

CAPÍTULO I

1 ANTECEDENTES

1.1 El Problema

Este proyecto planteado **“DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR SAN GERONIMO CENTRO SOBRE LA QUEBRADA SAN PEDRO”**, en función a requerimientos de Ciudadanos del Barrio San Gerónimo Centro, hacer una conexión de Vías de acceso a la Av. ALTO DE LA ALIANZA con la calle CHORETI a través de la Av. JAIME PAZ ZAMORA ubicada en el barrio San Gerónimo Centro, en la Ciudad de Tarija Provincia Cercado.

Las principales causas que originan la interrupción del tráfico son:

- Calles con Elevado Tráfico Vehicular en horas picos (Av. Alto de la Alianza)
- Cruce del cauce de la Quebrada San Pedro en época de lluvias.

EL Gobierno Autónomo Municipal de la ciudad de Tarija, actualmente se encuentra en plena actividad organizativa – administrativa, En beneficio de los barrios que componen en la Ciudad de Tarija. Por lo que su construcción responde, a una necesidad económica y social para cruzar al otro extremo en épocas de lluvias atreves del puente, Calle CHORETI hacia la Av. ALTO DE LA ALIANZA, significando una mayor y eficiente relación con los ciudadanos solicitante en ambos extremos de la Quebrada San Pedro.

La actual situación en la que se encuentra el Barrio San Gerónimo en horas picos debido al creciente gradiente vehicular en la Ciudad de Tarija, para dar solución se implantaran un puente vehicular como nueva alternativa de descongestionamiento de vehículos, insuficiente para realizar todas las actividades transporte en épocas de lluvias y épocas de estiaje. La Quebrada San Pedro mantiene un caudal mínimo constante bajo.

1.1.1 Planteamiento

El barrio **San Gerónimo**, a unos 5 km del centro de la ciudad de Tarija, no se tiene el diseño estructural del puente adecuado, que permita la continuación de la Calle CHORETI con la conexión Av. ALTO DE LA ALINAZA, y posteriormente hasta la continuación con la avenida Alto de la Alianza hacia las comunidades aledañas como San Luis, El Temporal, Etc.

Que sea suficiente para realizar todas las actividades de transporte públicos y privados, garantizar un eficiente desempeño laboral y a las exigencias de los Ciudadanos de barrios aledaños que se beneficiarían de la mega estructura.

Es así que se pueden identificar claramente las dos variables más importantes que intervienen en el problema, estas son:

- Dar solución vial a los vecinos del barrio San Gerónimo Centro que necesita un puente que permita como nueva alternativa de la circulación secundaria desde la Av. Jaime Paz hasta la Av. Alto De La Alianza pasando por la Calle Choreti y la Súper Estructura.
- Crecimiento continuo del flujo vehicular del Barrio San Gerónimo, En la Av. Alto de la Alianza, influyen con las comunidades/barrios san Luis y temporal, posteriormente con la población de la ciudad de Tarija como un tramo opcional.

1.1.2 Formulación

Con la finalidad de uso alternativo de transporte, con el despejo vehicular de la ruta principal Av. Alto de la Alianza para los barrios aledaños: San Luis y Temporal.

Las mejores alternativas de diseño para dar solución a este problema son:

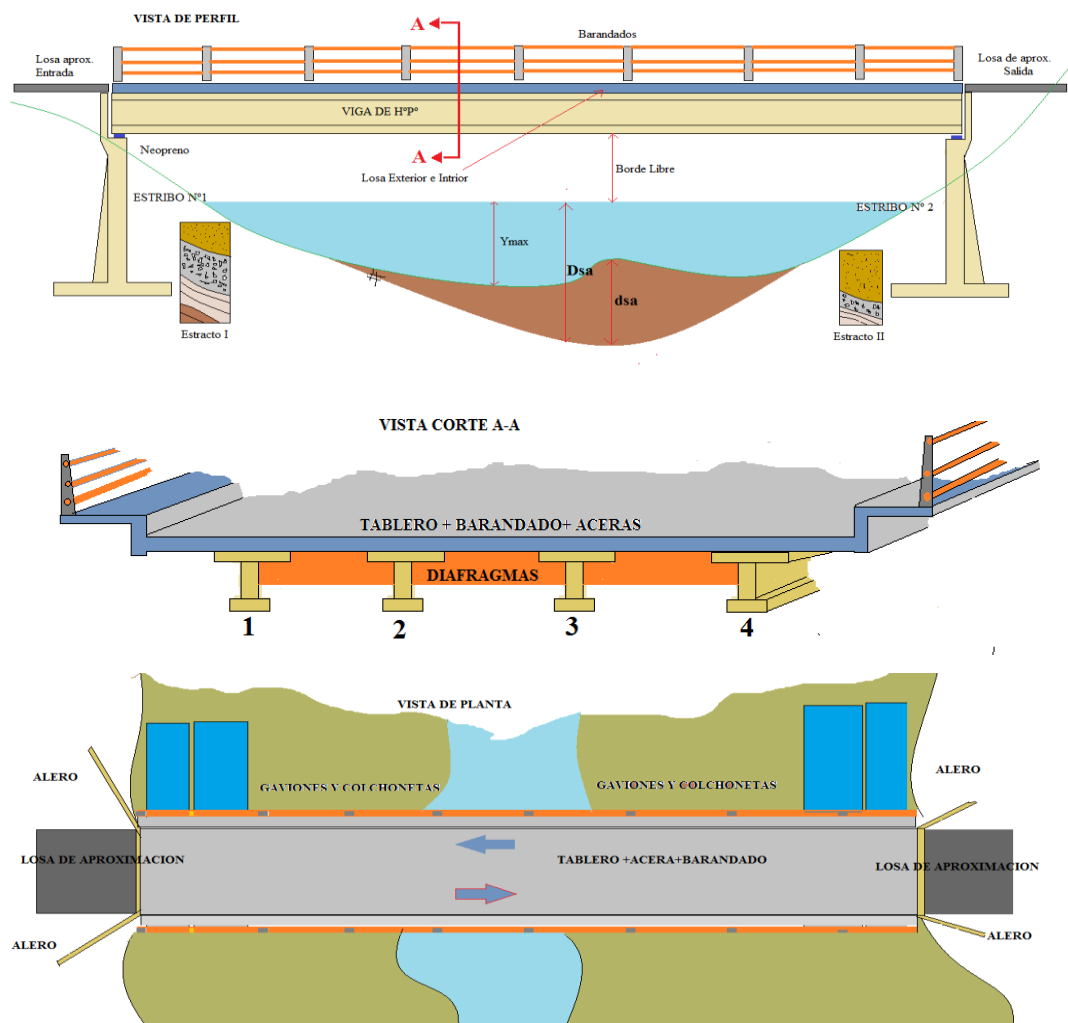
- Diseño Estructural Puente Viga en sección Cajón
- Diseño Estructural Puente Viga de Hormigón Amado
- Diseño Estructural Puente Viga de Hormigón Pretensado

En este presente proyecto se eligió: **Diseño Estructural Puente Viga de Hormigón Pretensado**, que se establece como alternativa de mayor viabilidad para el diseño en puentes mayores de 30 m, para nuestro correspondiente proyecto.

1.1.3 Sistematización

Se plantea cuatro Vigas de H^ºP^º, dos Estribos, un Tablero Losa, Acera y Barandados. Se plantea también el Estudio de: Suelos, Hidrología y Estructural.

FIGURA N° 1.1 Esquemas: Perfil, Corte y Planta



Fuente: Elaboración Propia

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 General

Realizar el **“DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR SAN GERÓNIMO CENTRO SOBRE LA QUEBRADA SAN PEDRO”** cumpliendo con la norma americana AASHTO LRDF 2004, para el diseño y construcción del puente.

1.2.2 Específicos

- Realizar los estudios de ingeniería básica para el emplazamiento del puente, como ser: Estudio de suelos, Estudio hidrológico y Estudio Topográfico.
- Realizar análisis de cargas con la Normativa AASHTO LRDF 2004. Cargas vivas, cargas muertas.
- Realizar diseño estructural de los elementos que componen la Infraestructura y Superestructura.
- Realizar una estimación del costo económico para el emplazamiento del puente.
- Realizar diseño de defensivos (gaviones y colchonetas).

1.3 JUSTIFICACIÓN

1.3.1 Técnica

La razón por la cual se realizó el presente **“DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR SAN GERÓNIMO CENTRO SOBRE LA QUEBRADA SAN PEDRO”** es profundizar y articular todos los conocimientos adquiridos en la formación académica, en la selección de alternativa estructural de un puente vehicular. Razón que argumenta el deseo de verificar, rechazar o aportar aspectos teóricos referidos al objeto del proyecto, analizando las alternativas que se tienen

para solucionar el problema en estudio de manera que se puedan realizar comparaciones entre los diferentes esquemas estructurales de los puentes que se pueden llegar a realizar a fin de llegar una solución técnica viable pueda llevarse a cabo

1.3.2 Académica

La razón por la cual se realizó la presente propuesta de proyecto contribuye a profundizar los conocimientos adquiridos durante la vida universitaria, además permite poner en aplicación real las destrezas y habilidades en la elaboración de un perfil aportando aspectos teóricos referidos a los puentes vehiculares y peatonales.

1.3.3 Social

Con la realización del presente proyecto se pretende resolver el problema de la necesidad de cruzar al otro extremo del río como una nueva alternativa para el desvío vehicular en horas picos , ya que no cuenta con una superestructura adecuada y que brinde comodidad y responda a las exigencias de la población en barrio aledaños al barrio San Luis y los que vienen y van de comunidad más lejanas como ser; El Temporal, San Jacinto Norte, que generalmente son agricultores y pobladores de ese lugar, logrando así una solución justificable por lo siguiente:

- Debido a la falta de una superestructura adecuada que pueda soportar vehículos pesados y livianos, así dándolos una comodidad necesaria.
- Perjuicio en el desarrollo de los barrios al no poder llegar a tiempo, en sus vehículos pesados y livianos , ya que la exigencia de la población cada día va creciendo y se aumenta la demanda por nuevas alternativas de tramos, para el descongestionamiento en las Avenidas, de mayor flujo vehicular como ser la Av. Las Américas en la altura del barrio San Gerónimo.
- Con alternativa ya desarrollada en este capítulo tenemos el **“DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR SAN GERÓNIMO CENTRO**

SOBRE LA QUEBRADA SAN PEDRO” brindara un mejor flujo vehicular y alternativas sostenibles de transporte de personas vehículos livianos y pesados.

1.4. Alcance de Proyecto

En el análisis de alternativas se eligió como solución viable: el puente de vigas de Hormigón Pretensado que requerirá de los siguientes elementos y estudios.

1.4.1 Ingeniería Básica

Estudio topográfico (Proporcionada por el Gobierno Autónomo Municipal de Tarija) estudio de suelos (Realizado por la empresa Consultora EOLO S.R.L).

Realizar el estudio hidrológico de toda la cuenca de aporte de la quebrada San Pedro. Emplazamiento definitivo del puente, Pre dimensionamiento, geometría del puente.

1.4.2 Diseño estructural

Superestructura: Postes de H°A°, Pasamanos de F G, Acera de H°A°, Bordillo H°A°, Tablero losa H°A°, Apoyos de neopreno, Diafragmas de H°A°, Vigas de hormigón Postesado.

Subestructura: Estribos de H°A°.

Estrategia para la ejecución: Especificaciones técnicas, cálculos métricos precios unitarios, presupuesto y cronograma de ejecución.

Como aporte académico se realizó:

Comparación económica respecto del montaje de vigas del puente vehicular, vigas lanzadas completas y vigas lanzadas por segmentos.

1.5.-LOCALIZACION DEL PROYECTO

El “DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR SAN GERÓNIMO CENTRO SOBRE LA QUEBRADA SAN PEDRO” Provincia Cercado. Ubicado el barrio san Gerónimo se ubica en las coordenadas geográficas 21°32'43.1628" de latitud sur y 64°42'52.1856"de longitud oeste y una altitud media de 1861 msnm.

Latitud Sur	21°32'43.1628"S
Longitud Oeste	64°42'52.1856"W
Altitud	1861 m.s.n.m.

En las coordenadas WGS_1984_UTM_zona_20S

Coordenada X	7616533.89S
Coordenada Y	322439.06E
Altitud	1861 m.s.n.m.

1.5.1 Ubicación de Tarija a nivel Nacional y Departamental

La ubicación de Tarija a nivel Nacional y regional Figura N°1.1 y Figura N° 1.2

Figura N° 1.2

Localización en la Macro Región de Bolivia



Fuente: Mapa Político de Tarija y Bolivia

Figura N° 1.3
Localización en la Macro Región Dpto Tarija



Fuente: Mapa Político de Tarija y Bolivia

1.5.2 Ubicación del puente en el barrio San Gerónimo

Tenemos la ubicación en el barrio Satelitalmente como nos indica la Figura N° 1.3

FIGURA N° 1.4
Localización en el Barrio San Gerónimo



Fuente: Elaboración Propia

1.6 Análisis de la demanda vehicular actual

Para la determinación de la demanda vehicular se ha considerado las necesidades de la población de las comunidades involucradas, para poder movilizarse hacia el pueblo o la ciudad. De manera resumida, los aspectos que determinan el flujo vehicular en el área de influencia estarían determinados por lo siguiente:

- Transporte de personas
- Transporte dado por el aprovisionamiento de insumos desde los centros de abasto hasta las comunidades del área de influencia.
- Transporte de productos hacia la ciudad.

El volumen de tráfico vehicular está definido de acuerdo al Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) el cual se establece sobre la base de una serie de parámetros y clasificaciones del Servicio Nacional de Caminos, que se presenta a continuación:

- **Vehículos Livianos**
 - Autos y vagonetas
 - Camionetas
 - Camiones con capacidad hasta 2 Tn.
 - Otros livianos
- **Vehículos Semipesados**
 - Microbuses
 - Volquetas Pequeñas
 - Buses Medianos
 - Camiones Medianos
- **Vehículos Pesados**
 - Volquetas Grandes
 - Buses Grandes
 - Camiones Grandes
 - Vehículos Tráiler

Es importante resaltar que en la actualidad, el tráfico vehicular en el área de influencia es constante, se ve la necesidad de optar con la prolongación de la Calle CHORETTI. Atravesando un puente hasta llegar a Av. Alto de La Alianza, Para el descongestionamiento vehicular en la zona de influencia.

En la Tabla N° 1.1 se presentan datos estimados del Tráfico Promedio Semanal en horas de mayor circulación de vehículos, es característico en el barrio San Gerónimo incrementar abruptamente el tráfico en horas picos. En dirección y viceversa al barrio San Luis y zonas aledañas en los meses de mayor tráfico es en Diciembre-Febrero.

En base a información brindada por los vecinos del Barrio San Gerónimo se trata de una prolongación de calle CHORETI como ruta alterna para todo tipo de vehículo que intente ingresar y salir del barrio por la Av. Jaime Paz.

TABLA N° 1.1
Demanda Vehicular

Tipo de vehículos	Número de Veh/Dia
Livianos	300
Pesados	98

Fuente: Elaboración propia

1.7 Servicios básicos existentes

1.7.1 Agua Potable

Cada vivienda aledaña a la zona cuenta con agua potable transportada por tuberías a presión, se puede observar las tuberías colgando debajo de lecho de puente ubicado aguas arriba y aguas abajo para cruzar las quebradas del Barrio San Gerónimo.

1.7.2 Luz Eléctrica

La zona cuenta con luz eléctrica pero no con alumbrado público, los postes están distribuidos de manera que puedan llegar a todas las viviendas que se encuentran distribuidas en el Barrio.

1.7.3 Gas domiciliario

La red matriz de gas tiene la zona por encontrarse uno de los barrios céntricos de la ciudad de Tarija de los centros urbanos donde todavía se realizan las instalaciones de este servicio.

La mayoría de los lugareños utilizan gas domiciliario para cocinar y en un porcentaje muy reducido algunos cuentan con gas licuado (GLP).

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1 Levantamiento topográfico

De acuerdo a lo especificado en el manual de diseño de puentes MTC. Se realiza un levantamiento de los accesos al puente comprendido unos 100m antes y después del emplazamiento. Levantamiento del perfil longitudinal del cauce unos 100m antes y después de la intersección del puente.

Documentando en planos con curvas de nivel de 1m de intervalos, con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como transversal (cada 10m metros en curva y cada 20 metros en recta)

2.2 Estudio de Suelo

2.2.1 Clasificación de suelos

Los suelos son propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa a las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas sin una descripción detallada. Actualmente, dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos son usados comúnmente por los ingenieros de suelos. Estos son el sistema de clasificación AASHTO.

2.2.2 Capacidad portante

En cimentaciones se denomina capacidad portante a la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo. Para determinar la capacidad portante se realiza el ensayo SPT.

El ensayo de penetración estándar o SPT (del inglés Standard Penetración Test), es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico

Constituye el ensayo o prueba más utilizada en la realización de sondeos, y se realiza en el fondo de la perforación.

Consiste en contar el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, lo que supone una relación de áreas superior a 100), que permite tomar una muestra, naturalmente alterada, en su interior. El peso de la masa está normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63'5 kilopondios y 76 centímetros respectivamente.

2.3 Estudio Hidrológico

Para el presente estudio se realizara mediante una recopilación de información pluviométrica que nos proporciona SENAMHI, además de recopilación de cartas geográficas de la zona de estudio y el área de aporte al mismo y por último se realizará la determinación del tirante hidráulico mediante la sección determinada por el estudio topográfico donde se analizarán los siguientes parámetros:

2.3.1 Precipitación máxima diaria

La precipitación máxima diaria es aquella de mayor volumen que se genera en un determinado día del mes y ésta es independiente de las demás precipitaciones que ocurren en todo el mes, ésta nos proporciona generalmente el mayor escurrimiento en la cuenca ya que la misma se produce generalmente cuando el suelo ya se encuentra saturado. Esta precipitación es medida en mm/día.

2.3.2 Precipitaciones máximas de corta duración

En las estaciones Pluviométricas de la zona solo se dispone de datos de la precipitación máxima diaria. Por lo cual se extrae el valor el máximo valor de las

precipitaciones diarias del año hidrológico, datos con los cuales se tiene una serie de datos para cada estación. Las lluvias máximas registradas en una estación de acuerdo a la experiencia, se distribución de acuerdo a una ley cuyo mejor ajuste se obtiene con la ley de Gumbell pero el máximo del hidrógrama unitario.

En este sentido, se calculan los parámetros respectivos para cada serie: La media aritmética, la moda, la desviación estándar y la característica. Factores que se determinan mediante fórmulas estadísticas.

Como se tiene varias estaciones se procede a calcular los parámetros estadísticos ponderados:

2.3.2.1 Moda Ponderada

La moda ponderada es un parámetro estadístico que nos permite determinar la precipitación diaria más reiterativa, pero en función a los datos que la serie está proporcionando por lo cual resulta de la relación entre la suma de los productos de la moda de cada serie con la cantidad de datos de cada serie entre la suma total de los datos de todas las series matemáticamente se expresa de la siguiente manera:

$$Ed = \frac{E_1 * n_1 + E_2 * n_2 + \dots + E_n n_n}{n_1 + n_2 + \dots + n_n} \quad (2.1)$$

Dónde:

E_d : Moda ponderada (mm).

E_i : Moda de cada serie (mm).

n : Número de datos de la serie.

2.3.2.2 Característica Ponderada

Ponderada es un parámetro estadístico que nos permite determinar la influencia de cada serie en función a la cantidad de datos, matemáticamente se expresa de la siguiente manera.

$$Kd = \frac{K_1 * n_1 + K_2 * n_2 + \dots + K_n * n_n}{n_1 + n_2 + \dots + n_n} \quad (2.2)$$

Dónde:

K_d : Característica ponderada (mm).

K_i : Característica de cada serie (mm).

n : Número de datos de la serie.

Con los parámetros calculados y aplicando la expresión modificada de Gumbell se determina la precipitación máxima diaria para un determinado periodo de retorno:

$$h_{dT} = E_D * (1 + K_d * \log T) \quad (2.3)$$

Dónde:

h_{dT} : Altura de precipitación máxima diaria (mm).

T : Periodo de retorno (años).

Para el cálculo de las lluvias, en periodos de tiempos diferentes a las diarias, se usa la ley de regresión de valores modales dentro de la cual se conoce un punto, el valor modal de la lluvia diaria.

$$h_{tT} = E_d * \left(\frac{t_i}{t_d}\right)^\beta \quad (2.4)$$

La expresión anterior es válida para valores de t mayor e iguales a 2 horas.

La duración de la lluvia diaria es menor a las 24 horas y al no disponerse de datos pluviográficos se adopta la equivalencia del tiempo de lluvia diaria a un tiempo de 2 en el presente proyecto ya que el área de la cuenca es 3941 Km².

Se adopta también el exponente de coeficiente angular de $\beta = 0,2$ que nos da la pendiente de la recta de los valores modales mayores a 2 horas.

Finalmente se obtiene la ecuación que nos permite determinar la precipitación máxima correspondiente a cualquier duración t .

$$h_{tT} = E_d * \left(\frac{t_i}{t_d}\right)^\beta * (1 + K_d \log T) \quad (2.5)$$

Dónde:

h_{tT} : Precipitación máxima correspondiente a la duración t horas.

E_d : Valor modal de la precipitación máxima diaria.

t_i : Tiempo en horas.

t_d : Equivalencia de lluvia diaria para cuencas mayores 20 Km² es 12 horas.

β : Coeficiente angular que varía de 0,2 a 0,3 por seguridad se adopta 0,2 ya que maximiza la precipitación.

2.3.3 Estudio de crecidas

La estimación de crecidas en la cuenca de la Quebrada San Pedro, se efectúa mediante la aplicación de métodos semi-empíricos y empíricos basados en el modelo de precipitación escurrentía donde se asume que la duración de la lluvia será igual al tiempo de concentración expresado en horas. Se considera las precipitaciones máximas determinadas anteriormente.

2.3.3.1 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración se define como el tiempo que tarda una gota de agua, situada en el punto más alejado en alcanzar el punto de desagüé de la cuenca. Constituye una de los parámetros más importantes en los modelos de precipitación – escurrentía, pues la duración de la tormenta de diseño se define en base al mismo.

Existen numerosas expresiones para determinar el tiempo de concentración, algunas expresiones que se utilizaron para determinar el tiempo de concentración se ha propuesto las siguientes formulas empíricas que se muestran a continuación:

Fórmula de giandotti

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{A} + 1,5 * L}{25,3 * \sqrt{J * L}} \quad (2.6)$$

Fórmula californiana

$$T_c = 0,066 * \left(\frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0,77} \quad (2.7)$$

Fórmula ventura y Heras

$$T_c = 0,05 * \sqrt{\frac{A}{J}} \quad (2.8)$$

Fórmula Temez

$$T_c = 0.3 * \left(\frac{L}{J^{0.25}} \right)^{0.76} \quad (2.9)$$

Fórmula kirpich

$$T_c = 0,0195 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (2.10)$$

Dónde:

T_c : Tiempo de concentración (hr).

L : Longitud del cauce principal (Km).

J : Pendiente media (m/m).

H : Desnivel (m).

A : Área de la cuenca (Km²).

2.3.3.2 Método Racional

Esta técnica es la más usual en nuestro medio, debido a su aparente simplicidad, la forma más conocida de la fórmula racional es la siguiente:

$$Q_p = \frac{C * I * A}{3,6} \quad (2.11)$$

Dónde:

Q_p : Caudal máximo (m³/s)

C : Coeficiente de escorrentía (0,3 valor asumido).

I : Intensidad de lluvia, para un tiempo de duración igual al tiempo de concentración (mm/h).

A : Área de la cuenca (Km²).

2.3.3.3 Hidrógrama sintético SCS o triangular

SCS sugiere este hidrograma donde el tiempo está dado en horas y el caudal en m³/s*cm. El volumen generado por la separación de la lluvia neta y abstracciones es propagado a través del río mediante el uso del hidrograma unitario.

El tiempo base, t_b , puede aproximarse a:

$$t_b = 2,67 * T_p \quad (2.12)$$

Adicionalmente, un estudio de muchas cuencas ha demostrado que:

$$t_r = 0,6 * T_c \quad (2.13)$$

Dónde:

t_r : Tiempo de retardo.

El tiempo de ocurrencia del pico, T_p , puede expresarse como:

$$t_p = \frac{D}{2} + 0,6 * T_c \quad (2.14)$$

Dónde:

D: Duración de la lluvia en horas.

Para determinar el caudal máximo generado por una precipitación efectiva se tiene:

$$Q_p = 0,5556 * \frac{h_{pe} * A}{t_b} \quad (2.15)$$

2.3.3.4. Caudal máximo (Ecuaciones empíricas)

También se ha tomado en cuenta algunas fórmulas empíricas, para determinar de otra manera el caudal máximo y entre estas ecuaciones empíricas se tienen las siguientes:

Fórmula de Chov $Q = 107,57 * A^{0,5} \quad (2.16)$

Fórmula Scimeni $Q = \left(\frac{600}{A+10} + 1 \right) * A \quad (2.17)$

Fórmula de Pagliand $Q = \left(\frac{2900}{A+90} \right) * A \quad (2.18)$

Fórmula de Forti $Q = 3,25 * \left(\frac{500}{A+125} + 0,5 \right) * A \quad (2.19)$

Fórmula de Fanning $Q = 2,5 * A^{\frac{5}{6}} \quad (2.20)$

Fórmula de Dickens $Q = 6,9 * A^{\frac{3}{4}} \quad (2.21)$

Fórmula de Ganguillet $Q = \frac{25A}{5 + A^{0,5}} \quad (2.22)$

Fórmula de Kuichling $Q = A * \left(\frac{1246}{A+440} + 0,22 \right) \quad (2.23)$

Fórmula Gonzales Guijarro.

$$Q = 17 * A^{2/3} \quad (2.24)$$

Fórmula de Valentini.

$$Q = 27 * \sqrt{A} \quad (2.25)$$

Dónde:

Q : Caudal máximo (m³/s)

A : Área de la cuenca (Km²).

2.3.4 Caudal de diseño

Después de analizar los anteriores métodos, se procede a la estimación del caudal de diseño el cual será establecido con cuidado con el mejor de los criterios basados en las visitas de campo al río.

2.3.5 Tirante de circulación

La determinación del tirante de circulación de la Quebrada San Pedro se lo realiza mediante la ecuación de Manning, con los datos de caudal de diseño determinado en el estudio hidrológico, la sección del río obtenido del Estudio Topográfico.

$$Q = \frac{1}{n} * A * S^{1/2} * R^{2/3} \quad (2.26)$$

Dónde:

Q_d : Caudal de diseño (m³/s).

n : Coeficiente de rugosidad de Manning (0,03).

S : Pendiente del río (m/m).

R : Radio hidráulico (m).

La determinación del tirante se lo realiza mediante una curva de descarga de la sección del río don se ubicará el puente, ya que la sección es irregular y no se puede establecer una función matemática entre el tirante y el área y perímetro mojado.

2.3.6 Método de Socavación

2.3.6.1 Método de Lacey

El método de Lacey determina directamente la socavación máxima para el caudal de diseño.

D_s = Profundidad de Socavación por debajo de la Superficie de agua a la Máxima Crecida.

$$D_s = 1,35 \left(\frac{q^2}{f} \right)^{1/3} \quad (2.27)$$

D_{sa} = Profundidad de Socavación ajustada medida desde la Superficie del agua a la máxima crecida, en m.

$$D_{sa} = K_{sa} * D_s \quad (2.28)$$

d_{sa} = Profundidad de Socavación por debajo del río, en m.

$$d_{sa} = D_{sa} - Y_{\max} \quad (2.29)$$

Datos:

Q_{\max} : Caudal de diseño (m³/s).

Y_{\max} : Tirante de crecida (m)

S : Pendiente del río (m/m)

2.4 Idealización de la estructura

2.4.1 Definición

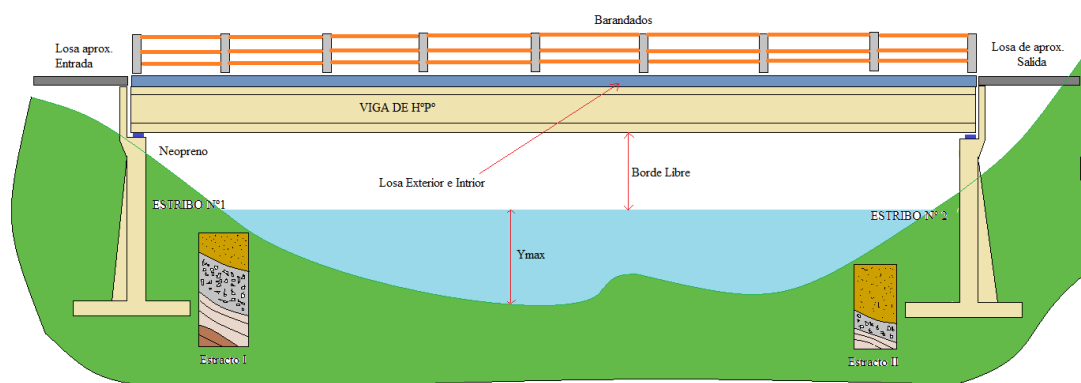
Según la AASHTO define a un puente como cualquier estructura que tiene una abertura no menor a 6100 mm y que forma parte de una carretera o está ubicada sobre o debajo de una carretera.

2.4.2 Partes de la estructura

Los componentes principales de la estructura del puente son:

- ✓ Superestructura
- ✓ Subestructura

FIGURA N° 2.1 Idealización de la Estructura Vista Longitudinal



Fuente: Elaboración Propia

En la FIGURA N° 2.1 Tenemos las siguientes componentes de idealización

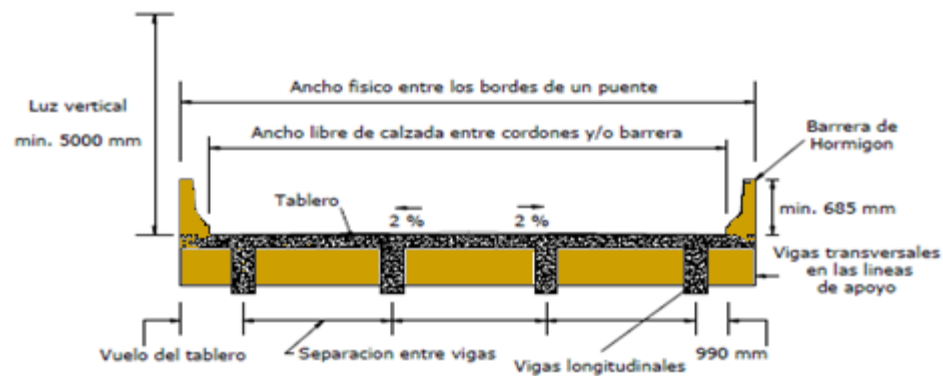
- ✓ **Subestructura**
 - Estribos de H°A° ,(Ambos Extremos)
 - Neopreno (Ambos Extremos)
 - Losa de aproximación de H°C° (Entrada y Salida)
- ✓ **Superestructura**
 - Tablero (Losa de Exterior e Interior de H°A°, Barandados)
 - Vigas de H°P°

2.4.2.1 Superestructura

Son los componentes estructurales del puente que constituyen el tramo horizontal.

Como ser los elementos más importantes: se muestra en la FIGURA N° 2.2 y N° 2.3

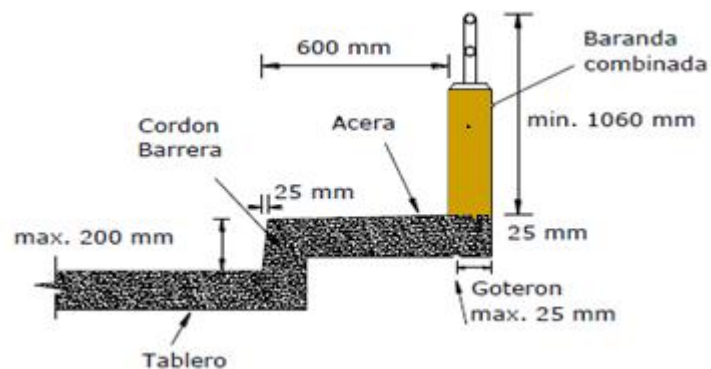
FIGURA N° 2.2 Tablero y estructura portante, Puente Viga Losa



Fuente: Elaboración Propia

- Tablero
- Estructura portante
- Accesorios del tablero
- Vigas

FIGURA N° 2.3 Accesorios de un tablero



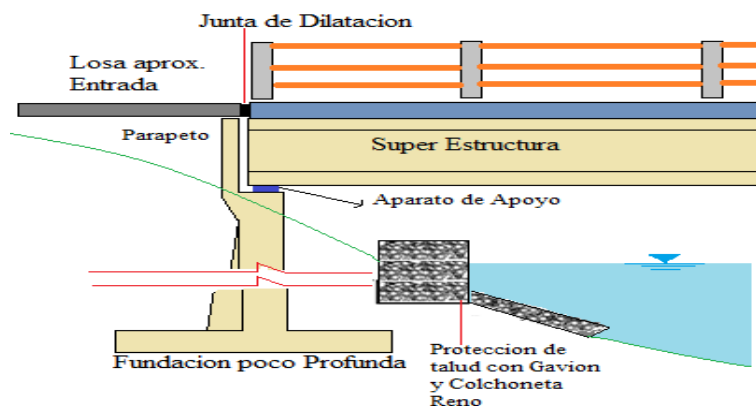
Fuente: Elaboración Propia

2.4.2.2 Subestructura

2.4.2.2.1 Estribos

Son diseñados para soportar la carga de la superestructura la cual es transmitida por medio de los elementos de apoyo, el peso de la losa de transición y las presiones del suelo (empuje de tierras).

FIGURA N° 2.4 Elementos que Componen un Estribo



Fuente: Elaboración Propia

2.4.3 Filosofía de seguridad

Una revisión de las filosofías usadas en una variedad de especificaciones da como resultado tres posibilidades de diseño, diseño por esfuerzos admisibles (ASD), diseño por factores de carga (LFD), y diseño basado en la confiabilidad, una aplicación particular es el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). En el presente trabajo se empleará el diseño por el método LRFD.

2.4.3.1 Diseño por factores de carga y Resistencia (LRFD)

Para tener en cuenta la variabilidad en ambos lados de la inecuación en la Ec. 2.3 el lado de la resistencia debe ser multiplicado por un factor de base estadística ϕ el cual su valor es usualmente menor que uno, y el lado de la carga es multiplicado por un factor de carga de base estadística γ_i , su valor es un número usualmente mayor que uno. Debido a que los efectos de carga en un estado limite particular envuelve una

combinación de diferentes tipos de carga Q_i que tiene diferentes grados de predictibilidad, el lado de los efectos de carga es representado por la sumatoria de valores $\sum \gamma_i Q_i$. Si la resistencia nominal está dada por R_n , el criterio de seguridad es:

$$\phi R_n \geq \text{efectos de } \sum \gamma_i Q_i \quad (2.30)$$

Debido a que la Ec. 2.30 toma en cuenta factores de carga y factores de resistencia el método de diseño es llamado “Diseño por Factores de Carga y Resistencia, LRFD”.

Un criterio de diseño para el estado límite de resistencia I, puede ser expresado como:

$$\eta_i (\gamma_p M_{DC} + \gamma_p M_{DW} + \gamma_i M_{LL+IM}) \leq \phi M_u$$

$$\eta_i (1.25 M_{DC} + 1.50 M_{DW} + 1.75 M_{LL+IM}) \leq \phi M_u \quad (2.31)$$

TABLA N° 2.1 Factores de Resistencia en LRFD

Factores de Resistencia			
Para Momentos H°A°			1
Para Corte H°A°			0.9
ni = Modificador de cargas ni = nD Nr, ni= nd nR ni ≥ 0.95 para cargas un valor máximo de γ1 es apropiado ni= 1(Nd, n2 n1) ≤ 1.0 para cargas un valor mínimo de γ1 es apropiado			
Ductilidad	No Dúctiles	Convencionales	Excepcional
nd	1.05	1.000	0.95
Redundancia	No Dúctiles	Convencionales	Excepcional
nr	1.05	1.000	0.95
Importancia	Importante	Normal	Menos Importante
lesistenc. n1	1.05	1.000	0.95
γp = Factor de carga para carga permanente			
			Factores de carga
Para carga muerta de los lesistenci en construcción			1.25
para superficie de rodamiento			1.5
Para carga viva e lesistenci dinámico			1.75
γ1 = Factor de carga para carga viva e lessintenc dinámico			

Fuente: (AASHTO LRFD, 2007)

2.4.4 Seguridad

La seguridad pública es la primera responsabilidad del ingeniero. Todos los demás aspectos del diseño, incluida la funcionalidad, mantenimiento, economía, y estética son secundarios. Esto no quiere decir que otros objetivos no sean importantes, pero la seguridad es superior.

2.4.4.1 Ecuación de suficiencia

En las especificaciones de diseño el tema de seguridad es usualmente codificado por una afirmación general que las resistencias de diseño deben ser mayores, o iguales que, los efectos de carga de diseño.

En el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), la Ec. 2.32 puede ser generalizada como:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (2.32)$$

2.4.4.2 Requisitos especiales para las especificaciones LRFD

Los requisitos especiales para las especificaciones LRFD son la ductilidad, la redundancia y la importancia operacional.

Ductilidad, redundancia, e importancia operacional son aspectos significativos que afectan el margen de seguridad de puentes. Mientras que las dos primeras se relacionan directamente con la relación física, la última tiene que ver con las consecuencias que implicaría que el puente quede fuera de servicio.

2.4.4.3 Combinación de carga de diseño en LRFD

En la Tabla 2.1 se especifican los factores de carga que se deben aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas de diseño.

Para las solicitaciones debidas a cargas permanentes, de la Tabla 2.2 se deberá seleccionar el factor de carga que produzca la combinación más crítica.

Las combinaciones de carga para diversos estados límite mostradas en Tabla 2.3 son descritas abajo.

TABLA N° 2.2 Combinación de carga y factores de Carga LRFD

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	YTG	YSE	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	YTG	YSE	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	YTG	YSE	-	-	-	-	-
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	YTG	YSE	-	-	-	-	-
EVENO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENO 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	YTG	YSE	-	-	-	-	-
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	YTG	YSE	-	-	-	-	-
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: 3.4.1-1 (AASHTO LRFD, 2004)

TABLA N° 2.3 Factores de carga para cargas Permanentes, γ_p

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

Fuente: 3.4.1-2 (AASHTO LRFD, 2004).

2.4.4.4 Serviciabilidad

Las especificaciones LRFD tratan la serviciabilidad desde diferentes puntos de vista como: la durabilidad, inspeccionabilidad, mantenimiento, transitabilidad, deformaciones y futuros ensanchamientos.

2.4.5 Denominación de las cargas

2.4.5.1 Cargas permanentes

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

- ✓ Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales (DC).
- ✓ Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos (DW).
- ✓ Empuje horizontal del suelo (EH).
- ✓ Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del pos-tesado (EL).
- ✓ Sobrecarga de suelo (ES).
- ✓ Presión vertical del peso propio del suelo de relleno (EV).

2.4.5.2 Cargas transitorias

Aunque el automóvil es la carga viva vehicular más utilizado en casi todos los puentes, el camión es el que causa los efectos más críticos en los puentes.

Además de las cargas vivas vehiculares podemos citar las siguientes cargas transitorias:

- ✓ Fuerza de frenado de los vehículos (BR)
- ✓ Fuerza centrífuga de los vehículos (CE)
- ✓ Fluencia lenta (CR)
- ✓ Fuerza de colisión de un vehículo (CT)

- ✓ Fuerza de colisión de una embarcación (CV)
- ✓ Sismo (EQ)
- ✓ Fricción (FR)
- ✓ Carga de hielo (IC)
- ✓ Incremento por carga vehicular dinámica (IM)
- ✓ Sobrecarga vehicular (LL)
- ✓ Sobrecarga viva (LS)
- ✓ Sobrecarga peatonal (PL)
- ✓ Asentamiento (SE)
- ✓ Contracción (SH)
- ✓ Gradiente de temperatura (TG)
- ✓ Temperatura uniforme (TU)
- ✓ Carga hidráulica y presión del flujo de agua (WA)
- ✓ Viento sobre la sobrecarga (WL)
- ✓ Viento sobre la estructura (WS)

2.4.5.2.1 Carga viva vehicular

La carga ideal que fue encontrada fue adoptada por la AASHTO y llamada HL 93 o "Highway load 93" para una mejor representación de "vehículos excluidos", camiones con configuraciones de carga mayores a las permitidas.

2.4.5.2.2 Carga viva vehicular de diseño

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

2.4.5.2.3 Camión de diseño

[A.3.6.1.2.2] Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 2.9. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en la Sección 5.3.6 o [A 3.6.2]

FIGURA N° 2.5 Características del camión de Diseño

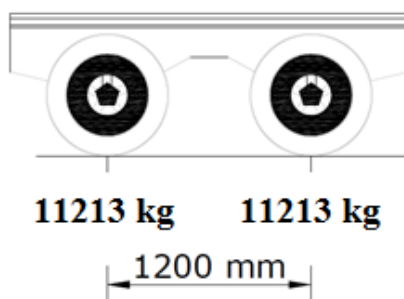


Fuente: 3.6.1.2.2-1 (AASHTO LRFD, 2004)

2.4.5.2.4 Tándem de diseño

[A.3.6.1.2.3] El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110 KN (11213 kg) con una separación de 1,20 m. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1,80 m.

FIGURA N° 2.6 Tándem de Diseño

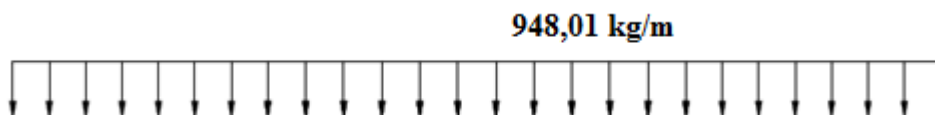


Fuente: (AASHTO LRFD, 2004).

2.4.5.2.5 Carga del carril de diseño

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm (948,01 kg/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3,00 m,

FIGURA N° 2.7 Carga de carril de Diseño



Fuente: (AASHTO LRFD, 2004).

Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 3.00 m en cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan solicitaciones extremas. El camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

- ✓ 0.30 m a partir de la carga del cordón o baranda para el diseño del vuelco del tablero.
- ✓ 0.60 m a partir del borde del carril de diseño para el diseño de todos los demás componentes.

A menos que se especifique lo contrario, las longitudes de los carriles de diseño o de las partes de los carriles de diseño que contribuyen a la sollicitación extrema bajo consideración se deberán cargar con la carga del carril de diseño.

2.4.5.2.5.1 Cargas de fatiga

La resistencia a la fatiga está relacionada con el rango de esfuerzos producidos por la carga viva y el número de ciclos de esfuerzos bajo condiciones de servicio.

Para las cargas por fatiga la especificación AASTHO-LRFD considera usar el camión de diseño descrito líneas arriba con una separación constante de 9,00 m entre los ejes de 14500 Kg un factor de carga de 0.75 y el incremento por carga dinámica del 15 %

2.4.5.2.6 Cargas peatonales

Se deberá aplicar una carga peatonal de 3.6×10^{-3} MPa ($366,97 \text{ kg/m}^2$) en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

2.4.5.2.6.1 Presencia múltiple

Los factores de presencia múltiple son ajustes de diseño que consideran la probabilidad de que más de un carril esté cargado ver Tabla 2.6, asimismo los factores de presencia múltiple están incluidos implícitamente en las ecuaciones aproximadas para factores de distribución, tanto para un único carril cargado como para múltiples carriles cargados.

TABLA N° 2.4 Factor de Presencia Múltiple (m)

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

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

2.4.5.2.6.2 Efectos dinámicos (Impacto)

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

- ✓ El efecto de martilleo,
- ✓ La respuesta dinámica del puente en su totalidad frente a los vehículos que lo atraviesan,

El incremento por carga dinámica (IM) de la Tabla 2.5 es un incremento que se aplica a la carga de rueda estática.

TABLA 2.5 Incremento por carga dinámica, IM

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

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

2.4.5.2.6.3 Fuerza de Frenado

La fuerza de frenado según la AASHTO LRFD, se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

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

2.4.5.3 Cargas laterales

2.4.5.3.1 Presión de flujo

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

$$P = 5.14 \times 10^{-4} C_D * V^2 \quad (2.33)$$

TABLA N° 2.6 Coeficiente de Arrastre

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

Fuente: 3.7.3.1-1 (AASHTO LRFD, 2004).

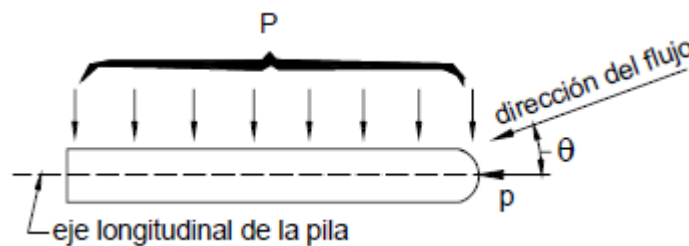
Desde el punto de vista teórico la expresión correcta de la anterior ecuación es:

$$p = C_D \frac{\gamma V^2}{2} \times 10^{-6} \quad (2.34)$$

- ✓ La presión lateral uniformemente distribuida que actúa sobre una subestructura debido a un caudal de agua que fluye formando un ángulo respecto del eje longitudinal de la pila se deberá tomar como:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_L V^2 \quad (2.35)$$

FIGURA N° 2.8 Vista en planta de una pila con indicación de la presión de Flujo del Curso de Agua



Fuente: (AASHTO LRFD, 2004).

- ✓ La socavación en sí misma no constituye una sollicitación, pero al modificar las condiciones de la subestructura puede alterar significativamente las consecuencias de las sollicitaciones que actúan sobre las estructuras. En [A2.6.4.4], contiene requisitos referidos a los efectos de la socavación.

TABLA N° 2.7 Coeficiente de Arrastre Lateral

Ángulo, θ , entre la dirección de flujo y el eje longitudinal de la pila	C_L
0°	0,0
5°	0,5
10°	0,7
20°	0,9
$\geq 30^\circ$	1,0

Fuente: 3.7.3.2-1 (AASHTO LRFD, 2004).

2.4.5.3.2 Cargas de Viento

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

Se asumirá que las presiones aquí especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento, V_B , de 160 km/h.

Para puentes o elementos de puentes a más de 10.00 m sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de viento de diseño, V_{DZ} se deberá ajustar de la siguiente manera:

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (2.36)$$

Dónde:

V_{DZ} = Velocidad de viento de diseño a la altura de diseño, Z (Km/h)

V_{10} = Velocidad del viento a 10.000 mm sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de agua de diseño (Km/h)

V_B = Velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 10.000 mm, con la cual se obtienen las presiones de diseño especificadas en [A 3.8.1.2] y [A 3.8.2]

Z = Altura de la estructura en la cual se están calculando las cargas de viento, medida desde la superficie del terreno o del nivel del agua, > 10.000 mm

V_0 = velocidad friccional, característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla 2.10, para diferentes características de la superficie contra el viento (km/h)

Z_0 = longitud de fricción del fetch o campo de viento aguas arriba, una característica Meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla 2.8

- ✓ **Terreno abierto** – con obstrucciones dispersas de altura generalmente menor que 10.000 mm. Esta incluye los terrenos llanos abiertos y las praderas.

- ✓ **Área suburbana** – Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas u otros terrenos con numerosas obstrucciones poco separadas del tamaño de una vivienda unifamiliar o mayores. El uso de esta característica representativa predomina en una distancia de al menos 500,00 m en la dirección contra el viento.
- ✓ **Área urbana** – Centro de grandes ciudades donde al menos 50 % de las construcciones tienen una altura superior a 21.00 m.

TABLA N° 2.8 Valores de V_0 y Z_0 para diferentes condiciones de la Superficie contra el Viento

CONDICIÓN	TERRENO ABIERTO	ÁREA SUBURBANA	ÁREA URBANA
V_0 (km/h)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

Fuente: 3.8.1.1-1 (AASHTO LRFD, 2004)

2.4.5.4. Empuje del Suelo

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

- ✓ Tipo y densidad del suelo,
- ✓ Contenido del agua,
- ✓ Ubicación del nivel freático,
- ✓ Cantidad de sobrecarga,
- ✓ Pendiente del relleno,
- ✓ Inclinación del muro.

Existen tres categorías de empuje lateral de suelo, los cuales son en reposo, activo, pasivo. En la Tabla 2.9 se indican algunos valores típicos de estos movimientos movilizados en función de la altura del muro.

TABLA N° 2.9 Valores aproximados de los movimientos relativos requeridos para llegar a condiciones de empuje activo o pasivo del suelo

Tipo de relleno	Valores de Δ/H	
	Activo	Pasivo
Arena densa	0,001	0,01
Arena de densidad media	0,002	0,02
Arena suelta	0,004	0,04
Limo compactado	0,002	0,02
Arcilla magra compactada	0,010	0,05

Fuente: 3.11.1-1 (AASHTO LRFD, 2004)

Si en los muros de contención o estribos no se permite que el suelo retenido drene, el efecto de la presión hidrostática del agua se deberá sumar al efecto del empuje del suelo.

Empuje del suelo: EH

2.4.5.4.1 Empuje lateral del suelo EH

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

$$p = k\gamma_s z g (10^{-9}) \quad (2.37)$$

Dónde:

P = Empuje lateral del suelo (Mpa)

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

γ_s = Densidad del suelo (kg/m³)

z = Profundidad del suelo debajo de la superficie (mm)

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)

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

2.4.5.4.2 Coeficiente de empuje lateral en reposo (k_0)

El coeficiente de empuje lateral en reposo se puede tomar como:

$$k_0 = 1 - \sin \phi_f \quad (2.38)$$

Dónde:

k_0 = Ángulo efectivo de fricción del suelo

ϕ_f = Coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo

Para los típicos muros en voladizo de más de 1500 mm de altura con relleno de grado estructural, los cálculos indican que el movimiento horizontal de la parte superior del muro debido a una combinación de la deformación estructural del alma y una rotación de la fundación es suficiente para desarrollar condiciones activas.

2.4.5.4.3 Coeficiente de empuje lateral activo (k_a)

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi_f)}{\Gamma[\sin^2\theta \sin(\theta - \delta)]} \quad (2.39)$$

Dónde:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta) \sin(\phi_f - \delta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \delta)}} \right]^2 \quad (2.40)$$

Y además:

δ = Ángulo de fricción entre el relleno y el muro tomado

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

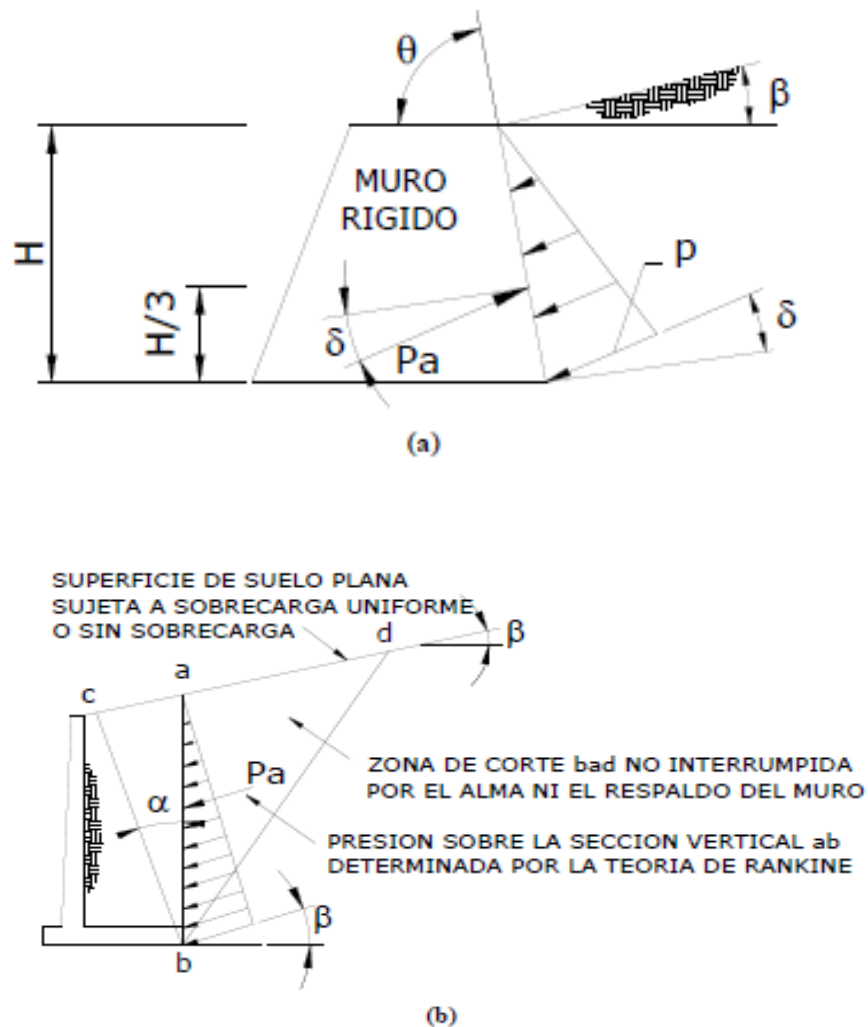
θ = Ángulo que forma el respaldo del muro respecto a la horizontal

ϕ = Ángulo efectivo de fricción interna

Los valores de k_a según la anterior ecuación se basan en las teorías de empuje de suelo de Coulomb.

Para muros en voladizo de talón largo se pueden usar tanto la teoría de Coulomb como la teoría de Rankine. En el caso de este muro el empuje del suelo se aplica sobre un plano que se extiende verticalmente a partir del talón de la base del muro.

FIGURA N° 2.9 Simbología para el Empuje Activo



Fuente: Libro de análisis y diseño de puente por el método LRFD

TABLA N° 2.10 Ángulo de Fricción entre Diferentes Materiales

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, δ (°)	Coefficiente de fricción, $\tan \delta$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
• Roca sana y limpia	35	0,70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa	24 a 29	0,45 a 0,55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
• Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.		
Tablestacas de acero contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22	0,40
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17	0,31
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	14	0,25
• Limo fino arenoso, limo no plástico	11	0,19
Hormigón moldeado o prefabricado o tablestacas de hormigón contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17 a 22	0,31 a 0,40
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	17	0,31
• Limo fino arenoso, limo no plástico	14	0,25
Diferentes materiales estructurales:		
• Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas:		
o roca blanda tratada sobre roca blanda tratada	35	0,70
o roca dura tratada sobre roca blanda tratada	33	0,65
o roca dura tratada sobre roca dura tratada	29	0,55
• Mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano	26	0,49
• Acero sobre acero en trabado de tablestacas	17	0,31

Fuente: 3.11.5.3-1 (AASHTO LRFD, 2004)

2.4.5.4.4 Coeficiente de empuje lateral pasivo, (k_p)

Para suelos no cohesivos, los valores del coeficiente de empuje lateral pasivo se pueden tomar de la Figura 2.18 para el caso de muro inclinado o vertical con relleno de superficie horizontal, o de la Figura 2.19 para el caso de muro vertical y relleno de superficie inclinada.

Para los suelos cohesivos, los empujes pasivos se pueden estimar de la siguiente manera:

$$p_p = k_p \gamma_s g z 10^{-9} + 2c \sqrt{k_p} \quad (2.41)$$

2.4.5.5 Sobrecargas: ES y LS

2.4.5.5.1 Sobrecarga uniforme (ES)

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

$$\Delta_P = k_S q_s \quad (2.42)$$

Para condiciones de empuje activo k_s se deberá tomar como k_a , y para condiciones en reposo k_s se deberá tomar como k_o .

2.4.5.5.2 Sobrecarga viva (LS)

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

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

$$\Delta_P = k * g * h_{eq} * 10^{-9} \quad (2.43)$$

Las alturas de suelo equivalente, h_{eq} , para cargas carreteras sobre estribos y muros de sostenimiento se pueden tomar de las Tablas 2.13 y 2.14.

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

TABLA N° 2.11 Altura de suelo Equivalente para carga Vehicular sobre Estribos Perpendiculares al Tráfico.

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

Fuente: 3.11.6.4-1 (AASHTO LRFD, 2004)

TABLA N° 2.12 Altura de suelo Equivalente para carga vehicular sobre Muros de sostenimiento Paralelos al Trafico

Altura del muro (mm)	h_{eq} (mm)	
	Distancia entre el paramento posterior del muro y el borde del tráfico	
	0,0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1050	600
≥ 6000	600	600

Fuente: 3.11.6.4-2 (AASHTO LRFD, 2004)

2.4.5.6 Distribución de cargas para el diseño de la superestructura

Para la distribución de las cargas de carril para el diseño de elementos longitudinales de la superestructura se utilizó métodos de análisis aproximados o refinados. Las tablas de distribución de carga y la regla de la palanca o ley de momentos son métodos aproximados y pensados para la mayoría de diseños.

2.4.5.6.1 Tableros

Los tableros pueden ser diseñados para cargas vivas vehiculares usando métodos refinados, métodos empíricos o métodos aproximados los cuales distribuyen las cargas sobre anchos de faja equivalente y analizando las fajas como vigas continuas o simplemente apoyadas.

S = separación de los elementos de apoyo (mm)

$+M$ = momento positivo

$-M$ = momento negativo

X = distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm)

TABLA N° 2.13 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
	• Colado in situ con encofrados perdidos	Paralela o perpendicular	+M: 660 + 0,55S -M: 1220 + 0,25S
		Paralela o perpendicular	+M: 660 + 0,55S -M: 1220 + 0,25S
	• Prefabricado, postesado	Paralela o perpendicular	+M: 660 + 0,55S -M: 1220 + 0,25S
		Paralela o perpendicular	+M: 660 + 0,55S -M: 1220 + 0,25S

Fuente: 4.6.2.1.3-1 (AASHTO LRFD, 2004)

2.5 Diseño y calculo estructural de superestructura y subestructura

2.5.1 Materiales

2.5.1.1 Concreto

2.5.1.1.1 Resistencia a compresión

La resistencia a la compresión del hormigón (f'_c) a 28 días después del colocado es usualmente obtenida de un cilindro estandarizado de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura cargado longitudinalmente a rotura. El módulo de elasticidad del concreto, como:

$$E_c = 0.043 * \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \text{ MPa} \quad (2.44)$$

γ_c =es la densidad del hormigón (kg/m³) y f'_c = resistencia especificada del hormigón (MPa), esto para hormigones cuya densidad este comprendida entre 1440 y 2500 (kg/m³), como:

$$E_c = 4800 \sqrt{f'_c} \text{ Mpa} \quad (2.45)$$

La resistencia a la compresión del hormigón o las clases de hormigón deberían estar especificadas en la documentación técnica para cada componente del puente.

Clases de hormigón:

- ✓ El hormigón de Clase A generalmente se utiliza para todos los elementos
- ✓ El hormigón Clase B se utiliza en zapatas, pedestales, fustes de pilotes macizos y muros de gravedad.
- ✓ El hormigón Clase C se utiliza en secciones delgadas,
- ✓ El hormigón Clase P se utiliza cuando se requieren resistencias superiores a 28 MPa.
- ✓ El hormigón Clase S se utiliza cuando es necesario colocar bajo agua.

2.5.1.1.2 Resistencia a Tracción

Como ocurre con la resistencia a la compresión, la resistencia a tracción es un valor un tanto convencional que depende del tipo de ensayo. Existen tres formas de obtener la Resistencia a tracción: por flexotracción (módulo de rotura), por hendimiento y por ensayo directo de tracción axil, el último método no es práctico

2.5.1.2 Refuerzo de Acero

El tipo más común de acero de refuerzo (distinguiéndose de los aceros de pre-esfuerzo) viene en forma de barras circulares llamadas por lo general varillas y disponibles en un amplio intervalo de diámetros aproximadamente de 3/8 hasta 13/8 de pulgada para aplicaciones normales y en dos tamaño de barra pesados aproximadamente 1 3/4 hasta 2 1/4 de pulgada. Estas barras vienen corrugadas para aumentar la resistencia al deslizamiento entre el acero y el concreto.

TABLA N° 2.14 Nomenclatura, Áreas, Perímetros y Pesos de Barras Estándares

N° Barra ^a	Diámetro pulg.	Diámetro nominal	Diámetro, mm	Área, mm ²	Peso, kg/m
3	3/8 = 0,375	10	9,5	71	0,56
4	1/2 = 0,500	12	12,7	129	0,994
5	5/8 = 0,625	16	15,9	199	1,552
6	3/4 = 0,750	20	19,1	284	2,235
7	7/8 = 0,875	22	22,2	387	3,042
8	1 = 1,00	25	25,4	510	3,973
9	1 1/8 = 1,128 ^b	28	28,7	645	5,06
10	1 1/4 = 1,270 ^b	32	32,3	819	6,404
11	1 3/8 = 1,410 ^b	36	35,8	1006	7,907
14	1 3/4 = 1,693 ^b	45	43,0	1452	11,38
18	2 1/4 = 2,257 ^b	55	57,3	2581	20,24

Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto, Arthur H. Nilson, 2000

2.5.1.3 Acero de Pretensado

El material más utilizado como material de pretensado son los cables los cuales representa al acero del pretensado, los cables están constituidos por siete alambres de acero de baja relajación Grado 270 definido por ASTM A416 o las barras de alta resistencia lisas o conformadas no recubiertas.

El tamaño más habitual es el de 1/2 in., aunque el uso de los cables de 0.6 in. Se está popularizando, particularmente para aplicaciones pos-tesadas. Las propiedades de estos cables y barras se muestran en la Tabla 2.14

TABLA N° 2.15 Propiedades de los Cables y Barras del Pretensado

Material	Grado o Tipo	Diámetro (mm)	Resistencia a la Tracción $f_{yd}(Mpa)$	Tensión de fluencia $f_{yy}(Mpa)$
Cables	1725 Mpa (Grado 250)	6.35 a 15.24	1725	85% de f_{yd} , excepto 90% de f_{yd}
	1860Mpa(Grado 270)	9.53 a 15.24	1860	P /cables de baja relajación
Barras	Tipo 1, Lisas	19 a 35	1035	85 % de f_{yd}
	Tipo 2, Conformadas	16 a 35	1035	80 % de f_{yd}

Fuente: 5.4.4.1-1 (AASHTO LRFD, 2004)

Se pueden diferenciar dos tipos de cables

Cable (tendón) adherente – Es el cable en el cual el acero de pretensado se adhiere al hormigón,

Cable (tendón) no adherente – Es el cable en el cual el acero de pretensado está impedido de adherirse al hormigón y se puede mover libremente en relación con el mismo.

2.5.2. Consideraciones de diseño

2.5.2.1. Teoría básica de diseño

Las especificaciones AASHTO fueron desarrolladas en un formato de estados límites basados en la teoría de la confiabilidad. Un estado límite es una condición limitante para un funcionamiento aceptable del diseño del puente o de sus componentes. Para

lograr los objetivos de un diseño seguro, cada miembro y conexión del puente se debe examinar a algunos o a todos los estados límites de servicio, fatiga, resistencia y evento extremo.

Los requisitos básicos para el diseño de un puente para cada estado límite en el formato LRFD es:

$$\eta \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (2.46)$$

2.5.2.2. Estados límites de diseño

2.5.2.2.1 Estado límite de servicio

Para las estructuras de hormigón, el estado límite de servicio corresponde a las restricciones sobre anchos de fisuras y deformaciones bajo condiciones de servicio. Están dirigidos a asegurar que el puente se comportará de forma aceptable durante su vida útil.

2.5.2.2.2 Control de fisuras

Todos los elementos de hormigón armado están sujetos a fisuración bajo cualquier condición de cargas, incluyendo los efectos térmicos y la restricción de las deformaciones. El mejor control de la fisuración se logra cuando el acero de las armaduras está bien distribuido en la zona del hormigón sujeta a la máxima tracción. La separación del refuerzo de acero debería satisfacer la siguiente ecuación.

$$S \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad (2.47)$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} \quad (2.48)$$

Si la profundidad efectiva, d_e , de un elemento de hormigón no pretensado o parcialmente pretensado es mayor que 900 mm, se deberá distribuir uniformemente armadura superficial en ambas caras del elemento en una distancia de 2 más próxima

de la armadura de tracción por flexión. En cada cara lateral el área de armadura superficial A_{sk} , en mm^2/mm de altura, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_{sk} \geq 0.001(d_e - 760) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{1200} \quad (2.49)$$

2.5.2.3 Estado límite de fatiga

En puentes vehiculares y en otras situaciones, tanto el acero como el concreto están sometidos a un gran número de ciclos de esfuerzo. Bajo estas condiciones el acero al igual que el concreto está sujetos a fatiga.

En el caso de los puentes las cargas repetidas que causan la fatiga son los camiones que pasan sobre ellos.

La combinación de la carga de fatiga de la Tabla 2.1 tiene un factor de carga de 0.75 aplicada al camión de fatiga en sus componentes LL, IM y CE, todos los otros factores son cero.

2.5.2.3.1 Estado límite de resistencia y estado límite de eventos extremos

El estado límite de resistencia está gobernado por la resistencia estática de los materiales. Hay cinco diferentes combinaciones de carga por resistencia especificada en la Tabla 2.14. Las diferencias entre las combinaciones de carga por resistencia están asociadas principalmente con los factores de carga aplicados a la carga viva.

TABLA N° 2.16 Factores de resistencia ϕ en el estado Límite de Resistencia para Construcciones Convencionales

Estado límite de resistencia	Factores de Resistencia ϕ
Para flexión y tracción del hormigón armado	0.90
Para flexión y tracción del hormigón pretensado	1.00
Para corte y torsión	
Hormigón de densidad normal	0.90
Hormigón de baja densidad	0.70
Para compresión axial con espirales o zunchos:	
Excepto para Zonas Sísmicas 3 y 4	0.75
Para apoyo sobre hormigón	0.70
Para compresión en modelos de bielas y tirantes	0.70
Para compresión en zonas de anclaje:	
Hormigón de densidad normal	0.80
Hormigón de baja densidad	0.65
Para tracción en el acero en las zonas de anclaje	1.00
Para resistencia durante el hincado de pilotes	1.00

Fuente: 5.4.4.2-1 (AASHTO LRFD, 2004)

2.5.3 Análisis y diseño de la Losa

2.5.3.1 Método aproximado de las fajas equivalentes

El ancho de faja equivalente sobre la cual las cargas de ruedas pueden ser consideradas distribuidas en losas de hormigón coladas in situ.

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

2.5.3.2. Secciones de Diseño

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

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

2.5.3.3. Mínima altura y recubrimiento

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

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

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

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

2.5.3.4. Armadura de distribución

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

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

- Si la armadura principal es paralela al tráfico: $1750/\sqrt{S} \leq 50\%$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico: $3840/\sqrt{S} \leq 67\%$

Donde S: longitud de tramo efectiva en [mm]

La longitud efectiva se determina como [9.7.2.3]:

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

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

2.5.4 Hormigón armado

2.5.4.1 Resistencia a flexión en estado límite de Resistencia

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

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'c * b} \quad (2.50)$$

$$M_n = 0,85 f'c * a * b * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.51)$$

Dónde:

A_s = Área de la armadura de tracción necesaria.

f_y = Tensión de fluencia de la armadura de tracción

b = Base de la viga.

a = Distancia entre el eje neutro y la cara comprimida

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

De las anteriores de ecuaciones se obtiene:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_n}{0,85 * f'c * b}} \quad (2.52)$$

La condición de resistencia es:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (2.53)$$

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

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 * f'c * b * a}{f_y} \quad (2.54)$$

Dónde:

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_n}{0,85 * f'c * b * d^2}} \right] \quad (2.55)$$

2.5.4.1.1 Armadura máxima

La máxima cantidad de armadura deberá ser tal que:

$$A_{s_{máx}} = 0.75 \rho_b * b * d \quad (2.56)$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y} \quad (2.57)$$

Dónde:

$A_{s_{máx}}$: Refuerzo máximo a flexión

d = Distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada.

ρ_b = Cuantía balanceada.

f'_c = Resistencia característica del hormigón a los 28 días en Kg/cm²

f_y = Resistencia característica a la fluencia del acero en Kg/cm²

2.5.4.1.2 Armadura mínima

En cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión de diseño provocado por los cambios de temperatura la cual responde a la siguiente ecuación.

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * h \quad (2.58)$$

Dónde:

$A_{s_{min}}$: Refuerzo mínimo a flexión

ρ_{min} = Cuantía mínima (0,0018 para losas y 0,0033 para vigas)

2.5.4.2 Diseño por Cortante

La resistencia nominal al esfuerzo cortante ultimo de diseño, v_U se determina de la siguiente manera:

$$v_U = \frac{V_U}{\phi * b * d} \quad (2.59)$$

Donde el esfuerzo cortante ultimo debe ser menor o igual al esfuerzo cortante que resiste el hormigón más el esfuerzo cortante adicional que proporciona el acero:

2.5.4.2.1 Resistencia del hormigón a cortante

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

$$v_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} \quad (2.60)$$

Pero es más práctico usar la siguiente ecuación.

$$v_c = 0,167 * \sqrt{f_c'} \quad (2.61)$$

2.5.4.2.2 Secciones que requieren armadura transversal

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

$$v_U > 0,5 \phi v_c \quad (2.62)$$

2.5.4.2.3 Máximo espaciamiento

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que, S_{max} , el cual no será mayor que la mitad del canto para darle una buena distribución de esfuerzos.

2.5.4.2.4 Mínima armadura transversal

Si se requiere armadura transversal, el área de acero A_v en mm^2 deberá satisfacer la siguiente condición, f_c' y f_y en Mpa.

$$A_{vmin} = \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} * \frac{b_w * s}{f_y} > 0.33 * \frac{b_w * s}{f_y} \quad (2.63)$$

Dónde:

A_{vmin} : Área mínima de refuerzo para un espaciamiento. (mm^2)

b_w : Ancho de la sección del elemento en (mm)

2.5.5 Diseño de Vigas Pretensadas

2.5.5.1 Diseño por Flexión basado en Esfuerzos Permisibles

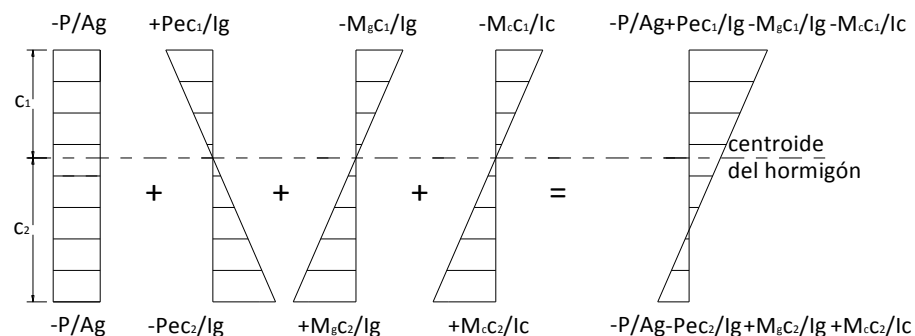
El estado límite de servicio aún es aplicado en el diseño de miembros de hormigón con tendones de acero que pre comprimen la sección de tal manera que los esfuerzos en el hormigón " f " pueden ser determinados de las propiedades de la sección elástica no fisurada y la ecuación familiar:

$$f = -\frac{P}{Ag} \pm \frac{P * e * c}{Ig} \mp \frac{M * c}{Ig} \quad (2.64)$$

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

$$f = -\frac{P}{Ag} \pm \frac{P * e * y}{Ig} \mp \frac{Mg * y}{Ig} \mp \frac{Mc * y}{Ic} \quad (2.65)$$

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



2.5.5.1.1 Esfuerzos Permisibles en el Hormigón

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

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

TABLA N° 2.17 Límites de tensión en hormigón pretensado antes de las pérdidas – Elementos totalmente Pretensado

Tensión De Compresión	
Elementos Pretensados	$0.6 * f'_{ci}$
Elementos Postesados	$0.6 * f'_{ci}$
Tensión De Tracción	
En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente	N / A
En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherentes	$0.25\sqrt{f'_{ci}}$ $\leq 1.38 \text{ MPa}$
En áreas con armadura adherente (barras armaduras o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculado suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0.5f_y$, no mayor que 210 MPa	$0.63\sqrt{f'_{ci}} \text{ MPa}$
Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados	$0.415\sqrt{f_c} \text{ MPa}$

Fuente: 5.9.4.1 (AASHTO LRFD, 2004)

TABLA N° 2.18 Límites de tensión en hormigón pretensado después de las pérdidas – elementos totalmente pretensados

Tensión De Compresión	
Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0.45f'_c MPa$
Tensión De Tracción	
Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas	$0.50\sqrt{f'_c} MPa$
Para elementos con tendones de pretensado para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas	$0.25\sqrt{f'_c} MPa$
Para elementos con tendones no adherentes	Tracción nula

Fuente: 5.9.4.2 (AASHTO LRFD, 2004)

2.5.5.1.2 Inecuaciones de Condición

2.5.5.1.2.1 Etapa Inicial (transferencia)

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

Inecuación I

$$-\frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i * e_g}{S_{1g}} - \frac{M_{dg}}{S_{1g}} \leq f_{ti} \quad (2.66)$$

Inecuación II

$$-\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i * e_g}{S_{2g}} + \frac{M_{dg}}{S_{2g}} \geq f_{ci} \quad (2.67)$$

2.5.5.1.2.2 Etapa Final (servicio)

En ésta etapa además de las cargas que actúan en la etapa inicial, actúa las cargas de servicio y la fuerza de pretensado efectiva ($Pe = R * Pi$).

Inecuación III

$$-\frac{R * Pi}{Ag} + \frac{R * Pi * eg}{S1g} - \frac{Mdg + Md1}{S1g} - \frac{Md2 + ML}{S1c} \geq fcs \quad (2.68)$$

Inecuación III

$$-\frac{R * Pi}{Ag} - \frac{R * Pi * eg}{S2g} + \frac{Mdg + Md1}{S2g} + \frac{Md2 + ML}{S2c} \leq fts \quad (2.69)$$

2.5.5.1.3 Excentricidad Límite

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

Inecuación I

$$eg \leq \left(fti + \frac{Pi}{Ag} + \frac{Mdg}{S1g} \right) \frac{S1g}{Pi} \quad (2.70)$$

Inecuación II

$$eg \leq - \left(fci + \frac{Pi}{Ag} - \frac{Mdg}{S2g} \right) \frac{S2g}{Pi} \quad (2.71)$$

Inecuación III

$$eg \geq \left(fcs + \frac{R * Pi}{Ag} + \frac{Mdg + Md1}{S1g} + \frac{Md2 + ML}{S1c} \right) \frac{S1g}{R * Pi} \quad (2.72)$$

Inecuación IV

$$eg \geq - \left(f_{ts} + \frac{R * P_i}{A_g} - \frac{M_{dg} + M_{d1}}{S_{2g}} - \frac{M_{d2} + M_L}{S_{2c}} \right) \frac{S_{2g}}{R * P_i} \quad (2.73)$$

2.5.5.2 Verificación por flexión en estado límite de Resistencia

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

$$\phi M_n = \phi \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (2.74)$$

Dónde:

$$a = \beta_1 c$$

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y}{0,85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (2.75)$$

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

$$\begin{aligned} \phi M_n = \phi & \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \right. \\ & \left. + 0,85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \right] \quad (2.76) \end{aligned}$$

Dónde:

$$a = \beta_1 c$$

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - 0,85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0,85f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (2.77)$$

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

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (2.78)$$

Siendo:

$$k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (2.79)$$

Dónde:

A_{ps} = área del acero de pretensado

f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado

f_{py} = tensión de fluencia del acero de pretensado

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

f_y = tensión de fluencia de la armadura de tracción

b = ancho del ala comprimida

b_w = ancho del alma

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

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

f_{ps} = tensión media en el acero de pretensado a la resistencia nominal a la flexión

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

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

a = altura del diagrama de tensiones equivalente

2.5.5.2.1 Armadura Máxima

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

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42 \quad (2.80)$$

Siendo:

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_{p+} + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad (2.81)$$

Dónde:

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

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

2.5.5.2.2 Armadura Mínima

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

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

$$M_{cr} = S_c (f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} \right) \leq S_c f_r \quad (2.82)$$

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

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

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

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

Si las vigas se diseñan de manera que la sección monolítica o no compuesta resista todas las cargas, en la expresión anterior para calcular M_{cr} se deberá sustituir S_{nc} por $S_c * 1,33$ veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia.

2.5.5.3 Diseño por cortante

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

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s + V_p \\ V_n &= 0,25 * f_c' * b_w * d_v + V_p \end{aligned} \quad (2.83)$$

Siendo:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v * (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}{s} \quad (2.84)$$

Dónde:

V_p = Componente de la fuerza de pretensado efectiva.

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

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

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v}{s} \quad (2.85)$$

El área de refuerzo al corte requerido por cálculo será:

$$A_v = \frac{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p\right) * s}{f_y * d_v} \quad (2.86)$$

La separación máxima se calcula de manera similar que para hormigón armado con la diferencia que la tensión de corte se calcula como: $v_s = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v}$

2.5.5.3.1 Resistencia del Hormigón a Cortante

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

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

$$V_{ci} = 0,05\sqrt{f_c'} b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cr}}{M_{máx}} \leq \frac{1}{7\sqrt{f_c'} b_w} * d_p \quad (2.87)$$

$$V_{cw} = 0,3(\sqrt{f_c'} + f_{pc}) b_w * d_p + V_p \quad (2.88)$$

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

Dónde:

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

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

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

V_p = Componente vertical de la fuerza de pretensado

$$M_{cr} = \frac{I}{Y_t} * (0,5\sqrt{f_c'} + f_{pe} - f_d) \quad (2.89)$$

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

$$V_c = \left(0,05\sqrt{f_c'} + 5 \frac{V_u * d_p}{M_u}\right) b_w * d_p \quad (2.90)$$

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

2.5.5.4 Pérdidas de pretensado

Dentro de las pérdidas de pretensado están las pérdidas instantáneas que se dan al inicio del pretensado y las pérdidas diferidas que se dan a lo largo del tiempo, estas pérdidas deben ser calculadas.

2.5.5.4.1 Pérdidas instantáneas

- I. **Por fricción**, la tensión se reduce a lo largo de la longitud del cable, por lo general los tendones se anclan en un extremo y se estiran mediante los gatos desde el otro. A medida en que el acero se desliza a través de la vaina, se desarrolla la resistencia friccionante, con el resultado de que la tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el gato.
- II. **Por incrustación de anclaje**, inmediatamente después de la transferencia de fuerzas se reduce la tensión en los cables por el deslizamiento en los anclajes en los miembros postensados.
- III. **Por acortamiento elástico**, cuando la fuerza pretensora se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el hormigón a medida en que este se comprime causará una pérdida de tensión en los tendones.

2.5.5.4.2 Pérdidas diferidas

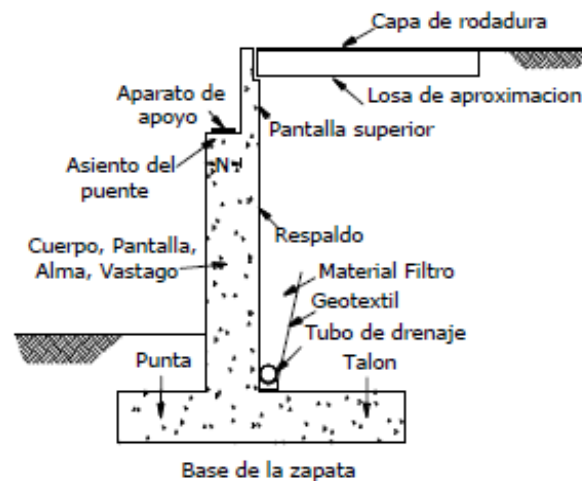
- I. **Por contracción**, el hormigón es sujeto a un esfuerzo de compresión constante, primero se deforma elásticamente, y después continuara deformándose en el tiempo.
- II. **Por flujo plástico**, el hormigón es sujeto a un esfuerzo de compresión constante, primero se deformará y después continuara deformándose en el tiempo.
- III. **Por relajación**, los tendones o cables de pretensado 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 hormigón.

Existirá una aminoración gradual del esfuerzo en el acero bajo estas condiciones en razón al relajamiento, aun cuando la longitud se mantenga casi constante.

2.5.6 Estribos

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

FIGURA N° 2.10 Componentes de un Estribo



Fuente: Libro de análisis y diseño de puente por el método LRFD

2.5.6.1 Tipos de Estribos

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

- Estribo tipo gravedad.
- Estribo tipo semigravedad en voladizo
- Estribo con contrafuertes
- Un estribo de caballete sobre pilotes con aleros cortos

2.5.6.2 Selección del estribo

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

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

2.5.6.3 Estados límites

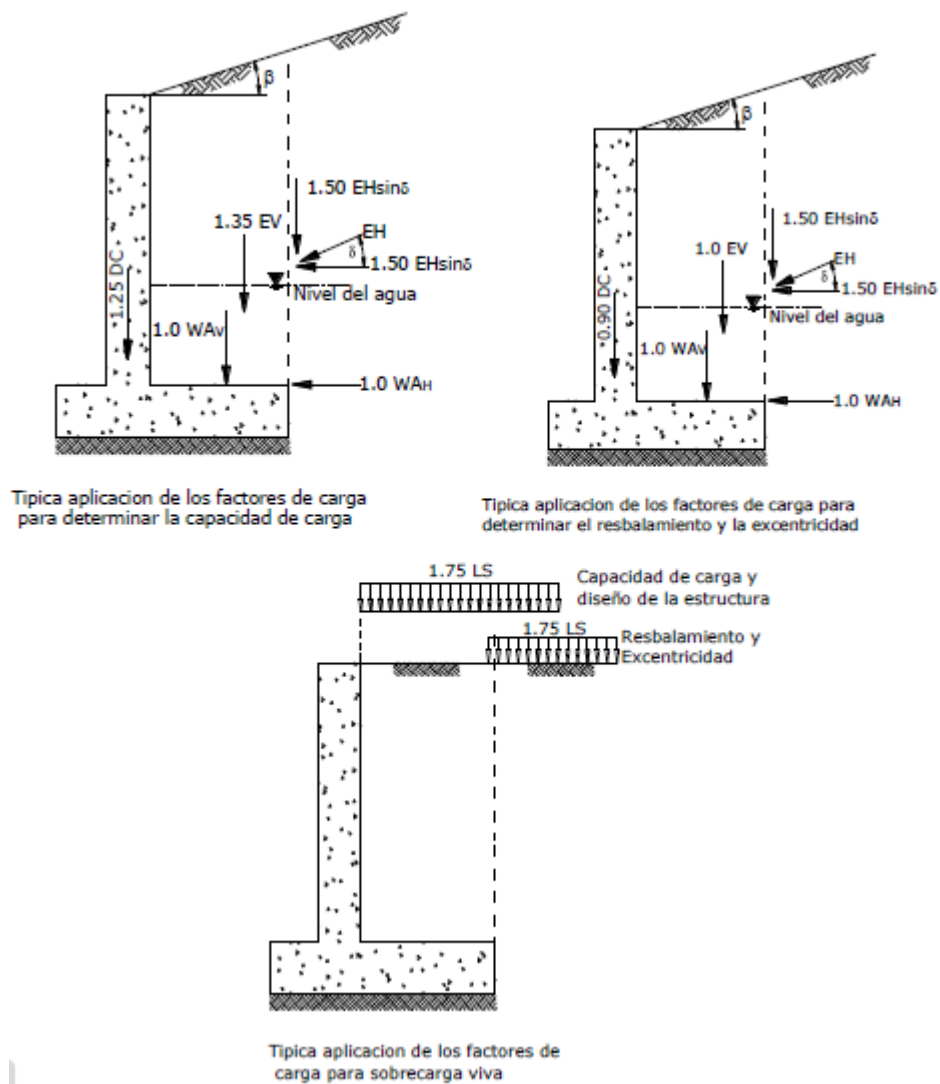
Se considera que se ha alcanzado un estado límite cuando un estribo falla para satisfacer su diseño. Los estados límites para el diseño de estribos pueden ser categorizados en: estados límites últimos o de resistencia, estados límites de servicio y estados límites de evento extremo, en el presente trabajo solo se desarrollaran los dos primeros.

2.5.6.3.1 Estados Límites Últimos.-Un estribo alcanza un estado límite último cuando la estructura se vuelve inestable.

2.5.6.3.2 Estados Límites de Servicio.-Un estribo puede experimentar un estado límite de servicio debido a un excesivo deterioro o deformación.

2.5.6.4 Factores de Carga y de Resistencia

FIGURA N° 2.11 Típicas Aplicaciones de factores de Carga



Fuente: Norma AASHTO LRFD 2004 11.6.3.3

El método de diseño para las subestructuras se encuentra en las Especificaciones LRFD, el cual puede ser expresado con la condición matemática:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (2.91)$$

Dónde:

ϕ = Factor de resistencia

R_n = Resistencia nominal

η_i = Modificador de cargas

γ_i = Factor de carga para el componente i

Q_i = Componente de carga i

TABLA N°2.19 Factores de resistencia para el estado límite de Resistencia de las Fundaciones Superficiales

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad de carga y empuje pasivo	Arena:	
	• Procedimiento semiempírico utilizando datos de ensayos SPT	0,45
	• Procedimiento semiempírico utilizando datos de ensayos de penetración (CPT)	0,55
	• Método racional - usando ϕ estimado a partir de datos de ensayos SPT	0,35
	usando ϕ estimado a partir de datos de ensayos CPT	0,45

Fuente: 10.5.5-1 (AASHTO LRFD, 2004)

2.5.6.4.1 Factores de Carga.- Los factores de carga son aplicados a las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres de las cargas y las solicitaciones.

2.5.6.4.2 Factores de Resistencia.- Los factores de resistencia son usados para tomar en cuenta las incertidumbres de las propiedades estructurales, propiedades del suelo, variabilidad de la mano de obra, inexactitudes en las ecuaciones de diseño para estimar la resistencia.

2.5.6.5 Cargas que actúan en los Estribos

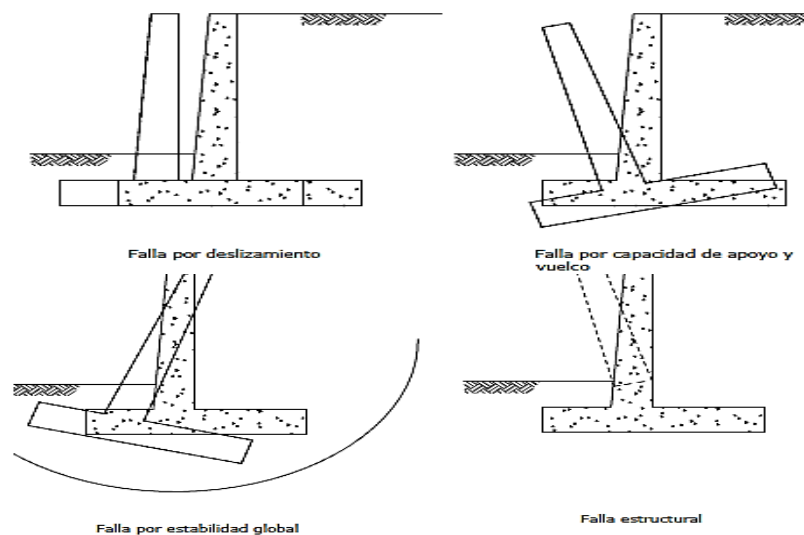
Las cargas que actúan en un estribo son los siguientes:

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

2.5.6.6 Requisitos de Diseño para Estribos

Modos de falla para estribos.- los estribos están sujetos a varios estados limites o tipos de falla, la falla puede ocurrir dentro el suelo o en los elementos estructurales.

FIGURA N° 2.12 Modos de Falla



Fuente: Libro de análisis y diseño de puente por el método LRFD

2.5.6.7 Procedimientos de Diseño para Estribos

PASO 1. Criterios de estabilidad

1. La localización de la resultante en la base (revisión al volteo o vuelco), se determina equilibrando los momentos alrededor del punto C como muestra la figura 2.13a. El criterio para la localización de la resultante es que esta deba caer dentro el medio central de la base para fundaciones en suelo, ver Figura 2.13a y dentro los tres cuartos centrales de la base para fundaciones en roca, ver Figura 2.13b. Este criterio reemplaza la revisión de la relación de momentos estabilizantes sobre momentos de vuelco.

Para fundación en suelo

$$e \leq \frac{B}{4} \quad (2.92)$$

Para fundación en roca

$$e \leq \frac{3B}{8} \quad (2.93)$$

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

Si el muro es soportado por una fundación en suelo:

La tensión vertical se deberá calcular suponiendo una presión uniformemente distribuida sobre el área de una base efectiva como se ilustra en la Figura 2.11.

La tensión vertical se deberá calcular de la siguiente manera:

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e} \quad (2.94)$$

Si el muro es soportado por una fundación en roca:

La tensión vertical se deberá calcular suponiendo una presión distribuida linealmente sobre el área de una base efectiva como se ilustra en Figura 2,13a. Si la resultante cae dentro del tercio central de la base:

$$\sigma_{vmax} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B} \right) \quad (2.95)$$

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

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

$$\sigma_{vmax} = \frac{2 \Sigma V}{3[(B/2) - e]} \quad (2.96)$$

$$\sigma_{vmin} = 0$$

3. La seguridad frente al deslizamiento (falla por resbalamiento)

La resistencia mayorada se tomara como

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_\tau Q_\tau \quad (2.97)$$

Si el suelo debajo de la zapata es no cohesivo:

$$Q_\tau = V \tan \delta \quad (2.98)$$

Para lo cual:

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

$= 0.8 \tan \phi_f$ Para zapatas de hormigón prefabricado

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

Paso N° 2. Revisión de dimensiones.- Cuando las dimensiones preliminares del estribo resultan inadecuadas, estas dimensiones se deben cambiar hasta encontrar las dimensiones adecuadas. Por ejemplo se puede mejorar la estabilidad variando la posición del cuerpo del estribo, el ancho de base y la altura del estribo.

FIGURA N° 2.13a Criterios para para determinar Presión en contacto en fundación en Suelo

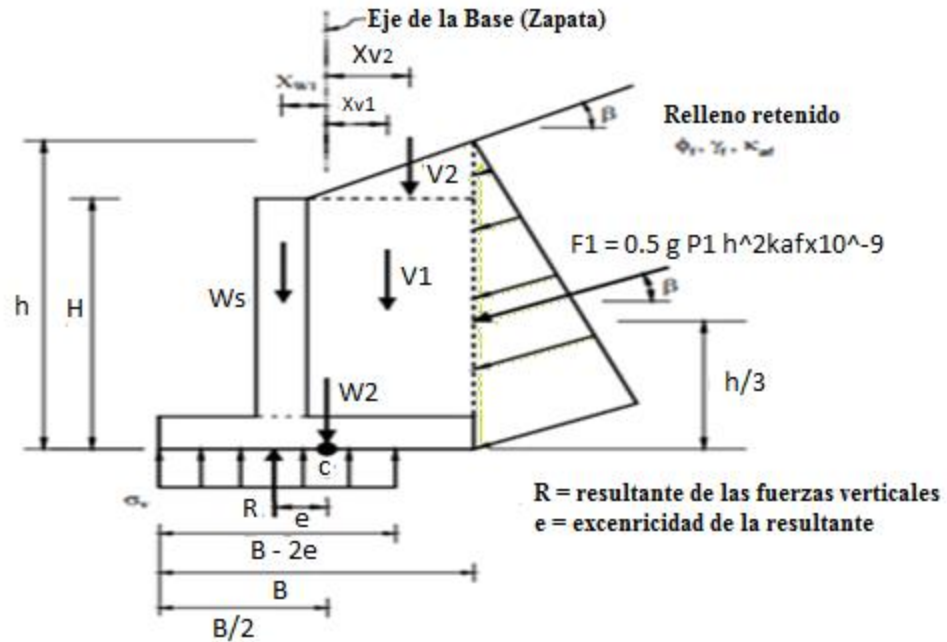
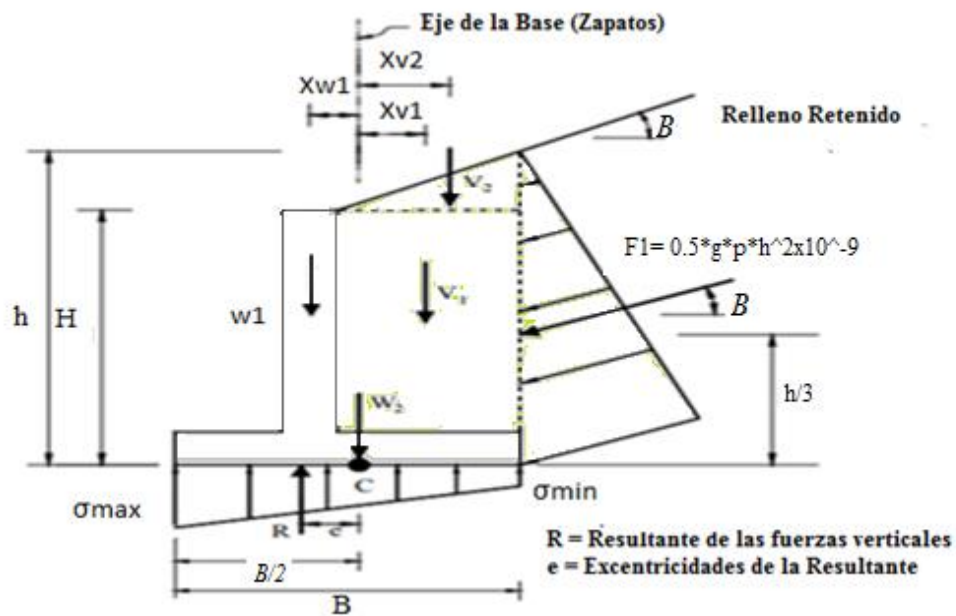


Figura N° 2.13b Criterios para para determinar Presión en contacto en fundación en Roca



Fuente: AASTHO 2014 (11.6.3.2)

2.6 Líneas de Influencias de una Viga Simplemente Apoyada

Las líneas de influencias son gráficos a escala que nos permite calcular solicitaciones ya sea de momentos flexor o corte. Para una distancia x y una carga puntual unitaria. En este caso solo efectuamos el análisis de la viga de 30 m del proyecto como una sola viga (Ing. Hugo Belmonte pg.25)

Figura N° 2.14. Líneas de influencia viga Apoyada

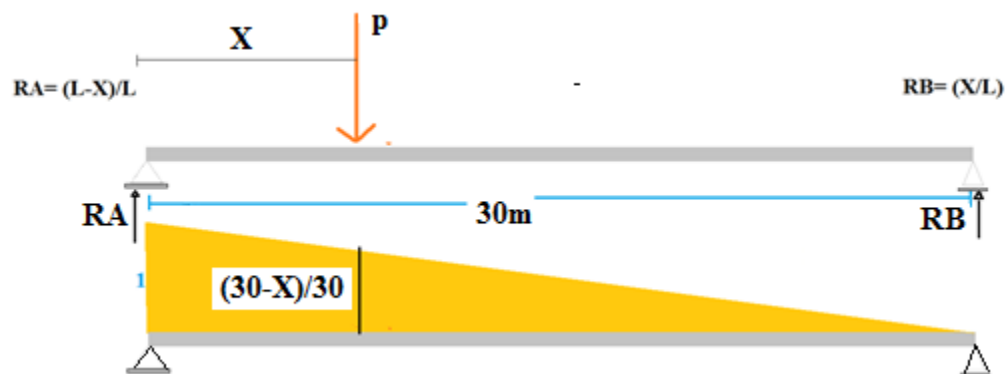


Diagrama de las reacciones respecto carga unitaria a una distancia x

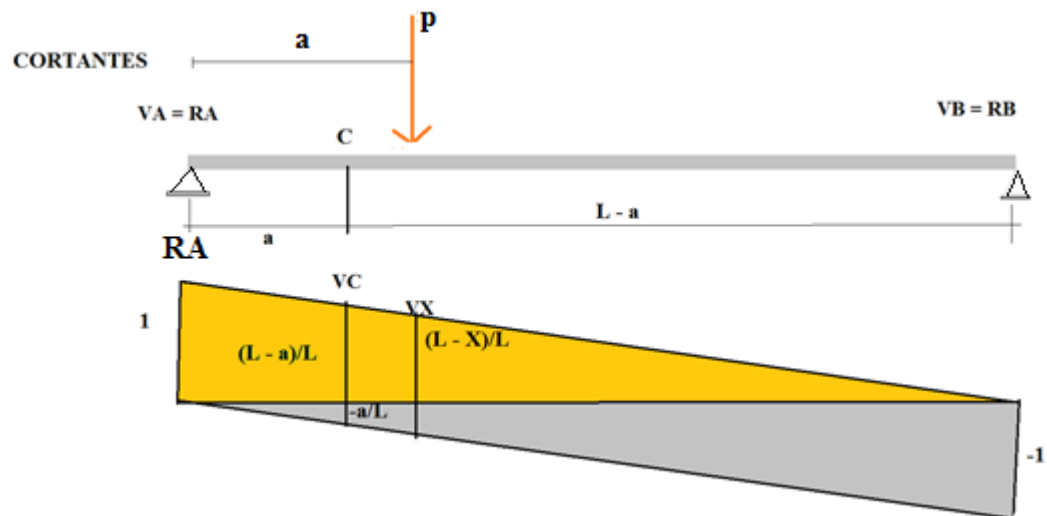


Diagrama de influencias del esfuerzo cortante en una sección cualquiera C

$$V_c = R_a - 1 = \frac{L-x}{L} - 1 = -\frac{x}{L}$$

$$\text{Para } x = 0 \quad V_c = 0$$

$$\text{Para } x = L \quad V_c = -1$$

Cuando la carga $P = 1$ se encuentra en el sector $L - a$ se tiene:

$$V_c = R_a = \frac{L-1}{L} \quad \text{Para } x = 0$$

$$V_c = 1, \text{ para } x = L \quad V_c = 0$$

Líneas de influencia Momento Flector C

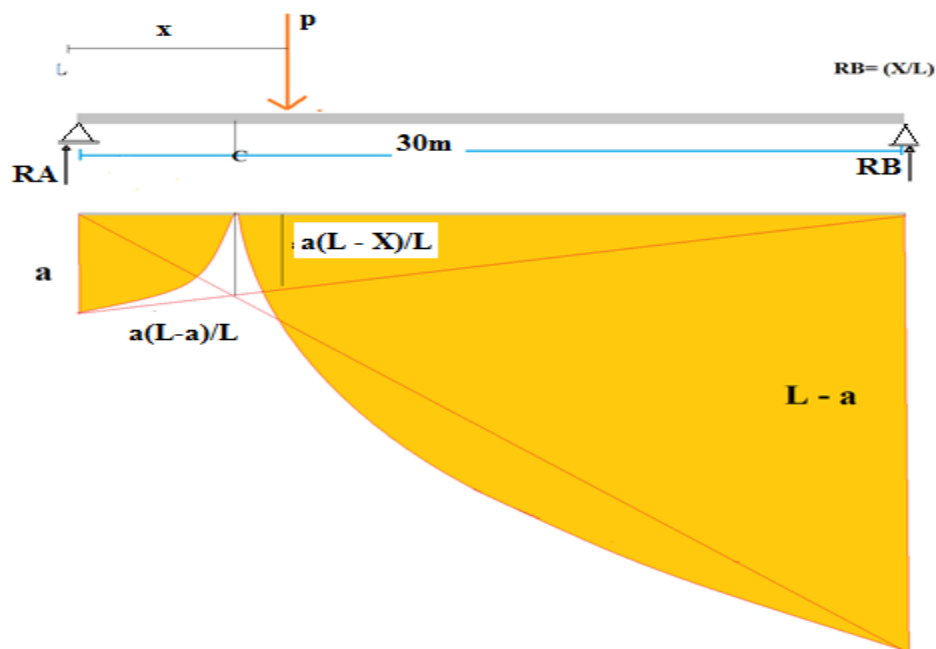


Diagrama de influencias del esfuerzo flexor en una sección cualquiera C

Cuando la carga P se encuentra en el sector $M_c = M_c = X * (1 - \frac{a}{L})$

Discutiendo esa ecuación, se tiene:

$$\text{Para } x = 0 \quad M_c = 0$$

$$\text{Para } x = a \quad M_c = \frac{a*(L-a)}{L}$$

$$\text{Para } x = L \quad M_c = L - a$$

Fuente: Libro Belmonte pag. 25

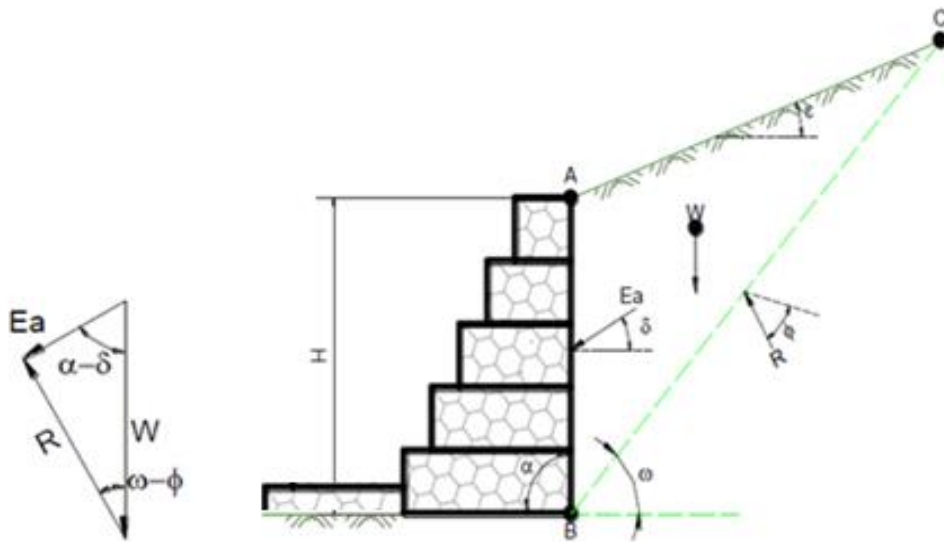
2.7.1.1.1 Determinación del Empuje Activo Gavión tipo Caja

Para determinar la superficie de aplicación del empuje activo hay dos casos a considerar.

En el primero de estos casos, la geometría de los gaviones es tal que la cara en contacto con el macizo contenido es plana, es decir, que la superficie de empuje es el propio paramento interno del muro como se ve en la Figura N° 2.17 - (a)

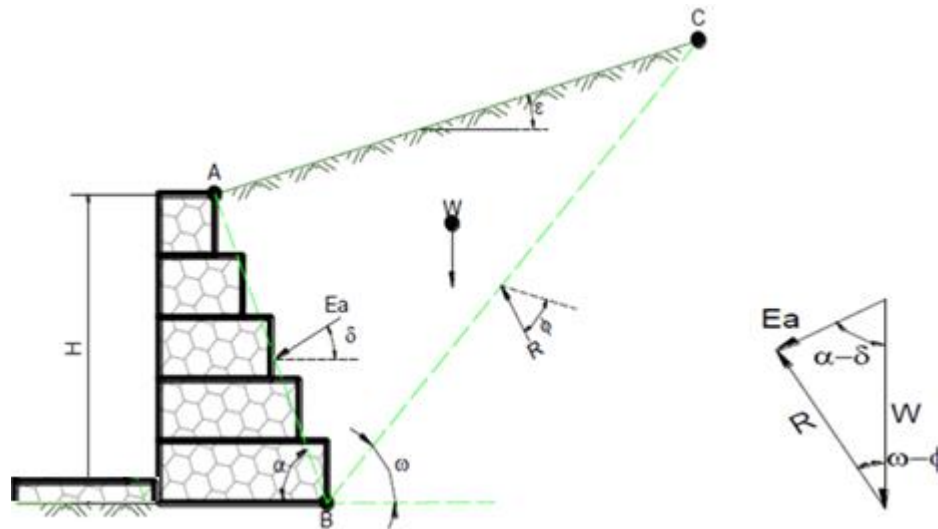
FIGURA N° 2.17 - (a)

Aplicación del Empuje Activo en cara Plana



Fuente: Elaboración propia

FIGURA N° 2.17- (b)
 Aplicación del Empuje Activo en cara escalonada



Fuente: Elaboración propia

En el otro caso, demostrado en la Figura N° 2,17 - (b).- los gaviones están dispuestos de manera tal que forman escalones en la cara en contacto con el macizo. En este caso es necesario establecer un plano de aplicación del empuje ficticio como lo demostrado en la figura. En el caso del muro con escalones internos, se considera la superficie que une los extremos internos superior e inferior del muro.

Según lo anterior, quedaría establecido el ángulo “ α ” formado por el plano de empuje y la horizontal. De igual forma debemos establecer que el ángulo “ β ” es aquél que forma la cara del muro con la vertical (Ver Figura N° 2.18). Es preciso destacar que, para que el muro obtenga más estabilidad, este valor de “ β ” debe ser mayor que 0° , donde se puede indicar que este valor generalmente oscila entre $\beta = 6^\circ$ y $\beta = 10^\circ$.

FIGURA N° 2.18

Angulo β que forma con la cara del muro con la Vertical



Fuente: Elaboración Propia

Desde el punto de vista matemático, en ángulo “ α ” estará definido por las expresiones que se indican a continuación. Si la geometría de los gaviones es tal que la cara en contacto con el macizo de tierra contenido es plana, el ángulo “ α ” sería:

$$\alpha = 90^\circ + \beta \quad (2.99)$$

Si la geometría de los gaviones está dispuesto de manera tal que forman escalones en la cara en contacto con el macizo de tierra, el ángulo “ α ” sería:

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{H}{(B-A)} + \beta \quad (2.100)$$

Para la determinación del empuje activo que actúa sobre la estructura de contención, es necesario que los parámetros del suelo contenido sean correctamente seleccionados. Estos parámetros son el peso específico “ γ ”, el ángulo de fricción interno “ ϕ ” y su cohesión “ c ”.

El peso específico puede ser determinado a partir de ensayos “in situ”, tales como el embudo de arena. También se puede estimar el valor del peso específico del material a partir de valores como los de la Tabla N° 2.20

Tabla N° 2.20
Valores típicos del peso Específico del Suelo

TIPO DE SUELO	PESO ESPECIFICO (Kg/m ³)
Arena Angular suelta	1700
Arena Angular compacta	2000
Arena Limosa suelta	1800
Arena Limosa compacta	1900
Limo	1700 - 1900
Limo Arcilloso	1600 - 1800
Arcilla Inorgánica	1500 - 1700
Arcilla Orgánica	1300 - 1600

Fuente: Manual de Gaviones (Univ. Carabobo, Gian F. Morassultif) Pag.53

El valor del ángulo de fricción interno del suelo debe ser determinado a partir de ensayos de resistencia al corte tales como el corte directo o a la compresión triaxial.

Existen también valores tabulados para el ángulo de fricción interno de varios tipos de suelo, como los mostrados en la Tabla N° 2.21 Esta tabla puede suministrar una estimativa inicial del valor del ángulo de fricción interno del suelo.

Tabla N° 2.21

Valores típicos del ángulo de fricción interno de suelos no cohesivos

TIPO DE SUELO	Angulo de Fricción (grados)
Arena angular suelta	32 - 36
Arena angular compacta	35 - 45
Arena sud-angular, suelta	30 - 34
Arena sud-angular, compacta	34 - 40
Arena redondeada , suelta	28 - 32
Arena redondeada , compacta	32 - 38
Arena limosa, suelta	25 - 35
Arena limosa, compacta	30 - 36
Limo	25 - 35

Fuente: Manual de Gaviones (Univ. Carabobo, Gian F. Morassultif) Pág. 54

El empuje activo “Ea “que actúa sobre la estructura puede ser determinado directamente por las expresiones de la Teoría de Coulomb, cuando:

- El suelo es homogéneo
- La superficie superior del macizo contenido es plana
- El suelo es no cohesivo
- El nivel freático esta debajo de la base del muro
- No ahí sobrecarga irregular sobre el macizo

En caso que estas condiciones fueran suficientes, el empuje activo está dado por:

$$Ea = \frac{1}{2} Ka * \gamma_s * H^2 \quad (101)$$

Dónde:

Ea = Es el Empuje Activo del terreno en Kg/m.

γ_s = Es el peso específico del material a contener en Ton/m³.

H = Es la altura del muro en m.

Ka = Es el coeficiente de empuje activo.

Considerando la Teoría de Rankine, la cual establece el estado de equilibrio plástico del suelo, sin fricción entre muro y suelo, se obtiene un coeficiente de empuje Ka como sigue:

$$Ka = \cos \varepsilon * \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos \varepsilon^2 - \cos \Phi^2}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos \varepsilon^2 - \cos \Phi^2}}$$

Dónde: (2.102)

α = es el ángulo formado por el plano de empuje y la horizontal.

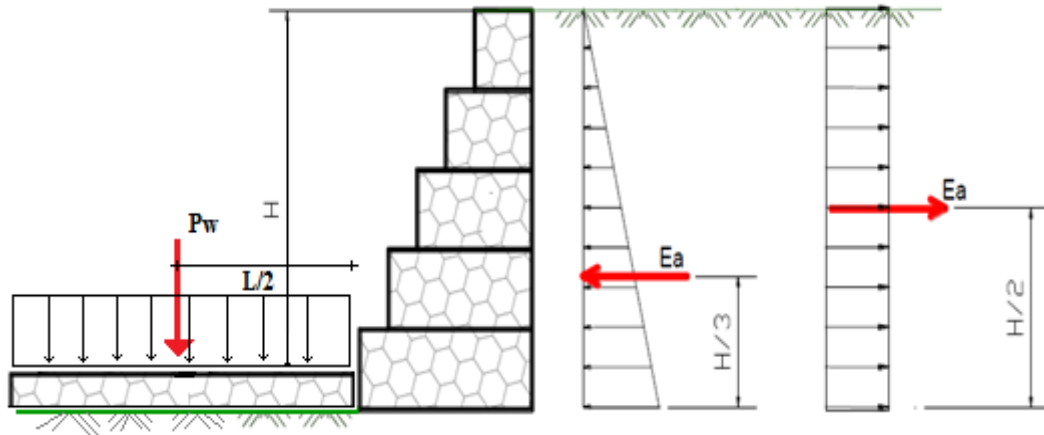
Φ = es el ángulo de fricción interna del suelo.

ε = es el ángulo formado por la inclinación del talud de relleno y un plano horizontal.

Independientemente que la Teoría de Coulomb establece en sus premisas que el suelo es no cohesivo, suele ser conveniente despreciar la cohesión, ya que ésta, en el relleno contenido, puede modificarse con el tiempo y tiene gran influencia sobre el valor final del empuje.

Desde el punto de vista ilustrativo, el empuje sobre una estructura tiene forma de diagrama triangular con sentido hacia el muro de contención, mientras que el empuje debido a la cohesión del material tiene forma de diagrama rectangular con sentido hacia el macizo de tierra. Ilustrado en la Figura N° 2.19

FIGURA N° 2.19
Ilustración del Empuje Activo sobre el Muro (Diagrama triangular) y el empuje debido a la cohesión (Diagrama rectangular)



Fuente: Elaboración Propia

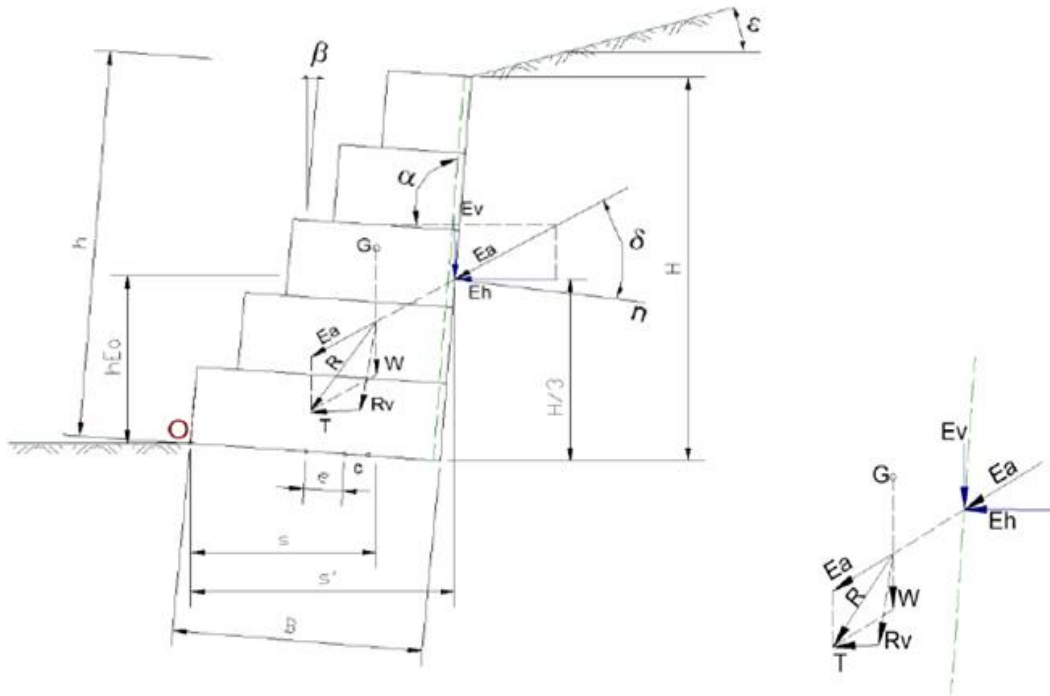
2.7.1.1.2 Análisis de Estabilidad Gavión tipo Caja

Para llevar a cabo el análisis de estabilidad de un muro de gaviones se deben calcular los siguientes factores:

- Factor de seguridad al volcamiento (**Fsv**)
- Factor de seguridad al deslizamiento (**Fsd**)
- Verificación de las tensiones transmitidas por el terreno.
- Verificación de secciones intermedias.

Las fuerzas actuantes y resistentes se indican en la figura que se muestran a continuación las cuales contemplan los muros con escalones externos en el presente proyecto.

FIGURA N° 2.20
Fuerzas que actúan en un muro típico de gaviones con escalones Externos



Fuente: Elaboración Propia

2.7.1.1.3 Verificación del Factor de Seguridad al Volcamiento

Este factor de seguridad al volcamiento “Fsv”, es la relación entre los momentos estabilizantes “ME” y los momentos de volcamiento “MV”.

Los momentos estabilizantes son producidos por el peso propio del muro “W” y la componente vertical del empuje activo “Ev”, mientras que los momentos actuantes, que generan volcamiento, son producidos por los empujes del terreno, es decir, la componente horizontal del empuje activo “Eh”

En tal sentido, el factor de seguridad al volcamiento “Fsv” sería:

$$F_{sv} = \frac{ME}{MV} \leq 2 \quad (2.103)$$

2.7.1.1.4 Verificación del Factor de Seguridad al Deslizamiento

Con respecto al factor de seguridad al deslizamiento “Fsd”, éste se evalúa en el plano de la base del muro, como una relación entre las fuerzas de roce y las fuerzas horizontales.

Se recomienda que el factor de seguridad sea superior a 1,5 en suelos granulares y a 2,0 en materiales cohesivos. En algunos casos se inclina la base del muro para mejorar este nivel de seguridad.

$$\frac{f * F_v}{E_A} \geq FSD \geq 1.5 \quad (2.104)$$

f = Coeficiente de fricción

F_v = Fuerzas Verticales

E_a = Fuerzas Horizontales

Siendo: $f = \tan\theta$

θ = Angulo de fricción entre el suelo y la superficie del muro

2.7.1.1.5 Verificación de las Tensiones Transmitidas al Terreno

Como principio ineludible, para garantizar la estabilidad de la estructura, la capacidad admisible del suelo de fundación σ_{adm} debe ser mayor que el esfuerzo de compresión máximo o presión de contacto σ_{max} transferido por el muro al terreno de fundación, para todas las combinaciones de carga:

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max} \quad (2.105)$$

Para calcular la excentricidad “ex” de la fuerza resultante vertical “Rv”, medida desde el centro de la base del muro B, se puede utilizar la siguiente expresión:

$$ex = \frac{B}{2} - Xr \quad (2.106)$$

En tal sentido la excentricidad es:

$$ex = \frac{B}{2} - \left(\frac{ME - Mr}{Rv} \right) \quad (2.107)$$

Dónde:

B = Ancho de la base del muro

Xr = Distancia horizontal medida desde el punto “O” y dirección resultante Rv

ME = Momento estabilizante

MV = Momento al volcamiento

Rv = Resultante fuerzas Verticales

La fuerza resultante vertical “Rv” se puede calcular como sigue:

$$Rv = (W + Ev) * \text{Cose} \beta + Eh * \text{Sin} \beta$$

Se puede asumir que existe una distribución lineal de tensiones sobre el terreno, cuando la fuerza resultante “Rv”, cae dentro del tercio central las tensiones se determinan con las siguientes expresiones:

Para el caso: $ex < \frac{B}{6}$

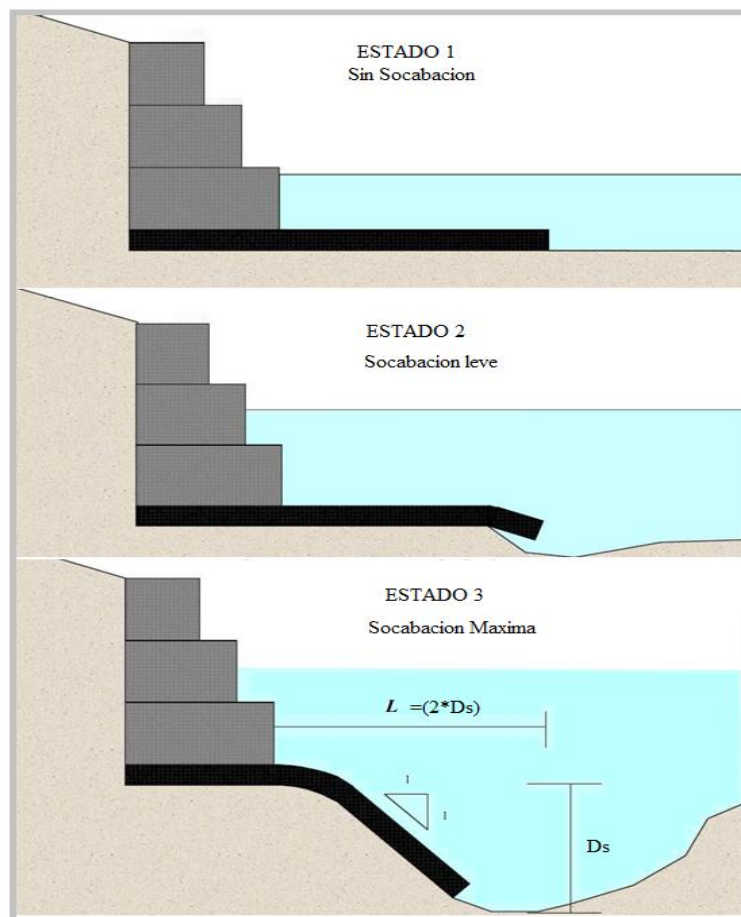
$$\sigma \max = \frac{Rv}{B} \left(1 + \frac{6 * ex}{B} \right) \quad (2.108)$$

$$\sigma \min = \frac{Rv}{B} \left(1 - \frac{6 * ex}{B} \right)$$

2.7.1.2 Diseño de la Colchoneta Reno

Es una base antisocavante flexible de gaviones, está diseñada para asentarse sin fracturarse y adherirse al suelo cuando se produzca la erosión. Ver figura N°2.21

FIGURA N° 2.21
Ilustración estados del funcionamiento del colchón Reno



Fuente: Manual de protección de márgenes MACCAFERRI

Para evitar que la base antisocavante se levante del suelo o se vuelque, esta debe tener un mínimo de 23 cm de espesor.

Para que la protección de la base antisocavante sea efectiva, este debe ser 1.5 a 2.5 veces el límite exterior de la socavación que se produce por efecto del agua en una gran avenida.

Las recomendaciones de diseño de gaviones indican un valor de 1,50 – 2.0 veces la profundidad de socavación, para el presente proyecto proporciona un valor de:

$$Le \geq DS \times (1.5 \text{ a } 2.0) \quad (2.109)$$

Dónde:

Le = Base antisocavante de la colchoneta efectiva

Ds = Altura de socavación

Se debe calcular la velocidad media (V)

$$V = K_s \times J^{\frac{1}{2}} \times R^{\frac{5}{3}} \quad (2.110)$$

V = Velocidad media (m/s)

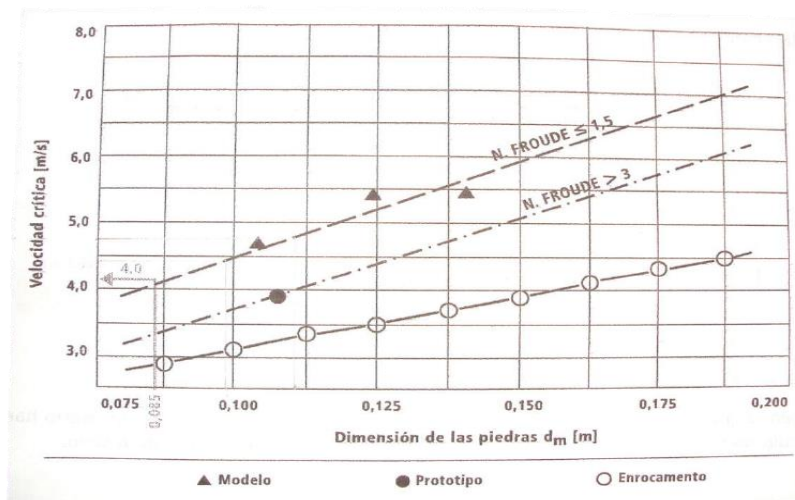
R = Radio hidráulico (m)

J = Pendiente

Ks = Coeficiente de Rugosidad que depende del lecho del río

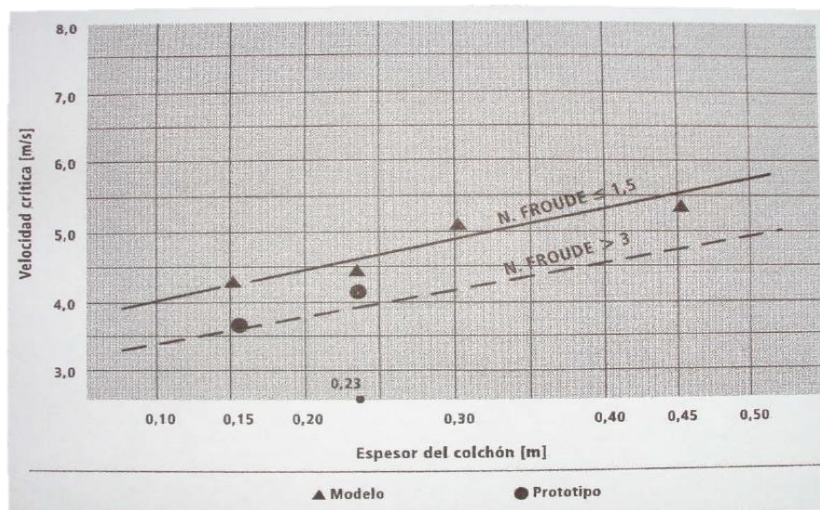
Con el valor del diámetro medio Dm 0.085 m y el número de Froude, se obtiene la velocidad crítica del Abaco de la figura N°2.21 siguiente.

FIGURA N° 2.22 Abaco Velocidad Crítica (m/s)



Fuente: Manual de protección de márgenes MACCAFERRI

Figura N° 2.23 Abaco espesor del Colchón (m)



Fuente: Manual de protección de márgenes MACCAFERRI

Comparación: velocidad real se obtuvo mediante la ecuación de Manning, y la velocidad crítica (V_c), con la figura N°2.21 previamente calculado el número de Froude y selección de d_{50} , (diámetro del material de relleno). Si $V < V_c$ no existe movimiento ni levantamiento de las piedras por el flujo hidráulico, por lo tanto el colchón es estable, si $V > V_c$, entonces se debe aumentar el espesor del colchón. Caso contrario, no hay levantamiento de las piedras por el flujo hidráulico.

2.7.2 Forestación

Se colocaran plantas con características capaces de evitar erosión y desgaste del agua, estas deberán colocarse en los bordes del cauce. Por la deforestación causada por el estribo derecho.

2.7.3 Obras de Acceso

Se refiere a la unión del puente con las carreteras que sirva el puente. Se deberá realizar un relleno con material granular capaz de dejar filtrar agua por las barbacanas, deberá ser compactado con un rodillo liso, además se colocara señalización para la seguridad de los usuarios.

2.7.4 Losas de aproximación

Son losas de concreto de 7,3 m de ancho x 0.2 m de espesor de concreto simple o armado la longitud mínima será de 1 m.

2.8 Análisis Comparativos entre Métodos de Diseño de Cimentaciones

Hacemos un análisis de métodos de diseño de cimentaciones y la clasificación de la misma para fines comparativos. Entonces clasificamos las Cimentaciones se clasifican según la profundidad en la que se realiza. Llamamos D la profundidad en la que se encuentra en contacto con el terreno y B lado menor, estas se pueden clasificar en:

- Cimentaciones Superficiales o Directas (Figura N° 2.24)
- Cimentaciones Semi – Profundas (Figura N° 2.25)
- Cimentaciones Profundas o Pilotaje (Figura N°2.26)

2.8.1 Cimentaciones Superficiales o Directa

En el presente proyecto: **“Diseño Estructural Puente Vehicular sobre la Quebrada San Pedro”** hemos empleado cimentaciones superficiales según el rango de altura de excavación del estudio de suelos, la capacidad portante del suelo y las características acogidas para clasificar analíticamente este tipo de cimentación. Se debe cumplir uno de los siguientes axiomas de clasificación:

$$\frac{D}{B} \leq 4 \quad \text{Siendo D menor o igual que 4: } D \leq 4$$

Siendo:

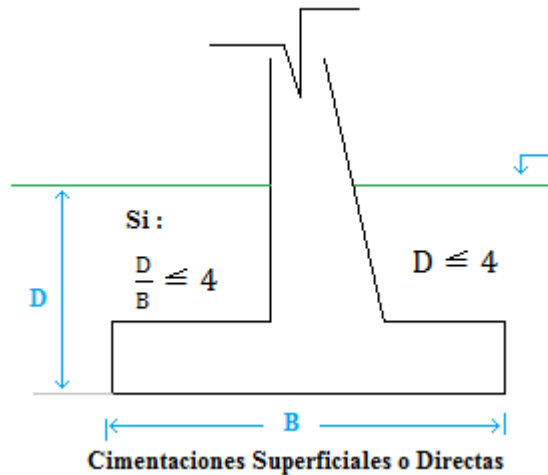
D = La altura de la profundidad de la fundación del Estribo (4m)

B = Lado de la base de menor dimensión del Estribo (8m)

$$\frac{4}{8} = 0,5 \leq 4 \quad \text{Cumple..! Es Cimentacion Superficial}$$

En nuestro caso tiene una altura de excavación o de fundación de 4 m de profundidad un suelo granular con poca plasticidad, de 8m de base menor, entonces estamos dentro del rango del axiomas de clasificación de cimentaciones 0,5 menor o igual a 4.

FIGURA N° 2.24 Cimentación Superficial o Directa



Fuente: Elaboración Propia

En cimentaciones superficiales se emplea el método rígido convencional y el método Winkler por elementos finitos

Fue resuelta por el método rígido encontrando la estabilidad y resistencia del estribo basada en la normativa americana AASTHO LRFD 2004.

2.8.2 Cimentaciones Semi – Profundas

Se realiza cuando no se puede encontrar extracto duro a pocos metros de excavación entonces se procede según el rango límite de las cimentaciones Semi-Profundas. Se debe cumplir uno de los siguientes axiomas de clasificación:

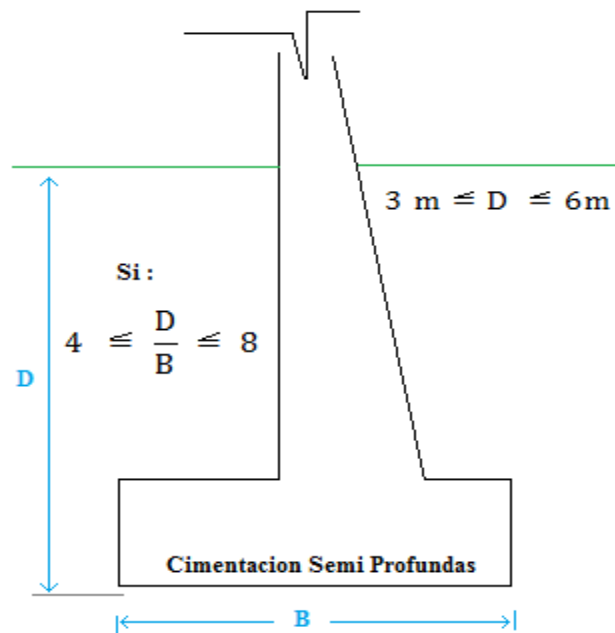
$$4 \leq \frac{D}{B} \leq 8 \quad \text{Siendo } D \text{ debe cumplir el rango: } 3 \text{ m} \leq D \leq 6 \text{ m}$$

Siendo:

D = La altura de la profundidad de la fundación del Estribo.

B = Lado de la base de menor dimensión del Estribo.

FIGURA N.º 2.25 Cimentación Semi-Profundas



Fuente: Elaboración Propia

En cimentaciones superficiales se emplea el método rígido convencional y el método Winkler por elementos finitos. Se le puede resolver con dos métodos de cimentaciones,

2.8.3 Cimentaciones Profundas o Pilotaje

Estos tipos de cimentaciones, se clasifican según el estudio de suelos, si el suelo es demasiado blando en profundidades consideradas entonces se emplea las cimentaciones profundas, si el suelo es demasiado blando, empleamos el Estribo Integral, que funciona con pilotes de muchas profundidades como se indica en la **Figura N.º**. Se debe cumplir uno de los siguientes axiomas de clasificación:

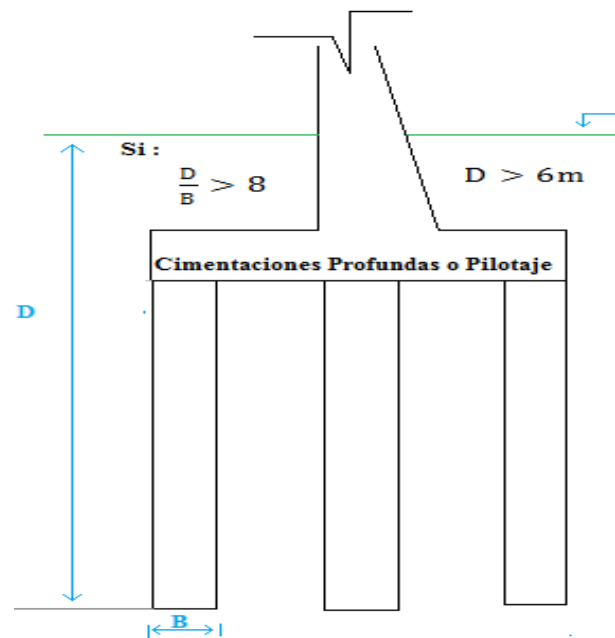
$$\frac{D}{B} > 8 \quad \text{Siendo } D \text{ mayor que } 6: \quad D > 6 \text{ m}$$

Siendo:

D = La altura de la profundidad de la fundación del Estribo

B = Lado de la base de menor dimensión del Estribo

FIGURA N° 2.26 Cimentaciones Profundas o Pilotajes



Fuente: Elaboración Propia

El método rígido convencional y el método Winkler por elementos finitos ya que el método de elementos finitos, emplea para diferentes tipos de suelo o extractos.

CAPÍTULO III

3 INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Análisis del levantamiento topográfico

Se realizó un levantamiento topográfico según lo especificado en el capítulo anterior. Obteniendo curvas de nivel cada metro en altimetría. El levantamiento abarca en la zona aproximadamente 50 metros aguas arriba y 50 metros aguas abajo sobre la quebrada y sobre la calle principal (empedrada con adoquín) 30 metros en ambas direcciones. Se identificó las huellas de máximas crecidas de la Quebradas para fines topográficos.

Se realizó el levantamiento con la estación total obteniendo 173 puntos en toda la superficie que fueron procesados con un software Civil 3D y plasmados en los planos.

De la topografía se pudo obtener la siguiente información para llevar a cabo el proyecto:

- Curvas de nivel cada metro en altimetría
- Sección transversal de la quebrada a diferentes escalas.
- Perfil longitudinal del camino.
- Perfil longitudinal de la quebrada.
- Secciones transversales antes y después del punto de análisis.

Ver **Anexo 1 y Plano 1/8 y 2/8**

3.2 Análisis del estudio de Suelos

El estudio de suelos lo realizó la Empresa Consultora EOLO S.R.L.-SERVICIO DE LABORATORIO DE SUELOS Y GEOTECNIA, el estudio se encuentra para más detalles ver: **Anexo 2** del proyecto. Aquí un resumen del ensayo S.P.T

TABLA N° 3.1 Resumen del Informe Geotécnico

Sondeo	Profundidad	Humedad	Tipo de Suelo encontrado (AASHTO)
S.P.T	Ensayo (m)	Natural (%)	(a profundidad de ensayo)
Punto 01	4,00 – 4,30	Saturado	Gravo arenoso con poco fino poco plástico A1(0)
Punto 02	4,10 – 4,35	Saturado	Gravo arenoso con poco fino poco plástico A1(0)

Fuente: Empresa EOLO S.R.L. Servicios de Suelos y Geotecnia

TABLA N° 3.2 Capacidad portante del terreno en relación N del Ensayo de Penetración Normal

Sondeo	Profundidad	N	σ_N	σ_{adm}
	(m)	Nro. Golpes	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)
Punto 01	4,00-4,30	17	2,85	2,5
Punto 02	4,10 – 4,35	12	2,80	2,46

Fuente: Empresa EOLO S.R.L. Servicios de Suelos y Geotecnia

Según la información geotécnica tenemos un suelo con poca plasticidad a 4 – 4,30 y grava arenoso y la profundidad de fundación de los estribos de ambos extremos será a 4,35m de Cota 1898,65 m.s.n.m. Del lecho del río, en los estribos se utiliza el Esfuerzo Admisible de $\sigma_{adm} = 2,46 \text{ kg/cm}^2$.

El terreno en estudio presenta bordos y lecho de Quebrada superficialmente presentan suelos con densidades sueltas en profundidades de sondeo piedras, gravas

y arena con poca plasticidad, compactos y en consecuencia con buena capacidad portante, por ello adoptamos la menor tensión admisible para el Diseño de Estribo.

3.3 Análisis del estudio Hidrológico e Hidráulico

Se realizó el estudio hidrológico de acuerdo a lo especificado en el marco teórico obteniendo los siguientes parámetros y resultados:

TABLA N° 3.3 Parámetros de la Cuenca

Característica	Unidad	Cantidad
Área de la cuenca	Km ²	16,29
Perímetro de la cuenca	Km	36,57
Altitud máxima de la cuenca	m.s.n.m.	2800
Altitud mínima de la cuenca	m.s.n.m.	1861
Longitud media del cauce principal	Km	18,14

Fuente: Elaboración Propia

Las estaciones utilizadas para la presente área de influencia son: AASANA, EL TEJAR

TABLA N°3.4 Estaciones Pluviométricas de la zona de Estudio

Estación	Longitud S	Longitud W	Altura m.s.n.m.	Tipo de estación	Años registrados
El Tejar	21° 32' 35"	64° 43' 35"	1859	Pluviométrica	1970-2010
AASANA	21° 32' 48"	64° 42' 39'	1849	Pluviométrica	1963-2009

Fuente: SENAMHI

Se establecieron los parámetros de la cuenca siendo los siguientes.

TABLA N°3.5 Parámetros Estadísticos de las Estaciones

Estación	n	Media x	Moda Ed	Características Kd	Desviación estándar Sx
El Tejar	34	62,3	39,129	2,327	50,7349
AASANA	53	56,1	39,054	1,719	37,394

Fuente: Elaboración Propia

La característica ponderada es $Kd = 1,957$

La moda ponderada es $Ed = 39,083$

3.3.1 Tiempo de Concentración

Se determinó el tiempo de concentración de acuerdo a las ecuaciones mencionadas en el marco teórico adoptando el siguiente tiempo de concentración.

TABLA N°3.6 Tiempo de Concentración

Método	Tc (hr)	Promedio
Kirpich	1,93	1,699
Temez	1,93	
Giandotti	1,82	
Ventura y Heras	0,89	
California	1,92	

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se eligió un método no promediado es decir solo se consideró aquellos tiempos que son próximos de los cuales se estableció la media aritmética.

De donde se adopta un tiempo de concentración $Tc = 1,699$ h.

3.3.2 Caudal Máximo

Se determinó el caudal máximo de acuerdo a lo especificado en el marco teórico obteniendo el siguiente caudal máximo.

Tabla N°3.7 Caudal Máximo

Método	$Q_{\text{máx.}}(\text{m}^3/\text{s})$	Carácter
Gumbell-Racional	204.44	Semi-empírico
H.U.	195.33	Semi-empírico
Formula Empírica.	109.25	Empírico

Fuente: Elaboración Propia

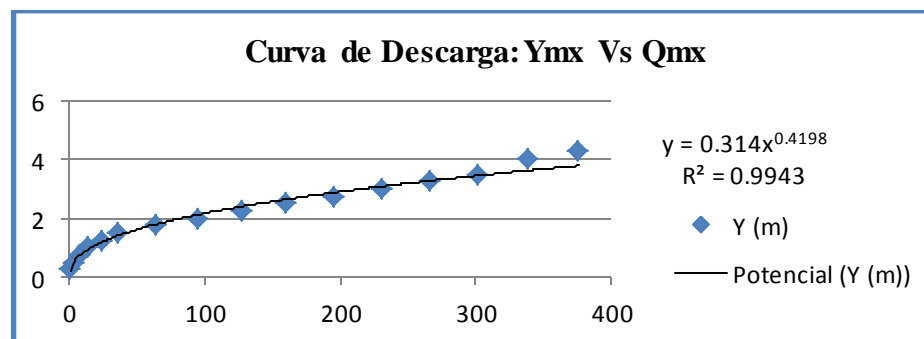
De los métodos mencionados anteriormente, adoptaremos el mayor.

Finalmente se adopta un caudal de diseño de $Q_d = 204.44 \text{ m}^3/\text{s}$

3.3.3 Tirante de circulación Máximo

El tirante de circulación se lo determino de acuerdo a lo especificado en el marco teórico para una determina curva de descarga de donde se obtuvo el siguiente tirante de circulación:

FIGURA 3.1 Curva de Descarga



De la Figura 3.1 tenemos: $Q_{\text{max}} = 204.44 \text{ m}^3/\text{s}$ $Y_{\text{max}} = 2.93 \text{ m}$

3.3.4 Profundidad de Socavación

La profundidad de socavación se la obtuvo de acuerdo con lo especificado en las ecuaciones del marco teórico.

TABLA N° 3.8 Profundidad de Socavación (Ds)

Método de calculo	Socavación General (m)	Socavación Localizada(m)
Lacey	1.53	
Belmonte	1.10	
Frohlich		1.40
Laursen		1.53
Lui chang skinner		0.72

Fuente: Elaboración Propia (**Anexo 3**)

En el presente estudio de socavación nos da como resultado: $D_s = 1,53$ m, que se ubica en la altura de 1901,470 msnm

3.3.4.1 Parámetros finales del estudio hidrológico

Finalmente se definieron los parámetros necesarios para el diseño de la presente estructura.

TABLA N° 3.9 Parámetros finales Estudio Hidrológico

Características	Unidad	Cantidad
Caudal	m ³ /s	204,44
Área	km ²	16,29
Perímetro mojado	m	33,31
Pendiente	m/m	0.052
Velocidad	m/s	6,14
Tirante máximo	m	2.93

Fuente: Elaboración Propia

El presente estudio nos permite determinar el tirante máximo de circulación el cual se ubica a una altura de 1905.93 m.s.n.m.

3.4 Idealización de la Superestructura y Subestructura

3.4.1. Superestructura

La idealización de la superestructura tiene los siguientes componentes:

Barandado

En el diseño del proyecto, los pasamanos están compuestos de Fierro Galvanizado.

Postes

Los postes están compuestos de hormigón armado. Se diseñó a flexión y verificación a corte, y son prefabricados.

Acera

La acera está compuesta de hormigón armado. Se diseñará a flexión, al igual que una losa en voladizo.

Bordillo

El bordillo está compuesto de hormigón armado y armadura de acero. Se diseñara a corte y flexión.

Tablero

El diseño del tablero está compuesto por dos tipos de losas, por losas externas y losas internas de hormigón armado, se diseñaran armadura de flexión para momentos positivos y para momentos negativos.

Vigas principales

El diseño de las vigas estará compuesto de hormigón postesado y sus armaduras, se calculara el número de torones para la armadura postesada, verificaremos a corte para verificar si es necesaria la armadura de corte y verificaremos a flexión para verificar si la viga necesitara armadura pasiva.

Diafragmas

Los diafragmas estarán compuestos de hormigón armado, se diseñara la armadura de flexión y la armadura de corte.

3.4.1.1 Predimensionamiento

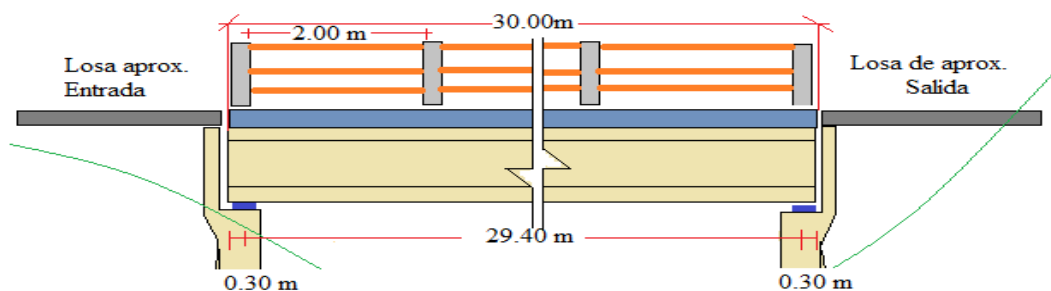
Luz del puente:	$L = 30 \text{ m}$
Numero de vigas:	Nº 4 Vigas
Ancho de la calzada :	$A_c = 7,30 \text{ m}$
Altura del bordillo :	$a = 0,5 \text{ m}$
Ancho útil de la vereda :	$A_v = 0,95 \text{ m}$
Ancho del bordillo :	$A_b = 0,25 \text{ m}$
Número de carriles	$N_c = 2$

Resistencia característica del HºAº : $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia característica del acero : $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

3.4.1.2 Diseño de los Pasamanos

FIGURA N º 3.2 Vista de perfil de la superestructura



Fuente: elaboración propia

Diámetro del pasamanos = 2,5 pulg.

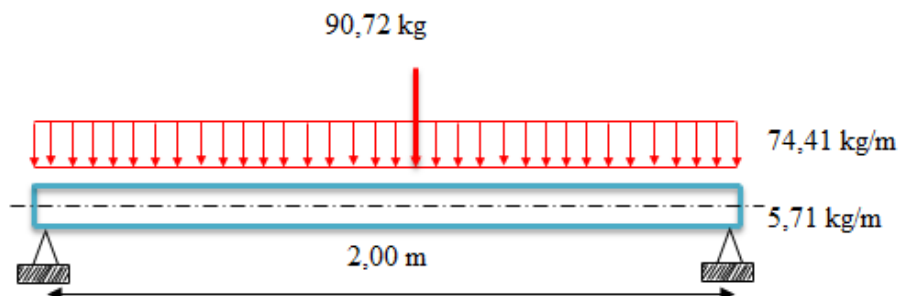
Longitud del pasamanos = 2,00 m

Carga Puntual = 90,72 kg.

Carga distribuida = 70,41 Kg/m

Peso propio = 5,71 Kg/m

FIGURA N° 3.3 Esquema de Cargas Vivas de la Baranda



Fuente: elaboración propia

El barandado se diseñará con un tubo de hierro galvanizado de dos milímetros de espesor para que la Resistencia del mismo sea compacta con el Poste. No se cause el efecto de pandeo al aplicar las cargas Vivas de 90,72 kg y la distribuidas de 74,41kg/m ponerle más. Tenemos el Diseño del Poste a continuación :

3.4.1.3 Diseño de los Postes

Base menor = 0,12 m

Base mayor = 0,20 m

Ancho = 0,15 m

Longitud = 1,10 m

Sobrecarga = 239,55 kg

Peso propio = No se considera.

Recubrimiento = 2 cm

Momento último $M_U = 424,46 \text{ kg.m}$

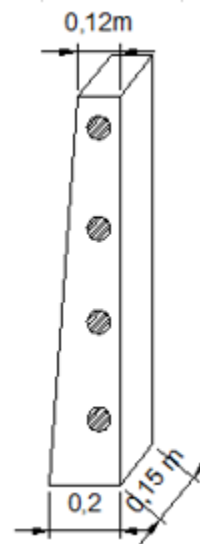
$$As_{nec} = 0,682 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 0,700 \text{ cm}^2$$

$$As = 0,700 \text{ cm}^2$$

FINALMENTE USAR: 4 Ø 10 mm

Esfuerzo cortante último $V_u = 2,22 \text{ kg/cm}^2$



Esfuerzo cortante del hormigón $V_c = 8,87 \text{ kg/cm}^2$

Por lo cual no requiere armadura al corte pero norma recomienda una armadura Mínima.

FINALMENTE USAR: $\varnothing 6 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$

3.4.1.4 Diseño de la Acera

Para el presente diseño se realizaron dos análisis de carga los de los cuales se muestran los resultados a continuación.

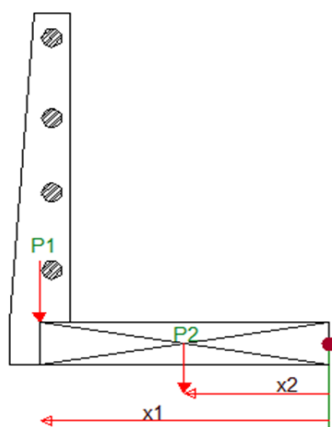
Altura de la acera = 0,15 m

Peso propio de la acera = 342 Kg/m

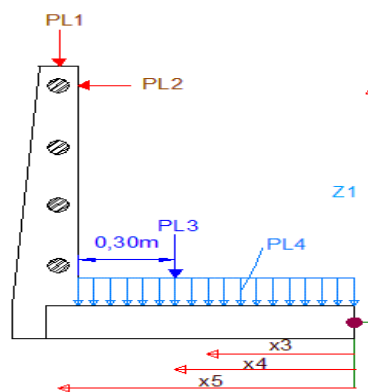
Recubrimiento = 2,5 cm

Carga por rueda = 1783,89 kg

FIGURA 3.4 Esquema de cargas muertas de la Acera **FIGURA 3.5 Esquema de cargas vivas de la Acera**



Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia

Hipótesis I: Se tomara en cuenta las cargas debido al peso propio, cargas vivas del barandando y la sobrecarga peatonal:

Momento $M_u = 1199,11 \text{ kg.m/m}$

Cortante $V_u = 1308,71 \text{ kg/m}$

Hipótesis II: Se tomara en cuenta las cargas debido al peso propio y la sobre carga de la rueda delantera.

Momento $M_u = 2628,01 \text{ kg.m/m}$

Cortante $V_u = 3100.41 \text{ kg/m}$

De los análisis ya mencionados se tiene los siguientes resultados finales:

Momento último $M_U = 2628,01 \text{ kg.m/m}$

As nec = 6,12 cm^2/m

As min = 2,14 cm^2/m

As = 6,12 cm^2/m

FINALMENTE USAR: 6 Ø 12 mm c/15 cm

También se calculará una armadura de distribución recomendada por la Norma.

(Art. 9.7.3.2) AASHTO-LRFD

As Distribución = 4.10 cm^2/m

FINALMENTE USAR: 6 Ø 10 mm c/15 cm

3.4.1.5 Diseño del Bordillo

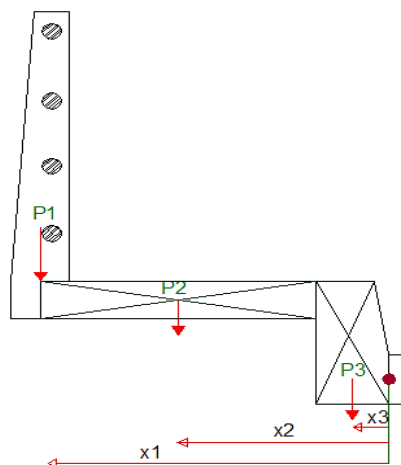
Dimensiones del bordillo

Altura del bordillo = 0,5 m

Base del bordillo = 0,25 m

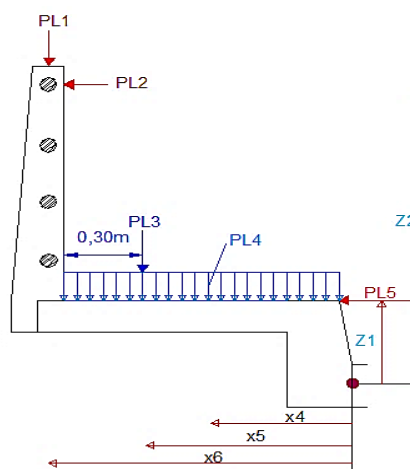
Para el presente diseño se realizaron dos análisis de carga los de los cuales se muestran los resultados a continuación

FIGURA 3.6 Esquema de cargas Muertas del Bordillo



Fuente: elaboración propia

FIGURA 3.7 Esquema de cargas Vivas del Bordillo



Fuente: elaboración propia

Hipótesis I: se tomara en cuenta las cargas debido al peso propio, cargas vivas del barandado, carga peatonal y la carga lateral.

Momento $M_u = 2441,24 \text{ kg.m/m}$

Hipótesis II: se tomara en cuenta las cargas debido al peso propio y la carga de rueda sobre la acera

Momento $M_u = 2285,49 \text{ kg.m/m}$

De los análisis ya mencionados se tiene los siguientes resultados finales:

Momento último $M_U = 2441,24 \text{ kg.m/m}$

As nec = 2,98 cm^2/m

As min = 3,94 cm^2/m

As = 3,94 cm^2/m

FINALMENTE USAR: 6 Ø 12 mm c/15 cm

Armadura longitudinal del Bordillo.

Se dispondrá una armadura mínima:

$$A_{smin} = 3,89\text{cm}^2$$

FINALMENTE USAR: 4 Ø 16 mm

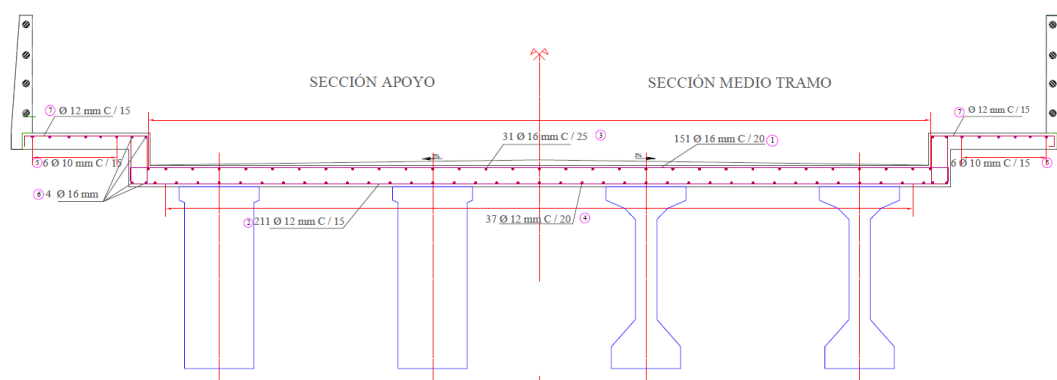
Esfuerzo cortante último $v_u = 0,90 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo cortante del hormigón $v_c = 8,87 \text{ kg/cm}^2$

3.4.1.6 Diseño de Losa

Se dispuso Armadura positiva y negativa en la losa, pero para ello primero hicimos un análisis de la losa interna y externa, posteriormente con las máximas solicitaciones diseñamos la armadura.

FIGURA N° 3.8 Esquema de Losa Externa e Interna



Fuente: Elaboración propia

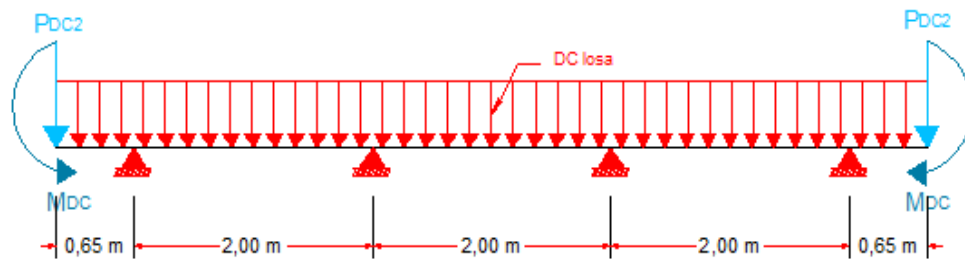
3.4.1.6.1 Losa Interna

En la losa interna el objetivo será encontrar el máximo momento positivo y negativo generado al aplicar las cargas mencionadas.

Cargas muertas

Se calcula el momento en cada caso.

FIGURA N° 3.9 Esquema de cargas muertas en la losa Interna



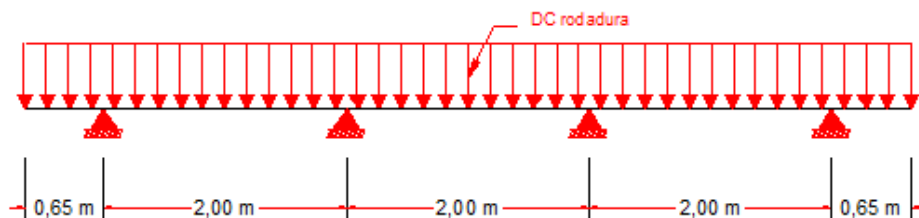
Fuente: elaboración propia

Momentos por Carga Muerta :

$$MDC_{max(+)} = 211,20 \text{ kg.m/m}$$

$$MDC_{max(-)} = -816 \text{ kg.m/m}$$

FIGURA N° 3.10 Esquema de capa de rodadura en losa Interna



Fuente: elaboración propia

Momentos por capa de rodadura:

$$MDC_{max(+)} = 24 \text{ kg.m/m}$$

$$MDC_{max(-)} = -39,35 \text{ kg.m/m}$$

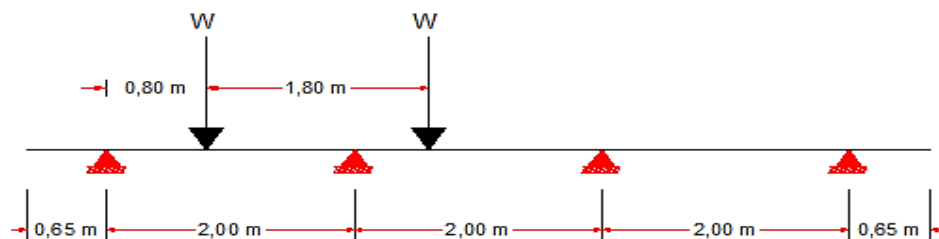
Carga viva

Se cargara la losa con dos hipótesis para hallar en momento máximo positivo y negativo.

Hipótesis 1 (Momento máximo positivo)

La ubicación crítica para un máximo momento positivo por carga viva está a 0,4. S del primer soporte exterior de la losa interna.

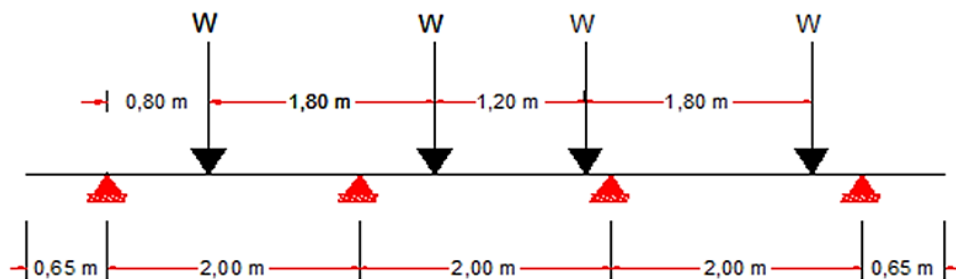
FIGURA N° 3.11 Esquema de camión 1 carril Cargado



Fuente: elaboración propia

$$MLL_{\max(+)} = 1747,10 \text{ kg.m/m}$$

FIGURA N° 3.12 Esquema de camión 2 carriles cargados



Fuente: elaboración propia

$$MLL_{\max (+)} = 1148,52 \text{ kg.m/m}$$

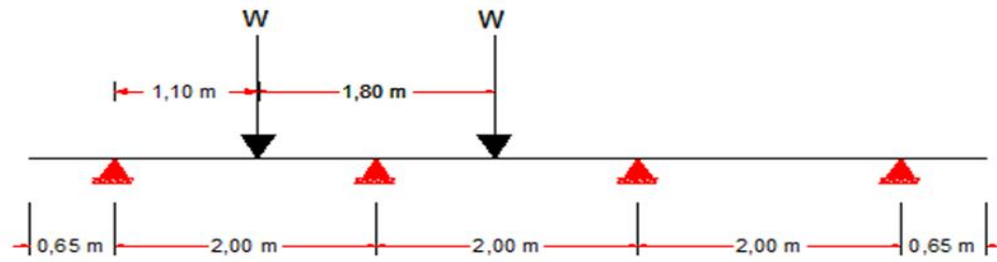
Se elige el máximo momento por carga viva de los 2 casos.

$$MLL_{\max (+)} = 1747,10 \text{ kg.m/m}$$

Hipótesis 2 (Momento máximo negativo)

La ubicación crítica para un máximo momento negativo por carga viva esta sobre el primer soporte interior del tablero como se muestra en la figura.

FIGURA N° 3.13 Esquema de camión 1 carril cargado Hipótesis II



Fuente: elaboración propia

$$MLL_{\max} (-) = -1863,17 \text{ kg.m/m}$$

Finalmente se hacen las combinaciones planteadas en el marco teórico para calcular los máximos momentos positivos y negativo en el estado de RESISTENCIA 1

$$Mu (+) = 4366,38 \text{ kg.m/m}$$

$$Mu (-) = -5415,55 \text{ kg.m/m}$$

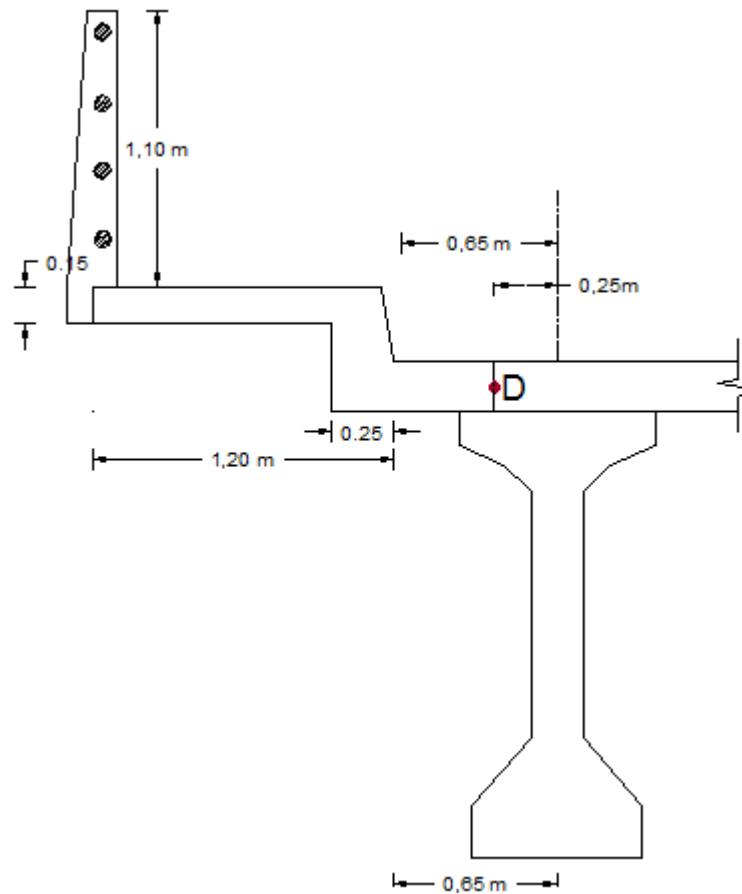
Para más detalles del cálculo de los momentos y los factores utilizados **Anexo 4**

3.4.1.6.2 Losa Externa

El reglamento AASHTO 2004 recomienda que para el diseño de las losas la línea central de la rueda se suponga a 0.30 m de la cara del bordillo.

Se calculará el máximo momento negativo a $D/3$ del ala superior.

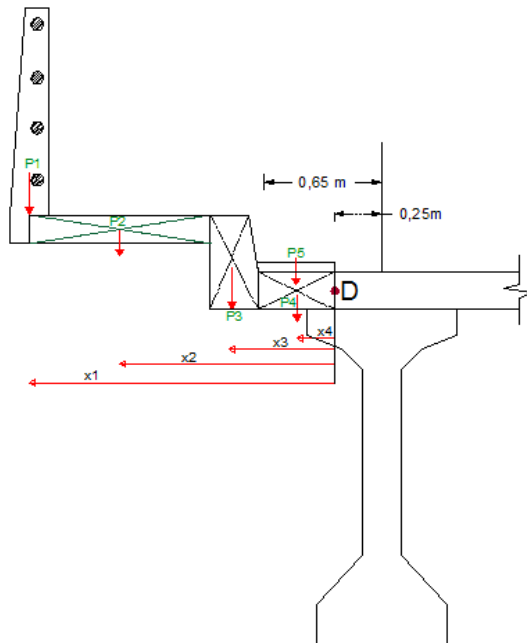
FIGURA N° 3.14 Esquema de losa externa



Fuente: elaboración propia

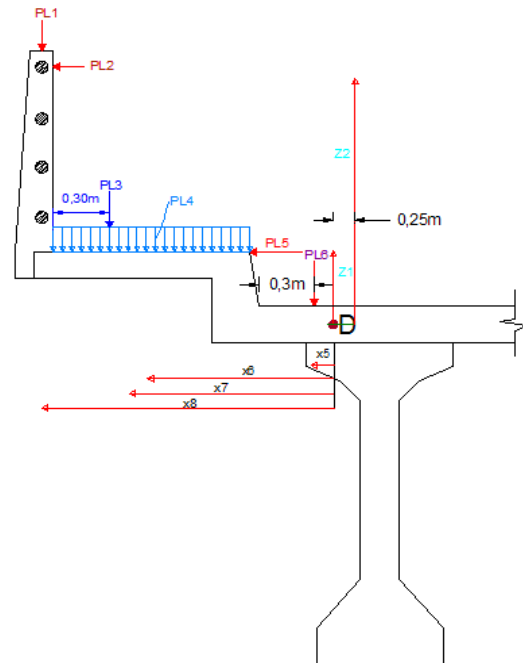
Cargas Permanentes

FIGURA 3.15 Esquema cargas Permanentes



Fuente: Elaboración propia

FIGURA 3.16 Esquema de Sobrecargas



Fuente: Elaboración propia

Se calculará el momento tomando hipótesis de carga viva

Hipótesis I: Se tomara en cuenta las cargas permanentes, capa de rodadura, cargas de barandado, carga peatonal, carga de colisión y carga de rueda trasera.

$$Mu (-) = 4935,75 \text{ kg.m/m}$$

Hipótesis II: Se tomara en cuenta las cargas permanentes, capa de rodadura y rueda delantera en la acera.

$$Mu (-) = 4031,04 \text{ kg.m/m}$$

Solicitaciones mayoradas

$$\begin{array}{l} \text{Mu (+)} = 4366,38 \quad \text{kg.m/m} \\ \text{Mu (-)} = -4935,75 \quad \text{kg.m/m} \quad \text{Mu (-)} = -5415,55 \quad \text{kg.m/m} \end{array}$$

Toda la losa.

$$\begin{array}{l} \text{Mu (+)} = 4366,38 \quad \text{kg.m/m} \\ \text{Mu (-)} = -5415,55 \quad \text{kg.m/m} \end{array}$$

Con los momentos calculados se diseñará la armadura para cada sollicitación

Calculo de armadura por momento positivo en la losa

Momento último $M_U = 4366,38 \text{ kg.m/m}$

$$\text{As nec} = 7,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{As min} = 3,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{As} = 7,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: 7 Ø 12 mm c/15 cm

También se calculará una armadura de distribución

$$\text{As Distribución} = 4,76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: 5 Ø 12 mm c/20 cm

Calculo de armadura por momento negativo en la losa

Momento último $M_U = -5415,55 \text{ kg.m/m}$

$$\text{As nec} = 9,01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{As min} = 3,01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{As} = 9,01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: 5 Ø 16 mm c/20 cm

$$\text{As Distribución} = 7,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: 4 Ø 16 mm c/25 cm

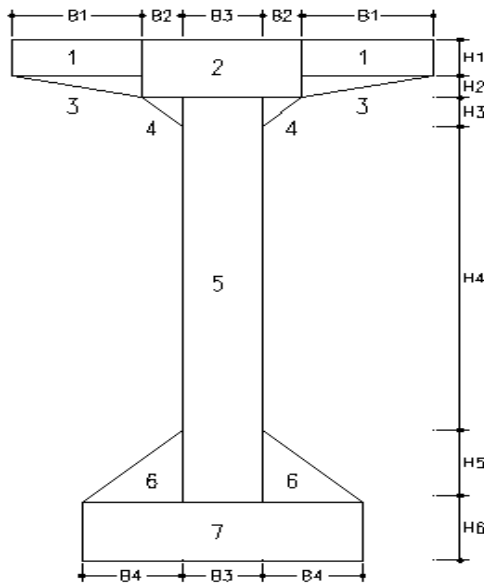
(Para más detalles **Anexo 4**)

3.4.1.7 Diseño de las Vigas Principales

Para el diseño de las vigas se recurrió netamente a la estática como se menciona en la teoría cargando totalmente al tablero y haciendo actuar a todas las cargas simultáneamente. Asumimos una sección recomendada por la AASHTO.

FIGURA N° 3.17

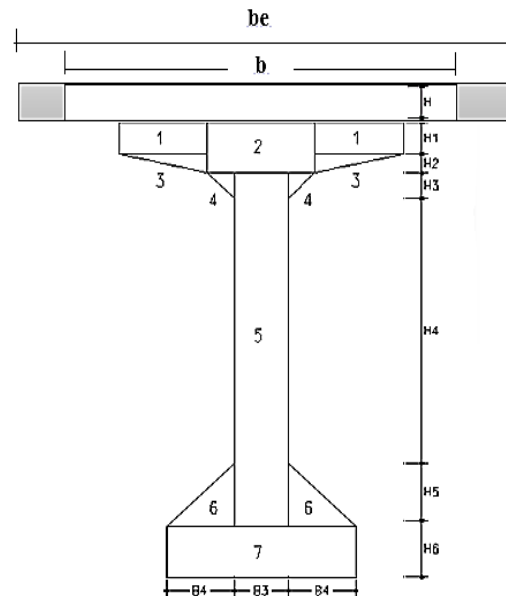
Sección de viga asumida en $T=0$



Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N° 3.18

Sección de viga mas losa en $T=\infty$



Fuente: Elaboración propia.

En la viga hay que calcular el momento en $T=0$ y $T=\infty$ con carga viva, muerta.

Cargas Muertas

- Peso propio: Losa, poste, accesorios de barandado y acera
- Capa de Rodadura
- Viga
- Peso de los diafragmas

Cargas Vivas

- Camión de diseño
- Tándem de diseño
- Carril de diseño.

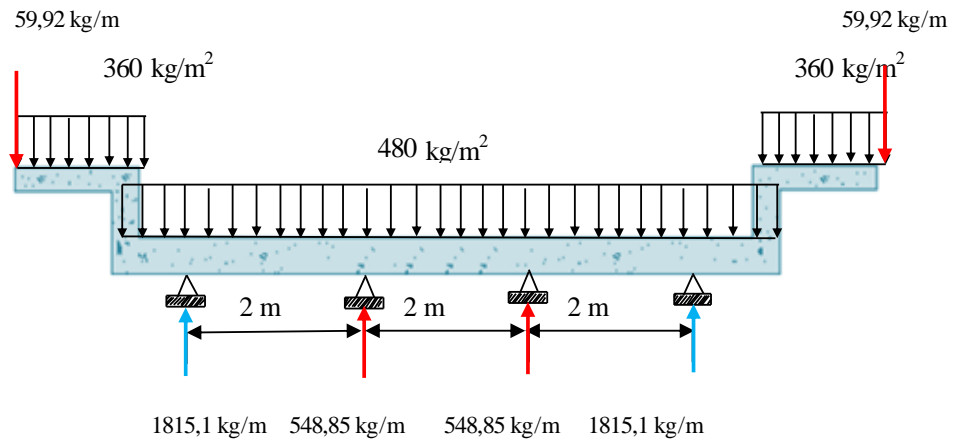
} De estas 2 cargas se tomara para el
Calculo que genere mayor sollicitacion

A continuación se presentaran algunos esquemas de las cargas actuantes en las vigas:

3.4.1.7.1 Cargas Muertas

En la siguiente figura mostramos el esquema de cargas muertas, peso propio y peso de la vereda transmitida desde el tablero a la viga y de las reacciones a los estribos.

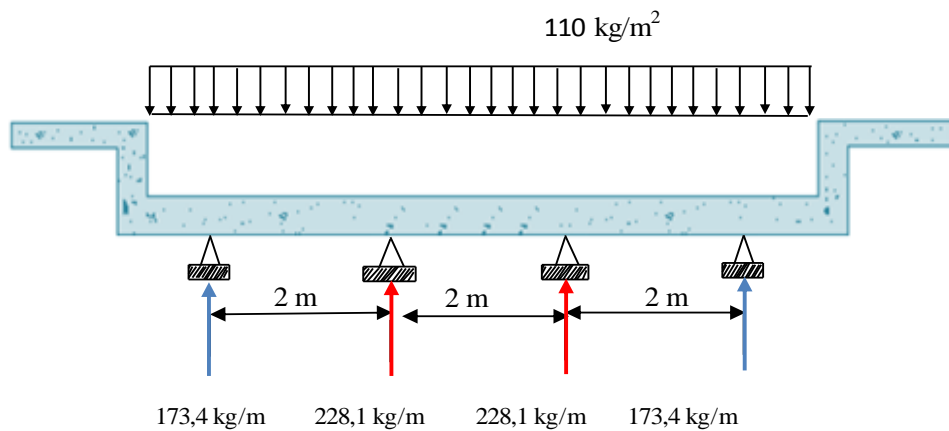
FIGURA N° 3.19 Esquema cargas muertas, peso Propio y Vereda



Fuente: elaboración propia

Hemos considerado carga muerta a la capa de rodadura que permanece en el tablero que es de 110 kg/m² provoca reacciones de 173.4 kg/m y 228.1 kg/m:

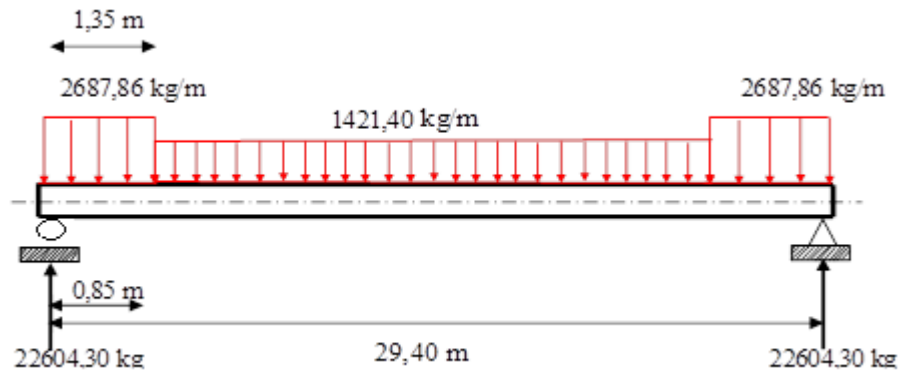
FIGURA N° 3.20 Esquema carga distribuida de Capa de Rodadura



Fuente: Elaboración propia.

El peso propio de la viga se considera la sección transversal en los extremos con una longitud de 1.35 m, con 2,687.86 kg/m y de la parte central 1421.40 kg/m y tiene como reacciones: 22,604.30 kg como se muestra en la siguiente figura:

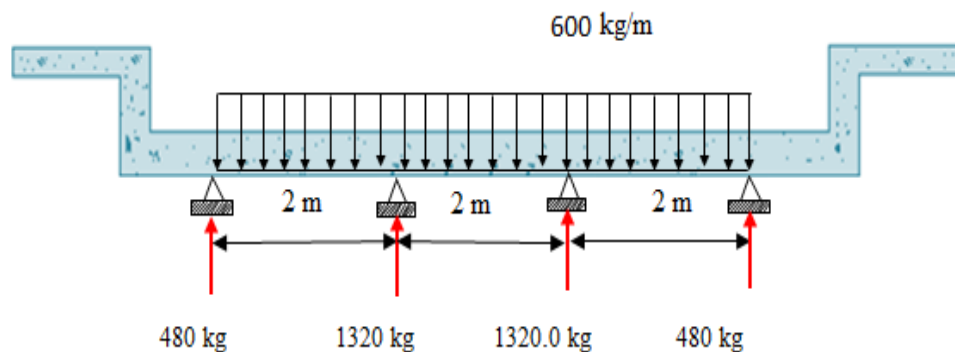
FIGURA N° 3.21 Esquema de carga por el peso Propio de la Viga



Fuente: Elaboración propia

El peso propio de 600 kg/m de los diafragmas, es transmitido a las vigas provocando reacciones de 480 kg ambos extremos y en el centro de 1320. Kg:

FIGURA N° 3.22 Esquema Carga Distribuida de capa de Peso Propio de Diafragmas



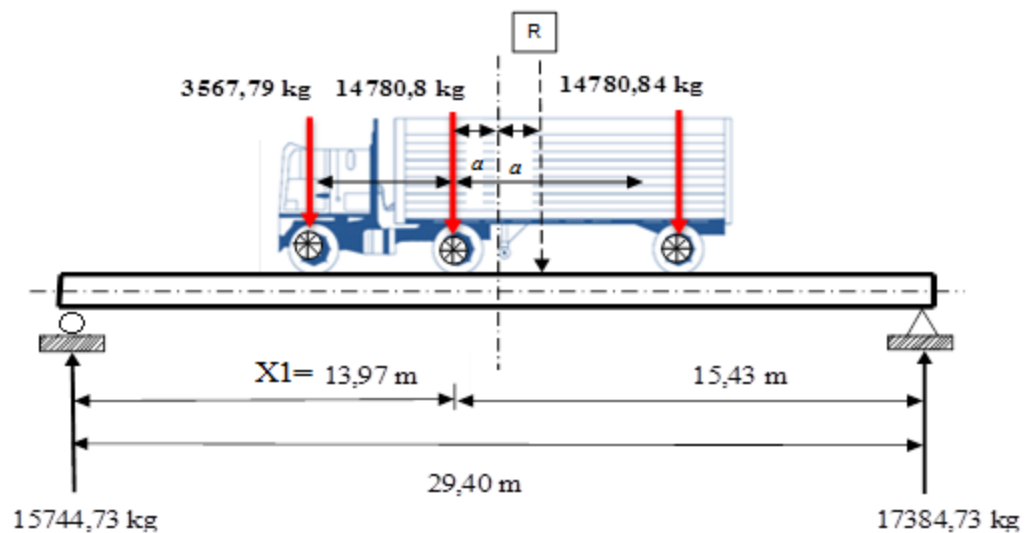
Fuente: Elaboración propia

3.4.1.7.2 Cargas Vivas

3.4.1.7.2.1 Momento de la carga viva

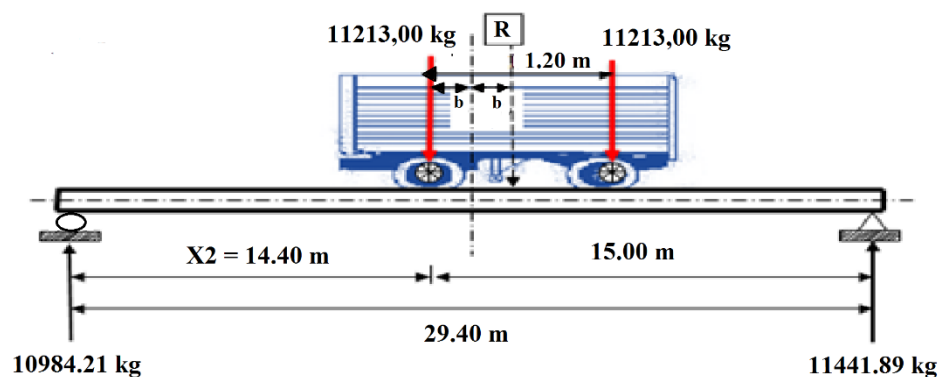
Para el máximo positivo se utilizará el teorema de barré tanto para camión como para el Tándem.

FIGURA N° 3.23 Esquema carga viva de Camión de Diseño



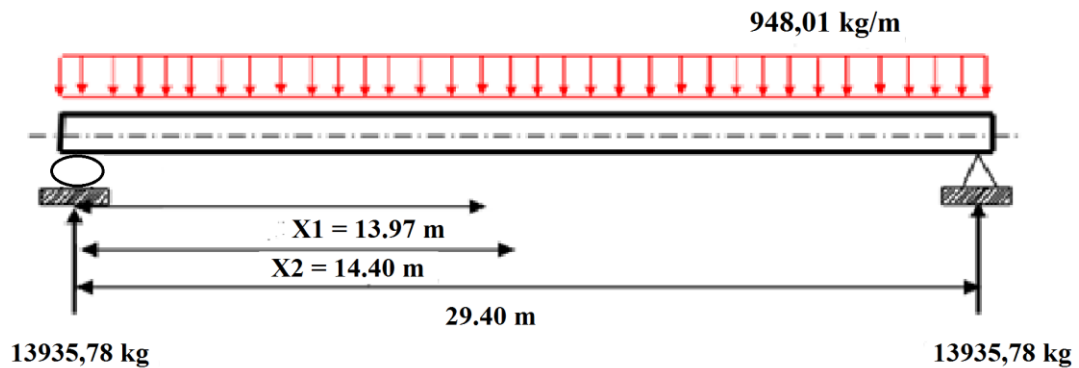
Fuente: elaboración propia

FIGURA N° 3.24 Esquema Carga Viva de Tándem



Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N° 3.25 Esquema Carga Carril para Momentos

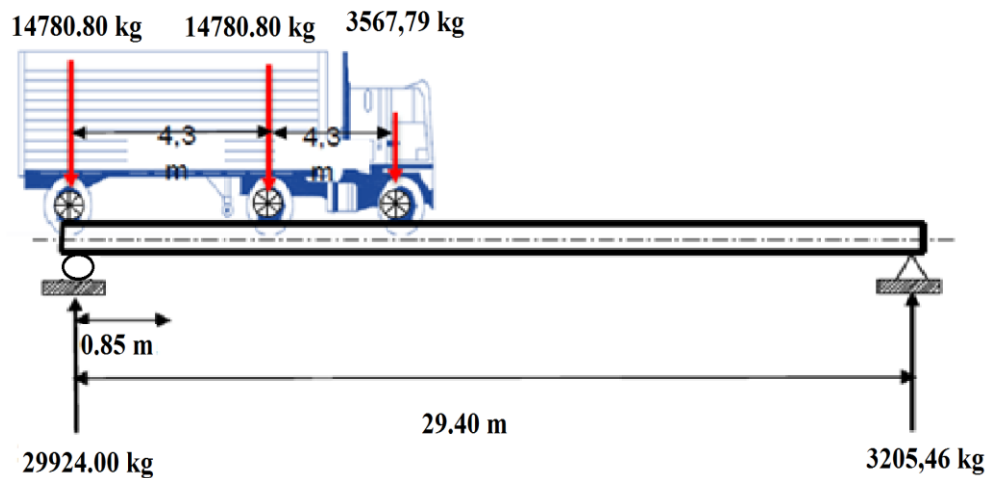


Fuente: Elaboración propia

3.4.1.7.2.2 Cortantes de la Carga Viva

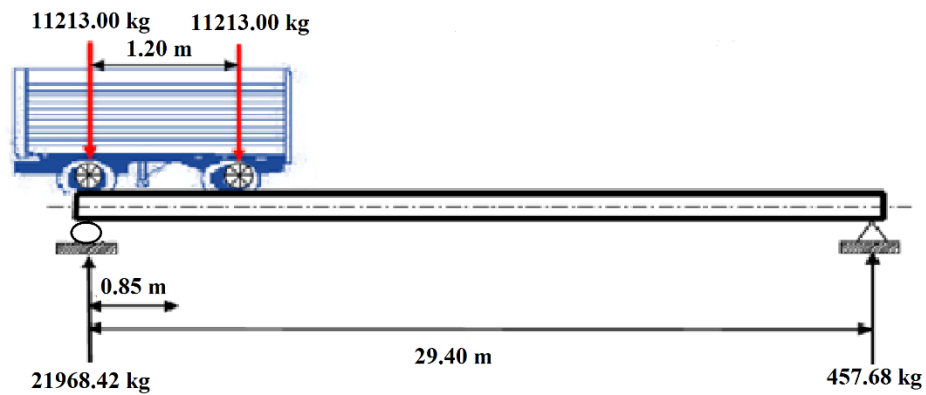
Para el cortante se pondrán las cargas de camión y tándem en el lado más desfavorable en este caso en los apoyos.

FIGURA N° 3.26 Esquema carga de camión Posición para Cortantes



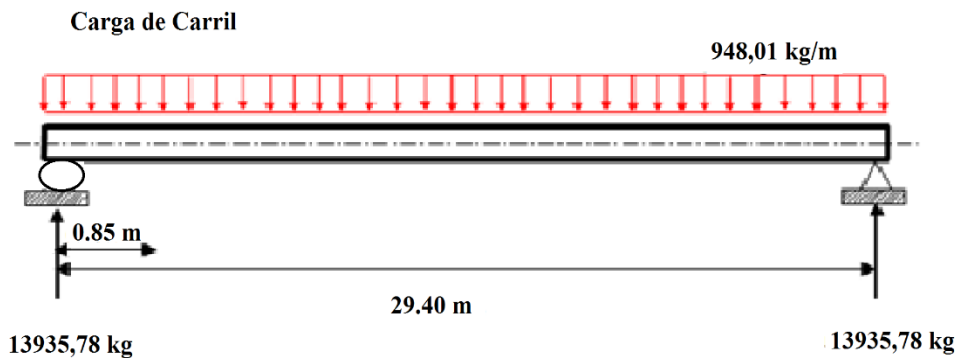
Fuente: elaboración propia

FIGURA N° 3.27 Esquema carga de Tándem para Cortantes



Fuente: elaboración propia

FIGURA N° 3.28 Esquema Carga de Carril para Cortantes



Fuente: elaboración propia

Utilizando las ecuaciones para calcular el número de torones que nos permitirá que la sección trabaje bien en $T=0$ y $T="∞"$ tenemos:

$C_{10} =$	0,88	m	$C_{1∞} =$	0,75	m
$C_{20} =$	0,82	m	$C_{2∞} =$	1,15	m
$e_{0} =$	0,59	m	$e_{∞} =$	0,91	m
$A_{0} =$	0,59	m ²	$A_{∞} =$	0,9	m ²
$I_{0} =$	0,21	m ⁴	$I_{∞} =$	0,408	m ⁴
$M_{0} =$	154729,2	kg.m	$M_{∞} =$	604705,1	kg.m
			$n =$	0,8	

Adoptando tendones de grado 270 Ksi, de 0,5” tesando a 0,74 fpu se obtiene el número de tendones

$$fpu = 18980 \text{ kg/ cm}^2$$

$$At = 0,987 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fuerza por torón} = 0.74 * fpu * At = 13862.6 \text{ kg}$$

$$\frac{478096,00}{13862,6} \leq N^{\circ} \leq \frac{527544,20}{13862,6}$$

$$34 \leq N^{\circ} \leq 38$$

Coloco 3 vainas de 12 torones c/u

$$N^{\circ} \text{ TORONES} = 36$$

FUERZA DE PRETENSADO FINAL

$$Po = N^{\circ} \text{TORONES} \times 0,74 \times fpu \times \text{A torones}$$

$$Po = 499053,60 \text{ kg}$$

$$478096 \text{ kg} \leq Po \leq 527544 \text{ kg ok.}$$

Las Perdidas se calcularán con las ecuaciones mencionadas en el marco teórico.

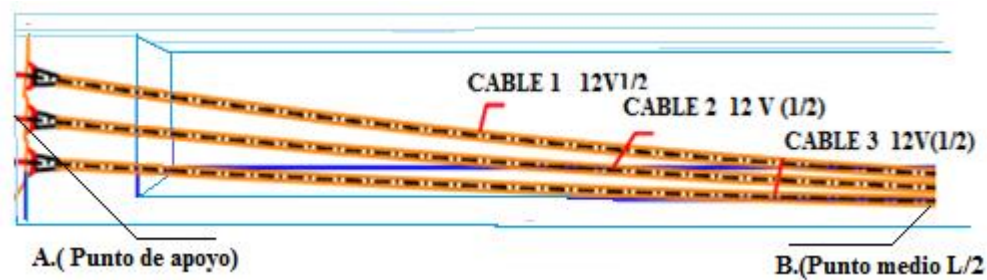
TABLA N° 3.10 Perdidas de Pretensado

Fricción	5,24%
Acuñamiento	2,80%
Acortamiento Elástico	2,62%
Fluencia Lenta	1.77%
Contracción del Hormigón	2.17%
Relajación de los Cables	2.13%
Total =	16.73%

Fuente: Elaboración Propia (Anexo 4)

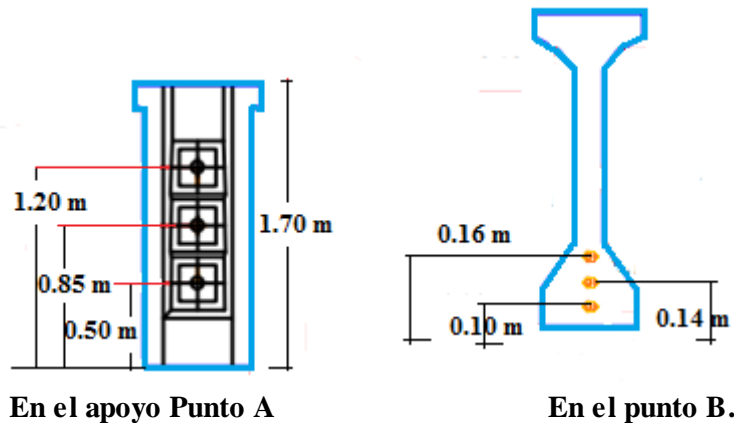
Resumen de cálculo es total 144 torones, (En 3 vainas de 12 torones/cu de ½”) en 4 vigas. Como se muestra en la **Figura 3,28**. Tenemos el posicionamiento del mismo y las planillas de coordenadas de los cables en la viga hasta 15,85m. en la siguiente página.

Figura N° 3.29 Trayectoria de los Cables en la Viga



Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 3.30 Ubicación de los cables en la Viga en diferentes tramos en el punto A , a los 15 m es decir en L/2 en el punto B



Fuente: Elaboración Propia

TABLA N° 3.11 Planilla Coordenadas de los cables

Cot.(m)	0.00	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	14.85
Cable 1	1,2	1	1	0,8	0,8	0,7	0,871	0,8	0,6	0,5	0,5	0,4	0,4	0,4	0,38	0,38
Cable 2	0,85	1	0,4	0,4	0,6	0,5	0,5	0,4	0,4	0,3	0,3	0,3	0,3	0,2	0,24	0,24
Cable 3	0,5	0	0,4	0,4	0,3	0,3	0,2	0,2	0,2	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1

Fuente : Elaboración Propia Anexo 5 y Anexo 4

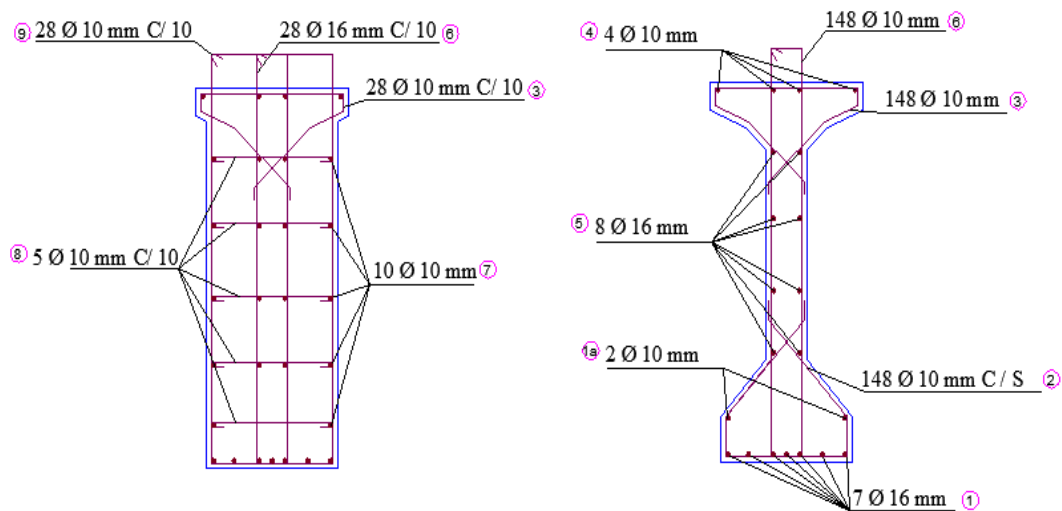
A continuación tenemos el resumen de las armaduras en las vigas tanto en el apoyo como tramos intermedios en la **Figura N° 3.31** y **Tabla N° 3.11**

TABLA N° 3.12 Resumen Total de Armadura de la 4 Vigas

N°	Piernas	ϕ (mm)	C/(cm)	Total	As de:
1	7 ϕ	16	6	28ϕ	<i>Flexión</i>
2	148 ϕ	10	C/S	592ϕ	<i>Transversal</i>
3	148 ϕ	10	C/S	592ϕ	<i>Transversal</i>
4	4 ϕ	10	10	16ϕ	<i>Longitudinal</i>
5	8 ϕ	16	30	32ϕ	<i>De piel</i>
6	28 ϕ	16	10	112ϕ	<i>Flexión</i>
7	10 ϕ	10	10	40ϕ	<i>Longitudinal</i>
8	5 ϕ	10	10	20ϕ	<i>Transversal</i>
9	28 ϕ	10	10	112ϕ	<i>Transversal</i>

Fuente: Elaboración Propia (Anexo 4)

FIGURA N° 3.31 Armaduras de la Viga en Sección Transversal



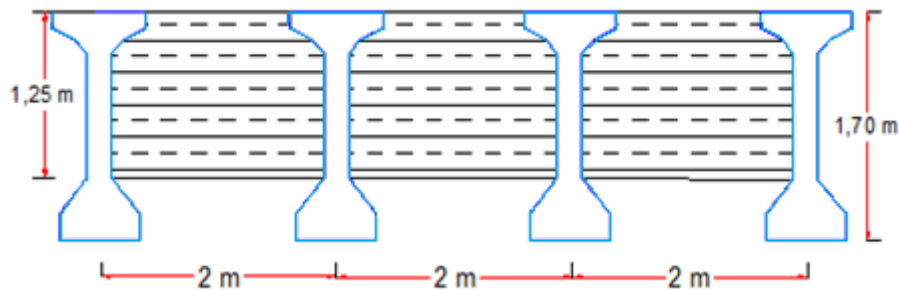
Fuente: Elaboración Propia Anexo 8 (Planos) y Anexo 4 (Memoria de Cálculo)

Para ver más detalles del cálculo, las combinaciones de carga, factor de distribución para vigas interiores y exteriores, cálculo de las armaduras, etc. ver Anexo 4 (Viga Pretensada)

3.4.1.8 Diseño de los diafragmas

Los diafragmas son vigas altas con relación lo que permite tratarlas con gran rigidez y como están apoyadas en las vivas principales que son muy largas elásticas el apoyo de los diafragmas resulta elástico por lo cual se recurre a su diseño de cómo una viga de gran canto.

Figura N° 3.32 Esquema de Diafragmas



Fuente: Elaboración propia

Dado que la base de una viga debe de ser por lo menos 15 cm entonces se adopta una sección de 20 cm para lo cual se tiene los siguientes resultados:

Momento último $M_U = 26859,33 \text{ kg.m}$

Recubrimiento $r = 2,50 \text{ cm}$

La distancia desde la parte superior hasta el eje neutro es la siguiente:

Distancia al eje neutro **$Kd = 21,7 \text{ cm}$**

La tracción en la fibra inferior del diafragma es la siguiente:

Tracción en la fibra inferior **$T_U = 23462,86 \text{ kg}$**

De donde se obtiene el área necesaria de armadura para los diafragmas del análisis a flexión ya que como viga de gran canto requiere menos armadura:

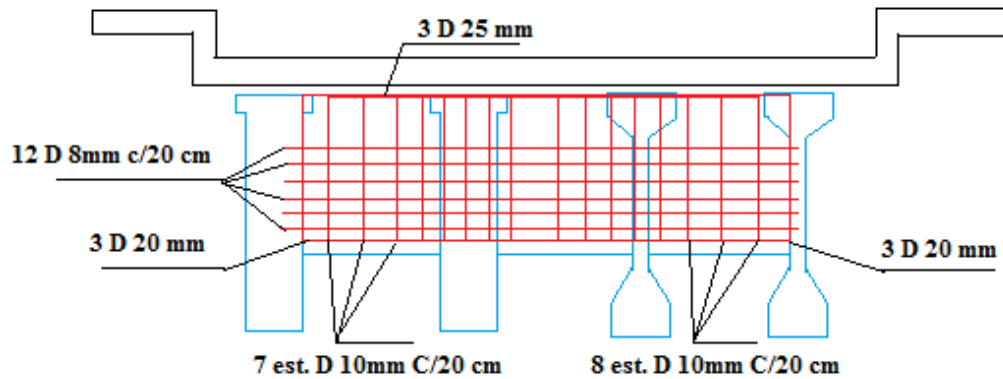
$$A_s \text{ nec} = 6,21 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 8,10 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,94 \text{ cm}^2$$

FINALMENTE USAR: 3 Φ 20 mm.

Figura N° 3.33 Esquema de Armadura en Diafragma



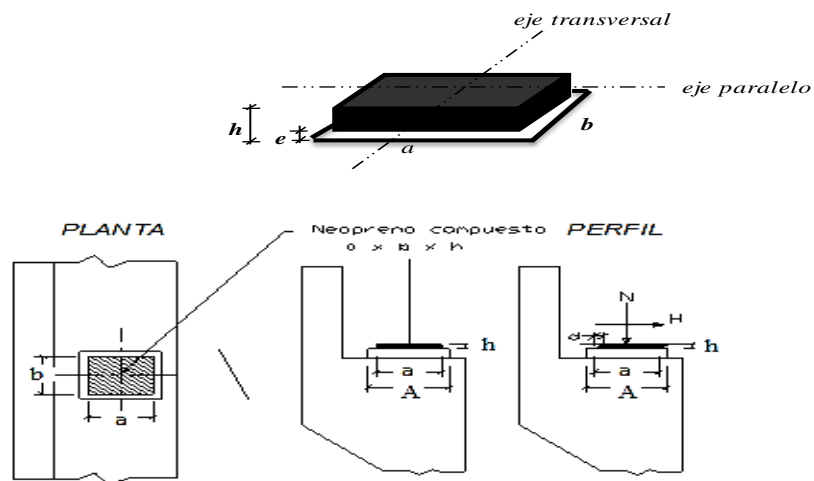
Fuente: Elaboración Propia ver Anexo 4

Para la armadura de refuerzo vertical y horizontal se lo determina de acuerdo a lo especificado en la norma ACI318 - 2005 ver Anexo 4 (Diafragma)

3.4.1.9 Diseño de los Apoyos de Neopreno

Se diseñara el neopreno de tal forma que soporte el peso de la superestructura, y las fuerzas de frenado.

FIGURA N° 3.34 Esquema del Pre dimensionamiento del Neopreno



Fuente: elaboración propia

Asumiendo secciones para el neopreno se deberá verificar que cumpla los siguientes requisitos:

La fatiga media del aparato de apoyo será:

$$\beta m = \frac{N}{a * b} < 12MPa$$

$$\mathbf{11.503\ Mpa < 12\ Mpa\ Cumple\ !!!}$$

La distorsión tomando: $G = 0,01$ Mpa calculamos:

$$\mu = \frac{N}{a * b} < 1,20$$

$$\mathbf{1.15 < 1,2\ Cumple\ !!!}$$

La optimización de βm y μ nos da a y b mayores que las constructivas para el neopreno, adoptamos las que son comerciales. **Ver Anexo 4(Apoyo)**

3.4.2 Subestructura

3.4.2.1. Estribos

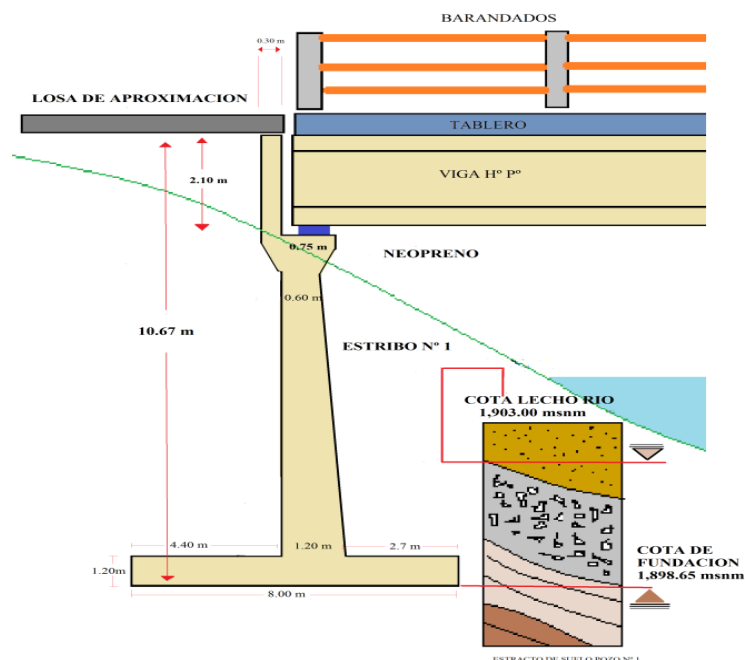
Se tendrán dos estribos en voladizo con una altura de 10,67 m la socavación de la Quebrada es de 1,74m de cota 1901,26 m.s.n.m. La profundidad del estudio de suelos en que el esfuerzo vale $\sigma_{adm} = 2,46 \text{ kg/cm}^2$ profundidad de 4,35m de cota 1898,65 m.s.n.m. Este último será la profundidad de fundación del estribo mayor estabilidad y seguridad en socavación.

Las dimensiones del Estribo es la siguiente:

Tiene como base $B = 8 \text{ m}$, ancho de coronamiento $N = 0,75 \text{ m}$, altura y base de parapeto $h_{\text{parap}} = 2,10 \text{ m}$, $b_{\text{parap}} = 0,30\text{m}$ longitud de la punta $L_{\text{pta}} = 2,7 \text{ m}$, longitud del talón $L_{\text{talon}} = 4,1 \text{ m}$, altura del cimiento $D = 1,2 \text{ m}$.

Para su análisis se eligió el Estado de Resistencia I y el Estado de Servicio I, porque son los únicos aplicables a la estructura. Ver sus cálculos, procedimiento y verificaciones Anexo 4 (Estribo), ver en la Figura N° 3.35, 3.36 y Tabla N° 3.13

FIGURA N° 3.35 Dimensiones e Ilustración de Cimentación Estribo



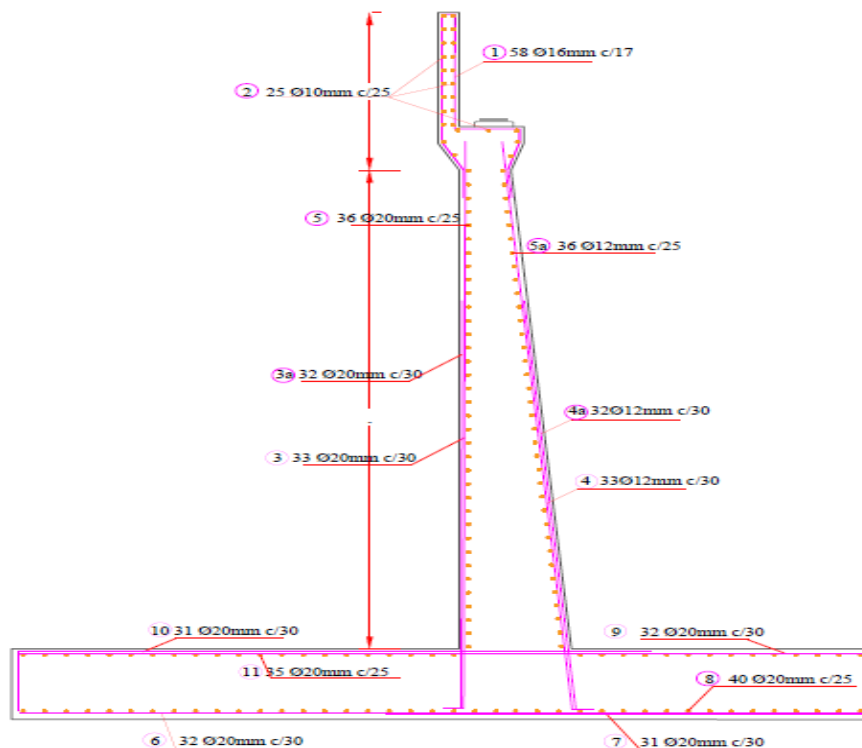
Fuente: Elaboración Propia

TABLA N° 3.13 Total de Armadura de dos Estribos

N°	Piernas	ϕ (mm)	C/(cm)	Total	Armadura :
1	58 ϕ	16	17	116 ϕ	Transv. Parapeto
2	25 ϕ	10	25	50 ϕ	Long. Parapeto
3	33 ϕ	20	30	66 ϕ	de Pantalla
3a	32 ϕ	20	30	64 ϕ	de Pantalla
4	33 ϕ	12	30	66 ϕ	de Relleno
4a	32 ϕ	12	30	64 ϕ	de Relleno
5	36 ϕ	20	25	72 ϕ	Long. de Refuerzo
5a	36 ϕ	12	25	72 ϕ	Long. de Refuerzo
6	32 ϕ	20	30	64 ϕ	Transv. Base Abajo
7	31 ϕ	20	30	62 ϕ	Transv. Base Abajo
8	40 ϕ	20	25	80 ϕ	Long. Base Abajo
9	32 ϕ	20	30	64 ϕ	Transv. Base Arriba
10	31 ϕ	20	30	62 ϕ	Transv. Base Arriba
11	35 ϕ	20	25	70 ϕ	Long. Base Arriba

Fuente: Elaboración Propia. Anexo 4 (Estribo)

FIGURA N° 3.36 Detalle de las Armaduras del Estribo



Fuente: Elaboración Propia Ver Anexo 4 (Estribos)

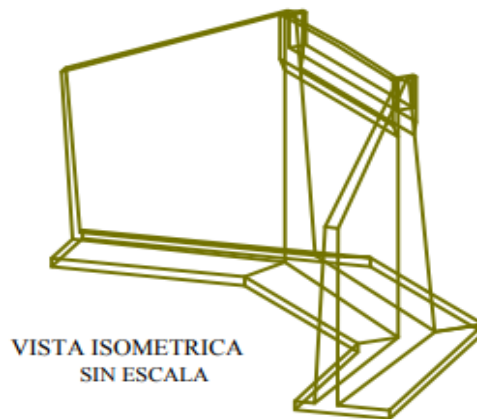
3.4.2.2 Aleros de Hormigón Armado

Para los aleros se eligieron en volado de H^oA^o diseñados con fundaciones flexibles. Como su nombre lo dice las alas pueden ser colocadas formando ángulos con el cuerpo de apoyo. El ángulo α generalmente está entre 30° y 45°, esto depende de la topografía del terreno, en este proyecto es $\alpha = 30^\circ$. Estas aletas sirven como contrafuertes de modo que la estructura es más resistente.

La se sigue manteniendo con el 0,75 m de la base del parapeto, desde la altura del parapeto para su descenso hasta los 6m que finaliza como se muestra en la Figura N° 3.37

Ver sus cálculos, procedimiento y verificaciones ir a **Anexo 4**.

FIGURA N° 3.37 Vista Isométrica del Estribo y Alero



Fuente: Elaboración propia **Ver Anexo 8 (Planos)**

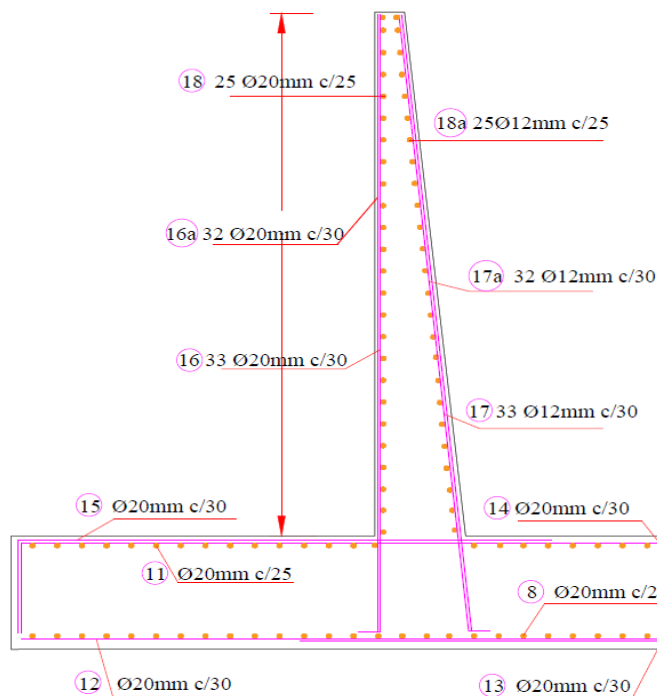
En la siguiente Figura N° 3.38 y la Tabla N° 3.14, tenemos el resumen total y detalles de las Armadura del Alero contabilizado cuatro, dos para cada estribo. Con números de armaduras del N° 8 hasta el N° 18 con diferentes piernas y distancia específica para cada tipo de armadura, localizada dentro del estribo teniendo más detalles en los planos **Anexo 8 (Planos)**

TABLA N° 3.14 Resumen Total de Armadura de Aleros

N°	Piernas	ϕ (mm)	C/(cm)	Total	Armadura :
8	1 ϕ	20	25	4 ϕ	Long.BaseAbajo
11	1 ϕ	20	25	4 ϕ	Long.BaseArriba
12	1 ϕ	20	30	4 ϕ	Transv.BaseAbajo
13	1 ϕ	20	30	4 ϕ	Transv.BaseAbajo
14	1 ϕ	20	30	4 ϕ	Transv.BaseArriba
15	1 ϕ	20	30	4 ϕ	Transv.BaseArriba
16	33 ϕ	20	30	132 ϕ	Transv. de Refuerzo
16a	32 ϕ	20	30	128 ϕ	Transv. de Refuerzo
17	33 ϕ	12	30	132 ϕ	Transv. de Refuerzo
17a	32 ϕ	12	30	128 ϕ	Transv. de Refuerzo
18	25 ϕ	20	25	100 ϕ	Long. A Flexión
18a	25 ϕ	12	25	100 ϕ	Long. A Flexión

Fuente: Elaboración Propia. Anexo 4 (Alero)

FIGURA N° 3.38 Detalle de las Armaduras del Alero



Fuente: Elaboración Propia. Ver Anexo 4 (Alero)

3.4.3 Diseño de Gaviones

El diseño estructural de los gaviones se diseñado como indica en el capítulo anterior, con ayuda del manual de Defensas Ribereñas Maccaferri, para las Colchonetas Reno y el manual de Diseños De Estructuras Flexibles de Gaviones (Universidad de Carabobo), para los gaviones tipo cajón.

3.4.3.1 Diseño de Gaviones tipo Cajón

Datos de Calculo

Peso del terreno	$\gamma_s =$	1800	Kg/m ³
Peso de la piedra	$\gamma_r =$	2700	Kg/m ³
Ángulo de fricción	$\phi =$	28°	
Ángulo que forma el relleno	$\varepsilon =$	8.53°	
Capacidad portante del terreno	$\sigma_s =$	2.5	Kg/cm ²

Geometría del Muro

Geometría del Muro:		Datos
Altura de cada bloque	Hb =	1.0m
Ancho de cada bloque	Bb =	1.0m
Altura total del muro	HT =	3.0m
Pre dimensionado de la Base:		
Dimensión de la base	AB =	2.00m
Adoptamos una base de	B =	2.00m

3.4.3.1.1 Calculo del Empuje Activo

Coefficiente del Empuje Activo

$$K_a = \cos \varepsilon * \left(\frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos \phi^2}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\varepsilon^2 - \cos \phi^2}} \right)$$

$$K_a = 0.375$$

Calculo del Empuje Activo

$$E_A = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * H_T^2$$

$$EA = 3035.33 \text{ Kg}$$

Altura de aplicación del empuje activo

$$Y = \frac{H_T}{3} =$$

$$Y = 1.00 \text{ m}$$

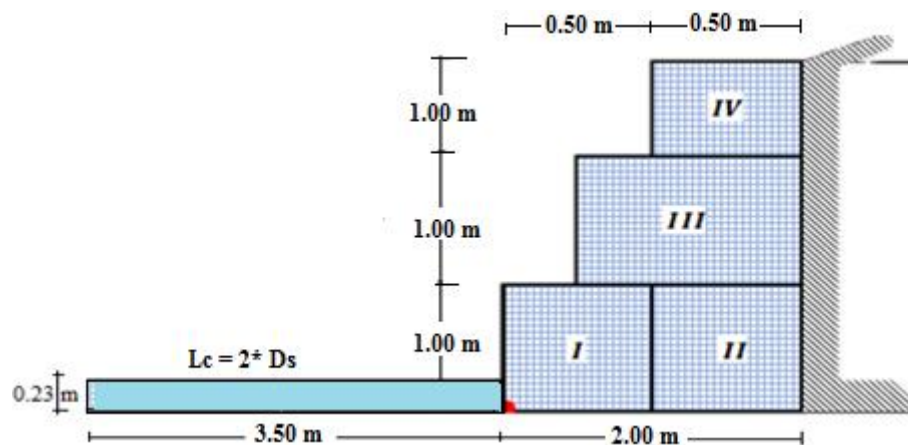
3.4.3.1.2 Análisis de la Estabilidad del Gavión

3.4.3.1.2.1 Cálculo del peso total y Momento Resistente

FIG	TIPO	AREA (m ²)	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	BRAZO X (m)	MOMENTO (Kg*m)
I	Gavión	1	2700.00 kg/m ³	2700.0 kg/m	0.50	1350.0 kg*m
II	Gavión	1	2700.00 kg/m ³	2700.0 kg/m	1.50	4050.0 kg*m
III	Gavión	1.5	2700.00 kg/m ³	4050.0 kg/m	1.25	5062.5 kg*m
IV	Gavión	1	2700.00 kg/m ³	2700.0 kg/m	1.50	4050.0 kg*m
			Σ =	12150.0 kg/m	Σ =	14512.5 kg*m

$$P = 12150.00 \text{ Kg/m} \quad Mr. = 14512.5 \text{ Kg*m}$$

FIGURA N° 3.39 Dimensiones del Gavión



Fuente: Elaboración propia

3.4.3.1.2.2 Calculo de Fuerzas Actuantes en el Muro de Contención

Momento reducido por el empuje Activo

$$M_A = E_A * Y$$

$$MA = 3035.33 \text{ Kg*m} * 1.00\text{m} = 3035.33 \text{ Kg*m}$$

$$MA = 3035.33 \text{ Kg*m}$$

Verificación del deslizamiento

$$FSD = 1.50 \quad f = 0.45$$

$$f = \text{tg}\phi = \text{tg } 28 = 0.45 \leq 0.60 \text{ Ok}$$

$$\frac{f * P}{E_A} \geq FSD$$

$$\frac{0.45 * 12150\text{Kg/m}}{3035.33\text{Kg}} \geq 1.50$$

$$1.8 \geq 1.50 \quad \text{Cumple...!}$$

Verificando por volteo

$$FSV = 2.00$$

$$\frac{M_r}{M_A} \geq FSV$$

$$\frac{14512.5 \text{ Kg * m}}{3035.33 \text{ Kg}} \geq FSV$$

$$4.78 \geq 2.00 \quad \text{Cumple...!}$$

3.4.3.1.3 Verificación Presiones sobre el Terreno

Punto de aplicación de la fuerza resultante:

$$X_0 = \frac{M_r - M_A}{P}$$

$$X_0 = \frac{14512.0 \text{ kg/m} - 3035.33 \text{ Kg/m}}{12150.0 \text{ Kg}} =$$

$$X_0 = 0.94 \text{ m}$$

Excentricidad de la fuerza resultante:

$$e = \frac{B}{2} - X_0$$

$$e = \frac{2}{2} - 0.94 \text{ m} = 0.06 \text{ m}$$

$$e = 0.06 \text{ m}$$

Se debe cumplir que:

$$e < \frac{B}{6}$$

$$0.06 \text{ m} < 0.33 \text{ m} \text{ ¡Cumple...!}$$

3.4.3.1.3.1 Verificamos las Presiones de contacto entre el Suelo y el Gavión

$$\sigma = \frac{P}{B} \left[1 \pm \frac{6 * e}{B} \right]$$

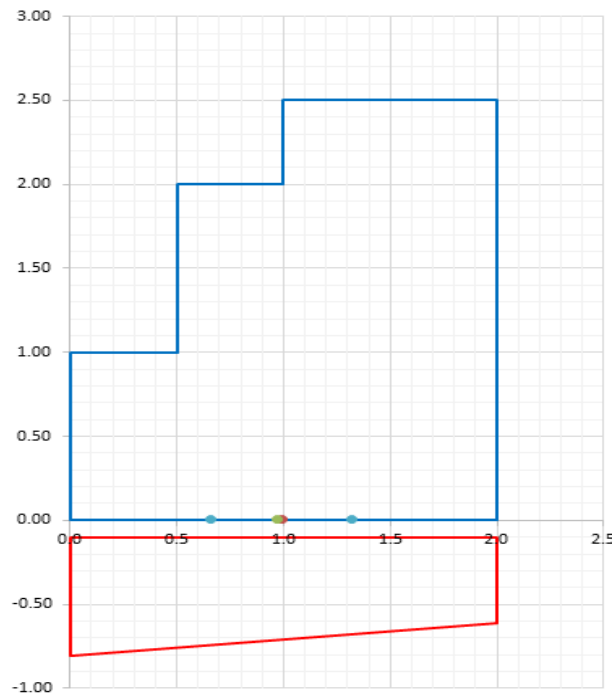
$$\sigma_1 = \frac{12150 \text{ Kg}}{2} \left[1 + \frac{6 * 0.06 \text{ m}}{2} \right]$$

$$\sigma_1 = 0.71 \text{ Kg/cm}^2 < 2.5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Cumple...!}$$

$$\sigma_2 = \frac{12150 \text{ Kg}}{2} \left[1 - \frac{6 * 0.06 \text{ m}}{2} \right]$$

$$\sigma_2 = 0.51 \text{ Kg/cm} < 2.5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Cumple...!}$$

FIGURA N° 3.40 Esquema de Presiones



Fuente: Elaboración propia

3.4.3.2 Diseño de la Colchoneta Reno

Para evitar que la base antisocavante se levante del suelo o se vuelque, esta debe tener un mínimo de 23 cm de espesor. Las recomendaciones de diseño de gaviones indican un valor de 1,50 – 2.0 veces la profundidad de socavación.

3.4.3.2.1 Calculo de longitud de la colchoneta (Le)

$$Le = D_s * 2$$

Altura de socavación D_s : 1.70 m

Longitud de la colchoneta Le : $1.70\text{m} * 2 = 3.50\text{ m}$

$$Le = 1.70 \times 2 = 3.50\text{ m}$$

$$Le = 3.50\text{ m}$$

Tenemos la longitud del colchón de 3.50 m de longitud según la altura de socavación

3.4.3.2.2 Calculo de la velocidad media (V_m)

$$V_m = K_s \times J^{\frac{1}{2}} \times R^{\frac{5}{3}}$$

Coefficiente de rugosidad (K_s): 0.05

Pendiente del Rio (m/m): 0.04

Radio hidráulico (m): 21.5

Velocidad media (m/s): $0.05 * (0.04)^{1/2} * (21.50)^{5/3} = 1.70$ m/s

$$V_m = 1.70 \text{ m/s}$$

3.4.3.2.3 Calculo de la velocidad Crítica (V_c)

De la Figura 2.21 del ábaco de la velocidad crítica se obtiene según el diámetro de las piedras D85 $V_c = 4.00$ m/s

3.4.3.2.4 Calculo de la altura del Colchón (h_c)

De la Figura 2.22 del ábaco se obtiene el espesor del colchón entrando con los siguientes datos V_c y NF

$$\text{N}^\circ \text{ de Fraude} = 1.39 \quad (\text{Flujo Súper Crítico})$$

$$\text{Del ábaco tenemos } h_c = 23 \text{ cm}$$

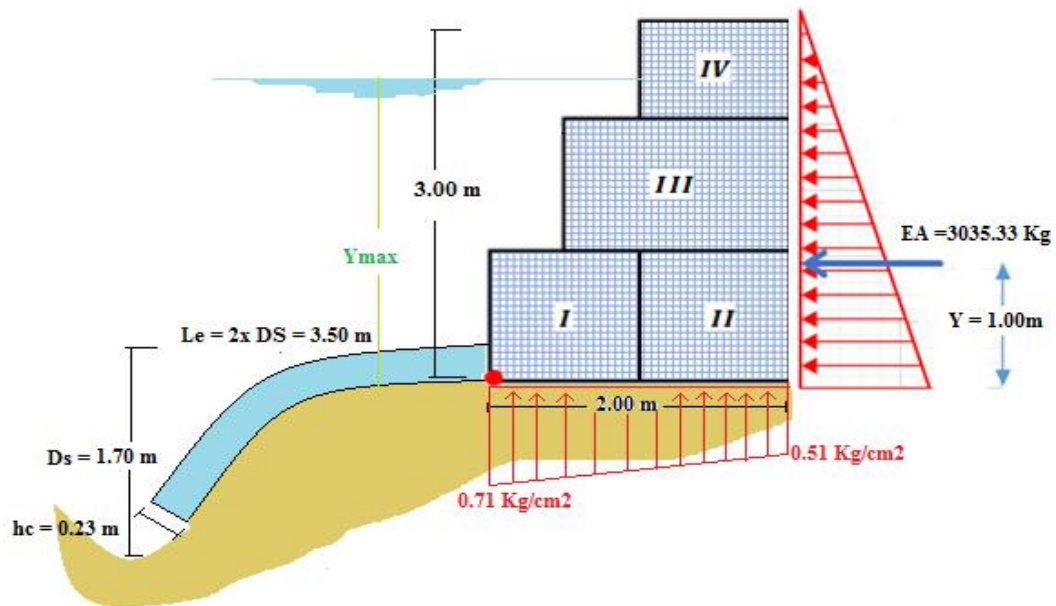
Comparación de velocidades

$$V_m < V_c$$

$$1.70 \text{ m/s} < 4.00 \text{ m/s} \quad \text{Cumple...!!}$$

Si $V < V_c$ no existe movimiento ni levantamiento de las piedras por el flujo hidráulico, por lo tanto el colchón es estable

FIGURA N° 3.41 Resumen de Resultados del Gavión



Fuente: Elaboración propia

3.4.4 Economía del proyecto

Se lo elaboro de acuerdo a los siguientes resultados que se presentan:

3.4.4.1 Cómputos métricos

Los resultados de los cómputos métricos de los ítems contemplados fueron calculados algunos de manera directa y otros de manera indirecta.

Para poder tener una mejor apreciación se puede consultar el **Anexo 5** de este informe.

3.4.4.2 Especificaciones Técnicas

Las especificaciones técnicas se muestran a detalle en el **Anexo 5** del presente proyecto.

3.4.4.3 Precios Unitarios

Los precios unitarios se elaboraron con los siguientes detalles:

- Cargas sociales **55%**
- IVA **14,94%**
- Herramientas **5%**
- Gastos generales y administrativos **10%**
- Utilidad **10%**
- Impuestos I.T. **3,09%**

Para más detalles consultar el **Anexo 5** del presente proyecto.

3.4.4.4 Presupuesto General de la Obra

El presupuesto general de la obra asciende a 6.737.341,93 Bs, (SEIS MILLONES SETECIENTOS TREINTA Y SIETE MIL, TRESCIENTOS CUARENTA Y UNO 93/100), y por unidad de longitud 224.578,06 Bs/m (DOSCIENTOS VEINTE CUATRO MIL, QUINIENTOS SETENTA Y OCHO 06/100) tenemos a ver detalles en el **Anexo 5** del presente proyecto.

3.4.4.5 Cronograma de Ejecución

El cronograma de ejecución fue elaborado de acuerdo al capítulo anterior con la ayuda el software Microsoft Exel, dando un total de **196,00** días calendario de ejecución. Se llevó un breve análisis de los cómputos métricos, identificando actividades paralelas para poder terminar en el menor tiempo posible, y la más importante que son las hormigonados de las vigas y la excavación entibiado para los Estribos.

Para ver más detalles **Ver Anexo 6** del presente proyecto.

CAPÍTULO IV

4. APORTE ACADÉMICO

“COMPARACIÓN ECONÓMICA RESPECTO DEL MONTAJE DE VIGAS DE PUENTE VEHICULAR, VIGA MONTADA ENTERA Y VIGAS MONTADA POR SEGMENTOS”

4.1. Marco conceptual del aporte académico

Desde tiempos remotos se han venido desarrollando estructuras a través de las cuales el hombre pudo vencer cierto tipos de obstáculos principalmente para vencer los tramos que debido a las grandes precipitaciones se ven obstaculizadas por las grandes riadas que se forman de diferentes maneras ya que el agua busca su cauce para evacuar las aguas de lluvias. Pero también a través de los puentes el hombre ha podido vencer desniveles topográficos para optimizar la trayectoria de los caminos que une dos ciudades importantes como también una zona productora con una consumidora.

La construcción de los puentes inicialmente era de forma empírica donde estos generalmente se encontraban sobredimensionados en cuyo caso funcionaban y prestaban el servicio sin ninguna falla hasta cumplir su vida útil de los materiales de los cuales estaba construido y en algunas pocas ocasiones estas estructuras estaban sub dimensionadas en cuyo caso colapsaban. De ahí que el hombre le presto más atención a los puentes realizando diversas pruebas para de esta manera poder optimizar la estructura de manera que cumpla su función y sea lo más económica posible. De esta manera surgieron los diferentes tipos de puentes que se adecuan a las condiciones de la longitud del tramo a salvar, al tipo de fundación sobre la cual se pretende colocarlo, al número de carriles que se quiere que transiten por los mismos y finalmente a la estética que se le quiera dar ya que estas estructuras son también conocidas como obras de arte mayor.

Una de las formas de constructivas más importantes en la hora de la construcción es sin duda el método constructivo que se utilizará en el montaje de la viga principal de un puente de hormigón pretensado, entre estas tenemos:

- Vigas Montada entera
- Vigas Montada por segmento

El aporte que mi persona hará la comparación económica entre una viga montada de forma entera, con una viga lanzada por segmentación.

4.2 Vigas Montada Entera

4.2.1 Concepto Específico

Este tipo de construcción es muy usual, ya que nos ayuda mucho en el tema tiempo, decimos tiempo porque a medida que vamos construyendo la fundación paralelamente podemos ir construyendo las vigas para el puente en pie de obra, una vez terminada la construcción de las fundaciones se puede montar de manera directa las vigas ya hormigonadas anteriormente.

Herramientas utilizadas:

- 2 Grúas que alcen pesos mayores a 30 toneladas cada una.
- Retroexcavadora.
- Compactadora Rodillo.

También es necesario poder aplanar el terreno, y compactarlo ya que las vigas a lanzar superan los pesos de 30 tn en función al alto y largo de la estructura.

Si bien este método constructivo nos ayuda mucho una de las desventajas es que hay que ser muy cuidadoso en el momento de lanzado, puesto que al alzar estructuras de grandes volúmenes y pesos se nos hace un poco difícil la manipulación de la misma.

4.2.2 Proceso Constructivo:

- Primeramente se procederá a preparar el terreno para el colocado de las grúas, en este caso se utilizan rodillos para que el lugar esté bien firme ya que las grúas alzarán un peso excesivo en nuestro caso 46,81 tn.

FIGURA N° 4.1 Preparación de Terreno



Fuente: Proyectos concurrentes

- Las vigas se hormigonan en pie de obra, ya que es difícil transportar las vigas en transporte pesado por la complejidad del camino, se hormigonará de manera directa para luego ser levantada o lanzada por unas grúas que tienen capacidad de 30 t.

FIGURA N° 4.2 Vigas hormigonadas al pie de Obra



Fuente: Proyectos concurrentes.

- Para el lanzado se utilizan 2 grúas, si bien para el lanzado de las vigas utilizamos grúas que levantan pesos de hasta 30 ton hay que tomar en cuenta que las mismas trabajarán a una eficiencia del 80% de su capacidad final.

FIGURA N° 4.3 Vigas Montada Entera



Fuente: Proyectos Concurrentes

- Es muy importante recalcar que para este procedimiento constructivo se tratará de tener el mayor espacio ya que las grúas tendrán que moverse lo necesario como para que las vigas queden en el lugar indicado como se indica la Figura N° 4.4

FIGURA N° 4.4 Traslado de viga con grúa, el Espacio libre Importante



Fuente: Proyectos concurrentes

- Para ubicar la viga en su lugar se necesitará ayuda del personal suficiente para lo cual se recomienda tener las precauciones adecuadas ya que estamos trabajando con material de alto peso.

FIGURA N° 4.5 Ubicación exacta de la viga al coronamiento con ayuda del personal existente



Fuente: Proyectos concurrentes

4.3 Vigas Montada por Segmento

4.3.1 Concepto General

La segmentación es un método constructivo que solamente se utiliza en Bolivia, ya que es más fácil poder lanzar la viga por segmentos (pedazos) que de forma entera por el tema de la trabajabilidad.

Si bien el lanzar la viga por segmentos resulta más fácil porque no se necesitaran grúas que alcen pesos excesivos en el momento del lanzamiento, económica mente el precio de lanzado por segmentos es mayor que el caso anterior.

Herramientas utilizadas:

- Excavadora
- Volqueta
- Puente falso

Más adelante se mostrará a detalle cual es la diferencia entre ambos casos respaldando con números el más costoso hablando económicamente.

En conclusión el método constructivo será decisión del constructor ya que el decidirá lo más adecuado en función a sus posibilidades y las condiciones que tiene la obra.

4.3.2 Proceso constructivo

- Las vigas para el puente se hormigonean
- por segmentos a una distancia del puente, y generalmente por segmentos impares, posteriormente cada segmento es trasladado al lugar de emplazamiento en volqueta como se muestra en la Figura N° 4.6

FIGURA N° 4.6 Vigas hormigonadas por Segmento



Fuente: Proyectos concurrentes

- Para el montado de vigas por segmentos es necesario tener el terreno bien aplanado previo al lanzamiento ya que hay que tener el espacio suficiente para el movimiento de la volqueta y grúa.

FIGURA N° 4.7 Armado de vigas Montada por Segmento



Fuente: Proyectos concurrentes

- Es necesario poner una estructura como puente falso para colocar las vigas segmentadas una por una, esta estructura x lo general es muy costosa en el tema económico, pero a la vez es muy necesaria ya que su trabajo es de vital importancia en el ámbito constructivo denominado Montador

FIGURA N° 4.8 Puente falso para el Montaje de los segmentos



Fuente: Proyectos concurrentes

- Para el montaje se utilizará una grúa de 10 ton. y una volqueta para trasladar los segmentos de viga del lugar del hormigonado hasta el lugar del puente, la grúa trabajará con una eficiencia del 80 % de su capacidad final.

FIGURA N° 4.9 Traslado de Segmentos



Fuente: Proyectos concurrentes

- Finalmente se montan las vigas por partes encima del puente falso, teniendo mucho cuidado en el momento del colocado

FIGURA N° 4.10 Finalmente Montan los segmentos para Formar la Viga



Fuente: Proyectos concurrentes

4.4 Comparaciones Económicas

4.4.1 Comparación de la Cantidad de acero

La comparación del acero se lo realiza considerando una pérdida del 10% por efectos de cortes y pérdidas de acero.

Cantidad de acero para viga entera: **8,140.45 Kg.**

Cantidad de acero para viga por segmento: **8,477.73 Kg**

TABLA N°4.1 Comparación de cantidad de Acero

Tipo de vigas	Unidad	Cantidad	Porcentaje
		Kg	%
Viga montada entera	kg	8,140.45	48.99
Viga montada por segmento	kg	8,477.73	51.01
Diferencia en peso	kg	337.28	2.03

Fuente: Elaboración Propia

Tenemos una diferencia en peso de 337, 28 kg tiene un costo mayor en las vigas lanzadas por segmento. En síntesis la viga lanzada por segmento cuesta un 2.03 % más en unidad de longitud.

4.4.2 Comparación Económica Construcción de Viga Entera y por Segmento

Costo total por 4 vigas entera: **76,7441.25 Bs.**

Costo total por 4 vigas por segmento: **838,530.18 Bs.**

TABLA N°4.2 Comparación en Costo Total de Construcción

Tipo de vigas	Unidad	Cantidad	Porcentaje
		Bs	%
Viga montada entera	Bs	76,7441.25	47.79
Viga montada por segmento	Bs	83,8530.18	52.21
Diferencia en Costo	Bs	71,088.93	4.43

Fuente: Elaboración Propia

Comparando ambos métodos llegamos a conclusión en la construcción de las vigas por segmento tiene una diferencia mayor de 4.43 % por unidad de longitud.

4.4.3 Comparación Económica Operación con Grúas

En las siguientes tablas tenemos datos de costo de operaciones de grúas de diferentes tonelajes para la viga lanzada entera tenemos 2 grúas de 30 toneladas en cada extremo de la viga y viga lanzada por segmento tenemos 1 grúas de 10 toneladas.

TABLA 4.3 Precios de Operación de Grúas en Tarija en \$us/Hr

Tipo de Grúas (\$us/hr)	Unidad	Cantidad (\$us/hr)	Porcentaje %
2 Grúas de 30 Ton Vigas montada enteras	\$us/hr	200	57.14
Grúas de 10 Ton Vigas montada por Seg.	\$us/hr	150	42.86
Diferencias en \$us/hr	\$us/hr	50	14.29
Tiempo para cada método en (hrs)	Unidad	Cantidad (hrs)	Porcentaje %
Viga montada entera	hr	24	30.00
Viga montada por Segmento	hr	56	70.00
Diferencias en Hr	hr	32	40.00
Precio total en cada método (\$us)	Unidad	Cantidad (\$us)	Porcentaje %
Viga montada entera	\$us	4800	36.36
Viga montaje por Segmento	\$us	8400	63.64
Diferencias en \$us	\$us	3600	27.27
Precio total en cada método (\$us/ml)	Unidad	Cantidad (\$us/ml)	Porcentaje %
Viga montada entera	\$us/ml	160	36.36
Viga montada por Segmento	\$us/ml	280	63.64
Diferencias en \$us/ml	\$us/ml	120	27.27

Fuente: Servicios de Grúas Grigotas

Comparando ambos métodos llegamos conclusión en el lanzado de las vigas por segmento tiene una diferencia mayor de 27.27 % por unidad de longitud.

4.4.4 Cómputos Métricos del Aporte Académico

En los cómputos métricos tenemos el desglose de los ítems de cantidades por metro lineal ambos métodos, para calcular el presupuesto final ver en la Tabla N° 4.4

TABLA N° 4.4
Cómputos Métricos de las Vigas

ITEM					Total ml
I Operación Con Grúas					
1	Vigas montada entera	BS	1	4	120
2	Vigas montada por segmento	BS	4	16	120
II Cantidad de Acero					
3	Vigas montada entera	BS	1	4	120
4	Vigas montada por segmento	BS	4	16	120
III Construcción de la Vigas					
5	Vigas montada entera	Bs	1	4	120
6	Vigas montada por segmento	Bs	4	16	120

Fuente: Elaboración Propia

4.4.5 Análisis de Indicadores Económicos del Aporte Académico

Para definir el precio unitario por metro lineales para ello tenemos los siguientes detalles, las cargas sociales el 55 %, IVA al 14.94 %, Herramientas el 5 %, gastos generales y Administrativos el 10%, Utilidad el 10 % e Impuestos IT al 3.09%.

En la tabla N° 4.5 tenemos el resumen total del análisis de precios unitarios.

(Análisis de precios unitarios del aporte académico Ver Anexo 7)

TABLA N° 4.5
Resumen de Análisis de Precio Unitario de las Vigas (en Bs)

ITEM		Unid.	P.Unit. (Bs)
I Operación Con Grúas			
1	Vigas montada entera	BS	796.37
2	Vigas montada por segmento	BS	776.29
II Cantidad de Acero			
3	Vigas montada entera	BS	189.93
4	Vigas montada por segmento	BS	289.39
III Construcción de la Vigas			
5	Vigas montada entera	Bs	793.68
6	Vigas montada por segmento	Bs	895.37

Fuente: Elaboración Propia (Anexo 7 Análisis P.U. Aporte Académico)

4.4.6 Presupuesto Total del Aporte Académico

El presupuesto total del análisis de precios en ambos métodos el resumen total y la sumatoria por cada método del aporte académico **Tabla N° 4.6** y **Tabla 4.7**

TABLA N° 4.6
Presupuesto por Ítems del Aporte Académico

ITEM		Unid.	Total (ml)	P.Unit. (Bs/ml)	Total (Bs)
I Operación Con Grúas					
1	Vigas montada entera	BS	120	796.37	95,564.40
2	Vigas montada por segmento	BS	120	776.29	93,155.15
II Cantidad de Acero					
3	Vigas montada entera	BS	120	189.93	22,791.01
4	Vigas montada por segmento	BS	120	289.39	34,727.26
III Construcción de la Vigas					
5	Vigas montada entera	Bs	120	793.68	95,241.66
6	Vigas montada por segmento	Bs	120	895.37	107,443.89

Fuente: Elaboración Propia

El método más económico es la **Viga montada entera** si vemos la **Tabla N°4.7**, un valor de **213,597.60 BS** (Doscientos trece mil, Quinientos noventa y siete 60/100 Bs) con un porcentaje de **47.58 %**, más bajo.

TABLA N° 4.7

Final Comparación Económica Aporte Académico

Tipo de vigas	Unidad	Total Bs	Porcentaje %
Σ Viga montada entera	Bs	213,597.60	47.58
Σ Viga montada por segmento	Bs	235,326.89	52.42
Diferencia	BS	21,729.29	4.84

Fuente: Elaboración Propia

CAPÍTULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- Mediante el presente Proyecto se ha seleccionado el diseño de un puente de vigas de hormigón Pretensado, como la mejor alternativa para el diseño y la construcción, el puente se diseñó para un tramo con 4 vigas de hormigón Pretensado (pos-tesadas) simplemente apoyadas en sus extremos.
- Con el levantamiento topográfico se logró cubrir toda la superficie requerida para el diseño estructural, como así el poder ubicar la nueva variante y definir los accesos al puente.
- Con los estudios hidrológicos e hidráulicos pudimos estimar la altura del tirante máximo de crecida que oscila entre 3,12 m de tirante máximo.
- De acuerdo con el estudio de suelos se pudo encontrar suelo firme a los cuatro metros para cual se adoptaron fundaciones superficiales.
- El barandado que se diseñó, es de tipo peatonal cumpliendo con las especificaciones de la norma AASHTO – LRFD 2004, buscando la seguridad de los peatones, que fue complementada con el diseño de un bordillo de altura considerable para evitar el descarrilamiento de los vehículos y eludir accidentes en el puente.
- Para el diseño del ancho de calzada de la acera, por el cual circular las personas, se hizo caso a las recomendaciones del libro “El Arte de Proyectar en la Arquitectura” de Neufert.
- Para el diseño del tablero se realizó el análisis de cargar con distintas posiciones y números de vehículos que pueden transitar por el puente para poder obtener las máximas solicitaciones para poder garantizar la vida útil de la estructura.

- En las vigas se verificó que sus esfuerzos admisibles tanto en tiempo cero como en tiempo infinito cumplan sus respectivas condiciones, además de determinar la fuerza de pretensado, el número de torones, cálculo de pérdidas, armadura pasiva, armadura de piel y armadura de las alas.
- Para el diseño de gaviones y colchonetas se utilizó la teoría de MACCAFERRI, se diseñó gaviones tipo cajones y tipo colchonetas reno, para mejorar la protección del talud aguas arriba al lado de los estribos.
- Según el análisis de precios unitarios la construcción del puente vehicular tendrá un costo de 6,737,341.93 Bs y un costo por unidad de longitud de 204,9226.25 Bs/m
- Este diseño de llegar a construirse facilitará la transitabilidad del tráfico vehicular comercial, también especialmente para la comercialización de productos desde las comunidades aledañas, hacia las fuentes de abastecimiento a Tarija y dará mayor comodidad a los peatones que transitan esta vía.
- En el método montaje viga entera y montaje vigas por segmentos nos ayudará mucho en el tema de reducir el tiempo de lanzamiento en operaciones con grúas.
- Si bien las vigas segmentadas son más costosas económicamente, pero en el proceso constructivo son más fáciles de lanzar ya que las grúas no alzarán pesos excesivos.
- La viga construida entera tendrá menor armadura que la viga construida por segmentos.
- Los cálculos métricos del Aporte Académico en el Anexo 7, es diferente a los cálculos métricos del Proyecto en General en el Anexo 5.

5.2 Recomendaciones

- Realizar un Estudio de ingeniería básica del lugar especificado.
- 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.
- Es muy importante consultar paralelamente a la norma AASHTO LRFD – 2004 la norma ACI318 -2005 ya que estas normas son muy relacionadas.
- Se debe tener mucho cuidado con las bibliografías utilizadas ya que algunas tienen diferentes sistemas de medida.
- Es recomendable cumplir con el recubrimiento de la norma para elementos sometidos al contacto con el suelo.
- Es muy importante realizar visitas al lugar del proyecto para tener una buena idea y generar mayores alternativas de diseño estructural de cualquier estructura, además consultar a la gente del lugar de antecedentes en el lugar.
- Ante cualquier duda de los resultados mostrados en la ingeniería del proyecto se recomienda recurrir a la memoria de cálculo donde se explica todo el detalle de cálculo.