-

Resistencia del hormigón al cortante (V_c).-

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} = 7,68 \text{ Kg/cm}^2$$

Cortante nominal unitario (V_u).-

Usaremos un coeficiente de seguridad para cortante de: $\phi = 0,9$

$$V_u = \frac{V_d}{\phi * b * d} = 3,8942 \text{ Kg/cm}^2$$

Como: $V_u = 3,8942 > V_c/2 = 3,84$

REQUIERE ARMADURA DE CORTE

La separación entre estribos se la determina mediante la siguiente relación:

$$S = \frac{A_v * f_y}{(V_u - V_c) * b}$$

Asumo un fierro de $\phi = 0,6 \text{ cm}$

Armatura mínima de corte:

Con este diámetro tendremos un área de corte igual a: $A_v = 0,57 \text{ cm}^2$

Lo que nos da un espaciamiento de: $S = -32 \text{ cm}$

que es menor al máximo de 60 cm, lo cual está dentro del rango.

Ahora determinamos la longitud del estribo, tomando en cuenta que está limitado por el recubrimiento superior e inferior.

$$\text{recubr.} = 0,03 \text{ m}$$

$$\Delta = 0,1 \text{ m}$$

$$\text{Long. estrib.} = 2 (h - 2 * \text{recubr.}) + 2 (b - 2 * \text{recubr.}) + \Delta$$

$$\text{Long. estrib} = 3,46 \text{ m}$$

El número de estribos será: $\# \text{ estribos} = \frac{L_c + S - 2 * \text{recubr.}}{(\phi + S)}$

Luz de cal. $L_c = 2,4 \text{ m}$

Espaciamiento $S = -0,3 \text{ m}$

Diametro de los hierros $\phi = 0,006 \text{ m}$

Recubrimiento mínimo $\text{recubri} = 0,03 \text{ m}$

$$\# \text{ estribos} = -7$$

Finalmente USAR:

$$7 \phi \quad 6 \text{ mm} \quad \text{c/} \quad 30 \text{ cm}$$

Armatura longitudinal de piel (en ambos paramentos).-

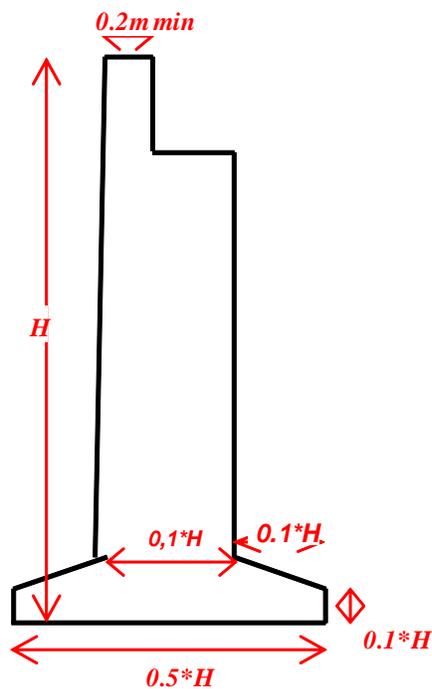
$$A_s \text{ min} = 10,56 \text{ cm}^2 \quad \phi = 10 \text{ mm}$$

$$\# \text{ hierros} = 13 \qquad A(\phi 10) = 0,79 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: **13 ϕ 10 mm c/ 10**

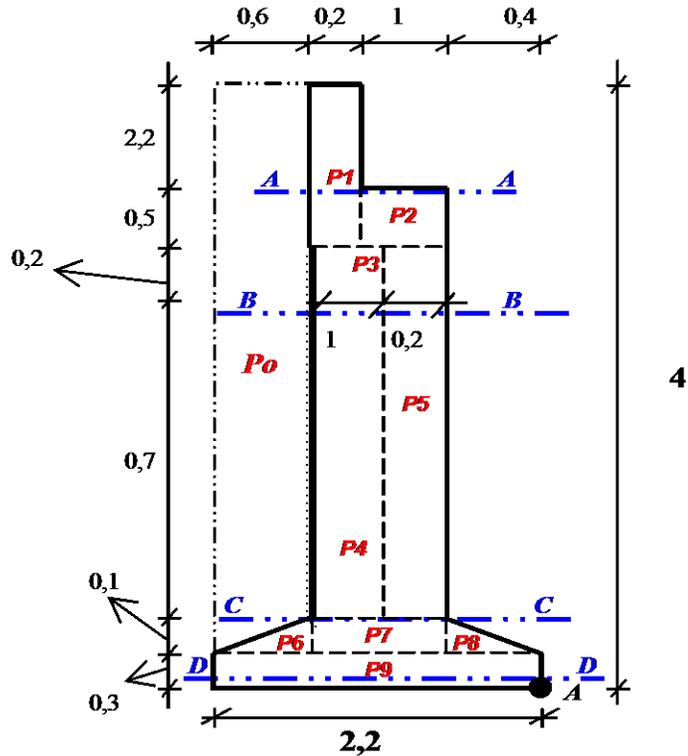
4.12. Diseño y verificación de los estribos H°A°.

El predimensionamiento lo realizaremos según el libro de Braja M. Das, descrito en la página 447.



$$\begin{aligned} H &= 4,00 \text{ m} \\ 0,1 * H &= 0,4 \text{ m} \\ 0,5 * H &= 2 \text{ m} \end{aligned}$$

$R_{DC} = 57876 \text{ Kg}$	$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2400 \text{ Kg/m}^3$
$R_{LL} = 50923 \text{ Kg}$	$\gamma_{\text{suelo}} = 1800 \text{ Kg/m}^3$
$a_{\text{calzada}} = 4,0 \text{ m}$	$\sigma_{\text{suelo}} = 4 \text{ Kg/cm}^2$
$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$



4.12.1. Determinación de cargas y efectos.-

* Peso Propio:

CARGA	F _A (Kg)	X _A (m)	M _A
P ₀	4320	1,9	8208
P ₁	1296	1,50	1944,00
P ₂	1200	0,90	1080,00
P ₃	240	0,93	224,00
P ₄	2160	1,9	4104,00
P ₅	432	0,50	216,00
P ₆	72	0,80	57,60
P ₇	288	1,00	288,00
P ₈	48	0,27	12,80
P ₉	1584	1,10	1742,40
TOTAL	11640		17877

4.12.2. Empuje de tierras:

$$\begin{aligned} \alpha &= \text{Inclinación del empuje de tierras} = 10^\circ \\ \phi &= \text{Angulo de fricción interna de la tierra} = 30^\circ \\ Ka &= \text{Coeficiente de presión activa} = \text{tg}^2(45 - \phi/2) = 0,333 \\ \gamma_{\text{suelo}} &= \text{Peso específico del suelo} = 1800 \text{ Kg/m}^3 \\ h &= \text{Altura del alzado} = 4,00 \text{ m} \\ h' &= \text{relleno adicional} = 0,60 \text{ m} \end{aligned}$$

$$E = 0.5 * \gamma_{\text{suelo}} * Ka * h * (h + 2 * h') = 6240 \text{ Kg}$$

$$E_V = E * \text{sen}\alpha = 1083,6 \text{ Kg}$$

$$E_H = E * \text{cos}\alpha = 6145,2 \text{ Kg}$$

$$z = \frac{h}{3} * \frac{h + 3 * h'}{h + 2 * h'} = 1,49 \text{ m}$$

$$M_{AV} = 2383,8 \text{ Kg*m}$$

$$M_{AH} = 9139 \text{ Kg*m}$$

4.12.3. Fuerza de frenado: Se toma el 5% de la sobrecarga vehicular.

$$BR = 2546,2 \text{ Kg} \quad M_A = 13240,1 \text{ Kg*m}$$

4.12.4. Comprobación de la estabilidad.-

*** Estribo solo, sometido al empuje de tierras:**

Seguridad al volcamiento:
$$FS = \frac{M_{VERT}}{M_{HOR}} \geq 1.5$$

$$FS = 2,2169 > 1,5 \quad \text{CUMPLE}$$

Seguridad al deslizamiento:

$$FS = \frac{\text{Fuerza que opone deslizamiento}}{\text{Fuerza que produce deslizamiento}} = \frac{\sum F_V}{\sum F_H} > 1.5$$

$$FS = 2,07 > 1,5 \quad \text{CUMPLE}$$

* Estribo cargado (puente encima):

Fuerzas estabilizadoras

CARGA	F _A (Kg)	X _A (m)	M _A
Pmuro	11640		17876,8
E _V	1083,565		2383,842
DC	14468,88	0,9	13021,99
LL	12730,83	0,9	11457,74
TOTAL	39923,3		44740,4

Fuerzas desestabilizadoras

CARGA	F _A (Kg)	X _A (m)	M _A
E _H	6145,2		9139
BR	2546,2		13240
TOTAL	8691,4		22379

Seguridad al volcamiento: $FS = \frac{M_{VERT}}{M_{HOR}} \geq 1.5$

$$FS = 2,0 > 1,5 \quad \text{CUMPLE}$$

Seguridad al deslizamiento:

$$FS = \frac{\text{Fuerza que opone deslizamiento}}{\text{Fuerza que produce deslizamiento}} = \frac{\sum F_V}{\sum F_H} > 1.5$$

$$FS = 4,6 > 1,5 \quad \text{CUMPLE}$$

Esfuerzos sobre el terreno.-

Se realizará el análisis para el caso mas desfavorable que es el estribo solo y sometido al empuje de tierras.

$$\begin{aligned}
 P &= 12724 \text{ Kg} & T &= 6,5 \text{ m} & S &= 2,2 \text{ m} \\
 x_o &= -0,39 \text{ m} \\
 e &= 1,49 \text{ m} & & > \mathbf{B/6} = 0,37 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Resultante cae fuera del tercio central, distribución triangular

Puente vehicular "Pajas-Carachimayo"

$$\sigma = \frac{2P}{3 * \left(\frac{T}{2} - e\right) * S} = 2186,7 \text{ Kg/m}^2 < 40000 \text{ Kg/m}^2$$

cumple!!!

$$\sigma = \frac{2 * P}{3 * \left(\frac{T}{2} - e\right) * S} = 2186,7 \text{ Kg/m}^2 < 40000 \text{ Kg/m}^2$$

cumple!!!

4.12.5. Cálculo de armadura.

$$rec = 5 \text{ cm} \quad \rho_{min} = 0,0033$$

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

$$As_{min} = \rho_{min} * b * h$$

SECCION	Altura (m)	E (Kg)	brazo (m)	M (Kg*m)	Mu (Kg*m)	ϕ (cm)	As (cm ²)
A	2,2	2244	0,86	1936,0	2420,0	1,0	4,59
B	2,9	3567	1,11	3952,7	4940,9	1,2	9,87
C	3,6	5184	1,35	6998,4	8748,0	2,0	2,03
D	4	6240	1,49	9280,0	11600,0	2,0	1,44

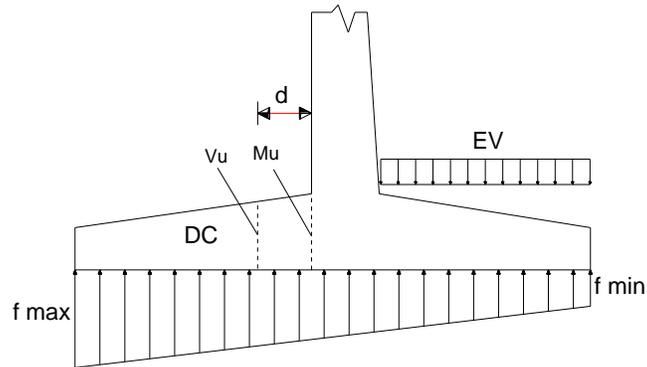
SECCION	d (cm)	a (cm)	h (cm)	As _{min}	As _{nec} (cm ²)	USAR
A	14,5	1,08	20	6,60	6,6	9 ϕ 10 c/11
B	14,4	2,32	20	6,60	9,8737	11 ϕ 12 c/9
C	114	0,48	120	39,60	39,6	13 ϕ 20 c/20
D	214	0,34	220	72,60	72,6	24 ϕ 20 c/20

Verificación a corte.

$$Vc = 0.166 * \sqrt{f'c} * b * d$$

SECCION	Altura (m)	V (Kg)	Vu (Kg)	Vc (Kg)	$\phi * Vc$ (Kg)	$\phi Vc \geq Vu$
A	2,2	2244	2805	7673,76	6906,387	cumple!!!
B	2,9	3567	4458,75	10045,7	9041,089	cumple!!!
C	3,6	5184	6480	98724,5	88852,08	cumple!!!
D	4	6240	7800	205917	185325	cumple!!!

Verificación a la Capacidad de carga del suelo



$$f_{m\acute{a}x} = \frac{\sum V}{B \cdot b} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right)$$

$$f_{m\acute{a}x} = 2,6718 \frac{Kg}{cm^2}$$

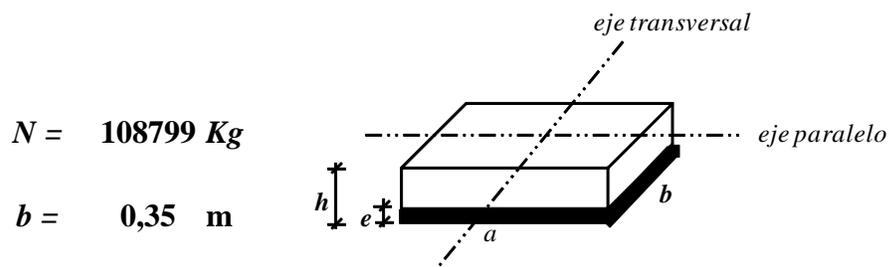
$$f_{min} = \frac{\sum V}{B \cdot b} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right)$$

$$f_{min} = 1.61 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$f_{m\acute{a}x} \leq f_{r_{suelo}}$$

$$2.6718 \frac{Kg}{cm^2} \leq 4 \frac{Kg}{cm^2} \dots \text{Si cumple.}$$

4.13. Diseño de los apoyos de neopreno.



4.13.1. Predimensionamiento.-

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

A = Superficie teórica de contacto entre placas (m^2)

N = Carga máxima en estado de servicio

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

$$\beta_{nm} = 10 \text{ Mpa} = 1\text{E}+07 \text{ Kg/m}^2$$

$$A = \frac{N}{\beta_{nm}} = 0,1088 \text{ m}^2$$

β_n = Fatiga de trabajo en compresión para el neopreno (Mpa)

a = Dimensión menor del neopreno y en el sentido paralelo al tráfico

b = Dimensión mayor del neopreno y en el sentido transversal al tráfico

e = Espesor de una de las placas que constituyen el neopreno, como ser 0.8; 1.0; 1.2; 1,5 cm en casos especiales de 0.5 y 2.0 cm

Un valor tentativo será de: $a = \sqrt{A} = 0,33 \text{ m}$

Conocido " a " se adopta un espesor " e " de modo que satisfaga la condición.

$$e = 0,015 \text{ m} \quad 12 < \frac{a}{e} < 22$$

$$e = 1,5 \text{ cm} \quad 12 < 21,99 < 22$$

Se establece la fatiga máxima admisible con la siguiente expresión:

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

$$\beta_n = 13,19 < 13,2 \text{ Mpa} \quad \text{cumple!!!}$$

El área requerida será:

$$A_{req} = \frac{N}{\beta_n} = 0,008 \text{ m}^2$$

La otra dimensión de la placa será:

$$b = \frac{A_{req}}{a} = 0,03 \text{ m}$$

Pero debemos cuidar que se cumpla:

$$a \leq b$$

$$a = 0,33 \text{ m}$$

$$b = 0,35 \text{ m}$$

La fatiga media del aparato de apoyo será:

$$\beta_m = \frac{N}{a * b} = 9,420 \text{ Mpa} < 12 \text{ Mpa} \text{ cumple}$$

Tomando $G = 0,9 \text{ MPa}$ calculamos:

* La distorsión por fluencia lenta:

$$\mu_i = \frac{H_{ii}}{a * b * G} = \frac{0,01}{0,33 * 0,35 * 0,9} = 0,096 < 0,7$$

* La distorsión por cargas instantáneas:

$$\mu_{ii} = \frac{H_{ii}}{a * b * G} = \frac{0,02}{0,33 * 0,35 * 0,9} = 0,192 < 1,2$$

H = Fuerza horizontal

G = Módulo de elasticidad transversal del neopreno (0.8; 1.0) MPa

μ = Distorsión debida a la retracción, deformación lenta, frenado, viento etc

Estimaremos una deformación horizontal transmitida por la superestructura de:

$$d = 0,03 \text{ m}$$

Ahora determinamos la altura " h " de las placas de neopreno:

$$h = \frac{d}{\mu_i + \mu_{ii}} = 0,10 \text{ m}$$

El número de placas será:

$$n = \frac{h}{e} = 6,93 \cong 7 \text{ placas}$$

Adoptamos **7** placas de **1,5 cm**

Totalizando una altura de: $h = 0,105 \text{ m}$

En estas condiciones, la rotación de la placa es:

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

$$\Omega = 0,0041 \text{ rad}$$

Siendo la rotación máxima para todo el apoyo de : $n * \Omega$

$$n * \Omega = 0,0286 \text{ rad}$$

La fricción entre neopreno y viga es:

$$\begin{aligned} H &= 9719 \text{ kg} && \text{fuerza horizontal} \\ N &= 108799 \text{ kg} && \text{fuerza vertical} \end{aligned}$$

$$\mu = \left(\frac{H}{N} \right) \leq 0.4$$

$$\mu = 0,0893 \quad \text{OK!!}$$

Verificación de deformación vertical del neopreno:

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

$\phi = 0,75$ para placas rectangulares

$$E_n = 217,8 \text{ Mpa}$$

$$\partial_h = \frac{\beta_m}{E_n} * h$$

$$\partial_h = 0,0045 \text{ m}$$

La fatiga en las placas de 1 mm de acero que van intercaladas en la goma es:

$$\beta_a = 0.75 * \frac{e}{s} * \beta_m$$

$$\beta_a = 105,97 < 140 \text{ Mpa} \quad \text{OK!!}$$

4.13.2. Cálculo de la armadura de los dados de apoyo

Datos:

$$\begin{aligned} N &= 108799 \text{ kg} \\ a &= 50 \text{ cm} \\ a_0 &= 35 \text{ cm} \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$Asa = \frac{0.3 * N * \frac{a - a_0}{a}}{f_y}$$

$$Asa = 2,3314 \text{ cm}^2$$

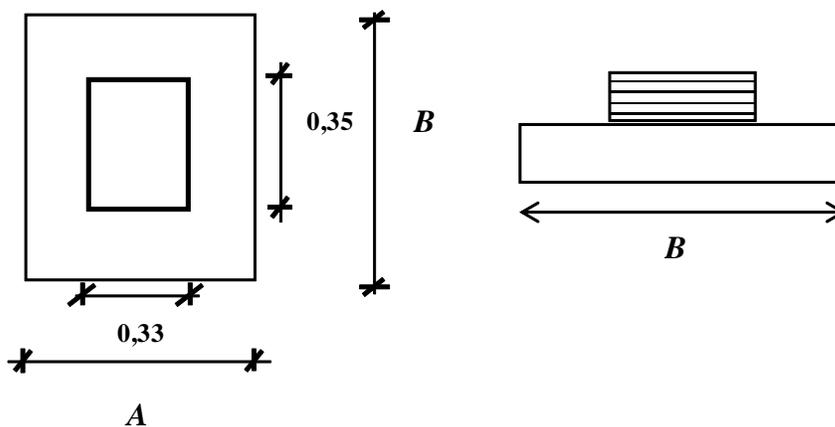
$$As\phi 6\text{mm} = 0,85 \text{ cm}^2 \quad (\text{para 3 barras})$$

$$\begin{aligned} N^\circ = \text{capas} \quad 3,16 &= 4 \\ \text{espaciamiento} &= 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

Colocar 1 capa de 3 barras $\phi 6\text{mm}$ c/5cm y 3 capas de 3 barras $\phi 6\text{mm}$ c/15cm
Disponer en capas en las dos direcciones. Ver planos.

Dados.- VISTA EN PLANTA

Fig.69 Vista en planta de los dados de apoyo



Asumimos:

$$A = 50 \text{ m}$$

$$B = 50 \text{ m}$$

4.13. Cálculo de la armadura del bloque de anclaje de la viga de Hormigón pretensado.

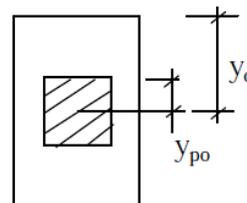
Fuerza en el tendón $P = 166371 \text{ kg}$

Para el lado vertical.

Datos:

$$y_{po} = 12 \text{ cm}$$

$$y_o = 18.5 \text{ cm}$$



$$\frac{y_{po}}{y_o} = 0.65$$

Para el lado horizontal.

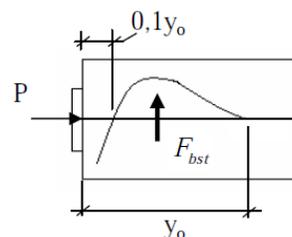
$$y_{po} = 12 \text{ cm}$$

$$y_o = 35 \text{ cm}$$

$$\frac{y_{po}}{y_o} = 0.34$$

De tabla se tiene:

$$\frac{F_{bst}}{P'} = 0.23$$



Cálculo de tensiones.

$$P' = 1.2 * P$$

$$P' = 199645.20 \text{ kg}$$

$$F_{bst} = 0.23 * P'$$

$$F_{bst} = 45918.40 \text{ kg}$$

Cálculo de la armadura.

Datos:

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

$$A_{sv} = \frac{2 * F_{bst}}{f_y}$$

$$A_{sv}=21.9 \text{ cm}^2$$

de estribos=10

Distribución de los estribos:

Datos:

Espacio= 70 cm espaciamiento=7cm

Colocar 10 estribos $\varnothing 12\text{mm}$ c/7cm

Donde:

F_{bst} = Resultante 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_{vs} = Area nesaria de acero en forma de estribos.

P' = Fuerza de pretensado mayorada del tendón mas tesado o equivalente.

Tabla:

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: Pretressed Concrete Desing "M.K.HURTS"

Cálculo para el tendón equivalente.

Datos;

#cables=4

Aparcial= 24 cm

$$A_{equivalente} = \sqrt{(\#cables * Aparcial^2)}$$

$$A_{equivalente} = 48 \text{ cm}$$

Para el lado vertical.

Datos:

$$y_{po} = 24 \text{ cm}$$

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

$$\frac{y_{po}}{y_o} = 0.24$$

Para el lado horizontal.

$$y_{po} = 24 \text{ cm}$$

$$y_o = 35 \text{ cm}$$

$$\frac{y_{po}}{y_o} = 0.69$$

De tabla se tiene:

$$\frac{F_{bst}}{P'} = 0.23$$

Cálculo de tensiones.

$$P' = 1.2 * P$$

$$P' = 765940,848 \text{ kg}$$

$$F_{bst} = 0.23 * P'$$

$$F_{bst} = 176166,395 \text{ kg}$$

Cálculo de la armadura.

Datos:

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

$$A_{sv} = \frac{2 * F_{bst}}{f_y}$$

$$A_{sv} = 83.8 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ de estribos} = 37$$

Distribución de los estribos:

Datos:

$$\text{Espacio} = 200 \text{ cm}$$

$$\text{espaciamento} = 5 \text{ cm}$$

Colocar 37 estribos $\emptyset 12\text{mm}$ c/5cm

Armadura de piel.

Datos:

$$A_{vh} = 1 \text{ cm}^2 (2\emptyset 8\text{mm})$$

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

$$S_{piel} = \frac{A_{vh}}{0.0015 * b_w}$$

$$S_2 \leq \begin{cases} \frac{d}{5} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{piel} = 33,33 \text{ cm}$$

*Colocar barras de $\emptyset 8\text{mm}$ c/ 30cm en cada cara de la viga, en todo el peralte de la viga.

Resumen:

Las armaduras se dispondrán de la siguiente manera:

*Armaduras de piel en ambas caras en todo el peralte de la viga. $\emptyset 8\text{mm}$ c/30 cm

*Refuerzo vertical, por la variación del cortante se dispondrá de manera uniforme.

10mmc/40cm

V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.CONCLUSIONES.

- Con la construcción del puente vehicular Lajas-Carachimayo las crecidas del río Guadalquivir no serán un impedimento para los comunarios de las zona beneficiada puedan llevar sus productos a los centros de consumo.
- Con la implementación del proyecto existirá una integración entre las comunidades de Lajas y Carachimayo.
- La construcción de dicha infraestructura permitirá consolidar la vinculación caminera permanente entre las comunidades de la provincia Méndez.
- Se tendrá un camino vehicular de transitabilidad permanente.
- Los costos de transporte tanto de carga como de pasajeros se verán ampliamente reducidos.
- Una vez construido el puente, los habitantes de las comunidades beneficiarias podrán incrementar la producción agrícola y pecuaria porque ya no habrá impedimento para llevar sus productos a los centros de abasto.
- Se evitará las pérdida de la producción agrícola por que dichos productos podrán llegar con prontitud a los centros de comercialización.
- El presupuesto de construcción del proyecto es de Bs 692.841,9. es un poco más bajo en relación a otros proyectos. Esto es porque al ser el lugar de fundación roca sólida y los estribos son mucho más pequeños que los estribos hechos para terreno blando.
- 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 36 m., es la estructura adecuada y factible para el lugar de emplazamiento.

- Se ha determinado que nos 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.
- El estudio de suelos que se realizó fue desarrollado en los meses de mayo, época en la cual aún no llovía, como el terreno a analizar es roca teníamos que ver la manera de hallar la capacidad portante del suelo. Entonces decidimos realizar el estudio con un equipo llamado esclerómetro que nos da la resistencia a compresión de la roca, no realizando estudios a mayor detalle por motivos económicos y falta de colaboración.
- Como todo el lugar de emplazamiento del puente es roca no hay socavación, lo que nos facilitó el diseño de estribos y hacerlos más pequeños.
- Observando las buenas características de resistencia del suelo se definió que las fundaciones de los estribos serán de tipo superficiales, no siendo necesario una fundación profunda.
- Existen muchas cargas que no se consideraron en el proyecto, por diferentes razones justificables tales cargas como las de sismo, cargas de viento, y otras cargas que no corresponden aplicarlas al diseño de esta estructura.
- En el presente proyecto, el barandado del puente se diseñó de tal forma que sus postes puedan resistir una carga de choque vehicular, lo cual ocasionó que se tenga que disponer una mayor armadura por flexión. *Ver planos.*
- La norma AASHTO LRFD nos recomienda para el diseño de vereda, se realice con un desnivel de 20 cm. como máximo con referencia a la calzada y un ancho de vereda de 1 m., en nuestro caso el flujo peatonal es reducido debido a la ubicación del puente por lo que se decidió diseñar una vereda con un desnivel de 25 cm. (norma AASHTO estándar) y un ancho de 0.6 m. Gracias a este cambio de dimensiones logramos reducir el peso muerto producido por la vereda y además al darse una altura de 25 cm. se reducen las probabilidades de un choque vehicular en la baranda.

5.2.ECOMENDACIONES.

- Hacer mantenimiento continuo del camino estable y fluido el tráfico.
- Tomando en cuenta que la norma AASHTO LRFD 2004 tiene origen norteamericano algunas de sus exigencias y recomendaciones no se acomodan muy bien en nuestro medio; es por esta razón que algunas veces en ciertos detalles se ve la necesidad de tomar en cuenta otros criterios.
- Se recomienda por práctica y seguridad, desarrollar un diseño de fundación de ambos estribos en base a la menor capacidad portante del suelo, siempre y cuando sus valores sean aproximados entre sí y los estribos se encuentren próximos entre ellos.
- Muchos proyectos de puentes sobre ríos que se realizaron, no toman mucha importancia al estudio hidrológico e hidráulico, es recomendable por seguridad realizar un estudio detallado de éste, para evitar riesgos de colapso de la estructura.
- Es recomendable que se diseñen apoyos de neopreno compuestos ya que estos apoyos no son del todo fijos ni del todo móviles, y ésto hace que funcionen como fijos con relación a las deformaciones horizontales y como móviles con respecto a las deformaciones restantes a que está sometida la estructura.
- Es recomendable diseñar defensivos con gaviones ya que generan menor impacto ambiental.