

CAPÍTULO 1.

ANTECEDENTES

1.1. El Problema

1.1.1. Planteamiento

Por medio de la comunidad Corana Sud pasa el Río Corana dividiendo la comunidad en dos sectores, que se conectan vialmente (entre ellos y el resto del departamento) a través de brechas improvisadas sobre el lecho del río, por donde los comunarios transitan para realizar sus actividades diarias.

En épocas de lluvia el tirante del Río Corana crece de manera considerable, impidiendo el paso de peatones y vehículos, aislando temporalmente a los comunarios de la zona. Además, el desborde por crecidas genera daños en las vías de acceso a las riberas del río; por: desprendimiento de material, obstaculización por objetos, saturación del suelo, etc., que alargan esta interrupción de libre tránsito durante varios días posteriores a la crecida del río.

La interrupción del libre tránsito en épocas de lluvia es un problema para la comunidad de Corana Sud, que provoca; que los estudiantes no lleguen a sus unidades educativas, que las personas que requieran atención médica no lleguen a los centros de salud, que los comunarios no puedan sacar la producción local a los diferentes centros de abasto del departamento, etc.

Este problema disminuye la calidad de vida de los residentes además de generar pérdidas económicas que frenan el desarrollo de la comunidad y por ende del departamento de Tarija, por tanto, es necesario implementar una obra civil que solucione este problema.

1.1.2. Formulación

Se sabe que los puentes son estructuras que solucionan de manera eficiente estos problemas de comunicación vial, lo que nos lleva a la siguiente pregunta.

¿Un puente permitirá el libre tránsito de los residentes de la comunidad Corana Sud en situaciones de crecida del Río Corana?

Los puentes son estructuras diseñadas y construidas para salvar obstáculos naturales y/o creados por el hombre, por tanto, la implementación de un puente permitiría garantizar el

tránsito (vehicular y peatonal) libre y seguro de los residentes de la comunidad de Corana Sud en cualquier época del año, sin importar las condiciones hidráulicas del Río Corana.

1.1.3. Sistematización

Para la construcción de un puente, se debe tener antes un diseño estructural que garantice una estructura económica, funcional, segura, y que cumpla, con las necesidades de los residentes de la comunidad de Corana Sud.

1.1.4. Delimitación

La solución planteada para este problema, es el diseño y construcción de un puente que permita el libre tránsito de manera segura y en cualquier época del año. Por tanto, el presente proyecto estará abocado al diseño estructural del puente denominado “Puente Vehicular Corana Sud” que tiene las siguientes características:

- Ubicación. - Comunidad de Corana Sud
- Tipo de Estructura. - Puente tipo viga losa de hormigón pretensado.
- Número de Carriles. - Dos carriles.
- Longitud. - 30.60 metros de longitud.
- Sistema Estructural. - Estructura simplemente apoyada con tablero de hormigón armado sobre vigas de hormigón pretensado.
- Tipo de Fundación. - Fundación directa tipo muro de contención.

Para lograr lo mencionado serán necesarios los siguientes estudios:

- Análisis hidrológico de la zona.
- Estudios geológicos de la zona.
- Diseño estructural del puente según la norma AASHTO LRFD 2004.

1.2. Objetivos

1.2.1. General

- Diseñar un puente tipo viga losa de hormigón pretensado para la comunidad de Corana Sud, que cumpla con los requerimientos de funcionalidad, durabilidad, economía y seguridad para sus usuarios, en base a la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications -2004.

1.2.2. Específico

- Analizar las condiciones hidrológicas e hidráulicas en la zona de emplazamiento del puente para garantizar la seguridad de la estructura durante épocas de crecida.
- Analizar las condiciones geológicas del suelo de fundación en el lugar de emplazamiento del puente para garantizar la estabilidad del mismo.
- Clasificar el macizo rocoso del suelo de fundación a partir del método de clasificación de macizos rocosos RMR de Bieniawski.
- Aplicar los requisitos de diseño de la norma AASTHO-LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS 2004 para el diseño de la superestructura e infraestructura del puente.
- Estimar el presupuesto general de la obra a partir de un estudio de precios unitarios para cada ítem requerido.
- Detallar las especificaciones técnicas requeridas para cada ítem.
- Determinar el plazo máximo de ejecución para la construcción del puente.

1.3. Justificación

1.3.1. Académica

La Universidad Autónoma Juan Misael Saracho está comprometida con su pueblo en todo aspecto, parte de este compromiso consiste en que sus estudiantes realicen un aporte académico a la sociedad como parte de su titulación.

Se busca aplicar todos los conocimientos adquiridos durante los estudios universitarios para así fortalecer los mismos mediante la identificación de un problema real y la formulación de una solución factible. En este caso el diseño de puente.

1.3.2. Técnica

La estructura más efectiva para atravesar grandes depresiones topográficas o cauces son los puentes, es por ello que, para la solución del problema planteado se prevé diseñar un puente de 30.60 metros de longitud, para esta longitud se recomienda un puente tipo viga losa que además sea de hormigón pretensado para evitar así apoyos intermedios. Todo esto bajo la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications-2004.

1.3.3. Social

La evolución de la sociedad se caracteriza por mejorar la calidad de vida de sus ciudadanos, y este caso no es la excepción, pues el plantear un puente como solución a las dificultades que tienen los comunarios de Corana para trasladarse libremente mejorará su calidad de vida en muchos aspectos, además de garantizar su desarrollo mediante el fácil traslado de la producción agrícola de la zona en cualquier época del año, se garantizará también el libre tránsito de sus comunarios cuando estos así los dispongan, por ejemplo emergencias de salud.

1.4. Marcos de Referencia

1.4.1. Teórico

Bolivia no cuenta oficialmente con una norma para el diseño y construcción de puentes, esta situación obliga a que sus profesionales acudan a normas de otros países para dicho fin. Estados Unidos es un referente mundial en cuanto a normas se refiere, y las normas de diseño de puentes no son la excepción. Por ende, la referencia teórica para nuestro caso será la norma estadounidense para el diseño de puentes AASTHO-LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS 2004.

1.4.2. Conceptual

Para lograr los objetivos planteados, podremos usar y/o combinar muchos de los conceptos adquiridos a lo largo de la carrera, entre los más relevantes tenemos:

- Conceptos de diseño en Hormigón Pretensado, que consisten en el diseño y construcción de elementos estructurales sometidos intencionalmente a pre esfuerzos axiales, que mejoran la respuesta estructural de los mismos.
- Conceptos de diseño en Hormigón Armado, que consiste en el diseño y construcción de elementos estructurales reforzados con barras de acero, que mejoran la respuesta estructural a tracción del hormigón.
- Conocimientos en la estimación y manejo de los recursos hídricos, en base a la estimación del nivel de aguas máximas extraordinarias, socavación, etc. Para garantizar la estabilidad, funcionalidad y durabilidad del puente.

1.4.3. Espacial

El diseño del puente “Corana Sud” será realizado para la comunidad de “Corana Sud”, comunidad de la provincia Méndez del departamento de Tarija, que se encuentra aproximadamente a 20 km de San Lorenzo (capital de la provincia Méndez). Se adjunta una imagen de la ubicación espacial del proyecto en el **AnexoA.4**.

1.4.4. Temporal

Diseño realizado en la gestión 2021, al cursar la materia Proyecto de Grado 2 (Civ-502).

1.5. Alcance

Este proyecto busca realizar estudios geológicos, hidrológicos e hidráulicos en la zona, y obtener así información de partida para el diseño estructural de un puente vehicular de tipo viga losa de hormigón pretensado que sea seguro, funcional, económico, durable. Todo esto bajo los requerimientos de la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2004.

1.6. Resultados A Lograr

Con el diseño y construcción del puente vehicular “Corana Sud”, se busca garantizar el tránsito ininterrumpido de los residentes de la zona, en cualquier época del año y cualquier condición hidráulica del Río Corana.

1.7. Aporte Académico

Como aporte académico se realiza una **clasificación de los macizos rocosos** que servirán de fundación para el puente, clasificación en base al método RMR de Bieniawski. Se opta por este tema como aporte académico al observar que en el departamento de Tarija no se tiene conceptos claros para determinar técnicamente la respuesta de un suelo rocoso como suelo de fundación, y se asume de pleno que simplemente por ser roca se trata de una buena zona para fundar estructuras. Esta aseveración puede ser peligrosa, ya que las buenas características como fundación de un macizo rocoso no dependen solo de la resistencia a compresión del mismo, sino también de parámetros como; nivel de fracturación, separación entre diaclasas, etc. Que en algunas situaciones terminan siendo más influyentes que la resistencia misma.

CAPÍTULO 2.

MARCO TEÓRICO

2.1. Puentes

2.1.1. Definición

Los puentes se pueden definir como estructuras civiles diseñadas y construidas con el fin de salvar obstáculos, ya sean artificiales y/o creados por el hombre. Su diseño y cálculo pertenecen a la ingeniería estructural, siendo numerosos los tipos de puente aplicados a lo largo de la historia. Algunos de los parámetros base de los puentes son:

- Longitud. - Es la distancia medida entre las juntas de dilatación, corresponde a la dimensión real del puente proyectada en los planos constructivos.
- Luz. - Es la distancia medida entre los ejes de los apoyos de las vigas del puente que busca obtener la distancia del vuelo de las vigas libres de apoyos intermedios. Esta es la dimensión que realmente se usa para el cálculo estructural del puente.

2.1.2. Clasificación

2.1.2.1. Según su Longitud.

- Puentes menores (Luces de vano entre 6 a 50 metros).
- Puentes mayores (Luces de vano mayores a los 50 metros).
- Alcantarillas (Luces de vano menores a 6 metros).

2.1.2.2. Según su Utilidad.

- Puentes peatonales.
- Puentes camineros.
- Puentes ferroviarios.
- Puentes para el paso de elementos de servicio (canales, oleoductos, etc.).

2.1.2.3. Según el Material.

- Puentes de madera.
- Puentes de hormigón armado.
- Puentes de hormigón postensado.

- Puentes metálicos.
- Puentes compuestos.

2.1.2.4. Según la Ubicación del Tablero.

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

2.1.2.5. Según el Tipo de Sistema Estructural.

2.1.2.5.1. Puente Losa.

Son puentes cuya estructura principal es el tablero, y según la disposición de la armadura del tablero podemos clasificarlos en:

2.1.2.5.1.1. Armadura Principal Paralela Al Tráfico.

Son puentes que se pueden construir en tramos menores (longitudes de hasta 8 metros), donde la armadura principal se dispone en la dirección del tránsito.

2.1.2.5.1.2. Armadura Principal Transversal Al Tráfico.

Estos tipos de tableros se dan cuando el tramo de cruce es demasiado corto, pero transversalmente tenemos un ancho considerable que por lo general se presenta en las alcantarillas, aunque también se presentan en los tableros de los puentes viga losa.

2.1.2.5.2. Puente Viga Losa.

Son puentes que además de un tablero cuentan con vigas para soportar las cargas, son usados entre luces de 10 metros hasta 40 o 45 metros si se usan vigas postensadas (**Figura 1**), en algunas ocasiones requieren pilotes intermedios cuando los puentes son demasiado largos.

2.1.2.5.3. Puentes Aporticados.

El tablero es solidario y monolítico generalmente con los pilares y/o estribos formando pórticos especiales. El modelo sencillo de pórtico plano se consigue asimilando la sección del tablero a la sección de una viga y las secciones de los pilares a las secciones de las columnas del pórtico, constituyendo entonces un pórtico plano (**Figura 2**).

2.1.2.5.4. *Puente en Arco.*

En este caso la estructura principal es el arco (**Figura 3**), la característica principal del arco es que gracias a su forma transmite gran parte de las cargas en forma de compresión. Debe tenerse en cuenta que los arcos isostáticos son los más simples de analizar, pero sus luces son menores. En cambio, los arcos empotrados suelen alcanzar luces mayores, pero se hacen más críticos los efectos de contracción de fragua, variación térmica y deformaciones.

2.1.2.5.5. *Puentes Reticulados.*

La estructura principal de este tipo de puentes está conformada por dos planos paralelos reticulados, el reticulado está formado por el ensamblaje triangular de elementos rectos, que por lo general son estructuras metálicas. (**Figura 4**).

2.1.2.5.6. *Puentes Colgantes.*

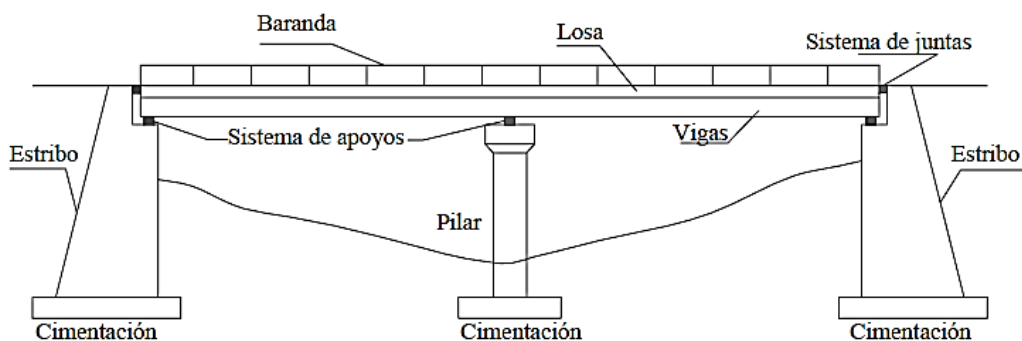
Este tipo de estructura se utiliza para cubrir grandes luces. En el puente colgante la estructura principal la constituyen los cables curvos que soportan las cargas que transmiten las fuerzas a las torres y a los macizos de anclaje (**Figura 5**). Los cables sostienen el tablero por medio de tirantes llamados péndolas.

2.1.2.5.7. *Puentes Atirantados.*

Los puentes atirantados son una variante de los puentes colgantes. El esquema consiste de una viga colgada de tirantes que van directamente hacia las torres (**Figura 6**). Estos puentes son más rígidos y tienen menos problemas de inestabilidad aerodinámica.

Figura 1

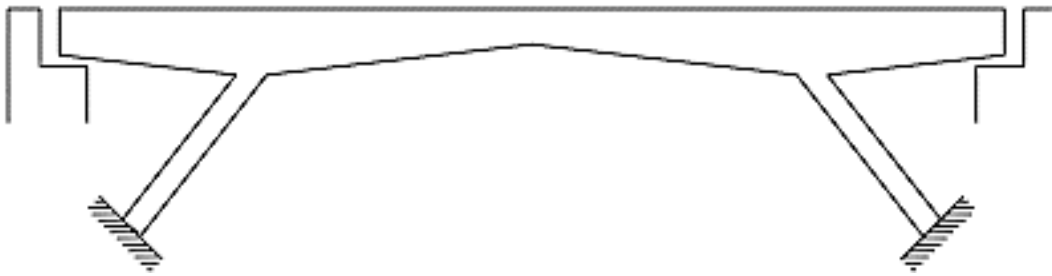
Esquema General de un Puente Viga Losa



Fuente: (Ernesto Seminario Manrique, 2004)

Figura 2

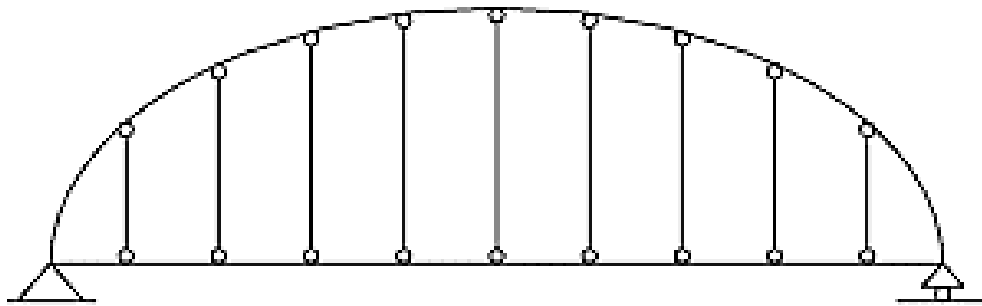
Ejemplo de un Puente Aporticado



Nota. Ejemplo de un puente en pórtico con patas aplanadas, también considerado como un puente en acaballado simple. *Fuente.* (Ernesto Seminario Manrique, 2004)

Figura 3

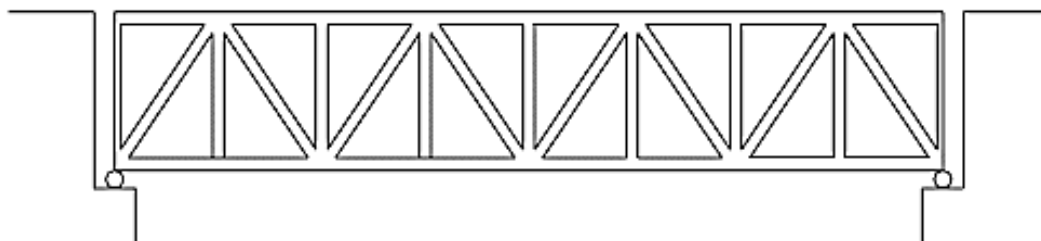
Ejemplo de un Puente en Arco



Nota. Puente biarticulado con desplazamiento libre y con tablero por debajo del arco. *Fuente.* (Ernesto Seminario Manrique, 2004)

Figura 4

Ejemplo de un Puente Reticulado



Fuente: (Ernesto Seminario Manrique, 2004)

Figura 5

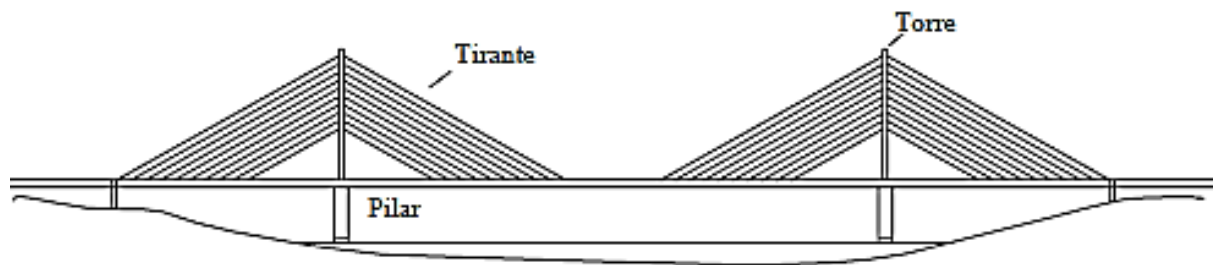
Ejemplo de Puente Colgante



Fuente: (Ernesto Seminario Manrique, 2004)

Figura 6

Ejemplo de un Puente Atirantado



Fuente: (Ernesto Seminario Manrique, 2004)

2.1.3. Partes

Un puente se puede dividir claramente en dos partes; superestructura e infraestructura.

2.1.3.1. Superestructura.

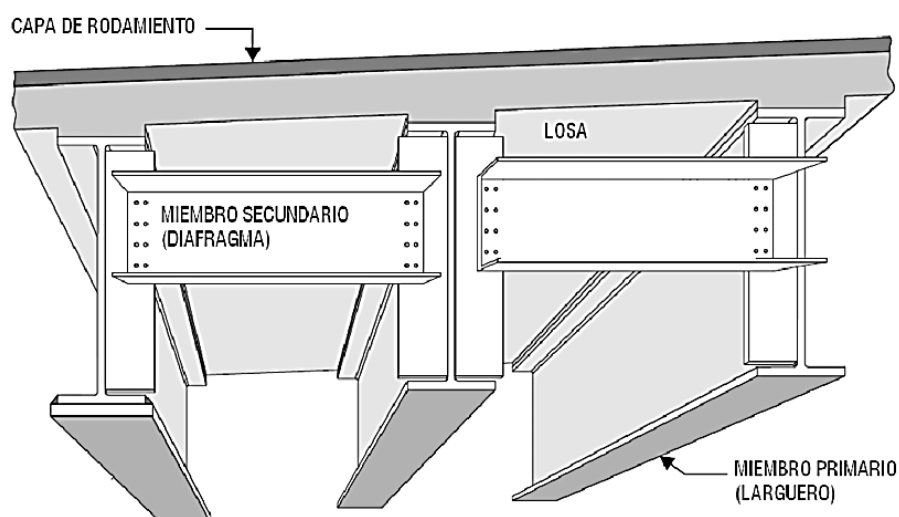
La superestructura (**Figura 7**) es básicamente la parte superior del puente, la que está en contacto directo con las cargas, o los elementos estructuralmente unidos a este como ser los accesorios del puente (barandas, luminarias, diafragmas, etc.).

2.1.3.2. Infraestructura.

La infraestructura tiene la función de soportar a la superestructura y de transmitir las cargas de la misma hacia el suelo, dentro de estos elementos tenemos los estribos, los pilotes, etc.

Figura 7

Partes de la Superestructura de un Puente



Nota: Adaptado de (Demetris E. Tonia y Jim J. Zhao, 2007)

2.1.4. Ubicación

Para ubicar un puente se debería tener información crítica de la zona, es decir, conocer la topografía, las condiciones geotécnicas y las características hidrológicas e hidráulicas de la zona, por tanto, es recomendable previamente haber descartado el mayor número de alternativas para que lo mencionado sea económicamente viable.

Para determinar una buena ubicación de puentes se debería tener en cuenta varios aspectos dentro de los cuales podemos nombrar:

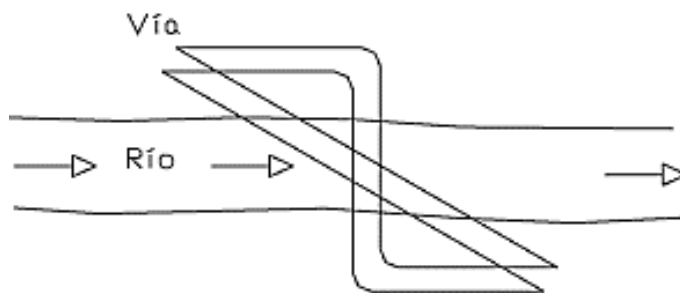
- Longitud del puente.
- Obras complementarias requeridas.
- Obras de protección requeridas.
- Tipo de carretera.
- Oblicuidad.

2.1.4.1. Oblicuidad

La oblicuidad del puente se refiere a la alineación del vano principal del puente respecto a la dirección del flujo del agua o respecto a la dirección de la depresión a salvar. El definir la oblicuidad del puente dependerá del tipo de carretera que se exige.

Figura 8

Alineación de la Vía respecto al Río



Nota: En la figura 8 se puede observar las 2 opciones de alineación que podría tomar el puente respecto a la dirección del río. Fuente: (Ernesto Seminario Manrique, 2004)

2.1.4.1.1. Vías Principales

Cuando se trata de vías fundamentales lo que prima es la rapidez en la carretera, por tanto, la misma debe tener curvas lo menos pronunciada posibles, esto hace que el puente tenga que acomodarse a la carretera, sin curvas pronunciadas antes ni después del puente y mucho menos sobre el propio puente (**Figura 8**).

2.1.4.1.2. Vías Secundarias

Cuando se trata de vías secundarias lo que prima es la economía de la carretera, pues se estima que no existirá un alto tráfico en la misma. Al primar la economía y al ser un kilómetro de camino mucho más barato que un kilómetro de puente, conviene acomodar el camino en función a la ubicación más económica del puente (**Figura 8**).

2.1.5. Elección del Tipo de Puente

El tipo de puente a elegir dependerá directamente de las características en la zona, y sobre todo de la longitud del puente, (**Tabla 1**).

2.2. Estudios Básicos

Después de haber definido el lugar y el tipo del puente, debemos verificar la viabilidad del mismo, y en caso de ser favorable se diseña y se construye. Para lograr lo anterior se deben realizar una serie de estudios previos que serán importantes tanto para definir la ubicación del puente como para realizar el diseño.

Tabla 1*Rango de Luces Según el Tipo de Estructura*

Tipo de Estructura	Material	Rango de Luces (m)
Losa	Concreto Armado	0-12
	Concreto Preesforzado	10-40
Vigas	Concreto Armado	12-25
	Concreto Presforzado	25-235
	Acero	30-300
Acero	Concreto	80-390
	Acero	130-400
	Acero Ret.	240-520
Reticulado	Acero	100-600
Atirantado	Concreto	50-450
	Acero	100-1000
Colgante	Acero	300-2000

Fuente: (Ernesto Seminario Manrique, 2004)**2.2.1. Estudios Topográficos**

Posibilitan la dimensión y ubicación precisa de todos los elementos estructurales y no estructurales del puente. Además, son base para los estudios hidráulicos del cauce.

2.2.2. Estudios Geológicos y Geotécnicos

Establecen las características geológicas y geotécnicas de la zona, información fundamental para estimar socavación y sobre todo determinar la resistencia del suelo de fundación. Los distintos ensayos requeridos dependerán de las exigencias de normas utilizadas.

En Bolivia no se tienen exigencias rigurosas en cuanto al estudio de suelos y tampoco cuenta con una norma que describa los estudios mínimos, sin embargo, del análisis de la situación de los países vecinos respecto a este punto podemos proponer los siguientes estudios mínimos para el diseño de un puente.

- Distribución granulométrica de suelos.
- Clasificación del suelo.
- Ensayo de penetración estándar SPT.
- Ensayo de corte.

2.2.3. Estudios Hidrológicos e Hidráulicos

Establece las características hidrológicas de la cuenca y la respuesta hidráulica de la sección del río ante crecidas, información fundamental para determinar la altura mínima del puente. Con la información hidrológica e hidráulica del puente deberíamos definir mínimamente:

- Caudal máximo para la vida útil del puente.
- NAME: Nivel de aguas máximas extraordinarias.
- Nivel mínimo recomendable de la superestructura.
- Profundidad de socavación general y local.

2.2.3.1. Caudal Máximo

Para determinar el caudal máximo será clave conocer el periodo de retorno, el cual se deberá definir en función a la importancia del proyecto, es un buen parámetro usar un periodo de retorno de 100 años para el diseño y un periodo de retorno de 500 años para la verificación.

En cuanto a los métodos para determinar el caudal máximo existen varios métodos usados según la exigencia de cada país. En Bolivia usamos el método racional.

2.3. Normas de Diseño

Bolivia no cuenta con una norma de diseño, por tanto, nos tenemos que valer de normas de otros países para el diseño de puentes:

2.3.1. Norma AASHTO LRFD 2004

La norma utilizada en la región para el diseño de puentes es la norma AASTHO-LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS 2004, por tanto, es la norma bajo la cual diseñamos nuestro puente.

2.4. Filosofía de Diseño

El criterio de diseño se basa en el método LRFD, que se basa en el diseño por factores de carga y resistencia **ecuación (1)**. La idea es mayorar las cargas y minorar las resistencias,

todo esto en base factores definidos a partir de análisis estadísticos de eventos que tratan de representar toda una gama de posibilidades y así garantizar la seguridad de la estructura ante distintas combinaciones de cargas.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (1)$$

Donde:

η_i = *factor de modificación de las cargas.*

γ_i = *factor de carga.*

Q_i = *Solicitud.*

ϕ = *factor de resistencias.*

R_n = *Resistencia nominal.*

R_r = *Resistencia mayorada.*

2.4.1. Estados Límites

Los estados límites de diseño son los que tratan de contemplar todas las posibles situaciones de cargas. Dependiendo de la situación de cargas a analizar se tienen distintos estados límites.

- Estados límites de resistencia, utilizado para el diseño de la estructura.
- Estados límites de servicio, contemplado para verificar las condiciones de servicio de la estructura como por ejemplo para el cálculo de las deformaciones permisibles.
- Estados límites de evento extremo, trata de analizar la estructura bajo situaciones extremas como por ejemplo el caso de un terremoto. En este caso no es necesario que la estructura quede intacta, sino que resista el tiempo suficiente como para permitir la evacuación de los usuarios.
- Estados límites de fatiga, que analizan a el estado de la estructura después muchos años de servicio.

2.4.2. Factores

2.4.2.1. Mayoración de Cargas

2.4.2.1.1. Factor de Modificación de Cargas (η_i)

El factor de modificación de cargas (**Ecuación (2)**) tiene base estadística y analiza la estructura desde el punto de vista de la seguridad.

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \quad (2)$$

Donde:

η_i = factor de modificación de cargas.

η_D = factor relacionado con la ductilidad.

η_R = factor relacionado con la redundancia.

η_I = factor de modificación de las cargas.

2.4.2.1.2. Factor Multiplicador de Cargas (γ_i)

Este factor (**Tabla 2**) también tiene base estadística, pero con la diferencia de que analiza las posibles combinaciones de cargas, pues pasar de la suposición de cargas a la situación real de cargas implica someterse a un gran número de variables reales. Los factores multiplicadores de cargas varían según el estado límite que se analice (**Tabla 3**).

2.4.2.1.3. Factor de Minoración de Resistencias

Los factores de minoración de resistencias (**Tabla 4**) buscan prever posibles errores al estimar las resistencias de los materiales de construcción, pues la manipulación de los mismos está sujeto también a un sin fin de variables que pueden hacer errar lo estimado.

Tabla 2

Combinaciones de Cargas y Factores de Cargas

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

Fuente: Tabla 3.4.1-1 de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004)

Tabla 3*Factores de Carga para Cargas Permanentes*

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

Fuente: Tabla 3.4.1-2 de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004)

Tabla 4*Factor de Resistencia ϕ*

Tipo de Solicitación	ϕ
Para flexión y tracción del hormigón	0.90
Para flexión y tracción del hormigón pretensado	1.00
Para corte y torsión en hormigón de densidad normal	0.90
Para corte y torsión en hormigón de baja densidad	0.70
Para compresión axial con espirales o zunchos a excepción de lo especificado en el Artículo 5.10.11.4.1b para Zonas Sísmicas 3 y 4 en el estado limite correspondiente.	0.75
Para apoyos sobre hormigón.	0.70
Para compresión en modelos de bielas y tirantes.	0.70
Para compresión en zonas de anclaje: en hormigón de densidad normal.	0.80
Para compresión en zonas de anclaje: en 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: Basado en el artículo 5.5.4.2.1 de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004)

2.5. Cargas

2.5.1. Cargas Permanentes

Las cargas permanentes corresponden a todas aquellas cargas que se mantienen en el tiempo, y están directamente relacionadas con la densidad de los materiales y la atracción gravitatoria.

2.5.1.1. Cargas por Peso Propio

Aquí tenemos las cargas por peso propio de la estructura (DC), las cargas por peso propio de la superficie de rodadura (DW).

2.5.1.2. Cargas por Suelo

También corresponden a las cargas permanentes, pero obedecen a las cargas por empuje de suelo EH y EV.

2.5.2. Cargas Transitorias

2.5.2.1. Fuerza de Frenado (BR)

La fuerza de frenado que considera AASHTO deberá ser el mayor valor de:

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

2.5.2.2. Sobrecarga Peatonal (PL)

La norma AASHTO en su artículo 3.6.1.6 especifica que para aceras de más de 600 mm de ancho se deberá considerar una sobrecarga peatonal de 3.60 KN/m^2 y en puentes exclusivos para peatones una carga de 4.10 KN/m^2 .

2.5.2.3. Sobrecarga Viva (LS)

La sobrecarga viva se aplica sobre los estribos, y se toma como una carga que representa carga vehicular o de otra índole sobre el suelo, estas se transmiten del suelo hacia los estribos. La sobrecarga viva se toma como una altura equivalente de suelo, cuyo valor depende de la altura del estribo (**Tabla 5**).

Tabla 5

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: Tabla 3.11.6.4-1 de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004)

2.5.2.4. Sobrecarga Vehicular (LL)

Dentro de la sobre carga vehicular tenemos 3 tipos de cargas a analizar.

2.5.2.4.1. Camión de Diseño

El camión de diseño es no es un camión real, sino un camión tipo que trata de representar en lo posible el sin número de camiones cargados de la vida real. El camión de diseño cuenta con tres ejes, de los cuales los dos traseros tienen separación variable, dicha separación varía entre 4.50 metros a 9.0 metros que permite buscar la situación más crítica de carga.

Al analizar tableros internos la rueda externa del camión de diseño podrá colocarse como máximo 0.60 m de la barrera o cordón, menos de eso representa situaciones más que exigentes y poco reales. Para el caso de tableros externos la rueda externa del camión de diseño podrá colocarse como máximo a 0.30 m de la barrera o cordón, (**Figura 9**).

2.5.2.4.2. Tándem de Diseño

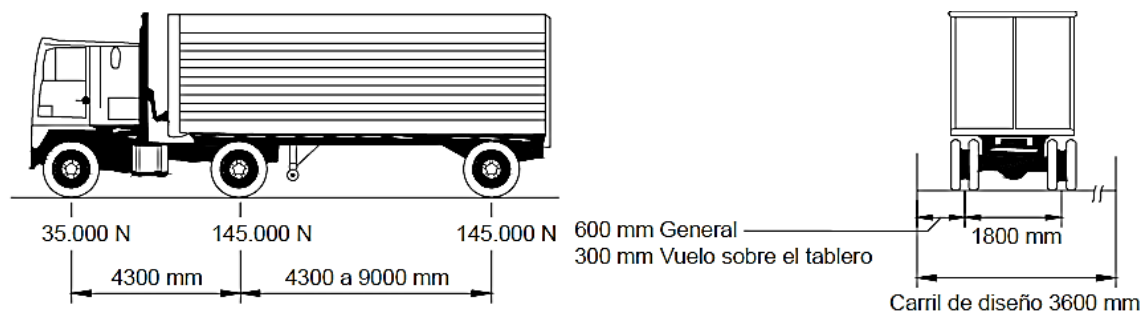
El tándem de diseño representa otra posibilidad de ejes de un camión, esta carga es más influyente en puentes de longitud pequeña (menores a 8 metros). Se tratan de dos ejes con separación de 1200 milímetros, cada eje con un peso 110 000 N, (**Figura 10**).

2.5.2.4.3. Carga de Carril de Diseño

La carga de carril de diseño es una carga de 9.30 N/mm que se aplica simultáneamente con el camión de diseño o el tándem de diseño, es una carga que representa el uso de servicio por parte de vehículos pequeños, (**Figura 11**).

Figura 9

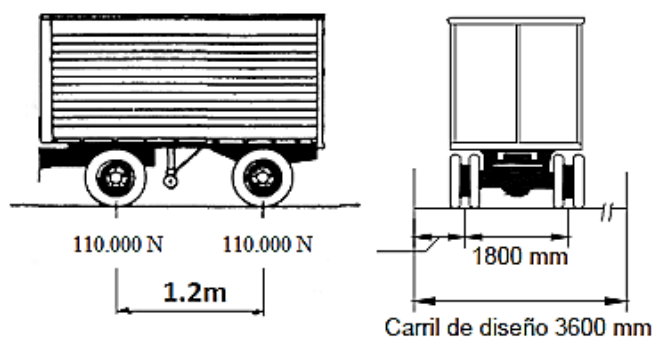
Características del Camión de Diseño



Fuente: Elaborado desde la Figura 3.6.1.2.2-1 de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004)

Figura 10

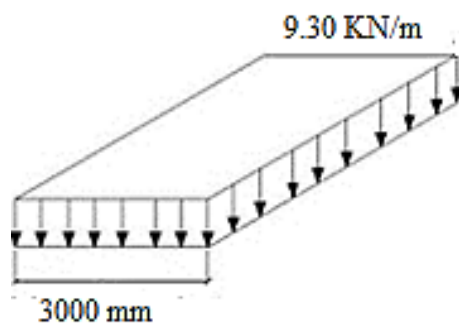
Características de Tándem de Diseño



Fuente: Elaborado desde la Figura 3.6.1.2.2-1 de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004)

Figura 11

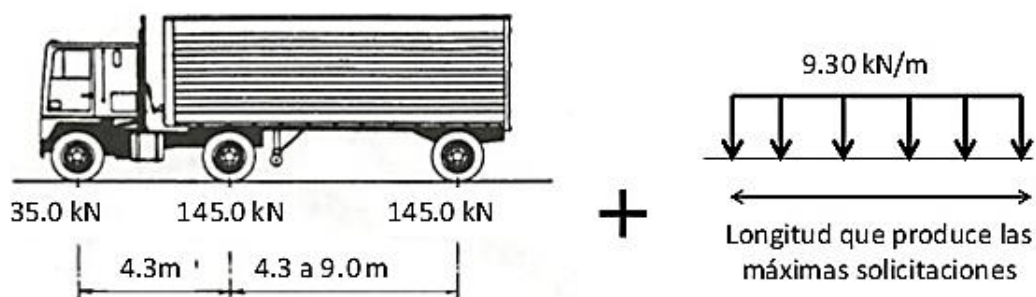
Carga por Carril de Diseño



Fuente: Elaborado propia.

Figura 12

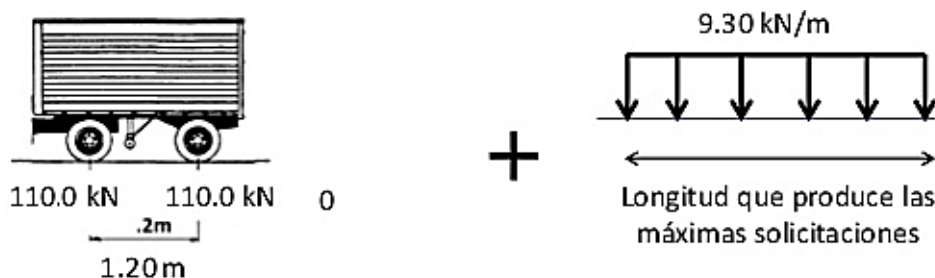
Sobrecarga Vehicular por Camión de Diseño y Carril de Diseño



Fuente: Elaboración propia.

Figura 13

Sobrecarga Vehicular por Tándem de diseño y Carril de Diseño



Fuente: Elaboración propia.

2.5.2.4.4. Sobrecarga vehicular de diseño (LL)

La sobrecarga vehicular para la norma AASHTO LRFD 2004 es denominada carga HL-93, que será la más crítica de entre estas dos combinaciones; Camión de diseño mas carril de diseño (**Figura 12**), y tándem de diseño mas carril de diseño (**Figura 13**). A la mayor de estas combinaciones se las debería corregir por el factor de presencia múltiple.

2.5.2.4.5. Número de Carriles de Diseño

El número de carriles se debe determinar de la parte entera de $W/3600$ (en milímetros), siendo w el ancho libre de calzada entre cordones. Las calzadas entre 6000mm y 7200mm de deberán asumir como 2 carriles, y para situaciones de ancho menor el número de carriles asumido será igual al número de carriles real.

Tabla 6*Factor de Presencia Múltiple (m)*

Número de Carriles Cargados	Factor de Presencia Múltiple (m)
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: Elaboración desde la tabla 3.6.1.1.2-1 de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004).

2.5.2.4.6. Factor de Presencia Múltiple

El análisis de cargas para la norma AASHTO LRFD 2004 fue realizado considerando siempre 2 carriles cargados, por tanto, cuando se considera un número diferente de carriles cargados se deberá realizar una corrección por factor de presencia múltiple (**Tabla 6**).

2.5.2.5. Incremento por Carga Dinámica (IM)

Esta es una carga que corresponde por ejemplo al impacto que se da durante el ingreso de un camión de diseño al puente a altas velocidades o cualquier otro imprevisto que se presente mientras se está en el puente como ser el reventar de un neumático. Esta carga solo se aplica a la carga HL-93, y no así a la carga de carril de diseño (**Tabla 7**).

Tabla 7*Incremento por Carga Dinámica IM*

Componente	IM
Juntas del Tablero – Todos los Estados Límites	75%
Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
Todos los Demas Estados Límites	33%

Fuente: Tabla 3.6.2.1-1 (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004).

2.6. Puentes Viga Losa

El puente viga losa es el puente comúnmente usado en Bolivia, pues es económico para cruzar vanos de hasta 35 metros por tramo, por lo general se usan vigas de hormigón pretensado. Este es nuestro caso, por tanto, el marco teórico desarrollado de aquí en adelante corresponderá a los puentes tipo viga losa de hormigón presforzado.

2.6.1. Geometría Básica

2.6.1.1. Sección Transversal

El ancho de la sección transversal de un puente no debería ser menor que el ancho de acceso, y podrá contener: vías de tráfico, vías de seguridad (bermas), veredas, ciclovía, barreras, barandas, etc. (**Figura 14**).

2.6.1.2. Barandas

Para el diseño de las barandas nos remitimos a la sección 13 de la norma AASHTO LRFD 2004, donde tenemos las dimensiones mínimas para las barandas además de las cargas que se deben aplicar en el diseño de las mismas.

2.6.1.3. Barreras

En el caso de las barreras, las mismas se utilizan cuando se desea separar el tráfico peatonal del vehicular, para el diseño de las barreras también debemos seguir la sección 13 de la norma AASHTO LRFD 2004.

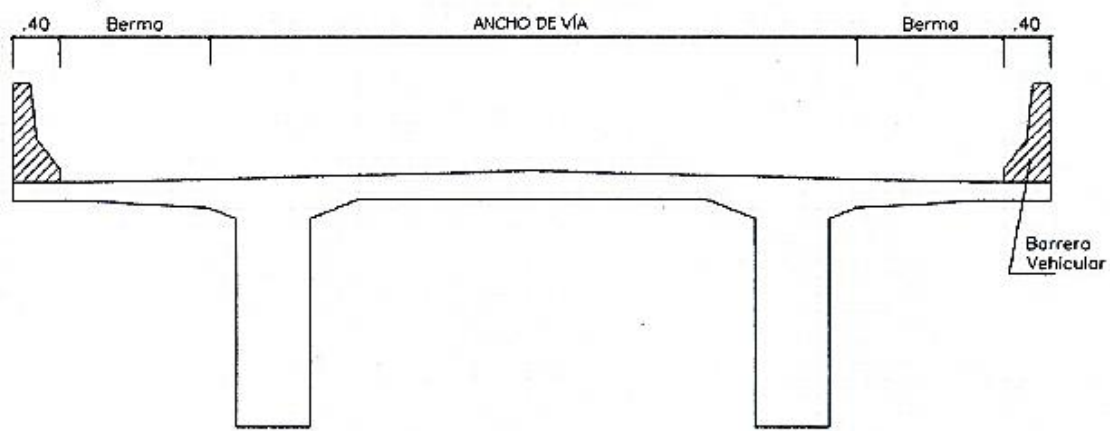
En la sección 13 de la norma AASHTO LRFD 2004 se menciona también que las barreras deberán ser probadas a escala real antes de ser aplicadas, esta situación es difícil de realizar en la región, por tanto, se pueden usar barreras ya diseñadas y probadas en otros países como por ejemplo una barrera tipo New Jersey (**Figura 15**).

2.6.1.4. Veredas

Las veredas se dan en puentes mixtos, para el tránsito peatonal. El ancho mínimo de vereda es de 0.75 metros, para que la misma sea funcional, (**Figura 16**).

Figura 14

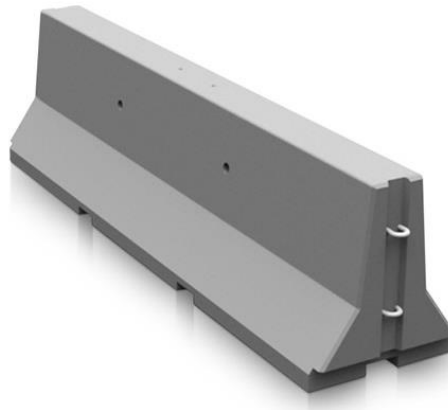
Ejemplo de Sección Transversal de un Puente



Fuente: (Msc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2014)

Figura 15

Barrera Tipo New Jersey



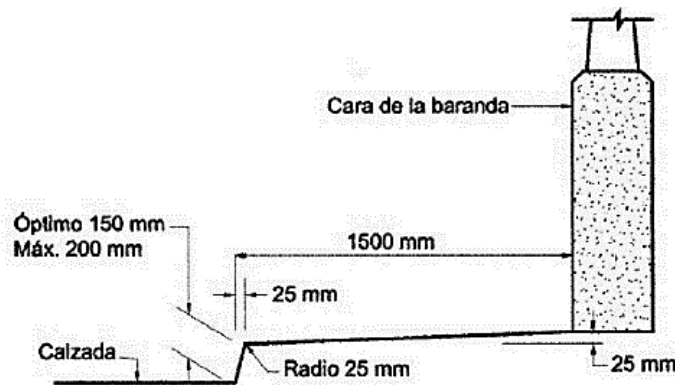
Fuente: Sacado de la web.

2.6.1.5. Cordón

Más que barrera de impactos tiene otros propósitos como: delimitar el borde de la vía para el tráfico, control de drenaje, etc. El alto mínimo es de 0.15 metros y el máximo es de 0.20 metros (**Figura 16**). Se permite su uso como separador del tráfico peatonal del vehicular cuando se considera que no es necesario una barrera.

Figura 16

Tipica Acera Sobreelevada de un Puente



Fuente: (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004)

2.6.1.6. Superficie de Nivelación

También llamado superficie de rodadura es una carpeta de nivelación aplicada sobre el tablero del puente para garantizar un tráfico confortable y seguro. La superficie de rodadura puede ser una carpeta de hormigón o de asfalto de 0.02 metros de espesor.

2.6.1.7. Ancho de Calzada

El carril de diseño que propone la norma es de 3.60 metros, por tanto, sería recomendable apegarse a este ancho para el carril de diseño.

2.6.1.8. Drenaje

El drenaje en la superficie de rodadura es clave para el transito seguro durante lluvias, por tanto, deberán los mismos tener la mayor pendiente posible. Longitudinalmente se recomienda una pendiente de 0.50%, transversalmente la pendiente mínima será de 2%. Además, se deberán disponer de barbacanas en las orillas del tablero, (**Figura 17**).

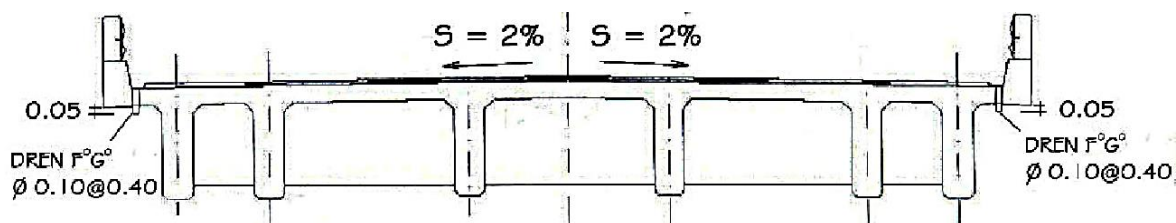
2.6.1.9. Diafragmas

Los diafragmas son elementos estructurales en forma de muros que unen transversalmente las vigas para darles mayor rigidez y por tanto mejor respuesta ante sollicitaciones de torción, también le da estabilidad frente a cargas sísmicas.

No hay recomendaciones precisas en la norma AASHTO LRFD 2004 sobre las dimensiones mínimas del diafragma, pero de varias bibliografías consultadas se pudo observar que el espesor del diafragma no deberá ser menor que 150 milímetros.

Figura 17

Bombeo en el Tablero



Fuente: (Msc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2014)

2.6.2. Tablero

2.6.2.1. Definición

El tablero es la parte que se encuentra directamente en contacto con los vehículos de paso, en el caso de puentes viga losa la armadura está en forma transversal a la dirección del tráfico.

2.6.2.2. Peralte Mínimo

Cuando se tienen estructuras de profundidad la norma exige distintos valores de peralte mínimo (**Tabla 8**). En el caso de tableros de hormigón apoyados en elementos longitudinales la altura del tablero del concreto será mayor o igual que 175 milímetros, y para tableros en voladizo los peraltes mínimos que recomienda la norma serán de:

- Caso de postes montados sobre el tablero 0.20 metro.
- Postes montados lateralmente 0.30 metros.
- Cuando soportan paramentos o barreras de concreto 0.20 metros.

2.6.2.3. Anchos de Faja Equivalente

En el método de análisis aproximados se plantea la distribución de momentos de losa a un ancho de faja equivalente, cercana a la distribución de momentos que sucede en la realidad, el cálculo de las fajas equivalentes para tableros cuya armadura es perpendicular a la dirección del tráfico se puede calcular desde la **Tabla 9**.

2.6.2.4. Momentos de Diseño

Cuando se analiza las solicitaciones de un tablero, la carga de diseño HL-93 se aplica transversalmente de tal manera que se generen las mayores solicitaciones. Sin embargo, no es necesario tomar en cuenta la carga de carril en los tableros de puentes tipo viga losa, esto según la norma AASHTO LRFD 2004.

Se deben analizar todos los momentos posibles en base a varias hipótesis de cargas transversales, además de analizar las posibles ubicaciones del camión de diseño y elegir siempre la mayor solicitación para el diseño.

2.6.2.4.1. Momento Negativo

El momento negativo por lo general se da en el tablero exterior, para cargas por camión de diseño o tándem de diseño según sea el caso. Deberá tener la rueda exterior a una distancia no menor a 0.30 metros del cordón o bordillo, pues esta representa un uso normal del puente, y en acercamientos menores entramos a casos extremos.

2.6.2.4.2. Momento Positivo

El momento positivo de diseño se da por lo general sobre el tablero interno de la estructura, y se deberá cargar el camión de diseño de tal manera que la rueda exterior no esté a menos de 0.60 metros de separación del borde o cordón.

2.6.2.4.3. Reducción de Momentos en Losas

Para el análisis de momentos en tableros exteriores la norma permite una reducción de momentos en el caso de que se usen vigas prefabricadas o perfiles metálicos.

Esta reducción consiste en no tomar como valor el momento del apoyo, sino el momento correspondiente a una distancia equivalente a un tercio del ala, medida desde el eje de la viga hacia el lado en estudio (**Figura 18**). Esto se da solamente en el cálculo del momento del tablero externo.

Tabla 8

Profundidades Mínimas Utilizadas Tradicionalmente para Superestructuras de Profundidad Constante.

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero)	
Material		Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	0,070 L	0,065 L
	Vigas cajón	0,060 L	0,055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,035 L	0,033 L
	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
Hormigón Prefensado	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L	0,025 L
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0,040 L	0,032 L
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0,033 L	0,027 L
	Cerchas	0,100 L	0,100 L

Fuente: *Tabla 2.5.2.6.3-1* (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004)

Tabla 9

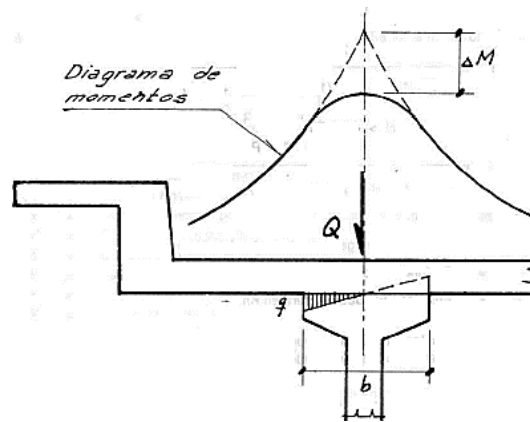
Fajas Equivalentes Para Armadura Principal Perpendicular al Tráfico

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: Colado in situ	Vuelo Paralela o perpendicular	$1140 + 0,833X$ +M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
Colado in situ con encofrados perdidos	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
Prefabricado, postesado	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
Acero: Emparrillado abierto	Barras principales	$0,007P + 4,0S_b$
Emparrillado con vanos total o parcialmente llenos	Barras principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
Emparrillados compuestos sin relleno en los vanos	Barras principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
Madera: - Madera laminada y encolada prefabricada - No interconectada - Interconectada - Laminada y tesada - Laminada y clavada - Tableros continuos o paneles interconectados - Paneles no interconectados	Paralela Perpendicular Paralela Perpendicular Paralela Perpendicular Paralela Perpendicular Paralela Perpendicular	$2,0h + 760$ $2,0h + 1020$ $2280h + 0,07L$ $4,0h + 760$ $0,066S + 2740$ $0,84S + 610$ $2,0h + 760$ $4,0h + 1020$ $2,0h + 760$ $2,0h + 1020$

Fuente: Tabla 2.4.6.2.1.3-1 de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004)

Figura 18

Reducción de Momento Negativo en Volados



Fuente: Elaboración propia

2.6.3. Vigas

2.6.3.1. Separación

Para determinar el espaciamiento no tenemos recomendación específicas por parte de la norma AASHTO LRFD 2004, sin embargo, se recomienda que los momentos negativos y positivos que se presentan en el tablero sean similares y por tanto bien distribuidos.

Como no hay especificación en la norma actual podemos usar como referencia la norma estándar que es la norma anterior a la AASHTO LRFD 2004 (**Figura 19**).

*Fracción de la carga para las
vigas interiores*

$$f_i = 0.547 s \quad (3)$$

*Fracción de carga para las
vigas exteriores*

$$f_e = \frac{2(s + a - 2.40) + 1.80}{s} \quad (4)$$

Donde:

f_i = fracción de carga para las vigas interiores.

f_e = fracción de carga para las vigas exteriores.

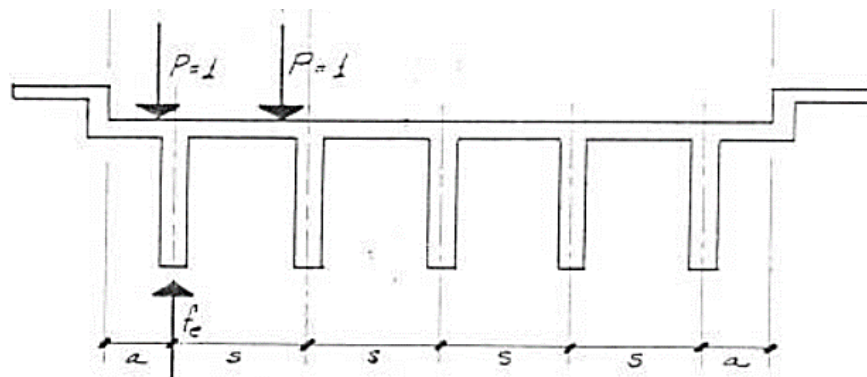
s = Separación entre vigas intermedias.

a = Distancia entre el cordón y la viga exterior.

El ancho total del puente será la suma de las separaciones y el voladizo, (**Figura 19**).

Figura 19

Estimación de Separación Entre Vigas



Fuente: (Universidad Mayor de San Simon, 2004)

2.6.3.2. Peralte

Se tiene varias propuestas para definir el peralte de la viga de un puente, todas en función a la longitud del puente. También tenemos dimensiones de vigas tipo AASHTO que se definirán en función a la luz de cálculo del puente (**Tabla 10**) (**Figura 20**).

$$De \frac{L}{15} a \frac{L}{20} \quad \text{Johannes Johannson (5)}$$

$$H = \frac{L}{15} + 0.10 \quad \text{Gruyon (6)}$$

$$De \frac{L}{16} a \frac{L}{20} \quad \text{Hugo Belmonte (7)}$$

Tabla 10

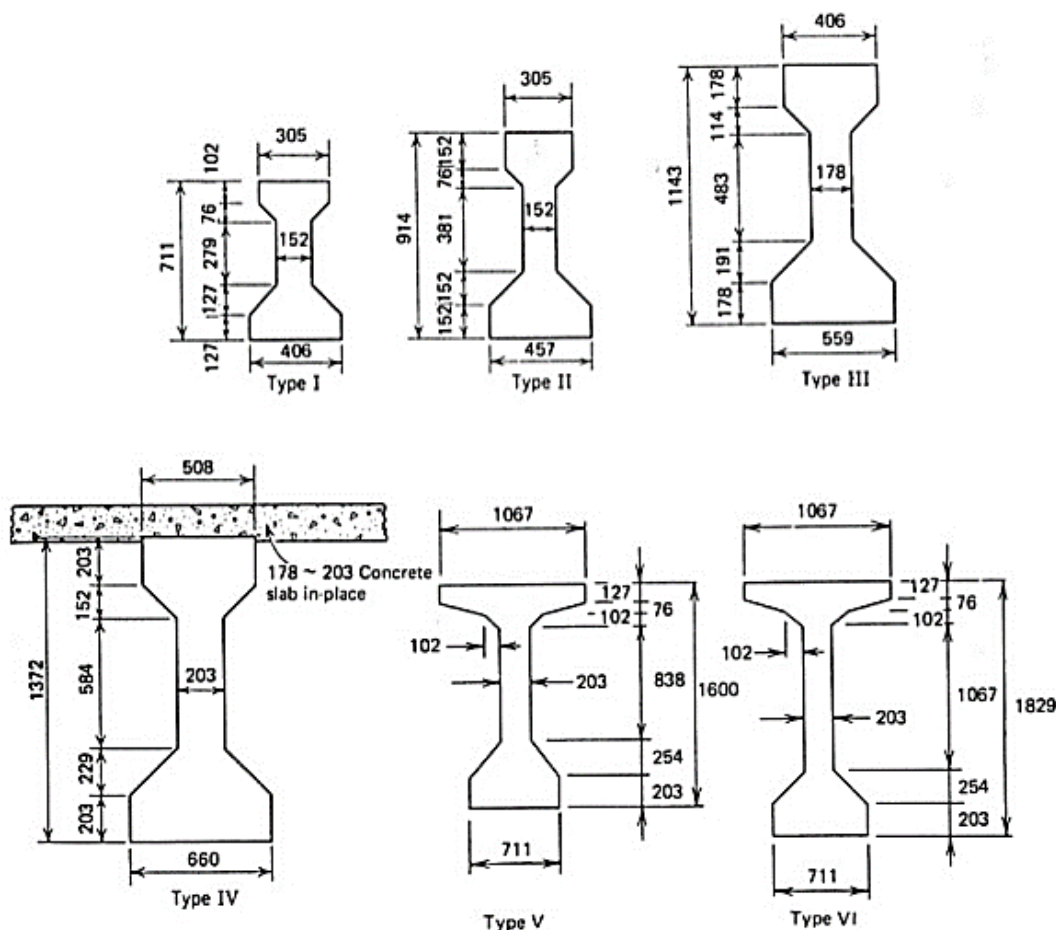
Propiedades de Vigas Tipo AASHTO, y Longitudes Recomendadas de Uso

Viga Tipo	A_c $\times 10^3 \text{ mm}^2$	I_c $\times 10^9 \text{ mm}^4$	c_b mm	Vano recomendado máximo m
I	178.1	9.5	320	9.1 - 13.7
II	238.1	21.2	402	12.2 - 18.3
III	361.3	52.2	515	16.8 - 24.4
IV	509.0	108.5	628	21.3 - 30.5
V	653.5	216.9	812	27.4 - 36.6
VI	700.0	305.2	924	33.5 - 42.7

Fuente: (Universidad Mayor de San Simon, 2004)

Figura 20

Dimensiones de Vigas Tipo AASHTO



Fuente: (Universidad Mayor de San Simon, 2004)

Sin embargo, las vigas AASHTO pueden ser modificadas según se requiera, pues en un correcto análisis de la estructura no habría ningún problema.

2.6.3.3. Factores de Distribución para Momentos

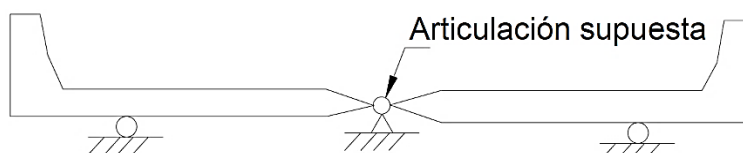
2.6.3.3.1. De 3 Vigas o Menos

Para el análisis de los momentos se debe considerar los factores de distribución, pues los momentos por carga de camión de diseño no se los lleva completamente una viga, sino que este se distribuye entre las vigas laterales.

Para la determinación de los factores de distribución, la Norma AASHTO LRFD 2004 recomienda usar la ley de momentos en puentes de 3 vigas o menos, (**Figura 21**).

Figura 21

Modelo Ideal Para Aplicar la Ley de Momentos a Puentes de Tres Vigas o Menos



Fuente: Figura C4.6.2.2.1-1 de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004)

2.6.3.3.2. Mas de 3 vigas

2.6.3.3.2.1. Vigas Internas

Para el caso de puentes viga losa, el factor de distribución de vigas internas se calcula como indica la **Tabla 11**.

2.6.3.3.2.2. Vigas Externas

Para el caso de puentes viga losa, el factor de distribución de vigas externas se calcula como indica la **Tabla 12**.

Tabla 11

Distribución de las Sobrecargas Por Carril Para Momento en Vigas Interiores

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0,4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3} \right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0,6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3} \right)^{0,1}$	
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Fuente: Sacado de la tabla 4.6.2.2.2b-1 de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004)

Tabla 12*Distribución de Sobrecargas por Carril para Momento en Vigas Longitudinales Exteriores*

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

Fuente: Sacado de la tabla 4.6.2.2d-1 de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004)

2.6.3.4. Factor de Distribución para Cortantes

2.6.3.4.1. Para Viga Interna

Para el caso de puentes viga losa, el factor de distribución de momentos en vigas externas se calcula como indica la **Tabla 13**.

Tabla 13*Distribución de la Sobrecarga por Carril en Vigas Interiores*

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	Ver Tabla 4.6.2.2a-1			
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_r \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$
Vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	$\left(\frac{S}{2900} \right)^{0,6} \left(\frac{d}{L} \right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2200} \right)^{0,9} \left(\frac{d}{L} \right)^{0,1}$	$1800 \leq S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $890 \leq d \leq 2800$ $N_c \geq 3$

Fuente: Sacado de la tabla 4.6.2.2.3a-1 de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004)

2.6.3.4.2. Para Viga Externa

Para el caso de puentes viga losa, el factor de distribución para cortante en vigas externas se calcula como indica la **Tabla 14**.

Tabla 14

Distribución de la Sobrecarga por Carril para Corte en Vigas Exteriores

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

Fuente: Sacado de la tabla 4.6.2.2.3b-1 de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004)

2.7. Estribos

2.7.1. Definición

Los estribos son estructuras que sirven de apoyo al extremo del puente y que además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos también a empujes laterales de tierra.

2.7.2. Clasificación y Partes

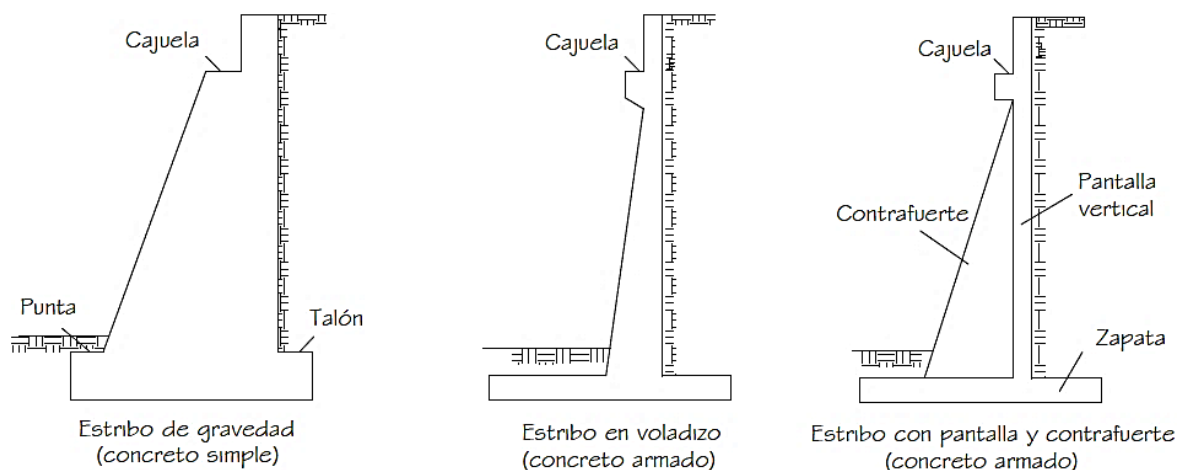
Los estribos se pueden clasificar en; estribos de gravedad, estribos en voladizo y estribos con pantalla y contrafuerte. Mientras que para sus partes el mismo se divide en 3; Punta, planta y talón (**Figura 22**).

2.7.3. Combinaciones de Cargas

Según las combinaciones de cargas exigidas por la norma AASHTO LRFD 2004 en su sección 3, los estados límites de diseño de estribos serán; Estado límite de resistencia (Ia), Estado límite de resistencia (Ib) y Estado límite de servicio (I).

Figura 22

Descripción Gráfica de los Tipos de Estribos y sus Respectivas Partes



Fuente: (Msc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, 2014)

2.7.4. Estabilidad

Se debe verificar primero la estabilidad del muro, es decir que pueda mantenerse en condición estática por sí mismo sin tomar en cuenta la armadura, esta verificación se hace en base a tres criterios; Volcamiento, deslizamiento y hundimiento.

2.7.4.1. Volcamiento

Para verificar el volcamiento se deberá analizar los momentos respecto a la punta del estribo, y verificar que dichos momentos están en contra del vuelco y no a favor (**Figura 23**).

2.7.4.2. Deslizamiento

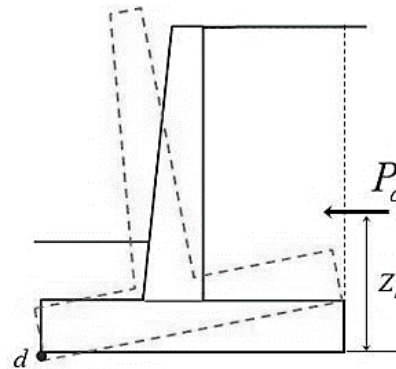
El muro debe mantenerse estático frente al empuje horizontal del suelo, por tanto, se debe verificar que la fuerza de fricción generada por el peso propio de la estructura sea suficiente para resistir el empuje horizontal del suelo (**Figura 24**).

2.7.4.3. Hundimiento

La zapata del muro de contención debe ser lo suficientemente grande para distribuir los esfuerzos de compresión sobre el suelo de tal manera que no sobrepasen el esfuerzo admisible del mismo (**Figura 25**).

Figura 23

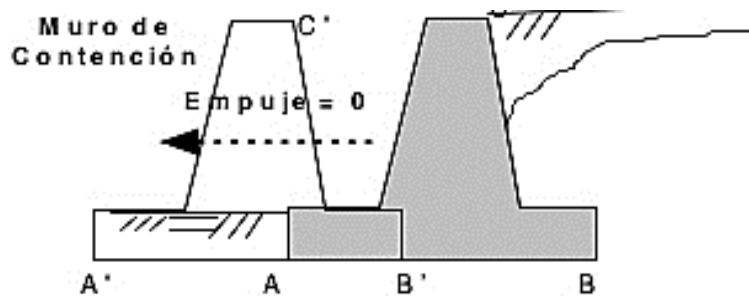
Descripción Gráfica de Verificación de Estabilidad por Volcamiento



Fuente: Sacado de la web.

Figura 24

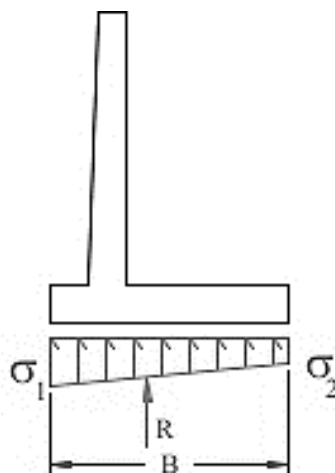
Descripción Gráfica de Verificación de Estabilidad por Deslizamiento



Fuente: Sacado de la web.

Figura 25

Descripción Gráfica de Verificación de Estabilidad por Hundimiento



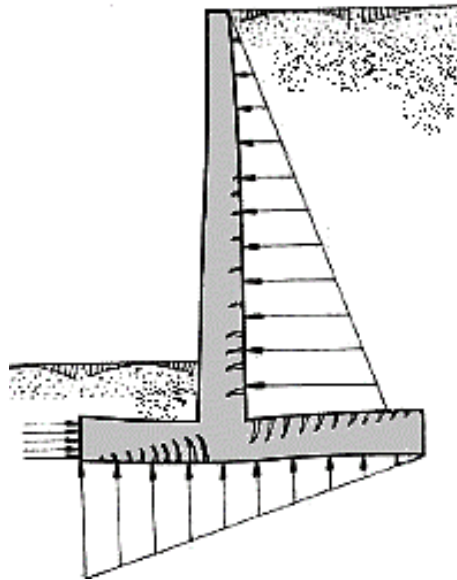
Fuente: Sacado de la web.

2.7.5. Cálculo de Armaduras

Para el cálculo de armaduras de estribos se deberá reforzar el muro de contención con acero estructural en las caras donde se presenten fisuración por tracción, (**Figura 26**).

Figura 26

Detalle de las Zonas de Fisuración en un Estribo



Fuente: Sacado de la web.

2.8. Diseño de Elementos de Hormigón Armado

2.8.1. Diseño a Flexión

2.8.1.1. Norma

Como se mencionó inicialmente la norma oficial de diseño de muros de contención es la norma AASHTO LRFD 2004.

2.8.1.2. Criterio

Bien se sabe que el hormigón es un material poco resistente a la tracción, por tanto, se lo refuerza con armadura donde está sometido a esta sollicitación. Antes de la rotura el hormigón presentará una deformación unitaria de 0.003, y para garantizar una falla dúctil el acero tendrá tener como mínimo una deformación unitaria de 0.005, esto permite que antes de la rotura el elemento entre en deformación extremas del lado del acero permitiendo alertar a los usuarios sobre la probabilidad de falla estructural.

En la **Figura 27** se tiene una representación tridimensional del bloque de compresión real en una viga de hormigón armado versus el bloque de compresión supuesto. Mientras que en la **Figura 28** tenemos el mismo diagrama, pero comparado con las deformaciones unitarias máximas planteadas para el diseño del elemento, además de todos los factores bajos los cuales se determina la **ecuación(8)** y la **ecuación (9)** con las cuales se calcula la armadura requerida en las vigas de hormigón armado.

2.8.1.3. Armadura Requerida

$$M_n = f_y * A_s * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (8)$$

$$A_s = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * a * b \quad (9)$$

Donde:

M_n = Momento nominal.

f_y = Límite de fluencia del acero.

A_s = Área de armadura.

d = Canto útil

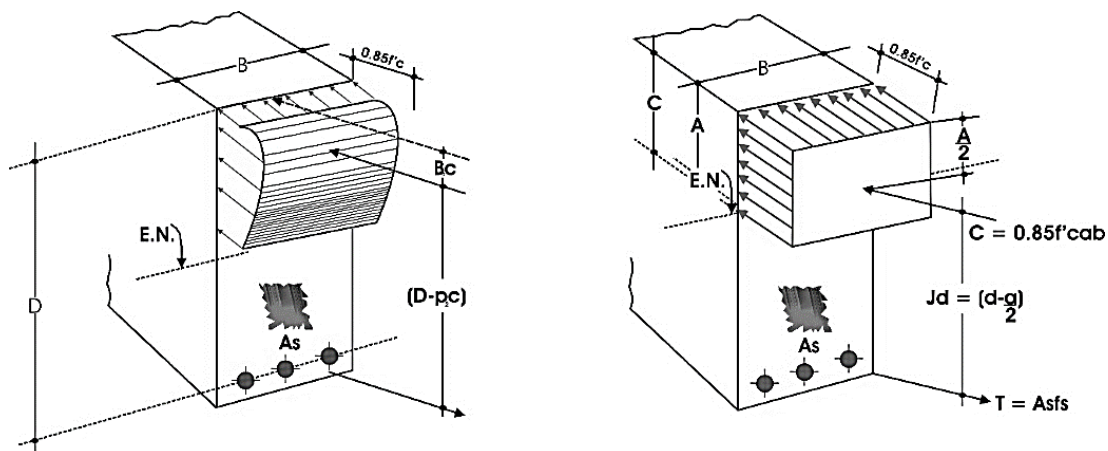
a = Altura del bloque de compresión

f'_c = Resistencia característica del concreto.

b = Base del elemento.

Figura 27

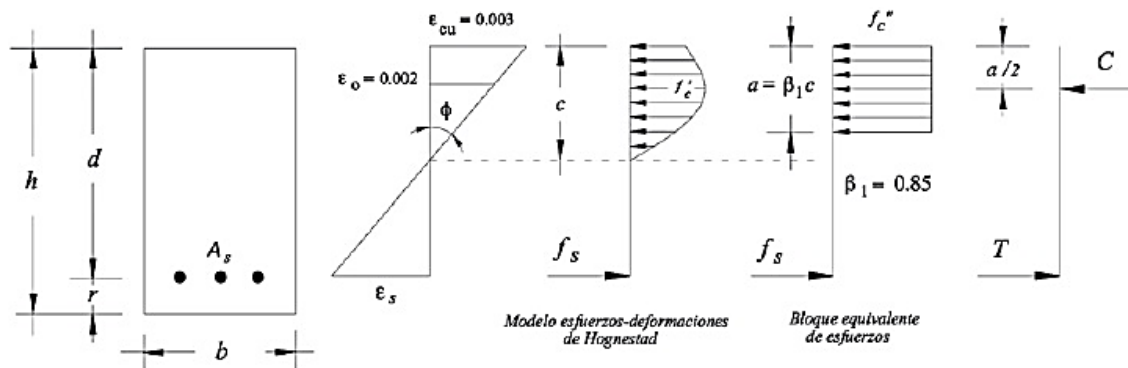
Diagrama Tridimensional de Esfuerzos de un Elemento de Hormigón Armado.



Fuente: Sacado de la web.

Figura 28

Diagrama de Deformación en Elementos de Hormigón Armado



Fuente: Sacado de la web.

2.8.1.4. Momento Mínimo

El momento reducido (M_r) debe ser mayor que el menor valor de entre la **ecuación (10)** y la **ecuación (11)**, pero además ser mayor que el momento último (M_u).

*1.33 veces el momento
último*

$$1.33 M_u \quad (10)$$

Momento de fisuración

$$M_{cr} = \frac{\gamma_1 * \gamma_3 * f_{cr} * b * h^2}{6} \quad (11)$$

Donde:

M_{cr} = Momento de fisuración

$\gamma_1 = 1.60$

$\gamma_3 = 0.67$

f_{cr} = Resistencia a la fisuración del concreto

b = Base del elemento

h = Peralte del elemento

2.8.1.5. Armadura Mínima

Existen casos en los que el elemento no requiere armadura de refuerzo, pero es necesario colocar armadura para su correcta respuesta estructural, esta es la armadura mínima.

2.8.1.6. Armadura de Distribución

Tiene el fin de garantizar una buena distribución de momentos, es usada en tableros y se calcula como indica la **ecuación (12)**.

$$\% = \frac{121}{\sqrt{s}} \leq 67\% \quad (12)$$

Donde “s” es la separación entre vigas. La armadura por distribución es un porcentaje de la armadura a flexión, pero no podrá ser mayor al 67%.

2.8.1.7. Armadura por Retracción y Temperatura

La armadura por retracción y temperatura pretende mantener la integridad del elemento estructural frente a cambios de temperatura, y deberá ser provista solo en los lados que realmente estén sometidos a dichos cambios. La armadura por retracción y temperatura se calculará con la **ecuación (13)** y deberá estar dentro de los valores de la **inecuación (14)**.

$$A_{temp} = \frac{7500 * B * H}{2 * (B + H) * f_y} \quad (13)$$

$$2.33 \frac{cm^2}{m} \leq A_{temp} \leq 12.70 \frac{cm^2}{m} \quad (14)$$

Donde:

B = Base del elemento

H = Peralte del elemento.

f_y = Límite de fluencia del acero

A_{temp} = Armadura por temperatura

2.8.2. Diseño a Cortante

2.8.2.1. Resistencia a Cortante del Concreto (V_c)

La resistencia a cortante del elemento sin armadura se calcula con la **ecuación (16)**.

$$dv = \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (15)$$

$$V_c = 83 * \beta * b * dv * \sqrt{f_c} \quad (16)$$

Donde:

dv = Canto útil efectivo a cortante (m)

d = Canto útil del elemento (m)

a = Altura del bloque de compresión (m)

V_c = Resistencia a cortante del elemento de concreto (KN)

b = Base del elemento

f_c = Resistencia característica del hormigón (MPa)

2.8.2.2. Casos de Diseño a Cortante

Comparando la cortante última (V_u) con la resistencia al cortante del elemento sin armadura (V_c) nos ubicamos en 3 posibles casos de diseño que definirán la armadura requerida.

Caso 1

*El elemento no requiere
armadura para resistir
cortante.*

$$2V_u \leq V_c \quad (17)$$

Caso 2

*El elemento requiere
solamente armadura mínima
para resistir la cortante.*

$$V_u \leq V_c \leq 2V_u \quad (18)$$

Caso 3

*El elemento requiere
armadura para resistir
cortante.*

$$V_c \leq V_u \quad (19)$$

2.9. Diseño de Elementos de Hormigón Presforzado

2.9.1. Normas

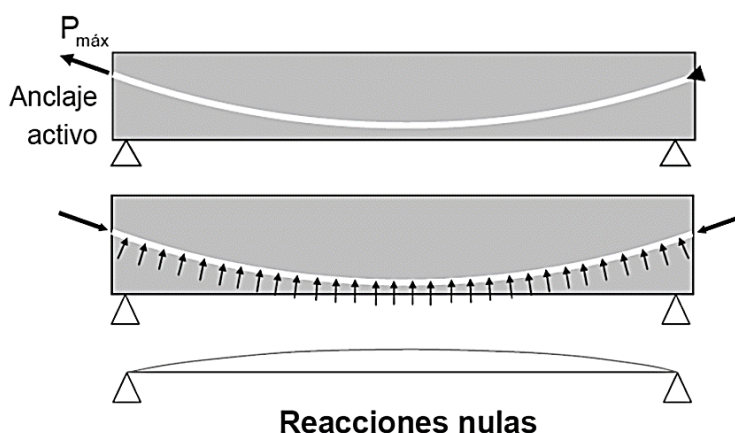
La norma para elementos de hormigón presforzado es la norma AASHTO LRFD 2004.

2.9.2. Criterios de Diseño

En la armadura activa se busca la introducción anticipada de esfuerzos que en lo ideal genere un estado tensional igual en magnitud y contrario en sentido al que ocasionaran las cargas de servicio, en la **Figura 29** se observa el principio del hormigón postensado.

Figura 29

Descripción Gráfica del Trabajo de la Armadura Activa



Fuente: Sacado de la web.

2.9.3. Armadura Activa

2.9.3.1. Estado Inicial ($T=0$)

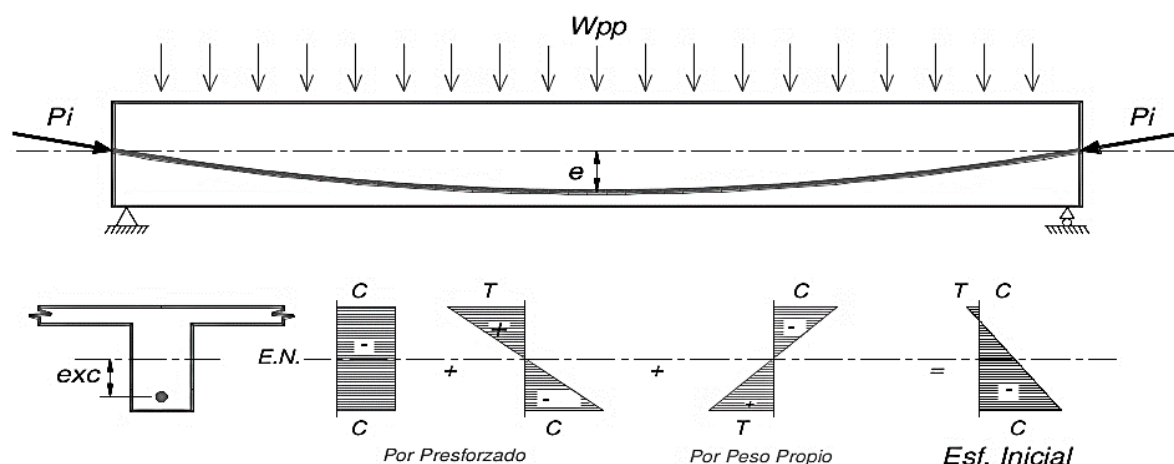
En tiempo inicial solo tenemos el peso propio de la viga (**Figura 30**), y la fuerza de tesado se aplica por lo general el día 7 después de fraguado el hormigón, cuando la viga alcanza un 70% de su resistencia a compresión. Lo que se busca es no romper la viga, para lo que la norma AASHTO LRFD 2004 nos da los esfuerzos máximos en las fibras extremas.

2.9.3.1.1. Compresión Máxima en Fibras Inferiores

Para tiempo inicial las fibras inferiores estarán sometidas a compresión, y según el artículo 5.9.4.1.1 de la norma AASHTO LRFD 2004 la máxima compresión permitida en las fibras inferiores será de 0.60 de f'_{ci} .

Figura 30

Diagrama de Esfuerzos por Presfuerzo en Tiempo Inicial $T=0$



Fuente: Sacado de web.

2.9.3.1.2. Tracción Máxima en Fibras Superiores

Para tiempo inicial las fibras superiores estarán sometidas a tracción, y el límite a tracción exigido por la norma AASHTO LRFD 2004 según el artículo 5.9.4.1.2 serán los indicados en la **Tabla 15**.

Tabla 15

Esfuerzo Permisible a Tracción para el Hormigón en Tiempo Inicial $T=0$

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes contruidos por segmentos	• En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente	N/A
	• En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente	$0,25 \sqrt{f'_c} \leq 1,38$ (MPa)
	• En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f_y$, no mayor que 210 MPa	$0,63 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
	• Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados	$0,415 \sqrt{f'_c}$ (MPa)

Fuente: Sacado de la tabla 5.9.4.1.2-1 de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004)

2.9.3.1.3. Límite de Fuerza de Tesado para $T=0$

El límite de fuerza de tesado para tiempo inicial se calcula a partir de las inecuaciones ((20) y (21), que resultan del análisis de los esfuerzos en la viga (**Figura 30**). De esta manera se obtendrán las fuerzas de tesado máximas para que en las fibras traccionadas y comprimidas se generen esfuerzos menores a los exigidos por la norma AASHTO LRFD 2004.

$$\text{En la fibra traccionada} \quad P_o \leq \frac{f_{ti} + \frac{M_o C_{10}}{I_o}}{\frac{e_o c_{10}}{I_o} - \frac{1}{A_o}} \quad (20)$$

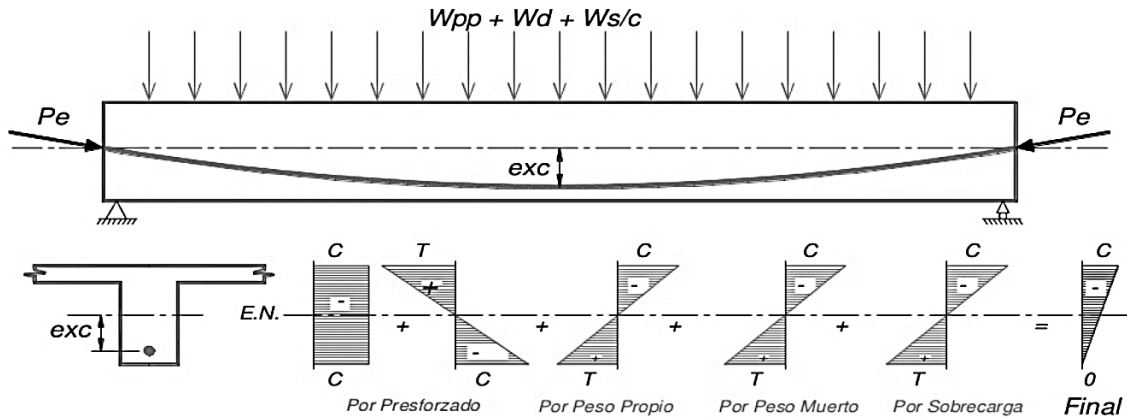
$$\text{En la fibra comprimida} \quad P_o \leq \frac{f_{ci} + \frac{M_o C_{20}}{I_o}}{\frac{e_o c_{20}}{I_o} - \frac{1}{A_o}} \quad (21)$$

2.9.3.2. Estado Final ($T=\infty$)

En tiempo infinito la estructura ya fue sometida a todas las cargas; por peso propio, por superficie de rodadura, por cargas de servicio, etc. (**Figura 31**).

Figura 31

Diagrama de Esfuerzos por Postensado en Tiempo Infinito



Fuente: Sacado de web.

2.9.3.2.1. Compresión Máxima en Fibras Superiores

En tiempo infinito la compresión se da en las fibras superiores, que no deben sobrepasar los indicados en la **Tabla 16** según el artículo 5.9.4.2.1 de la norma AASHTO LRFD 2004.

Tabla 16

Límites para la Tensión de Compresión en Fibras Inferiores para $T=\infty$.

Ubicación	Tensión límite
• Excepto en puentes contruidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0,45 f'_c$ (MPa)
• En puentes contruidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0,45 f'_c$ (MPa)
• Excepto en puentes contruidos por segmentos, tensión provocada por la sobrecarga y la semisuma de la tensión efectiva de pretensado más las cargas permanentes	$0,40 f'_c$ (MPa)
• Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manipuleo	$0,60 \phi_w f'_c$ (MPa)

Fuente: Sacado de la tabla 5.9.4.2.1-1 de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004)

2.9.3.2.2. Tracción Máxima en Fibras Inferiores

En tiempo infinito la tracción se da en las fibras inferiores, que no deben sobrepasar los indicados en la **Tabla 17** según el artículo 5.9.4.2.2 de la norma AASHTO LRFD 2004.

Tabla 17

Límites para la Tensión de Tracción en Fibras Superiores para $T=\infty$

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes contruidos por segmentos	Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas • Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas • Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas • Para elementos con tendones de pretensado no adherentes	$0,50 \sqrt{f'_c}$ (MPa) $0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa) Tracción nula

Fuente: Sacado de la tabla 5.9.4.2.2-1 de (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004)

2.9.3.2.3. Límite de Fuerza de Tesado para $T=\infty$

El límite de fuerza de tesado para tiempo infinito se calcula a partir de las inecuaciones (22) y (23), que resultan del análisis de los esfuerzos en la viga (**Figura 31**). De esta manera se obtendrán las fuerzas de tesado máximas para que en las fibras traccionadas y comprimidas se generen esfuerzos menores a los exigidos por la norma AASHTO LRFD 2004.

$$\text{Para fibra traccionada} \quad P_0 \geq \frac{-f_{cs} + \frac{M_T * C_{1\infty}}{I_\infty}}{n * \left(\frac{e_\infty * C_{1\infty}}{\infty} - \frac{1}{A_\infty} \right)} \quad (22)$$

$$\text{Para fibra comprimida} \quad P_0 \geq \frac{-f_{cs} + \frac{M_T * C_{1\infty}}{I_\infty}}{n * \left(\frac{e_\infty * C_{1\infty}}{\infty} - \frac{1}{A_\infty} \right)} \quad (23)$$

2.9.3.3. Pérdidas de Presfuerzo

Después de aplicadas todas las fuerzas de postensado, siempre tendremos pérdidas de la misma ya sea por comportamientos físicos de los materiales o por el grado de ineficiencia de tesado de cada elemento y/o equipo usado en la estructura. Respecto al tiempo tenemos dos tipos de pérdidas; las instantáneas que se dan dentro de las primeras 24 horas de realizado el tesado y las pérdidas diferidas que se dan a lo largo de la vida de servicio de la estructura.

2.9.3.3.1. Pérdidas Instantáneas

2.9.3.3.1.1. Pérdidas por Fricción

Por lo general la trayectoria de los cables no es recta, y al aplicar la fuerza de tesado estos tratan de colocarse completamente rectos, esto genera que se apeguen a la vaina y se genere fricción, esto se traduce en una pérdida de fuerza de tesado denominada pérdida instantánea.

$$P_{px} = P_{pj} * e^{-(K * l_{px} + \mu_p * \alpha_{px})} \quad (24)$$

Cuando $(K * l_{px} + \mu_p * \alpha_{px})$ no es mayor que 0.30 de P_{px} puede calcularse como:

$$P_{px} = P_{pj} * (1 + K * l_{px} + \mu_p * \alpha_{px})^{-1} \quad (25)$$

Donde:

P_{px} = Fuerza de presforzado evaluada a una distancia x.

P_{pj} = Fuerza de presforzado en el gato.

l_{px} = Distancia al punto estudiado.

K = Coeficiente de fricción por desviación de la vaina.

μ_p = Coeficiente de fricción.

α_{px} = Sumatoria de valores absolutos de variación del trazado del acero de pretensado entre el extremo del gato y el punto investigado.

e = Base de logaritmos neperianos.

2.9.3.3.1.2. Pérdidas por Acuñaamiento

La pérdida por acuñaamiento se da al momento de soltar el gato del cable, pues la cuña se introduce unos milímetros para lograr el anclaje, estos milímetros son más que suficientes para que se dé una pérdida de presfuerzo, la cual calculamos con la **ecuación (26)**.

$$\Delta f_s = \frac{\Delta L}{L} * E_s \quad (26)$$

Donde:

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

ΔL = Penetración de la cuña, varía entre 3 mm a 6 mm.

2.9.3.3.2. Pérdidas Diferidas

2.9.3.3.2.1. Pérdidas por Contracción

El hormigón pierde humedad desde el fraguado hasta que el mismo se iguala con la humedad relativa del ambiente, esta pérdida de humedad trae consigo una contracción del hormigón que se traduce como pérdida de presfuerzo (27).

$$\Delta f_{p_{SR}} = (93 - 0.85 * Hr) \quad (27)$$

Donde:

Hr = Humedad relativa.

2.9.3.3.2.2. Pérdidas por Fluencia Lenta

Comprenden todas las deformaciones elásticas y plásticas en el hormigón (28):

$$\Delta f_{p_{CR}} = 12f_{cgp} - 7\Delta f_{cdp} \geq 0 \quad (28)$$

$$f_{cgp} = \left| -\frac{P_o}{A} - \frac{(P_o * e) * e}{I} + \frac{M * e}{I} \right| \quad (29)$$

$$\Delta f_{cdp} = \frac{M1 * e}{I} + \frac{M2 * ec}{Ic} \quad (30)$$

Donde:

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

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

2.9.3.3.2.3. Pérdidas por Relajación

Se da debido a la relajación del cable a lo largo de su vida útil (31):

$$\Delta f_{p_R} = 0.30 * (138 - 0.30 * \Delta f_{p_F} - 0.40 * \Delta f_{p_{Es}} - 0.20 * (\Delta f_{p_{SR}} + \Delta f_{p_{CR}})) \quad (31)$$

Donde:

Δf_{p_F} = Pérdida por fricción.

$\Delta f_{p_{Es}}$ = Pérdida por acortamiento elástico.

$\Delta f_{p_{Es}}$ = Pérdida por contracción.

$\Delta f_{p_{CR}}$ = Pérdida por fluencia lenta del hormigón.

2.9.4. Armadura Pasiva

2.9.4.1. Diseño a Cortante

Se comienza analizando cual es la cortante que puede resistir la viga sin presencia de armadura, teniendo presente que la fuerza de presfuerzo genera una contra cortante que es proporcional a la pendiente de la vaina y a la magnitud de la fuerza de presfuerzo.

Comparamos la resistencia a cortante del elemento con la cortante de diseño, en caso de que la cortante de diseño sea mayor que la cortante resistente se deberá proveer de armadura para cortante, caso contrario solo se requerirá armadura mínima a cortante.

2.9.4.1.1. Resistencia a Cortante en el Alma

$$V_{cw} = 0.30 * (\sqrt{f'_c} + f_{pc}) * b_w * d_p + V_p \quad (32)$$

Donde:

V_{cw} = Resistencia del elemento de hormigón a la cortante (N)

f'_c = Resistencia característica del hormigón (MPa)

f_{pc} = Esfuerzo de compresión del hormigón en tiempo infinito (MPa).

b_w = Ancho de alma (m).

d_p = Canto útil de la viga (m).

V_p = Contra cortante generada por el postensado (N).

2.9.4.1.2. Resistencia a Cortante en Fibra Extrema

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \quad (33)$$

Donde:

V_{ci} = Resistencia a cortante en fibra extrema del elemento de hormigón (N).

f'_c = Resistencia característica a compresión del hormigón (MPa).

b_w = Ancho de alma (m).

f_{cp} = Esfuerzo de compresión del hormigón en tiempo infinito (MPa)

V_d = Cortante por peso propio sin mayorar (N).

V_i = Cortante simultánea con momento máximo (N).

M_{cre} = Momento de fisuración (N * mm).

M_{max} = Momento de sollicitación máxima (N * mm).

2.9.4.1.3. Refuerzo por Cortante

En caso de que la sollicitación sea mayor que la resistencia del elemento se deberá disponer de armadura para resistir cortante.

2.9.4.2. Diseño a Flexión

Para el diseño a flexión de las vigas de hormigón pretensado se debe verificar si la viga es capaz de resistir el momento de diseño solamente con la armadura activa, de no ser así se deberá disponer de armadura pasiva para resistir la flexión excedente.

2.9.4.2.1. Refuerzo por Flexión

En caso de que la armadura activa resista todo el momento de diseño, se deberá utilizar solo armadura mínima por flexión **ecuación (34)**.

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} * A \quad (34)$$

Donde:

$$A_{smin} = \text{Armadura mínima a flexión} \left(\frac{mm^2}{m} \right)$$

$$f_y = \text{Límite de fluencia del acero} \left(\frac{Kg}{cm^2} \right)$$

2.9.4.3. Armadura de Protección del Ala

La armadura de protección del ala deberá ser calculada como armadura mínima, para lo cual se deberá usar la **ecuación (34)** del anterior artículo.

2.9.4.4. Armadura de Cara Lateral

Las caras laterales en el alma de la viga deberán también ser reforzadas con armadura superficial, que según el artículo 5.7.3.4 de la norma AASHTO se deberá calcular como indica la **ecuación (35)**.

$$A_{sk} \geq 0.001(d_e - 760) \quad (35)$$

Donde:

$$A_{sk} = \text{Armadura superficial} \left(\frac{mm^2}{m} \right)$$

$$d_e = \text{Canto útil de la fibra a compresión (mm)}.$$

2.9.4.5. Por Retracción y Temperatura

Si se considera necesario se deberá seguir los lineamientos del artículo 2.8.1.7 planteado en este capítulo.

CAPÍTULO 3.

INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Introducción

Este capítulo se abocará a describir todos los criterios utilizados y resumir los cálculos realizados para el diseño del puente vehicular Corana Sud, cuyo detalle completo de cálculos se puede consultar en los anexos correspondientes.

3.2. Ubicación del Puente

La ubicación del puente vehicular Corana Sud se determinó después de analizar varias alternativas de ubicación, estudiando en cada una de ellas las condiciones topográficas, las propiedades geotécnicas, hidrológicas e hidráulicas, tomando en cuenta, además, los requerimientos de; longitud, obras complementarias, obras de protección, tipo de carretera en la zona y oblicuidad del puente, todo esto para garantizar un puente económico y seguro.

Analizando todo lo anterior, se ubicó el puente a 800 metros de la comunidad de Corana Sud, ya que en este punto se garantiza; un terreno de fundación firme, un N.A.M.E. bajo respecto a la altura del puente, y un riesgo de socavación relativamente despreciable frente al lecho rocoso encontrado. En la **Figura 32** se tiene una vista satelital de la ubicación del puente, cuyas coordenadas son; Latitud: 21°19'28.26"S y Longitud: 64°45'45.46"O.

Figura 32

Vista Satelital del lugar de Ubicación del Puente



Fuente: Elaborado desde Google Earth.

3.3. Dimensiones Generales

3.3.1. Longitud

Del análisis de las alternativas mencionadas anteriormente, se determinó la longitud del puente en 30.60 metros, dimensión que cumple con los objetivos funcionales del puente, y que describe la dimensión real del mismo.

3.3.2. Luz

El puente tiene una luz de 30.00 metros entre apoyos. Esta es la dimensión tomada en cuenta para los cálculos estructurales del puente.

3.4. Estudios Previos

El detalle completo de los estudios previos como ser; estudios topográficos, estudios geotécnicos y los estudios hidrológicos e hidráulicos puede ser consultados a detalle en el **Anexo B**, aquí se presentará un resumen teórico de todos los criterios utilizados.

3.4.1. Estudios Topográficos

No se realizaron levantamientos topográficos propios en la zona, pues la subgobernación de San Lorenzo ya contaba con este estudio (**Anexo B.1**) por tanto, fue esta la información usada. Analizando los datos y después de una visita presencial en la zona se puede concluir que la misma es real y confiable, además de ser suficiente para los cálculos necesarios.

3.4.2. Estudios Geotécnicos

El suelo en la zona corresponde a un macizo rocoso, que después de consultar con expertos en la materia se concluyó que no es viable un ensayo SPT para determinar la capacidad portante del mismo. En base a lo anterior se optó por usar la investigación realizada en una tesis disponible en la biblioteca de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho (*Diseño estructural de un puente en arco con tablero superior y puentes losa de aproximación recto-curvo (sobre el Río Carachimayu en la progresiva 8+640 de la ruta D602 tramo: CR.RT.D603 (Canasmoro) – Río Pilaya) / Jorge Ibarra, Pablo Alberto*), en la cual se determinó la resistencia de un suelo de similares características en una zona muy cercana al proyecto (**Anexo B.2**), por lo tanto, se concluye que estos valores son válidos para el desarrollo del proyecto. Todo lo mencionado se constató mediante visitas técnicas en la zona.

3.4.3. Estudios Hidrológicos e Hidráulicos

Se realizó un análisis completo de las características hidrológicas de la cuenca y las características hidráulicas del cauce, que pueden consultarse a detalle en el **Anexo B.3**.

3.4.3.1. Propiedades Morfométricas de la Cuenca

Se determinaron las propiedades morfométricas de la cuenca mediante el software ArcGIS en su versión 10.4.1, posteriormente se verificó la información mediante imágenes satelitales disponibles en el Google Earth Pro (**Figura 33**), concluyendo con los siguientes valores.

$A_c = 47.09 \text{ Km}^2$	Área de la cuenca
$P_c = 44.08 \text{ Km}$	Perímetro de la cuenca
$m_c = 0.41 \%$	Pendiente media de la cuenca
$L_{cp} = 14.40 \text{ Km}$	Longitud del cauce principal

3.4.3.2. Estación de Estudio

Se analizaron todas las estaciones existentes en la zona, de la cual solo una estuvo lo suficientemente cerca como para ser considerada relevante para la cuenca (**Figura 33**). Los datos obtenidos de esta estación, corresponden a información oficial del SENAMHI y actualizada a la fecha de realización de este proyecto (**Tabla 18**).

Tabla 18

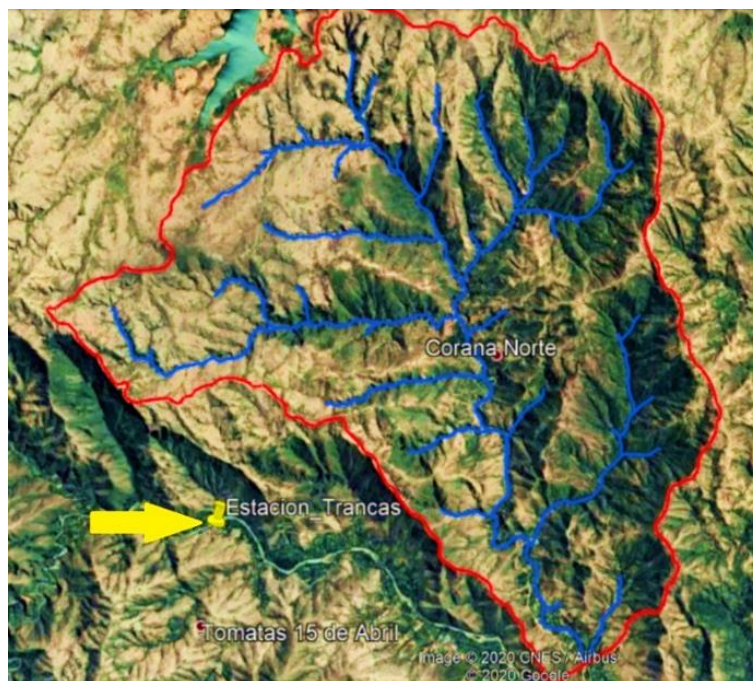
Datos Técnicos de la Estación en Estudio

Estación	Provincia	Departamento	Latitud S.	Longitud W.	Altura
Trancas	Ménde	Tarija	21° 18' 29"	64° 48' 57"	2198 m.s.n.m.

Fuente: SENAMHI Tarija.

Figura 33

Ubicación de la Estación en Estudio.



Fuente: Elaborado desde Google Earth.

3.4.3.3. Número de Curva (CN)

El número de curva se lo determinó bajo el método del Servicio de Conservación de Suelos (SCS), donde, para la caracterización del tipo de suelo en la zona se usó información de la base de datos del ZONISIG. Del cálculo mencionado tenemos el número de curva de la cuenca (**Tabla 19**).

Tabla 19

Número de Curva Ponderado Para la Cuenca Corana Sud

Condición de Humedad Previa		
Seca CN (I)	Promedio CN(II)	Húmeda CN(III)
59.749	77.946	89.046
6.737	2.829	1.230
171.109	71.866	31.246

Fuente: Elaboración propia.

3.4.3.4. Precipitación Efectiva (Pe)

Conociendo el número de curva y aplicando el método del *servicio de conservación de suelos* podemos determinar la precipitación efectiva para cada uno de los años de estudio. Después de un análisis estadístico de datos por el método de **Smirnov Kolmogorov** aplicamos la **ley Gumbel Modificada**, obteniendo valores para varios periodos de retorno (**Tabla 20**).

Si bien se analizan varios periodos de retorno, calculamos el NAME con un periodo de retorno de 100 años y verificamos con un periodo de retorno de 500 años.

Tabla 20

Precipitación Efectiva para Distintos Periodos de Retorno

T (Años)	P(Z>z)	P(x)	μ	α	Pe(mm)
10	0.100	0.900	16.414	10.350	39.705
50	0.020	0.980	16.414	10.350	56.799
100	0.010	0.990	16.414	10.350	64.025
500	0.002	0.998	16.414	10.350	80.724
1000	0.001	0.999	16.414	10.350	87.904

Fuente: Elaboración propia.

3.4.3.5. Tiempo de Concentración (tc)

Se determina el tiempo de concentración desde el promedio de valores obtenidos por varios métodos de cálculo (**Tabla 21**).

Tabla 21

Tiempos de Concentración Por Diferentes Métodos y Tiempo de Concentración Promedio

Método De cálculo	tc hrs	Valores similares	Promedio de elegidos
Kirpich	1.596	No	2.325
Ventura	2.515	Si	
Passini	7.706	No	
Giandotti	2.135	Si	

Fuente: Elaboración propia.

3.4.3.6. Caudal de Crecida

Para determinar el caudal de crecida aplicamos el método del hidrograma triangular, que es un método para simular el hidrograma de crecida de la cuenca, esta aproximación se la logra conociendo los diferentes tiempos de flujo del cauce principal como; tiempo de concentración, tiempo base, tiempo de retardo y tiempo al pico. De esta manera se obtienen los caudales pico para los distintos periodos de retorno (**Tabla 22**).

Tabla 22

Caudal de Crecida de la Cuenca Corana Sud para Distintos Periodos de Retorno

t (hrs)	Hidrogramas Triangulares (m ³ /s)				
	10 Años	50 Años	100 Años	500 Años	1000 Años
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.920	133.201	190.547	214.790	270.811	294.896
7.796	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Fuente: Elaboración propia.

3.4.3.7. Tirante Máximo

El nivel de aguas máximas extraordinarias se lo calculó mediante una simulación de crecidas (**Figura 34**) para cada periodo de retorno, generada en el software HEC-RAS versión 5.0.7, con la intención de tener valores más cercanos a lo real (**Tabla 23**), ya que se analizó toda la planimetría del cauce en la zona de interés y no solo una sección como los métodos tradicionales.

Tabla 23

Tirante Máximo Para la Cuenca Corana Sud En Base a Simulación De Crecidas

ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL					
Periodo de retorno	Cota solera	Cota W.S.	Tirante W.S	Cota Crit W.S.	Tirante Crit W.S.
Años	m.s.n.m.	m.s.n.m.	m	m.s.n.m.	m
10	2,125.000	2,127.480	2.480	2,128.330	3.330
50	2,125.000	2,127.990	2.990	2,129.070	4.070
100	2,125.000	2,128.150	3.150	2,129.270	4.270
500	2,125.000	2,128.570	3.570	2,129.860	4.860
1000	2,125.000	2,128.700	3.700	2,130.050	5.050

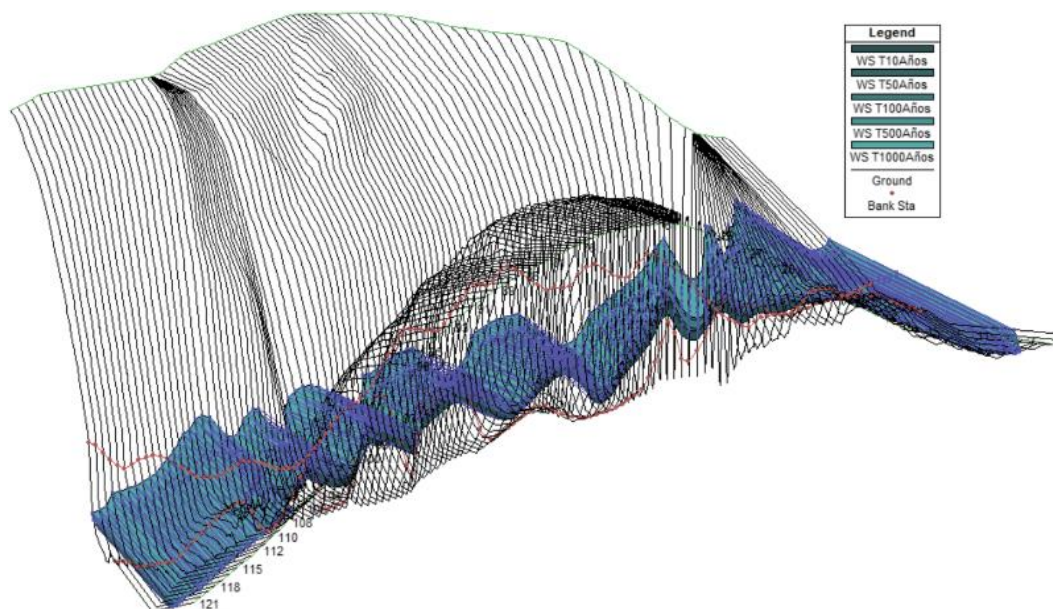
Fuente: Elaboración propia.

3.4.3.8. Verificación de Tirante Máximo

Para verificar los resultados obtenidos, se comparó los resultados de la simulación con resultados obtenidos a partir del cálculo tradicional donde se asume que la sección del río es un canal trapezoidal, esto mediante el software HCaneles versión 3.0 (Tabla 24).

Figura 34

Simulación de Crecida en la Zona de Fundación del Puente Corana Sud



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 24

Verificación de Tirante Máximo Mediante HCanales

VERIFICACIÓN CON HCANALES					
Periodo de retorno Años	Caudal máximo m ³ /s	Tirante por Hcanales m	Velocidad Hcanales m/s	Tirante por HEC-RAS m	Velocidad HEC-RAS m/s
10	140.000	2.599	7.471	2.480	7.450
50	200.000	3.165	8.219	2.990	8.350
100	220.000	3.333	8.427	3.150	8.600
500	280.000	3.794	8.973	3.570	9.280
1000	300.000	3.936	9.132	3.700	9.480

Fuente: Elaboración propia.

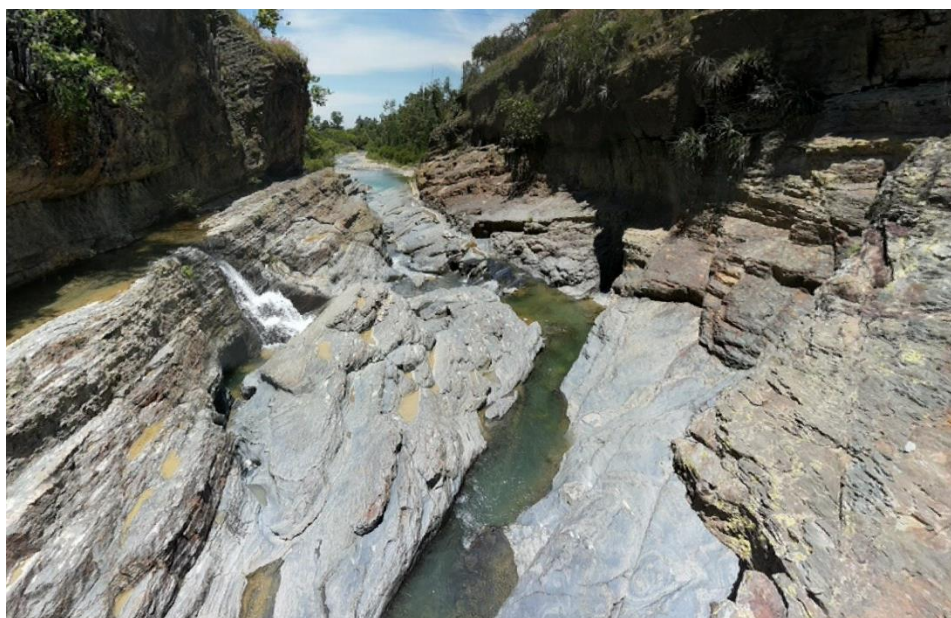
3.4.3.9. Socavación

Para el cálculo de la socavación, se observó que el suelo de fundación y del lecho del río es netamente roca (**Figura 35**), por tanto, se asumió que no es necesario el cálculo de profundidad de socavación ya que para roca la socavación es despreciable. Además, recalcar que la fundación del puente está más que alejada de los niveles de agua críticos por tanto es otro punto a favor de la seguridad.

Aunque se buscó una manera de verificar esta afirmación mediante cálculos, no se encontraron métodos de cálculo de socavación sobre lechos rocosos por la naturaleza no erosiva de los mismos, por lo que muchos autores la consideran despreciable.

Figura 35

Fotografía del Lecho Rocosó en la Zona de Emplazamiento del Puente Corana Sud



Fuente: Elaboración propia.

3.5. Diseño Estructural

El diseño estructural completo del puente corana sud, se pueden consultar a detalle en el **Anexo C** de este documento, pues en este subtítulo nos abocaremos más a los criterios utilizados para el cálculo y un breve resumen de los mismos.

3.5.1. Accesorios

El puente en cuestión es un puente de uso mixto, es decir, de uso tanto vehicular como peatonal como es el caso de la mayoría de los puentes de la región, por tanto, se deben considerar los accesorios para estas dos situaciones.

Aunque hasta el momento se diseñaban bastante los puentes con barandas mixtas, este no es un tema completamente claro en la norma AASHTO LRFD 2004, pues la misma recomienda que para puentes vehiculares se debería usar netamente barreras, mismas que deberían separar la calzada de la acera y dar mejor protección a los peatones en comparación con los clásicos bordillos.

En base a lo anterior se decidió diseñar el puente con una barrera que separa la calzada de la acera, y a las orillas del puente se dispuso barandas peatonales para protección de los peatones. Los cálculos completos de los accesorios se pueden consultar en el **Anexo C.1**.

3.5.1.1. Barandas

Para el caso del diseño de la baranda nos basamos netamente en la normativa AASHTO LRFD 2004 en sección 13. Se determinó usar una baranda tipo peatonal en el extremo del puente, considerando que el puente será también utilizado por peatones.

Cabe resaltar que las cargas de diseño para la baranda, serán las correspondientes para barandas de uso peatonal solamente, pues para protección de vehículos se dispone del uso de una barrera tipo New Jersey.

3.5.1.1.1. Pasamanos

Para el análisis del pasamanos de la baranda, seguimos los lineamientos del artículo 13.8 de la sección 13 de la norma AASHTO LRFD 2004.

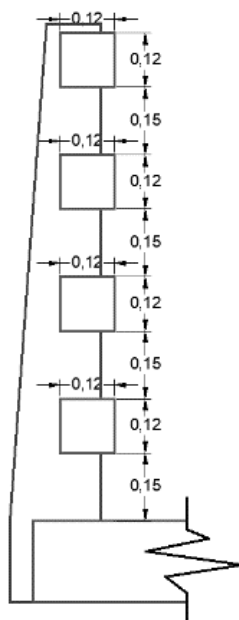
3.5.1.1.1.1. Dimensiones

Entre los 2 puntos importantes para dimensionar los pasamanos, el primero es que la separación entre pasamanos no deberá ser mayor que 150mm en la parte inferior, y después de los 685 mm de altura de la baranda se permite como máximo 200mm de separación.

Diseñamos los pasamanos con una abertura de 150mm. Se disponen 4 pasamanos de 120 mm por 120 mm, cumpliendo con la altura mínima de 1060 mm para **Figura 36**.

Figura 36

Dimensiones de la Baranda Peatonal



Fuente: Elaboración propia.

3.5.1.1.1.2. Solicitaciones

Todas las cargas se describen en el artículo 13.8.2 de la norma AASHTO LRFD 2004, y asumiendo el pasamanos como una viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida tenemos un momento de 1.508 KN*m (**Tabla 25**) y un cortante de 2.395 KN*m (**Tabla 26**).

Tabla 25

Momento de Diseño en Pasamanos

Tipo de Carga	Descripción	Momento	Factor	Mom. Fact.
		KN*m	γ	KN*m
Peso Prop.	DC	0.153	1.250	0.191
Distribuida	LS	0.329	1.750	0.576
Puntual	LS	0.423	1.750	0.740
$\Sigma=$				1.508

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 26*Cortante de Diseño en Pasamanos*

Tipo de Carga	Descripción	Cortante KN	Factor γ	Cort. Fact. KN*m
Peso Prop.	DC	0.322	1.250	0.403
Distribuida	LS	0.694	1.750	1.214
Puntual	LS	0.456	1.750	0.779
$\Sigma =$				2.395

Fuente: Elaboración propia.

3.5.1.1.1.3. Armaduras

Para resistir el momento flector, estimamos la altura del bloque de compresión en 0.00605 m y un canto útil de 0.100 m teniendo como armadura requerida:

$$A_{sreq} = 0.85 * \frac{28MPa}{420Mpa} * 0.120m * 0.00605m = 0.0000411m^2 = 41.125 mm^2$$

Finalmente se dispone de 2 barras de 8mm con lo cual obtenemos un momento reducido de 3.369 KN*m, que es mayor que el momento de diseño y el momento mínimo.

Para el diseño por cortante se tiene que el elemento se encuentra dentro del caso 1, por tanto, solo requiere una armadura mínima de 20.00 mm², la cual se satisface con Ø6 C/20.

3.5.1.1.2. Postes

3.5.1.1.2.1. Dimensiones

La base del poste es de 200 mm y su peralte 200 mm, medidas definidas tomando como referencia la baranda tipo-3 del servicio nacional de caminos. Mientras que la altura del poste es de 1100 mm, que es mayor que los 1060 mm que exige la norma AASHTO LRFD 2004 como altura mínima (**Figura 36**).

3.5.1.1.2.2. Solicitaciones

Aplicando una carga puntual de 2,277.000 N en el pasamanos superior como exige la norma AASHTO LRFD 2004 tenemos; un momento de diseño de 4,064.445 N*m (**Tabla 27**) y una cortante de diseño de 3,984.750 N (**Tabla 28**). Asumimos que la carga por peso propio es despreciable ya que su brazo respecto a la sección de estudio es insignificante.

Tabla 27*Momento de Diseño Para Postes*

Tipo de Carga	Descripción	Momento	Factor	Mom. Fact.
		N*m	γ	N*m
Peso Prop.	DC	0.000	1.250	0.000
Puntual	P _{LL}	2,322.540	1.750	4,064.445
$\Sigma =$				4,064.445

*Fuente: Elaboración propia.***Tabla 28***Cortante de Diseño Para Postes*

Tipo de Carga	Descripción	Cortante	Factor	Cort. Fact.
		N	γ	N
Peso Prop.	DC	0.000	1.250	0.000
Puntual	P _{LL}	2,277.000	1.750	3,984.750
$\Sigma =$				3,984.750

Fuente: Elaboración propia.

3.5.1.1.2.3. Armaduras

Para resistir el momento flector estimamos una altura del bloque de compresión de 0.00535 m y para un canto útil de 0.18 m podemos calcular el acero requerido.

$$A_{sreq} = 0.85 * \frac{28MPa}{420MPa} * 0.200m * 0.00535m = 0.0000606m^2 = 60.637mm^2$$

Finalmente se dispone 2 barras de 10mm con lo cual obtenemos un momento reducido de 9,057.036 N*m, que es mayor que el momento de diseño y el momento mínimo.

Para el diseño por cortante se verifica que el elemento se encuentra dentro del caso 1, por tanto, solo requiere una armadura mínima de 41.667 mm², la cual se satisface con barras de 6 milímetros separadas cada 25 centímetros.

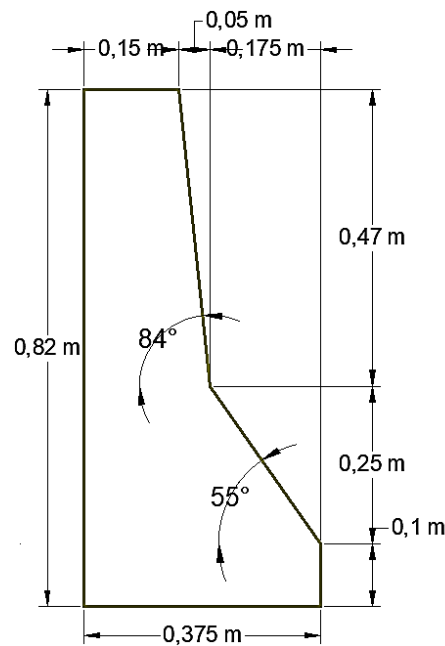
3.5.1.2. Barrera

3.5.1.2.1. Predimensionamiento

Para las dimensiones de la barrera tomamos como referencia la norma peruana que brinda dimensiones de **barrera tipo New Jersey** dimensionada y probada como lo exige la norma AASHTO LRFD 2004, además de ser la barrera más usada en estos casos (**Figura 37**).

Figura 37

Dimensiones de una Barrera New Jersey



Fuente: Elaboración propia.

3.5.1.2.2. Armadura

En el caso de la barrera se hizo un análisis diferente, pues la norma exige que las barandas o barreras utilizadas hayan sido verificadas mediante ensayos reales, y como eso este lejos de nuestra posibilidad se optó por una baranda ya dimensionada incluyendo sus armaduras, y simplemente verificamos la misma en base al Anexo A.13 de la norma AASHTO LRFD 2004.

La fuerza de impacto para un nivel TL-3 es de 240,000.00 N, y la resistencia verificada de la barrera es de 297,815.91 N, por tanto, podemos concluir que la misma es apta como barrera.

3.5.2. Tablero

3.5.2.1. Predimensionamiento

3.5.2.1.1. Separación Entre Vigas

Para la separación entre vigas, la norma AASHTO LRFD 2004 no tiene lineamientos definidos, pero sabemos que el criterio básico es que los momentos en el tablero estén bien distribuidos, obteniendo momentos positivos y negativos similares.

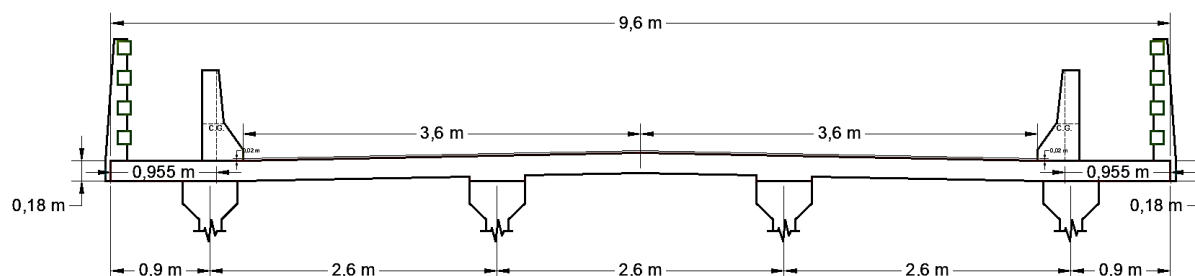
Para calcular la separación entre vigas nos guiamos de (Universidad Mayor de San Simon, 2004) que de un análisis geométrico del tablero y tomando factores de distribución de la norma AASHTO ESTÁNDAR nos da un punto de partida para estimar la separación. Finalmente, la separación asumida es de 2.600 metros (**Figura 38**) y su cálculo completo se lo puede consultar en el **Anexo C.2**.

3.5.2.1.2. Espesor del Tablero

El espesor mínimo del tablero según el artículo 9.7.1.1 de la norma AASHTO LRFD 2004 es de 175 mm, y en el artículo 2.5.2.6.3 de la misma norma tenemos otra recomendación para calcular el espesor del tablero en función de la separación. Para nuestro caso definimos el espesor de tablero en 180 mm, guiados por los artículos anteriores y por dimensiones de puentes construidos en la región.

Figura 38

Dimensiones de Tablero y Separación Entre Vigas



Fuente: Elaboración propia.

3.5.2.2. Diseño Para Momento Positivo

El momento positivo se da en la parte interior del tablero. Conviene comenzar analizando la sobrecarga de servicio que en nuestro caso es el camión de diseño.

3.5.2.2.1. Cargas

3.5.2.2.1.1. Cargas Transitorias

3.5.2.2.1.1.1. *Camión de Diseño*

Se verificó en nuestro caso que el máximo momento positivo se da ubicando la rueda del camión de diseño a 0.60 metros de la barrera (**Figura 39**). Para esta ubicación se analiza el momento de diseño, que da un valor de 36.267 KN*m (**Figura 40**).

El método para el diseño del tablero es el de las fajas equivalente, por tanto, el momento por camión de diseño se debe distribuir en un ancho de faja equivalente como lo especifica el artículo 4.6.2.1.3 de la norma AASHTO LRFD 2004.

$$(+Fe) = 0.660m + (0.550 * 2.600m) = 2.090m$$

$$\frac{36.267 \text{ KN} * \frac{m}{m}}{2.090 \text{ m}} = 17.353 \text{ KN} * \frac{m}{m}$$

En base al artículo 3.6.1.1.2 de la norma AASHTO LRFD 2004 aplicamos el factor de presencia múltiple, que para un solo carril cargado es de 1.20.

$$17.353 \text{ KN} * \frac{m}{m} * 1.20 = 20.823 \text{ KN} * \frac{m}{m}$$

Por último, aplicamos el incremento por carga dinámica IM en base al artículo 3.6.2 de la norma AASHTO LRFD 2004 que para este caso es de 33%.

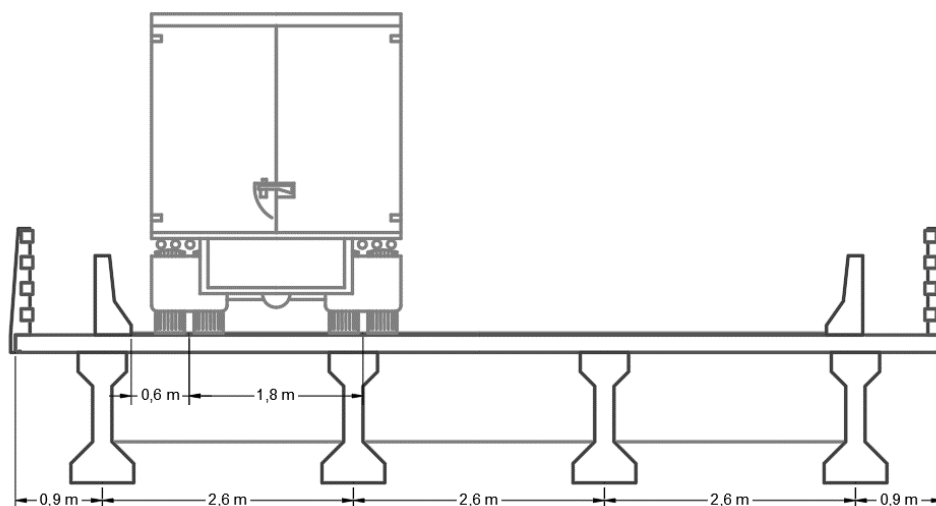
$$20.823 \text{ KN} * \frac{m}{m} * \left(1 + \frac{33}{100}\right) = 27.695 \text{ KN} * \frac{m}{m}$$

Este momento lo podemos comparar con los momentos de la **Tabla A-4.1** de la (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004) que para una separación de 2.600 metros es de 27.220 KN*m/m, concluyendo que los cálculos son confiables y que conviene usar el mayor entre estos dos valores.

$$M_{LL+IM} = 27.695 \text{ KN} * \frac{m}{m}$$

Figura 39

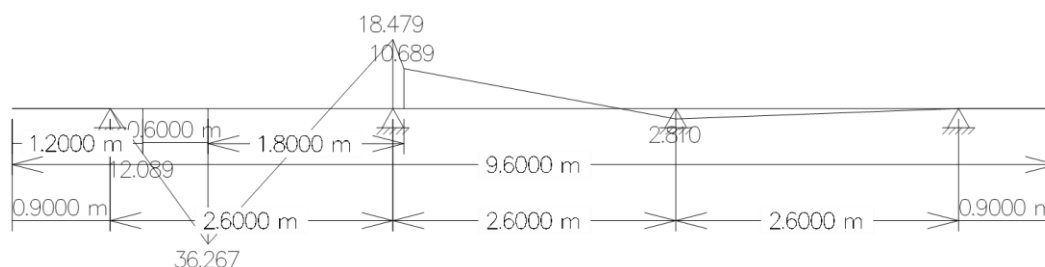
Ubicación del Camión de Diseño para Momento Positivo



Fuente: Elaboración propia.

Figura 40

Momento Positivo Por Camión de Diseño



Fuente: Elaboración propia.

3.5.2.2.1.1.2. Carril de Diseño

Según el artículo 3.6.1.3.3 de la norma AASHTO LRFD 2004, cuando la faja primaria es transversal a la dirección del tráfico y la separación entre apoyos es menor que 4600 milímetros no se aplicará la carga de carril de diseño.

3.5.2.2.1.2. Cargas Permanentes

En cuanto a las cargas permanentes tenemos; las cargas por peso propio que incluye las barandas y la barrera, y las cargas por superficie de rodadura que después de ser mayorados darán el momento de diseño, esto se puede consultar a detalle en el **Anexo C.2**.

3.5.2.2.2. *Solicitud de Diseño*

Tabla 29

Momento Positivo de Diseño para el Tablero

Descripción	Tipo	Momento	Factor	M. Factor
		KN*m/m	γ	KN*m/m
Tab+Acc	DC	0.494	1.250	0.618
SupRod	DW	0.222	1.500	0.333
Vehicular	LL+IM	27.695	1.750	48.466
$\Sigma=$				49.416

Fuente: Elaboración propia.

3.5.2.2.3. *Refuerzos*

3.5.2.2.3.1. Refuerzo a Flexión

Asumiendo una altura de bloque de compresión de 0.0157 m y un canto útil de 0.155 m podemos calcular la armadura requerida para resistir el momento flector de diseño.

$$A_{s_{req}} = 0.85 * \frac{28MPa}{420MPa} * 1.00m * 0.0157m = 0.000888m^2 = 888.351 \frac{mm^2}{m}$$

Por tanto, se dispone Ø 12mm C/10 con lo cual obtenemos un momento reducido de 59.434 KN*m/m, que es mayor que el momento de diseño y el momento mínimo.

3.5.2.2.3.2. Refuerzo a Cortante

El artículo 5.14.4.1 establece que para tableros no es necesario armadura por corte.

3.5.2.2.3.3. Armadura de Distribución

Según el artículo 9.7.3.2 de la norma AASHTO LRFD 2004, la cara inferior requiere armadura para distribución de esfuerzos, que es un porcentaje de la armadura requerida.

$$\% = \frac{121}{\sqrt{2.600 m}} = 75.041\%$$

Pero la armadura por distribución debe ser máximo el 67% de la armadura provista, para nuestro caso sería 595.195 mm²/m y se satisface con Ø 10mm C/0.10.

3.5.2.3. Diseño para Momento Negativo

Para determinar el momento negativo de diseño se deberá analizar el mismo, tanto en tablero interno como en el vuelo del tablero, en nuestro caso el que resulto mayor de ambos es el momento negativo por tablero interno, lo cual se puede consultar a detalle en el **Anexo C.2**.

Por lo general es el tablero en vuelo el que tiene mayor solicitación a momento negativo, pero nuestro caso es diferente, ya que se optó por usar 4 vigas para cumplir a cabalidad con la norma AASHTO LRFD 2004, esto hace que las longitudes de vuelo sean mucho menores, por ende, este momento también será menor En este caso solo se expondrá el momento por tablero interno, pero se puede consultar el cálculo completo de ambos en el **Anexo C.2**.

3.5.2.3.1. Cargas

3.5.2.3.1.1. Cargas Transitorias

3.5.2.3.1.1.1. Camión de Diseño

Comenzamos analizando las líneas de influencia para la viga interna (**Figura 41**), en donde observamos una ordenada máxima de 0.2668, que es el lugar donde conviene ubicar una de las ruedas del eje trasero del camión de diseño (**Figura 42**). Se obtiene entonces un momento por camión de diseño de 33.890 KN*m/m (**Figura 43**).

El método para el diseño del tablero es el de las fajas equivalente, por tanto, el momento por camión de diseño se debe distribuir en un ancho de faja equivalente como lo especifica el artículo 4.6.2.1.3 de la norma AASHTO LRFD 2004.

$$(-Fe) = 1.220m + 0.250 * 2.600m = 1.870m$$

$$\frac{33.890 \text{ KN} * \frac{m}{m}}{1.870 \text{ m}} = 18.123 \text{ KN} * \frac{m}{m}$$

En base al artículo 3.6.1.1.2 de la norma AASHTO LRFD aplicamos el factor de presencia múltiple, que para un solo carril cargado es de 1.20.

$$18.123 \text{ KN} * \frac{m}{m} * 1.20 = 21.748 \text{ KN} * \frac{m}{m}$$

Por último, aplicamos el incremento por carga dinámica IM en base al artículo 3.6.2.

$$21.748 \text{ KN} * \frac{m}{m} * \left(1 + \frac{33}{100}\right) = 28.924 \text{ KN} * \frac{m}{m}$$

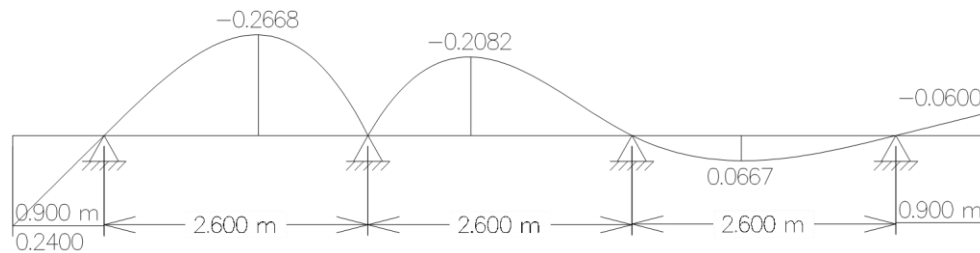
También se analizó el caso para dos carriles cargados, que resulta en 26.147 KN*m/m de momento de diseño (**Anexo C.2**), el cual es menor que el momento para un carril cargado, por tanto, se utilizara el momento para un solo carril cargado.

Para verificar comparamos el momento calculado con el momento de la tabla A-4.1 de la (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004) que para una separación de 2.600 metros es de 30.220 KN*m/m, por lo que nuestros cálculos se pueden tomar como confiables. Se usará el máximo valor de entre estos para el diseño.

$$M_{LL+IM} = 30.220 \text{ KN} * \frac{m}{m}$$

Figura 41

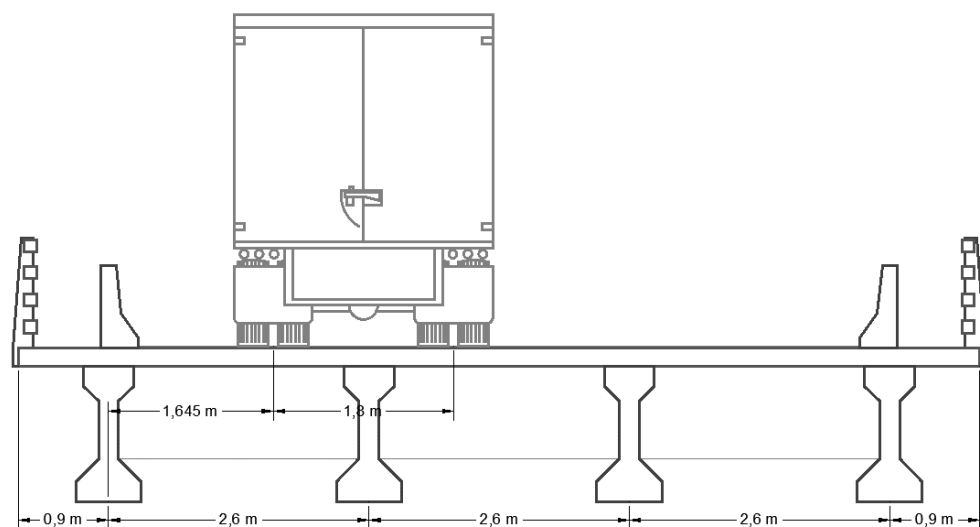
Líneas de Influencia Para Momento en la Viga Interna



Fuente: Elaboración propia.

Figura 42

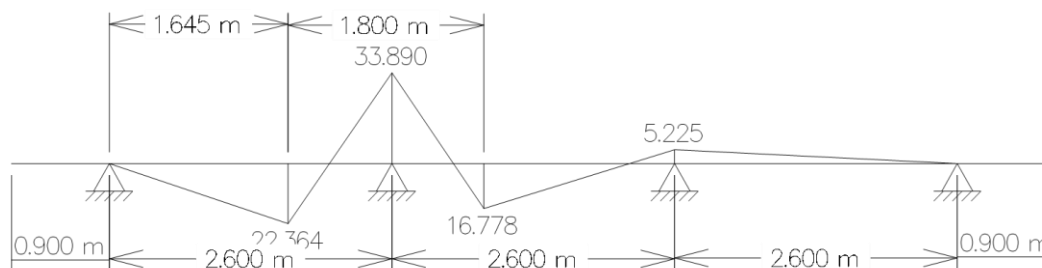
Ubicación del Camión de Diseño Para Momento Negativo En Tablero Interno.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 43

Momento Negativo en Viga Interna



Fuente: Elaboración propia.

3.5.2.3.1.1.2. Carril de Diseño

Según el artículo 3.6.1.3.3 de la norma AASHTO LRFD 2004, cuando la faja primaria es transversal a la dirección del tráfico y la separación entre apoyos es menor que 4600 mm no se aplica la carga de carril de diseño.

3.5.2.3.1.2. Cargas Permanentes

En cuanto a las cargas permanentes tenemos; las cargas por peso propio que incluye las barandas y la barrera, y las cargas por superficie de rodadura, que se pueden consultar a detalle en el **Anexo C.2**.

3.5.2.3.2. *Solicitaciones*

El momento de diseño se puede observar en la **Tabla 30**.

Tabla 30

Momento Negativo Para Tablero Interno

Descripción	Tipo	Momento	Factor	M. Factor
		KN*m/m	γ	KN*m/m
Tab+Acc	DC	2.264	1.250	2.830
SupRod	DW	0.294	1.500	0.441
Vehicular	LL+IM	30.220	1.750	52.885
$\Sigma=$				56.156

Fuente: Elaboración propia.

3.5.2.3.3. Refuerzos

3.5.2.3.3.1. Refuerzo a Flexión

Asumiendo una altura del bloque de compresión de 0.01795 m y un canto útil de 0.155 m podemos calcular la armadura requerida.

$$A_{s_{req}} = 0.85 * \frac{28MPa}{420MPa} * 1.00m * 0.01795m = 0.00102 \frac{m^2}{m} = 1017.379 \frac{mm^2}{m}$$

Para cumplir con la armadura requerida usamos Ø 12mm C/10 teniendo un momento reducido de 59.434 KN*m/m, que es mayor que el momento de diseño y el momento mínimo.

3.5.2.3.3.2. Refuerzo a Cortante

El artículo 5.14.4.1 establece que para tableros no es necesario armadura por corte.

3.5.2.3.3.3. Por Retracción y Temperatura

$$A_{s_{temp}} = 0.18 * \frac{B * H}{2 * (B + H)} = 0.18 * \frac{9.600 m * 0.180 m}{2 * (0.180 m + 9.600 m)} = 0.000159 \frac{m^2}{m} = 159.018 \frac{mm^2}{m}$$

El acero mínimo para retracción y temperatura es de 230.00 mm²/m la cual se satisface con un Ø 8mm C/20 que da una armadura de 251.500 mm²/m.

3.5.3. Diafragmas

3.5.3.1. Predimensionamiento

La altura del diafragma es de 1.125 metros que se acomoda geométricamente a las dimensiones de la viga y el tablero, mientras que el espesor del diafragma es de 0.250 metros que se determina empíricamente en base a otros diafragmas ya diseñados.

3.5.3.2. Cargas

3.5.3.2.1. Momento Positivo

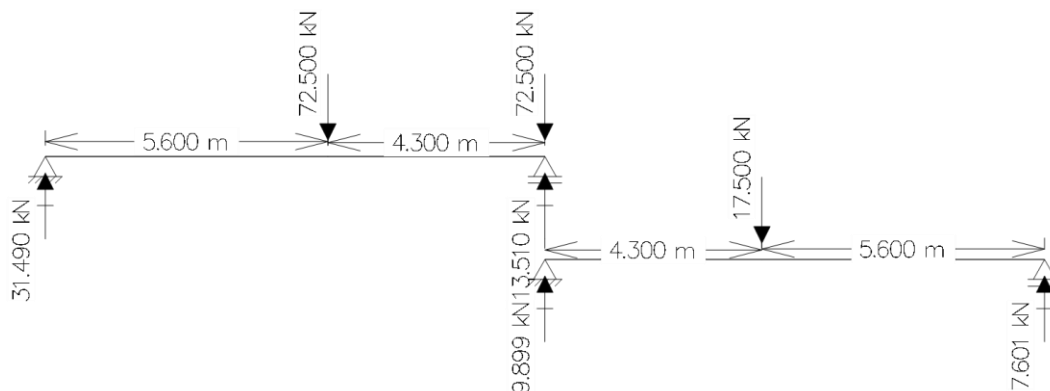
3.5.3.2.1.1. Por Cargas Transitorias

El momento positivo sobre el diafragma está en base a la carga de camión de diseño en el sentido longitudinal del puente, la misma se calcula simulando que el camión de diseño está cargado sobre dos vigas isostáticas (**Figura 44**). Las reacciones de las vigas isostáticas deberán ser aplicadas en el centro luz del diafragma asumiendo que este último es también

una viga simplemente apoyada (**Figura 45**), que da un momento positivo de 80.216 $\text{KN}\cdot\text{m/m}$, que mayorado por carga de impacto termina en 106.687 $\text{KN}\cdot\text{m/m}$

Figura 44

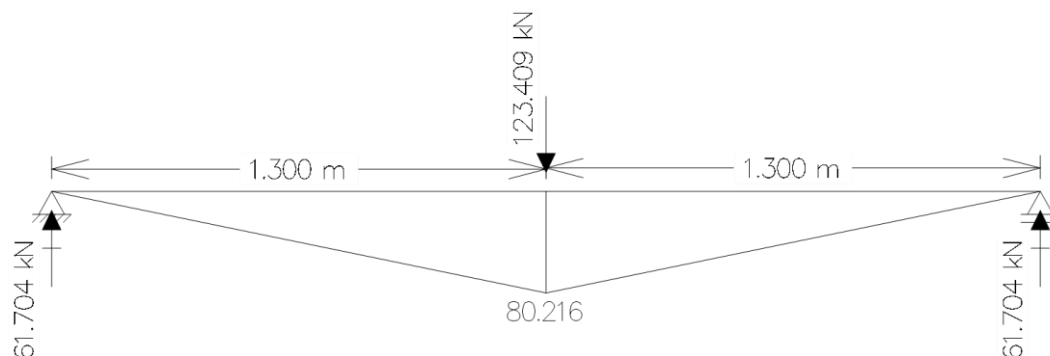
Carga de Camión de Diseño para Momento Positivo sobre Diafragma



Fuente: Elaboración propia.

Figura 45

Carga para Momento Positivo en el Diafragma



Fuente: Elaboración propia.

3.5.3.2.1.2. Por Cargas Permanentes

En cuanto a las cargas permanentes, tenemos la del peso propio, que asumiendo que el diafragma es una viga simplemente apoyada tenemos un momento de 5.596 $\text{KN}\cdot\text{m/m}$.

3.5.3.2.2. **Momento Negativo**

El momento negativo en el diafragma se puede tomar como el mismo momento negativo del tablero, ya que ambos se encuentran unidos estructuralmente (**Tabla 31**).

Tabla 31*Momento Negativo Para Tablero Interno*

Descripción	Tipo	Momento	Factor	M. Factor
		KN*m/m	γ	KN*m/m
Tab+Acc	DC	2.264	1.250	2.830
SupRod	DW	0.294	1.500	0.441
Vehicular	LL+IM	30.220	1.750	52.885
$\Sigma=$				56.156

*Fuente: Elaboración propia.***3.5.3.2.3. Cortante de Diseño**

En cuanto a la cortante de diseño, la misma se calcula de manera similar al momento negativo, solo que esta vez la reacción de la situación de carga de la **Figura 44** será la propia cortante por camión de diseño. Calcular también la cortante de diseño por peso propio del diafragma de manera similar al momento positivo por peso propio.

3.5.3.3. Solicitaciones

El momento positivo de diseño será de 193.698 KN*m/m como se puede verificar en la **Tabla 32**, y el momento negativo de diseño será de 56.156 KN*m/m (que es el momento negativo por tablero interno), como se lo puede observar en la **Tabla 33**. Para el diseño a cortante nos remitimos a la **Tabla 34**.

3.5.3.3.1. Momento Positivo**Tabla 32***Momento Positivo de Diseño en Diafragmas*

Carga	Momento	Resistencia	MDR
	KN*m/m	I γR	
DC	5.596	1.25	6.995
LL+IM	106.687	1.75	186.703
$\Sigma=$			193.698

Fuente: Elaboración propia.

3.5.3.3.2. Momento Negativo

Tabla 33

Momento Negativo Para Tablero Interno Usado Para el Cálculo del Diafragma

Descripción	Tipo	Momento	Factor	M. Factor
		KN*m/m	γ	KN*m/m
Tab+Acc	DC	2.264	1.250	2.830
SupRod	DW	0.294	1.500	0.441
Vehicular	LL+IM	30.220	1.750	52.885
$\Sigma=$				56.156

Fuente: Elaboración propia.

3.5.3.3.3. Cortante de Diseño

Tabla 34

Cortante de Diseño para Diafragma

Carga	Cortante	Resistencia	MDR
	KN	$\frac{I}{\gamma R}$	
DC	8.609	1.25	10.761
LL+IM	164.134	1.75	287.234
$\Sigma=$			297.996

Fuente: Elaboración propia.

3.5.3.4. Refuerzos

3.5.3.4.1. Refuerzo a Flexión para Momento Positivo

Asumiendo una altura de bloque de compresión de 0.0334 m y un canto útil de 1.10 m podemos calcular la armadura requerida para resistir el momento positivo de diseño.

$$A_{sreq} = 0.85 * \frac{28MPa}{420MPa} * 0.250m * 0.0334m = 0.000473 m^2 = 473.023 mm^2$$

Para cumplir con la armadura requerida usamos 3 Ø 16 mm con lo cual obtenemos un momento reducido de 244,171.96 N*m/m, que es mayor que el momento de diseño y el momento mínimo.

3.5.3.4.2. Refuerzo a Flexión para Momento Negativo

Asumiendo una altura de bloque de compresión de 0.00957 m y un canto útil de 0.900 m podemos calcular la armadura requerida para el momento negativo de diseño-

$$A_{sreq} = 0.85 * \frac{28MPa}{420MPa} * 0.250m * 0.00957m = 0.000136 m^2 = 135.646 mm^2$$

Para cumplir con la armadura requerida usamos 2 Ø 12 mm con lo cual obtenemos un momento reducido de 92,858.318 N*m, que es mayor que el momento de diseño y el momento mínimo.

3.5.3.4.3. Refuerzo a Cortante

El caso de diseño a cortante es el caso 3, en el cual se requiere armadura a cortante igual a 45.149 mm², que se satisface con Ø de 8 mm cada 0.20 metros.

$$A_v = \frac{V_s * S}{f_{yt} * d} = \frac{138,075.07 N * 200 mm}{500MPa * 892 mm} = 61.917 mm^2$$

3.5.3.4.4. Por Retracción y Temperatura

$$A_{s_{temp}} = 0.18 * \frac{B * H}{2 * (B + H)} = 0.18 * \frac{0.250 m * 1.125 m}{2 * (0.250 m + 1.125 m)} = 0.000184 \frac{m^2}{m} = 184.091 \frac{mm^2}{m}$$

El acero mínimo para retracción y temperatura es de 233.00 mm²/m la cual se satisface con un Ø 8 mm cada 0.20 metros que da una armadura provista de 251.500 mm²/m.

3.5.4. Vigas

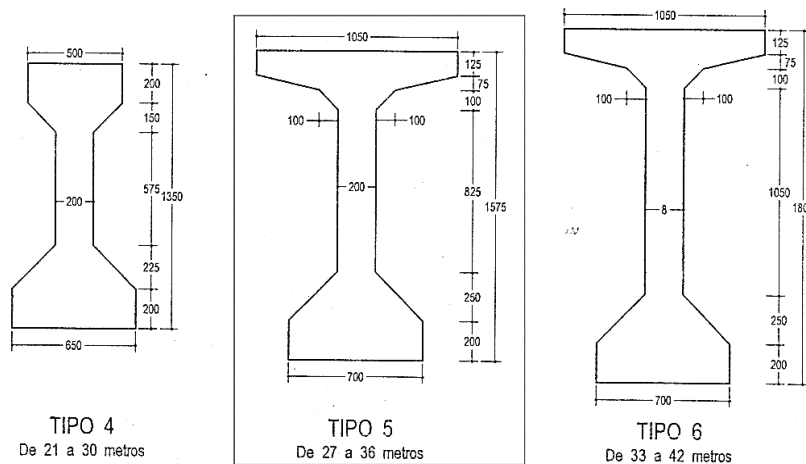
Para determinar los momentos en las vigas debemos analizar tanto la viga externa como la viga interna, para encontrar así la viga de mayor sollicitación, esto se puede consultar completamente en el **Anexo C.3**. Solo se detallará el momento para viga interna ya que es el mayor momento en nuestro caso.

3.5.4.1. Predimensionamiento

Las dimensiones de la viga a utilizar se pueden definir en base a los requerimientos de la norma AASHTO LRFD 2004, pero también tenemos dimensiones de vigas tipo AASHTO, que se pueden elegir en base a la longitud del puente (**Figura 46**).

Figura 46

Secciones AASHTO Normalizadas



Fuente: *Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado Arthur H. Nilson* Nota: Dimensiones en milímetros.

3.5.4.2. Factores de Distribución

3.5.4.2.1. Para Momentos

El factor de distribución de momentos para viga interna será el mayor de los factores correspondientes a un carril cargado y a dos carriles cargados. Para nuestro caso el mayor es el correspondiente a dos carriles cargados.

$$FD_{2C} = 0.075 + \left(\frac{S}{2,900}\right)^{0.6} + \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} + \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

$$FD_{2C} = 0.075 + \left(\frac{2,600}{2,900}\right)^{0.6} + \left(\frac{2,600}{30,000}\right)^{0.2} + \left(\frac{7.59E + 11}{30,000 * 180^3}\right)^{0.1} = 0.74$$

3.5.4.2.2. Para Cortante

Al igual que en momentos, el factor de distribución será el mayor entre el factor para un carril cargado y el de dos o más carriles cargados, para nuestro caso es el correspondiente a dos carriles cargados.

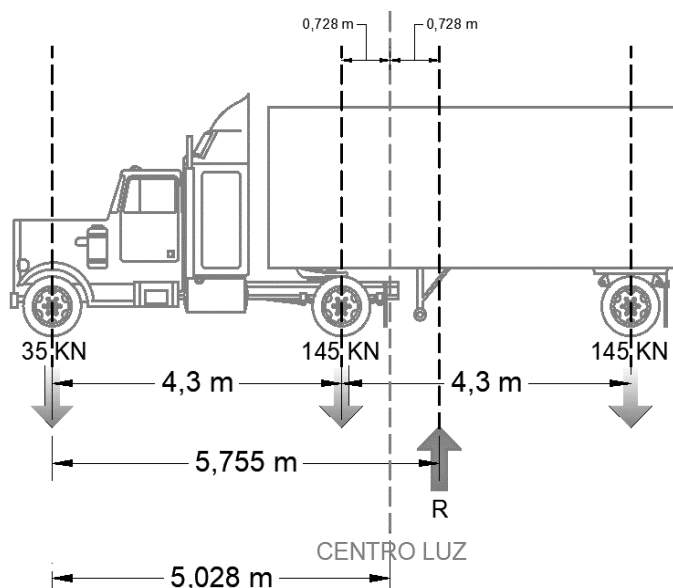
$$FDC_{2C} = 0.20 + \frac{S}{3,600} - \left(\frac{S}{10,700}\right)^{2.0} = 0.20 + \frac{2,600}{3,600} - \left(\frac{2,600}{10,700}\right)^{2.0} = 0.863$$

3.5.4.3. Ubicación del Camión de Diseño

Ubicar el camión de diseño implica ubicar la directriz entre la resultante y el eje más pesado exactamente en el centro luz del puente, con esto la mayor sollicitación se debería dar sobre el eje mas pasado y más cercado a la resultante (**Figura 47**).

Figura 47

Ubicación del Camión de Diseño



Fuente: Elaboración propia.

3.5.4.4. Cargas

3.5.4.4.1. Cargas Transitorias

3.5.4.4.1.1. Camión de Diseño

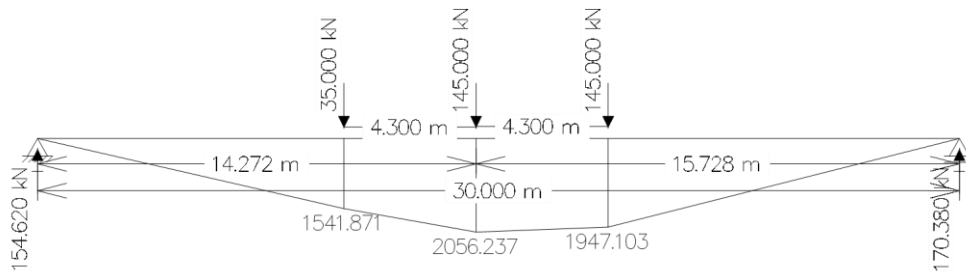
3.5.4.4.1.1.1. Momento

Para las cargas transitorias se aplicó el camión de diseño y el tándem de diseño, dando como mayor sollicitación la carga por camión de diseño (se puede revisar en el **Anexo C.3**), situación que es confirmada por la propia norma, que comenta que en puentes mayores a 10 metros de luz será la carga por camión de diseño la que dará mayores sollicitaciones.

Después de ubicar el camión de diseño como se especifica en el artículo anterior se tiene un momento en la viga interna de 2,056.237 kN*m/m (**Figura 48**).

Figura 48

Momento por Camión de Diseño en Viga Interna



Fuente: Elaboración propia.

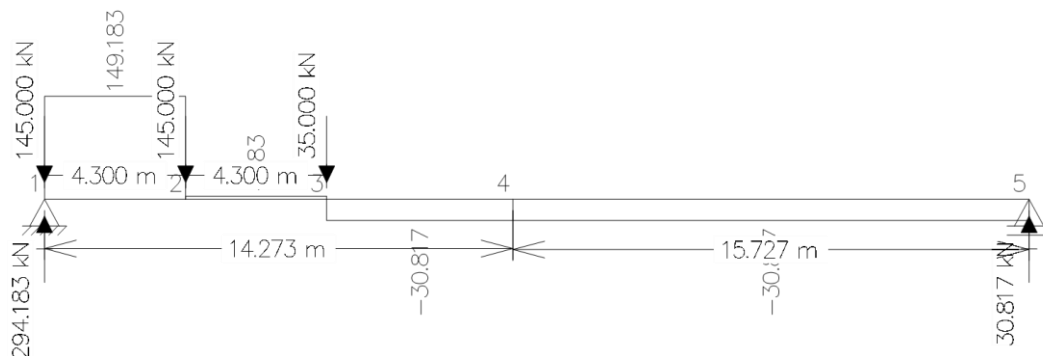
Se incrementa la carga por camión de diseño en un 33% según el incremento dinámico, obteniendo un momento de 2,734.795 KN*m/m. No se aplica factor de presencia múltiple. Por último, aplicando el factor de distribución de momento para viga interna quedamos con un momento de 1,938.620 KN*m/m, que finalmente será el momento por camión de diseño.

3.5.4.4.1.2. Cortante

Mientras que el mayor momento se da cerca del centro luz de la viga, la mayor cortante se da cerca de los apoyos de la viga, es decir en los estribos. Ubicando nuestro camión de diseño en la posición mencionada tenemos una cortante de 149.183 KN (**Figura 49**) que mayorada por el incremento por carga dinámica tenemos una cortante de 198.413 KN. Finalmente aplicamos el factor de presencia múltiple para cortante, que dando con una solicitación a cortante de 171.266KN.

Figura 49

Carga por Camión de Diseño para Cortante en Viga Interna



Fuente: Elaboración propia.

3.5.4.4.1.2. Carril de Diseño

En cuanto a la carga por carril de diseño, la misma es una carga que se aplica simultáneamente con el camión de diseño, y es una franja cargada de 9.600 KN/m

3.5.4.4.1.2.1. *Momento*

El momento por carril de diseño es de 1,077.456 KN*m el cual no es mayorado por factor de impacto según la norma, pero si es afectado por el factor de distribución de momentos para viga interna, quedando un momento de 797.319 KN*m.

3.5.4.4.1.2.2. *Cortante*

La cortante por carril de diseño es de 144.00 KN, que multiplicada por el factor de distribución de cortantes para viga interna queda en 124.298 KN.

3.5.4.4.2. *Cargas Permanentes*

Las cargas permanentes corresponden a la de peso propio del tablero, de la viga, de los diafragmas y de la superficie de rodadura. El momento por estas cargas se calcula donde se da el mayor momento por cargas transitorias (se puede consultar en el **Anexo C.3**).

3.5.4.5. *Solicitaciones*

3.5.4.5.1. *Por Momentos*

3.5.4.5.1.1. En Tiempo Inicial ($t=0$)

Para el caso del tiempo inicial, la única carga a tomar en cuenta para los cálculos es la carga por peso propio de la viga, pues en esta fase aún no ha entrado en servicio (**Tabla 35**).

Tabla 35

Momento para Viga Interna en Tiempo Inicial

T=Inicial					
Carga	Tipo	Momento (KN*m)	γ	Mom Fac (KN*m)	Mom Fac (T*m)
Viga	DC	1,685.850	1.000	1,685.850	171.850

Fuente: Elaboración propia.

3.5.4.5.1.2. En Tiempo Infinito ($t=\infty$)

En tiempo infinito la viga ya ha sido sometida a todas las cargas tanto permanentes como transitorias, las mismas corresponden a un estado límite de servicio (**Tabla 36**).

Tabla 36

Momento para Viga Interna en Tiempo Infinito

Carga	Tipo	T=Infinito			
		Momento (KN*m)	γ	Mom Fac (KN*m)	Mom Fac (T*m)
PesoPropio	DC	3,074.919	1.000	3,074.919	313.447
Sup.Rod	DW	128.397	1.000	128.397	13.088
Camión Dis.	Ca.Dis+IM	2,023.753	1.000	2,023.753	206.295
Carril Dis.	Carr Dis.	797.319	1.000	797.319	81.276
$\Sigma=$		6,024.388	$\Sigma=$	6,024.388	614.107

Fuente: Elaboración propia.

3.5.4.5.2. **Para Cortantes**

En cuanto a la cortante de diseño, la misma corresponde a todas las cargas posibles en estado límite de resistencia (**Tabla 37**).

Tabla 37

Cortante de Diseño Para Viga Interna

Carga	Tipo	Cortante (KN)	γ	γ -Cortante (KN)	γ -Cortante (T)
Tablero	DC	165.285	1.250	206.606	21.061
Viga	DC	241.348	1.250	301.685	30.753
Diafragma	DC	27.258	1.250	34.073	3.473
Sup.Rod	DW	17.160	1.500	25.740	2.624
Camión Dis.	LL+IM	171.266	1.750	299.716	30.552
Carril Dis.	LL	124.298	1.750	217.521	22.173
$\Sigma=$		746.615	$\Sigma=$	1,085.340	110.636

Fuente: Elaboración propia.

3.5.4.6. Fuerza de Tesado

3.5.4.6.1. Eficiencia del Tesado

Vamos a comenzar estimando la fuerza de tesado y después verificar la misma, para ello se deben estimar las pérdidas que se van a producir. En base a la experiencia se estima que las pérdidas de fuerza de tesado rondan el 20%, por tanto, la eficiencia de tesado será de 80%.

3.5.4.6.2. Resistencia del Hormigón al Momento de la Transferencia

Se debe también definir el día en que se planea tesar la viga, pues la resistencia del hormigón asumida para este día es clave para los cálculos necesarios y la viga no rompa al tesado.

Por lo general se asume una resistencia alcanzada de 70% asumiendo tesar el día 7 después de fraguado el hormigón, este valor es ideal para vigas prefabricadas, sin embargo, se buscó una manera de respaldar este valor usando una relación matemática planteada por el artículo ACI 209R-92 (1997) publicado por el ACI Commite 209.

$$(f'c)_t = f_{ci} = \frac{t}{24 + 0.85t} (f'c)_{28}$$

Asumiendo tesar el día 7 tenemos un $f_{ci}=24.623\text{MPa}$, que es el 70.35% del f_c de la viga, valor que se respalda con el valor de 70% que se asumen en muchos cálculos.

3.5.4.6.3. Esfuerzos Permisibles

3.5.4.6.3.1. Inmediatamente después de la transferencia ($t=0$)

Asumiendo que la resistencia del hormigón en $t=0$ es de 24.623 MPa, los esfuerzos admisibles en el hormigón para $t=0$ según la norma AASHTO son:

$$\text{En fibra a tracción} \quad f_{ti} = 0.25 * \sqrt{24.623 \text{ MPa}} = 1.241 \text{ MPa}$$

$$\text{En fibra a compresión} \quad f_{ci} = 0.60 * 24.623 \text{ MPa} = 14.774 \text{ MPa}$$

3.5.4.6.3.2. Después de Todas las Pérdidas ($t=\infty$)

Asumiendo que la resistencia del hormigón en $t=\infty$ es de 35.000 MPa, los esfuerzos admisibles en el hormigón para $t=\infty$ según la norma AASHTO son:

En fibra a tracción $f_{ts} = 0.50 * \sqrt{35.000 \text{ MPa}} = 2.958 \text{ MPa}$

En fibra a compresión $f_{cs} = 0.450 * 35.000 \text{ MPa} = 15.750 \text{ MPa}$

3.5.4.6.4. Conjunto Solución

3.5.4.6.4.1. En Tiempo Inicial ($T=0$)

Para fibra traccionada $P_o \leq \frac{f_{ti} + \frac{M_o * c_{10}}{I_o}}{\frac{e_o * c_{10}}{I_o} - \frac{1}{A_o}}; P_o \leq 7,068.802 \text{ KN}$

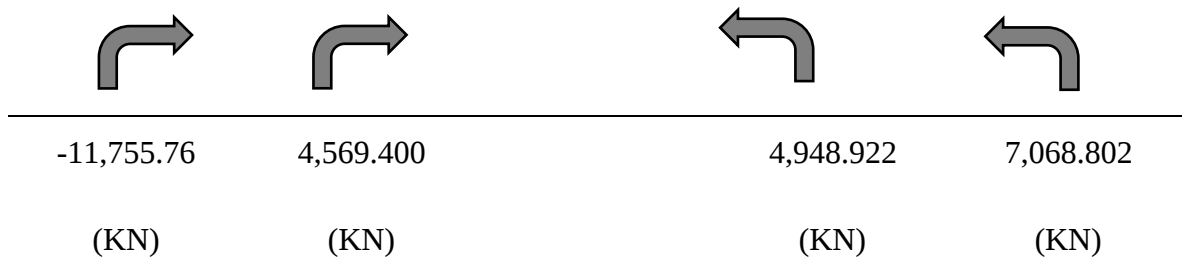
Para fibra comprimida $P_o \leq \frac{f_{ci} + \frac{M_o * c_{20}}{I_o}}{\frac{e_o * c_{20}}{I_o} - \frac{1}{A_o}}; P_o \leq 4,948.922 \text{ KN}$

3.5.4.6.4.2. En Tiempo Infinito ($T=\infty$)

Para fibra traccionada $P_o \geq \frac{-f_{cs} + \frac{M_T * C_{1\infty}}{I_\infty}}{n \left(\frac{e_\infty * C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{1}{A_\infty} \right)}; P_o \geq -11,755.76 \text{ KN}$

Para fibra comprimida $P_o \geq \frac{-f_{ts} + \frac{M_T * C_{2\infty}}{I_\infty}}{n \left(\frac{e_\infty * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{1}{A_\infty} \right)}; P_o \geq 4,569.400 \text{ KN}$

Por tanto, el conjunto solución será:



En base al conjunto solución definimos que la fuerza de tesado será de 4,708.228 KN. Esta fuerza de tesado se aplicará sobre 3 vainas de 12 torones cada una.

3.5.4.7. Pérdidas

Se deben analizar todas las pérdidas, es decir las instantáneas y diferidas y el resultado ser similar a las pérdidas asumidas en un comienzo.

$\% \Delta f_p F =$	3.646	%	Pérdida por fricción
$\% \Delta f_p A =$	1.888	%	Pérdida por acuanamiento
$\% \Delta f_p ES =$	2.658	%	Pérdida por acortamiento elástico del hormigón
$\% \Delta f_p CR =$	0.652	%	Pérdida por contracción del hormigón
$\% \Delta f_p SR =$	3.369	%	Pérdida por relajación del hormigón
$\% \Delta f_p R2 =$	1.938	%	Pérdida por relajación del acero
$\% \Sigma \Delta f_p =$	14.151	%	Pérdidas totales
Eficiencia=	85.849	%	Eficiencia real de tesado

3.5.4.8. Armadura Pasiva

3.5.4.8.1. Armadura Para Cortante

Después de analizar la resistencia a cortante del hormigón para elementos postensados, se observa que la viga se encuentra en el caso 3 de diseño, es decir, requiere armadura a cortante.

$$\text{Cortante de diseño} \quad V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{1,085.340 \text{ KN}}{0.750} - 908.477 \text{ KN} = 538.643 \text{ KN}$$

Asumiendo $\emptyset$ 10 mm cada 0.150 metros podemos calcular la armadura provista

*Resistencia
a cortante
por
armadura
provista*

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{S} = \frac{142.000 \text{ mm}^2 * 420 \text{ MPa} * 1,505 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} = 598.388 \text{ KN}$$

3.5.4.8.2. Armadura para Flexión

En base a los cálculos realizados se verifica que la armadura activa es suficiente para resistir el momento flector, sin embargo, se recomienda usar armadura mínima para este caso.

*Armadura
mínima a
flexión*

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} * A = \frac{14}{4,200.00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} * 3,223.00 \text{ cm}^2 = 10.743 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

La armadura mínima es de 1,074.333 mm²/m, la cual la cubrimos con 6 $\emptyset$ de 16mm.

3.5.4.8.3. Armadura de Protección del Ala

También la podemos calcular a partir de armadura mínima.

$$\begin{array}{l} \text{Armadura} \\ \text{mínima de} \\ \text{protección} \\ \text{del ala} \end{array} \quad A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} * A = \frac{14}{4,200.00 \frac{Kg}{cm^2}} * 3,108.00 cm^2 = 10.360 \frac{cm^2}{m}$$

La armadura mínima es de 1,036.000 mm²/m, la cual la cubrimos con 6 Ø de 16mm.

3.5.4.8.4. Armadura de Distribución Superficial de Cara Lateral

Según el artículo 5.7.3.4, en elementos de profundidad mayor a 900 mm (que es nuestro caso) se deberá distribuir uniformemente armadura superficial en ambas caras.

$$\begin{array}{l} \text{Armadura de} \\ \text{distribución} \\ \text{superficial} \end{array} \quad A_{sk} = 0.001(d_e - 760) = 0.001 * (1,505.00mm - 760) = 745 \frac{mm^2}{m}$$

La armadura requerida es de 745.000 mm²/m, la cual la cubrimos con Ø 12mm cada 0.15m.

3.5.4.8.5. Resumen de Armaduras Requeridas

Usar Ø de	10	cada	0.150	metros. Cortante
Usar	6	Ø de	16	mm. Flexión.
Usar	6	Ø de	16	mm. Protección ala.
Usar Ø de	12	cada	0.150	metros. Cara lateral
Usar Ø de	10	cada	0.300	metros. Protección alma

3.5.5. Apoyos

3.5.5.1. Zona de anclaje

Para la zona de anclaje la fuerza de estallido es de 1,053,874.286 N, que para un acero de 420 MPa requiere 16 barras de 16 mm.

3.5.5.2. Apoyos de Neopreno

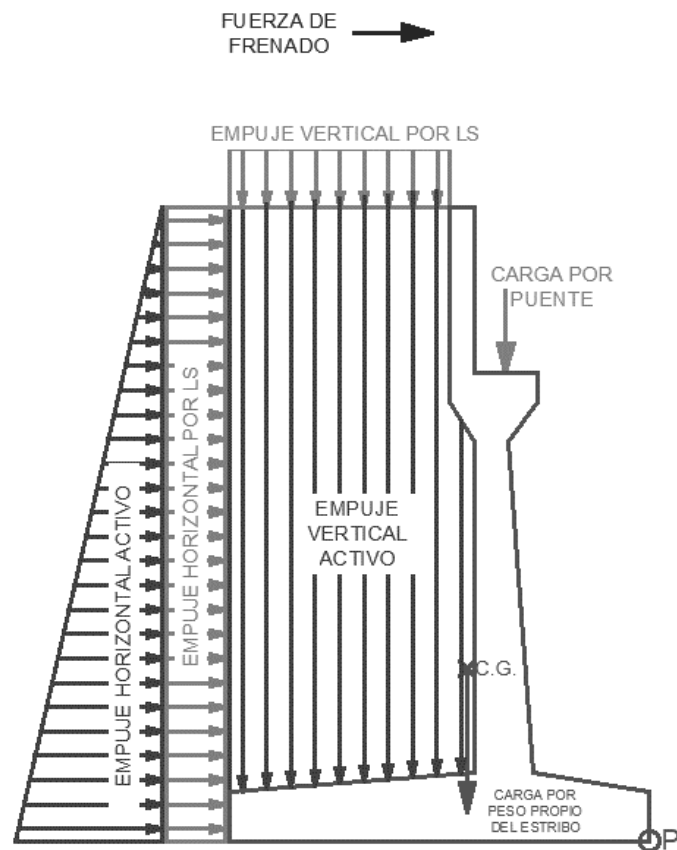
np=	3	m	Número de láminas de elastómero
e=	0.020	m	Lámina de elastómero de 20 mm
ns=	2	m	De láminas de acero de refuerzo
s=	0.002	m	Espesor/láminas de acero de refuerzo
et=	0.064	m	Espesor total del apoyo
a=	0.400	m	Lado paralelo al tránsito
b=	0.400	m	Lado transversal al tránsito

3.5.6.2. Cargas

Las cargas para el estribo de 6.50 metros de altura se detallan en la **Figura 51**. En cuanto a un resumen de las cargas consideramos; un suelo de relleno de 18 KN/m^3 de densidad y de 30° como ángulo de fricción, la carga de frenado exigida por la norma y la carga por superestructura, a partir de estas cargas determinamos las solicitaciones sobre el estribo.

Figura 51

Cargas de Diseño para Estribo de $H=6.50\text{m}$



Fuente: Elaboración propia.

3.5.6.3. Estabilidad

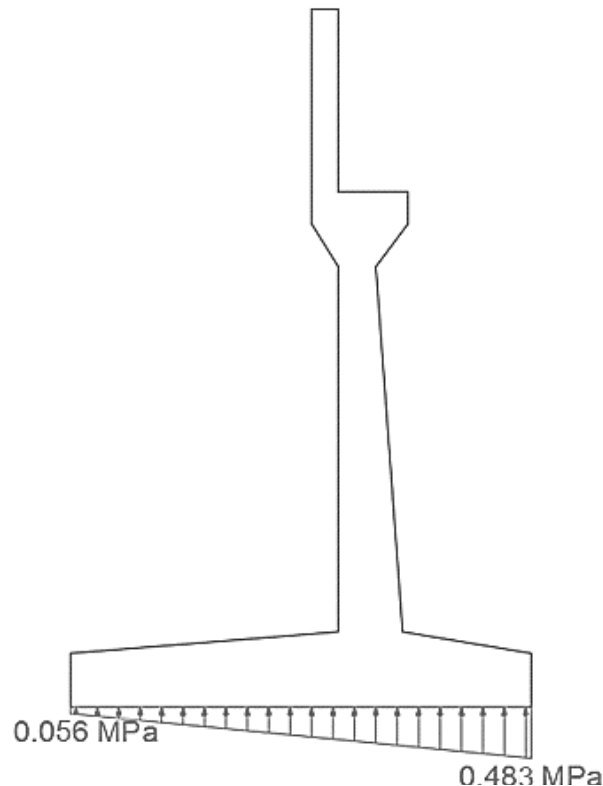
La estabilidad se calcula respecto del punto “p” (**Figura 51**) para dos situaciones; la primera considerando el estribo soportando el puente y la segunda considerando el estribo solo (sin cargas por puente). El análisis de estabilidad se hace para volcamiento, hundimiento y deslizamiento. En el **Anexo C.4** se puede verificar que se cumple con la estabilidad.

3.5.6.4. Reacción del Suelo

A cada acción se genera una reacción igual en magnitud y opuesta en sentido, por tanto, el suelo también presentara reacciones que se convertirán en cargas para la zapata del estribo. Estas reacciones son importantes porque será a partir de ellas que se harán los cálculos para armadura en punta y talón, (**Figura 52**).

Figura 52

Reacción del Suelo Para Diseño de Punta en el Estribo de $H=6.50\text{m}$



Fuente: Elaboración propia.

3.5.6.5. Cálculo de Armadura

3.5.6.5.1. Diseño de Pantalla

3.5.6.5.1.1. Refuerzo a Flexión

Después de calcular y mayorar las cargas de la **Figura 53** obtenemos el momento de diseño que es de $472.197 \text{ KN}\cdot\text{m/m}$, asumiendo una altura de bloque de compresión de 0.0348 m y un canto útil de 0.650 m podemos calcular la armadura requerida.

$$A_{s_{req}} = 0.85 * \frac{28MPa}{420MPa} * 1.00m * 0.0348m = 0.00224 \frac{m^2}{m} = 2,244.286 \frac{mm^2}{m}$$

Para cumplir con la armadura requerida usamos Ø 20 mm cada 0.14 metros obteniendo un momento reducido de 526.138 KN*m/m, que es mayor que el momento de diseño y el momento mínimo. Se verifico además que se cumple con el estado límite de servicio.

3.5.6.5.1.2. Refuerzo a Cortante

En base al artículo 5.8.3.3 se verificó que el elemento no requiere armadura a corte.

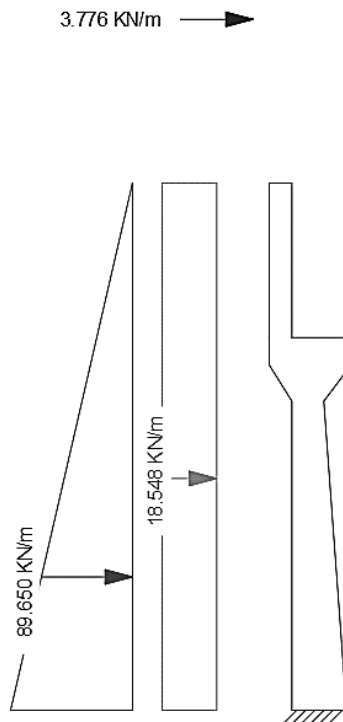
3.5.6.5.1.3. Por Retracción y Temperatura

$$A_{s_{temp}} = \frac{7500 * B * H}{2 * (B + H) * f_y} = \frac{7500 * 0.550 m * 5.700 m}{2 * (0.550 m + 5.700 m) * 420MPa} = 485.491 \frac{mm^2}{m}$$

El acero mínimo para retracción y temperatura es de 485.491 mm²/m la cual se satisface con Ø 10 mm cada 0.14 metros, que da una armadura de 507.143 mm²/m.

Figura 53

Cargas para Diseño de Pantalla en Estribo de H=6.50m



Fuente: Elaboración propia.

3.5.6.5.2. Diseño de Punta

3.5.6.5.2.1. Refuerzo a Flexión

Analizando la reacción del suelo de la **Figura 54** obtenemos el momento de diseño que es de 316.608 KN*m/m, asumiendo una altura del bloque de compresión de 0.0200 m y un canto útil de 0.750 m podemos calcular la armadura requerida.

$$A_{sreq} = 0.85 * \frac{28MPa}{420MPa} * 1.00m * 0.0200m = 0.00113 \frac{m^2}{m} = 1,131.854 \frac{mm^2}{m}$$

Para cumplir con la armadura requerida usamos Ø 16mm cada 0.14 metros con lo cual obtenemos un momento reducido de 396.001 KN*m/m, que es mayor que el momento de diseño y el momento mínimo.

3.5.6.5.2.2. Refuerzo a Cortante

En base al artículo 5.8.3.3 se verificó que el elemento no requiere armadura a corte.

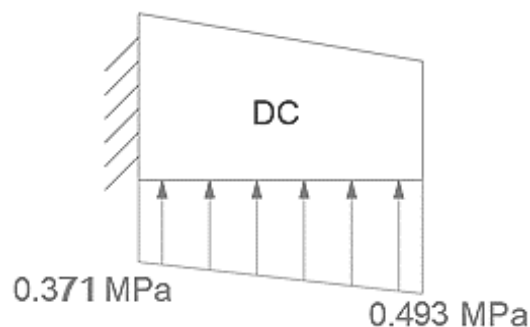
3.5.6.5.2.3. Por Retracción y Temperatura

$$A_{stemp} = \frac{7500 * B * H}{2 * (B + H) * f_y} = \frac{7500 * 4.300 m * 0.650 m}{2 * (4.300 m + 0.650 m) * 420MPa} = 504.149 \frac{mm^2}{m}$$

El acero mínimo para retracción y temperatura es de 504.149 mm²/m la cual se cubre con Ø 10mm cada 0.140 metros, que da una armadura de 507.143 mm²/m.

Figura 54

Solicitaciones Para Diseño de Punta en Estribo de H=6.50m



Fuente: Elaboración propia.

3.5.6.5.3. Diseño de Talón

3.5.6.5.3.1. Refuerzo a Flexión

Analizando las cargas superiores (**Figura 55**) y asumiendo el elemento como una viga en voladizo obtenemos un momento de diseño de 352.425 KN*m/m, asumiendo una altura del bloque de compresión de 0.0223 m y un canto útil de 0.750 m podemos calcular la armadura requerida.

$$A_{sreq} = 0.85 * \frac{28MPa}{420MPa} * 1.00m * 0.0223m = 0.00126 \frac{m^2}{m} = 1,261.854 \frac{mm^2}{m}$$

Para cumplir con la armadura requerida usamos Ø 20mm cada 0.14 metros con lo cual obtenemos un momento reducido de 610.972 KN*m/m, que es mayor que el momento de diseño y el momento mínimo.

3.5.6.5.3.2. Refuerzo a Cortante

En base al artículo 5.8.3.3 se verificó que el elemento no requiere armadura a corte.

3.5.6.5.3.3. Por Retracción y Temperatura

$$A_{stemp} = \frac{7500 * B * H}{2 * (B + H) * f_y} = \frac{7500 * 4.300 m * 0.650 m}{2 * (4.300 m + 0.650 m) * 420MPa} = 504.149 \frac{mm^2}{m}$$

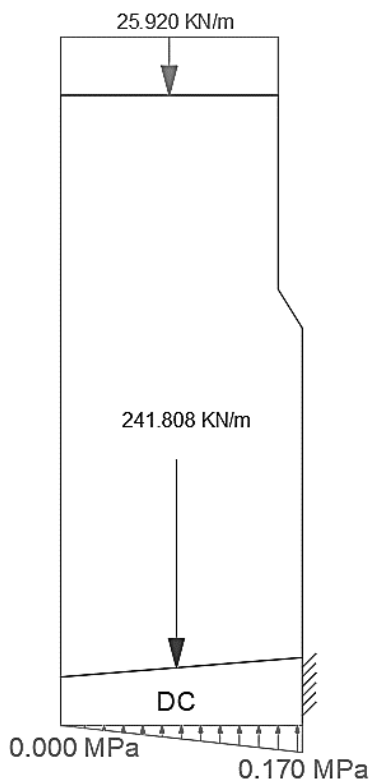
El acero mínimo para retracción y temperatura es de 504.149 mm²/m la cual se satisface con Ø 10mm cada 0.14 metros, que da una armadura de 507.143 mm²/m.

3.5.7. Aleros

El cálculo de los aleros es el mismo que para los estribos, con la única diferencia en que se verifica la estabilidad solo para el caso 2, es decir con las cargas del estribo sin tomar en cuenta el peso del puente. Los cálculos completos de ambos estribos se los puede consultar en el **Anexo C.4** o **Anexo C.5** según corresponda el estribo a consultar. No los presentamos en este capítulo por respetar el número límite de páginas permitido por nuestro reglamento.

Figura 55

Cargas Para Diseño de Talón en Estribo de $H=6.50m$



Fuente: Elaboración propia.

3.6. Cálculos Métricos

El detalle completo de los cálculos métricos realizados para el proyecto se puede consultar a detalle en el **Anexo E**.

3.7. Presupuesto y Plazos de Ejecución

Se estima que el puente tendría un costo de 2,487,682.54 Bs (Dos millones cuatrocientos ochenta y siete mil seiscientos ochenta y dos bolivianos con cincuenta y cuatro centavos de boliviano).

En cuanto al plazo de ejecución, el mismo se estima en un total de 325 días calendario. El detalle completo del presupuesto y tiempo de ejecución se puede consultar a detalle en el **Anexo F**, y un resumen de las planillas de fierro requeridos para la estructura se presentan en el **Anexo I**.

CAPÍTULO 4.

APORTE ACADÉMICO

CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS

4.1. Introducción

En países de primer mundo es requisito el estudio de los macizos rocosos cuando son parte de alguna obra civil, ya sea cuando los macizos rocosos son la estructura (túneles, etc.), o cuando los macizos vayan a sostener las estructuras (macizo como suelo de fundación).

En Bolivia el estudio de los macizos rocosos se exige sobre todo en el campo de la minería, ya que es fundamental conocer sus propiedades antes de excavar los túneles que permitan la extracción de los minerales. Pero por lo general se dejan de lado los casos en los que el macizo rocoso sea el suelo de fundación.

En cuanto a Tarija, durante el desarrollo de este proyecto se observó que es poco común exigir algún estudio de macizos rocosos sea cual sea el caso. Y aunque Tarija no es un departamento minero, existen muchos casos en los que los macizos rocosos son los suelos de fundación (presas, puentes, etc.) en los que se debería exigir su estudio.

La principal causa de esta falencia es el desconocimiento de métodos de evaluación de los macizos rocosos, pues al considerar la alta resistencia a compresión de las rocas como único parámetro relevante, se dejan de lado otras propiedades iguales o aún más importantes, como el grado de fracturación, sentido de las discontinuidades, presencia de agua, etc.

De continuar con este problema, seguiremos asumiendo los macizos rocosos como seguros y estables, pero sin presentar respaldos técnicos de esta afirmación, o peor aún, llegar a construir una estructura sobre algún macizo rocoso no apto para resistir la misma.

Para resolver este problema se propone como opción de estudio, la clasificación de los macizos rocosos por el método RMR de Bieniawski, ya que es un estudio económico y sencillo que analiza todas las propiedades de los macizos rocosos, permitiendo evaluar su calidad desde el punto de vista de la ingeniería civil. De esta manera se tendrán respaldos técnicos para describir un macizo rocoso como buen suelo de fundación, o recomendar estudios más profundos si se considera lo contrario.

4.2. Objetivo

4.2.1. General

- Clasificar el macizo rocoso correspondiente a la zona de fundación mediante el método de clasificación de macizos rocosos RMR de Bieniawski.

4.2.2. Específicos

- Recopilar datos en campo que nos permitan la clasificación del macizo rocoso en cuestión mediante el método RMR.
- Interpretar cuantitativamente la calidad geotécnica del macizo rocoso para su uso como suelo de fundación del puente.

4.3. Lineamientos Teóricos

4.3.1. Definición

4.3.1.1. Matriz Rocosa

Matriz rocosa es el material rocoso exento de discontinuidades, o los bloques de “roca intacta” que quedan entre ellas.

4.3.1.2. Discontinuidad

Una discontinuidad es cualquier plano de origen mecánico o sedimentario que independiza o separa los bloques de matriz rocosa en un macizo rocoso.

4.3.1.3. Macizo Rcoso

Macizo rocoso es el conjunto de los bloques de matriz rocosa y de las discontinuidades de diverso tipo que afectan el medio rocoso.

4.3.2. Clasificación RMR

Desarrollada por Bienawski en 1973, con actualizaciones en 1979 y 1989, constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetros geotécnicos del macizo, todo esto de manera económica, rápida y sencilla. Esta clasificación tiene en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos:

- Resistencia uniaxial de la matriz rocosa.
- Grado de fracturación en términos del RQD.
- Espaciado de las discontinuidades.
- Condiciones de las discontinuidades.
- Condiciones hidrogeológicas.
- Orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación.

La incidencia de estos parámetros en el comportamiento geomecánico de un macizo se expresa por medio del **índice de calidad RMR (rock mass rating)** que varía entre 0 y 100. Así un macizo rocoso clasificado como Muy Bueno (Clase 1), será un macizo rocoso duro y poco fracturado, sin filtraciones importantes y poco meteorizado, presentando muy pocos problemas de estabilidad y resistencia. Se puede deducir que tendrá una capacidad portante alta, permitirá la excavación de taludes con altas pendientes y no precisará medidas de estabilización y refuerzo externos.

El cálculo del índice RMR permite estimar los **parámetros de resistencia o deformabilidad** del macizo (a partir de correlaciones empíricas), y establecer su posible comportamiento frente a excavaciones. El resumen de todos los datos tomados en campo, además de los cálculos para la clasificación RMR se pueden consultar en el **ANEXO D**, de este documento.

4.3.2.1. Resistencia

Conociendo la resistencia a la compresión de la matriz rocosa se le asigna una puntuación de clasificación RMR en base a la **Tabla 38**. La resistencia de la matriz rocosa puede ser estimada en el afloramiento mediante índices de campo o a partir de correlaciones con datos proporcionados ensayos sobre la matriz rocosa.

Tabla 38

Puntuación de Resistencia para Clasificación RMR

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)		
		Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	< 1
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0

Fuente: (Luis L. Gonzáles de Vallejo, 2002)

4.3.2.1.1. Resistencia a Compresión Simple

La resistencia a compresión simple o resistencia uniaxial es el máximo esfuerzo que soporta la roca sometida a compresión uniaxial determinada sobre una probeta cilíndrica sin confinar en el laboratorio, y viene dada por la ecuación (36).

$$\sigma_o = \frac{F_c}{A} = \frac{\text{Fuerza compresiva aplicable}}{\text{Área de aplicación}} \quad (36)$$

4.3.2.1.2. Índices de Campo

Los índices de campo permiten una aproximación a la resistencia de la roca cuyos criterios de identificación dependen de algunas observaciones que aparecen descritas en la **Tabla 39**.

Tabla 39

Estimación Aproximada de Resistencia a Compresión Simple de Suelos y Rocas a Partir de Índices de Campo

Clase	Descripción	Identificación de campo	Aproximación al rango de resistencia a compresión simple (MPa)
S_1	Arcilla muy blanda	El puño penetra fácilmente varios cm.	< 0,025
S_2	Arcilla débil	El dedo penetra fácilmente varios cm.	0,025-0,05
S_3	Arcilla firme	Se necesita una pequeña presión para hincar el dedo.	0,05-0,1
S_4	Arcilla rígida	Se necesita una fuerte presión para hincar el dedo.	0,1-0,25
S_5	Arcilla muy rígida	Con cierta presión puede marcarse con la uña.	0,25-0,5
S_6	Arcilla dura	Se marca con dificultad al presionar con la uña.	> 0,5
R_0	Roca extremadamente blanda	Se puede marcar con la uña.	0,25-1,0
R_1	Roca muy blanda	La roca se desmenuza al golpear con la punta del martillo. Con una navaja se talla fácilmente.	1,0-5,0
R_2	Roca blanda	Se talla con dificultad con una navaja. Al golpear con la punta del martillo se producen pequeñas marcas.	5,0-25
R_3	Roca moderadamente dura	No puede tallarse con la navaja. Puede fracturarse con un golpe fuerte del martillo.	25-50
R_4	Roca dura	Se requiere más de un golpe con el martillo para fracturarla.	50-100
R_5	Roca muy dura	Se requieren muchos golpes con el martillo para fracturarla.	100-250
R_6	Roca extremadamente dura	Al golpearlo con el martillo sólo saltan esquirlas.	> 250

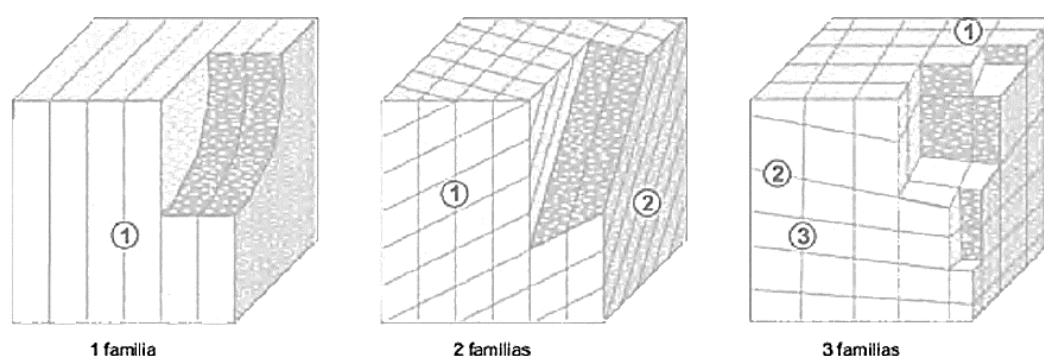
Fuente: (Luis L. Gonzáles de Vallejo, 2002)

4.3.2.2. Grado de Fracturación en Términos de RQD

El tamaño de los bloques que forman el macizo rocoso condiciona de forma definitiva su comportamiento, sus propiedades resistentes y deformaciones. La dimensión y la forma de los bloques están definidos por; el número de familias de discontinuidades, su orientación, su espaciado y su continuidad (**Figura 56**). Conociendo el grado de fracturación RQD, se le asigna una puntuación para su clasificación RMR, a partir de la **Tabla 40**.

Figura 56

Ejemplo de Familias en Bloques



Fuente: (Luis L. Gonzáles de Vallejo, 2002)

Tabla 40

Puntuación en Base al Parámetro RQD

2	RQD	90 %-100 %	75 %-90 %	50 %-75 %	25 %-50 %	< 25 %
	Puntuación	20	17	13	6	3

Fuente: (Luis L. Gonzáles de Vallejo, 2002)

La descripción del tamaño del bloque o índice RQD se puede realizar por 3 métodos:

- Testificación geotécnica.
- Análisis de un bloque volumétrico de macizo rocoso.
- Análisis lineal de discontinuidades.

4.3.2.2.1. Testificación Geotécnica

La testificación geotécnica consiste en la descripción geológico - geotécnica de los testigos y muestras obtenidas en los sondeos, así como de los datos de la perforación. Esta tarea debe

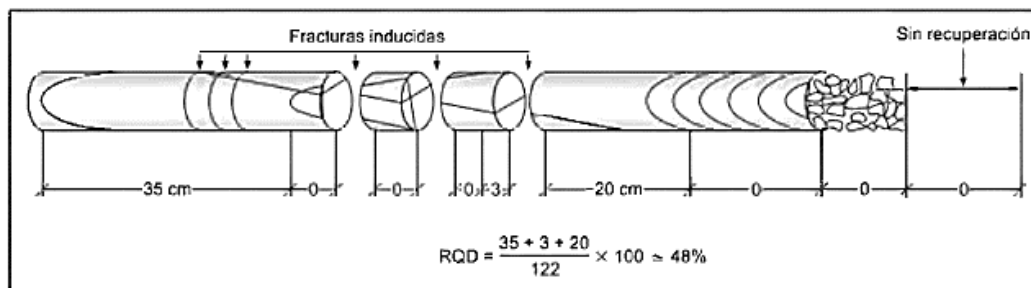
llevarse a cabo por un especialista en ingeniería geológica que controle el proceso de perforación y estudie detalladamente los testigos obtenidos en los sondeos.

La testificación geológico - geotécnica consiste en el registro y descripción de los testigos obtenidos de la perforación en sondeos mecánicos (**Figura 57**). Los testigos deben colocarse y conservarse en cajas de madera o cartón parafinado, etiquetadas, señalándose en tablillas las cotas en las que se produce un cambio litológico o aparece alguna estructura de importancia (falla, fractura, hueco, etc.) los espacios vacíos correspondientes a las muestras extraídas deben acortarse e indicar sus características (muestras inalteradas, testigo parafinado, SPT, etc.) El índice RQD representa la relación entra la suma de longitudes de los fragmentos de testigo mayores a 10 cm y la longitud total del tramo como en la ecuación (37). En función al RQD podemos describir la roca en base a la **Figura 57** y la **Tabla 41**.

$$RQD = \frac{\sum \text{Longitud de los trozos de testigo} > 10 \text{ cm}}{\text{Longitud total}} * 100 \quad (37)$$

Figura 57

Ejemplo de Estratificación de una Roca



Fuente: (Luis L. Gonzáles de Vallejo, 2002)

Tabla 41

Clasificación de Rocas por RQD

RQD %	Calidad
< 25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Media
75-90	Buena
90-100	Muy buena

Fuente: (Luis L. Gonzáles de Vallejo, 2002)

4.3.2.2.2. Análisis de un Bloque Volumétrico de Macizo Rocoso

Mediante el parámetro J_v , que representa el número total de discontinuidades que interceptan una unidad de volumen ($1m^3$) del macizo rocoso. Ante la dificultad de observar tridimensionalmente un flotamiento, el valor de J_v se suele determinar contando las discontinuidades de cada familia que interceptan una longitud determinada **ecuación (38)**, midiendo perpendicularmente a la dirección de cada una de las familias (o en su defecto realizando la corrección necesaria con respecto a la dirección aparente de medida).

$$J_v = \frac{\Sigma n^\circ \text{ de discntinuidades}}{\text{Longitud de medida}} \quad (38)$$

Por ejemplo, para un macizo con tres familias de discontinuidades (J_1 , J_2 y J_3) se calcula a partir de la **ecuación (39)**.

$$J_v = \left(n^\circ \frac{J_1}{L_1} \right) + \left(n^\circ \frac{J_2}{L_2} \right) + \left(n^\circ \frac{J_3}{L_3} \right) \quad (39)$$

Finalmente calculamos el índice RQD a partir de correlaciones empíricas como la de Palmstrom 1975 (ISRM, 1982), ecuaciones **(40)** y **(41)**.

$$\text{Para } J_v > 4.50 \quad RQD = 115 - 3.30J_v \quad (40)$$

$$\text{Para } J_v \leq 4.50 \quad RQD=100 \quad (41)$$

4.3.2.2.3. Análisis Lineal de Discontinuidades

De forma más rápida (aunque menos exacta) también puede estimarse el valor de J_v contando el número total de discontinuidades que interceptan una longitud L en cualquier dirección de interés (cortando el mayor número posible de planos), correspondiendo este valor a la frecuencia de discontinuidades λ de la ecuación **(42)** o **(43)**.

$$\lambda = \frac{\text{número de discontinuidades}}{L(m)} \quad (42)$$

$$\lambda = \frac{1}{\text{Espaciado medio de discontinuidades (m)}} \quad (43)$$

Se puede estimar el índice RQD a partir de la frecuencia de discontinuidades (λ), mediante la **ecuación (44)** que proporciona el valor teórico mínimo del RQD, donde λ es la inversa del espaciado medio de las discontinuidades.

$$RQD \approx 100 \exp^{-0.1\lambda}(0.1\lambda + 1) \quad (44)$$

4.3.2.3. Espaciado de Discontinuidades

El espaciado se define como la distancia entre dos planos de discontinuidades de una misma familia, medida en la dirección perpendicular entre dichos planos, normalmente este valor se refiere al espaciado medio o modal de los valores medidos para las discontinuidades de una misma familia (**Figura 58**).

El espaciado entre los planos de discontinuidades condiciona el tamaño de los bloques de matriz rocosa y, por tanto, define el papel que esta tendrá en el comportamiento mecánico del macizo rocoso, y su importancia con respecto a la influencia de las discontinuidades.

En macizos rocosos con espaciados grandes (de varios metros) en los procesos de deformación y rotura prevalecerán las propiedades de la matriz rocosa o de los planos de discontinuidad según la escala de trabajo considerada y la situación de la obra de ingeniería con respecto a las discontinuidades; si los espaciados son menores (de varios decímetros a 1 o 2 metros), el comportamiento del macizo lo determinara los planos debilidad; por último, si el espaciado es muy pequeño el macizo estará muy fracturado y presentara un comportamiento isótropo, controlado por las propiedades del conjunto de bloques más o menos uniformes. La puntuación en base a la separación de diaclasas se da por la **Tabla 42**.

Tabla 42

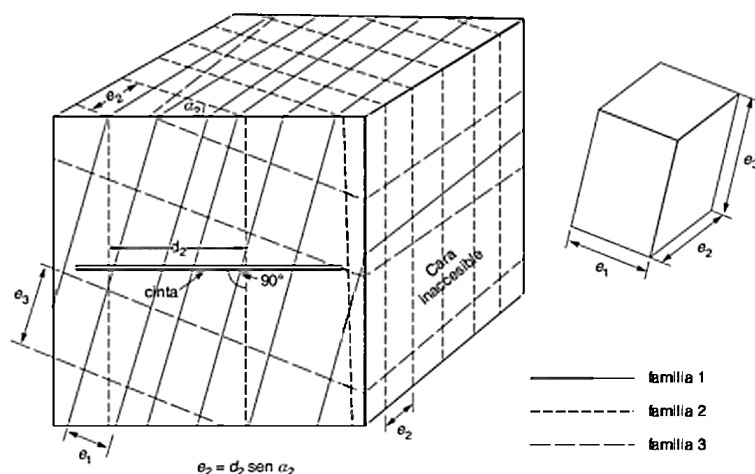
Puntuación en Base a Separación Entre Diaclasas para Clasificación RMR

3	Separación entre diaclasas	> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m
	Puntuación	20	15	10	8	5

Fuente: (Luis L. Gonzáles de Vallejo, 2002)

Figura 58

Ejemplo de Espaciado entre Discontinuidades.



Fuente: (Luis L. Gonzáles de Vallejo, 2002)

4.3.2.4. Condiciones de las Discontinuidades

4.3.2.4.1. Longitud de la Continuidad

La continuidad o persistencia de un plano de discontinuidad es su extensión superficial medida por la longitud según la dirección del plano y según su buzamiento, es un parámetro de gran importancia, pero de difícil cuantificación a partir de la observación de afloramientos, en los que normalmente se ven las trazas de los planos de discontinuidad según un buzamiento aparente. Conociendo la longitud de la discontinuidad la puntuamos (**Tabla 43**).

Tabla 43

Calificación en Base a la Longitud de Discontinuidad para Clasificación RMR

Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m
Puntuación	6	4	2	1	0

Fuente: (Luis L. Gonzáles de Vallejo, 2002)

La medida de la discontinuidad se toma con una cinta métrica. Si el afloramiento permite la observación tridimensional de los planos de discontinuidad, deberán medirse las longitudes a lo largo de la dirección del buzamiento. Las discontinuidades pueden o no terminar contra otra discontinuidad, debiendo indicarse en la descripción. Es importante destacar las familias más continuas, ya que serán éstas las que condicionen los planos de rotura del macizo rocoso.

Por lo general, las discontinuidades singulares como las fallas y los diques suelen ser muy continuas y representan los mayores planos de debilidad en el macizo rocoso, por lo que, deben ser caracterizadas y descritas con especial atención en base a la **Tabla 44**.

Tabla 44

Descripción de Discontinuidad Según Longitud de la Misma

Continuidad	Longitud
Muy baja continuidad	< 1 m
Baja continuidad	1-3 m
Continuidad media	3-10 m
Alta continuidad	10-20 m
Muy alta continuidad	> 20 m

Fuente: (Luis L. Gonzáles de Vallejo, 2002)

4.3.2.4.2. Abertura

La abertura es la distancia perpendicular que separa las paredes de la discontinuidad cuando no existe relleno, este parámetro puede ser muy variable en diferentes zonas de un mismo macizo rocoso, mientras que en superficie la abertura puede ser alta, ésta se reduce con la profundidad pudiendo llegar a cerrarse. La influencia de la abertura en la resistencia al corte de la discontinuidad es importante incluso en discontinuidades muy cerradas, al modificar las tensiones efectivas que actúan sobre las paredes.

Los procesos de desplazamiento en la discontinuidad o de disolución pueden dar lugar a aberturas importantes. Su medida se realiza directamente con una regla graduada en milímetros, cuando la separación es muy pequeña se puede emplear un calibre que se introduce en la abertura. Debe indicarse si la abertura de una discontinuidad presenta variaciones realizándose medidas a lo largo de al menos 3 metros. La descripción se realiza según la terminología de la **Tabla 45**, las medidas han de realizarse para cada familia de discontinuidades, adoptando los valores medios más representativos de cada una de ellas, conociendo la abertura se le asigna una puntuación en base a la **Tabla 46**.

Tabla 45*Descripción Según la Abertura*

Abertura	Descripción
< 0,1 mm	Muy cerrada
0,1-0,25 mm	Cerrada
0,25-0,5 mm	Parcialmente abierta
0,5-2,5 mm	Abierta
2,5-10 mm	Moderadamente ancha
> 10 mm	Ancha
1-10 cm	Muy ancha
10-100 cm	Extremadamente ancha
> 1 m	Cavernosa

Fuente: (Luis L. Gonzáles de Vallejo, 2002)**Tabla 46***Clasificación en Base a la Abertura para Clasificación RMR*

3	Separación entre diaclasas	> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m
	Puntuación	20	15	10	8	5

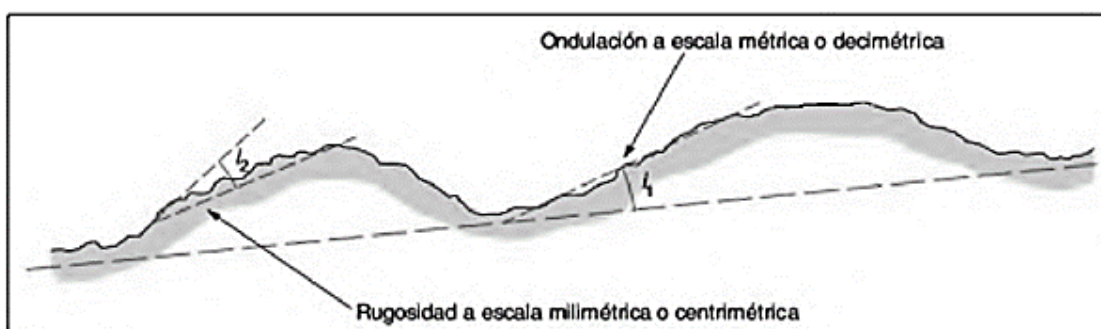
Fuente: (Luis L. Gonzáles de Vallejo, 2002)**4.3.2.4.3. Rugosidad**

La descripción y medida de la rugosidad tiene como principal finalidad la evaluación de la resistencia al corte de los planos (τ), que para discontinuidades sin cohesión puede ser estimada a partir de datos de campo y de expresiones empíricas. La rugosidad aumenta la resistencia al corte que decrece con el aumento de la abertura y con el espesor de relleno.

El termino rugosidad se emplea en sentido amplio para hacer referencia tanto a la **ondulación** de las superficies de discontinuidad, como a las irregularidades o **rugosidades** a pequeña escala de los planos. La descripción de la rugosidad requiere, pues, dos escalas de observación (**Figura 59**).

Figura 59

Ondulación y Rugosidad en la Superficie de una Discontinuidad.



Fuente: (Luis L. Gonzáles de Vallejo, 2002)

- Escala disimétrica y métrica para la ondulación de las superficies; superficies planas, onduladas o escalonadas.
- Escala milimétrica y centimetrada para la rugosidad o irregularidad: superficies pulidas, lisas o rugosas.

La rugosidad puede ser medida en campo bajo varios métodos dependiendo de la exactitud requerida, de la escala de medida o de la accesibilidad al afloramiento, incluyendo desde estimaciones cualitativas hasta medidas cuantitativas. El método más sencillo y rápido es la comparación visual de la discontinuidad con perfiles estándar de rugosidad (**Figura 60**), determinando el tipo de rugosidad se le asigna una puntuación en base a la **Tabla 47**.

Tabla 47

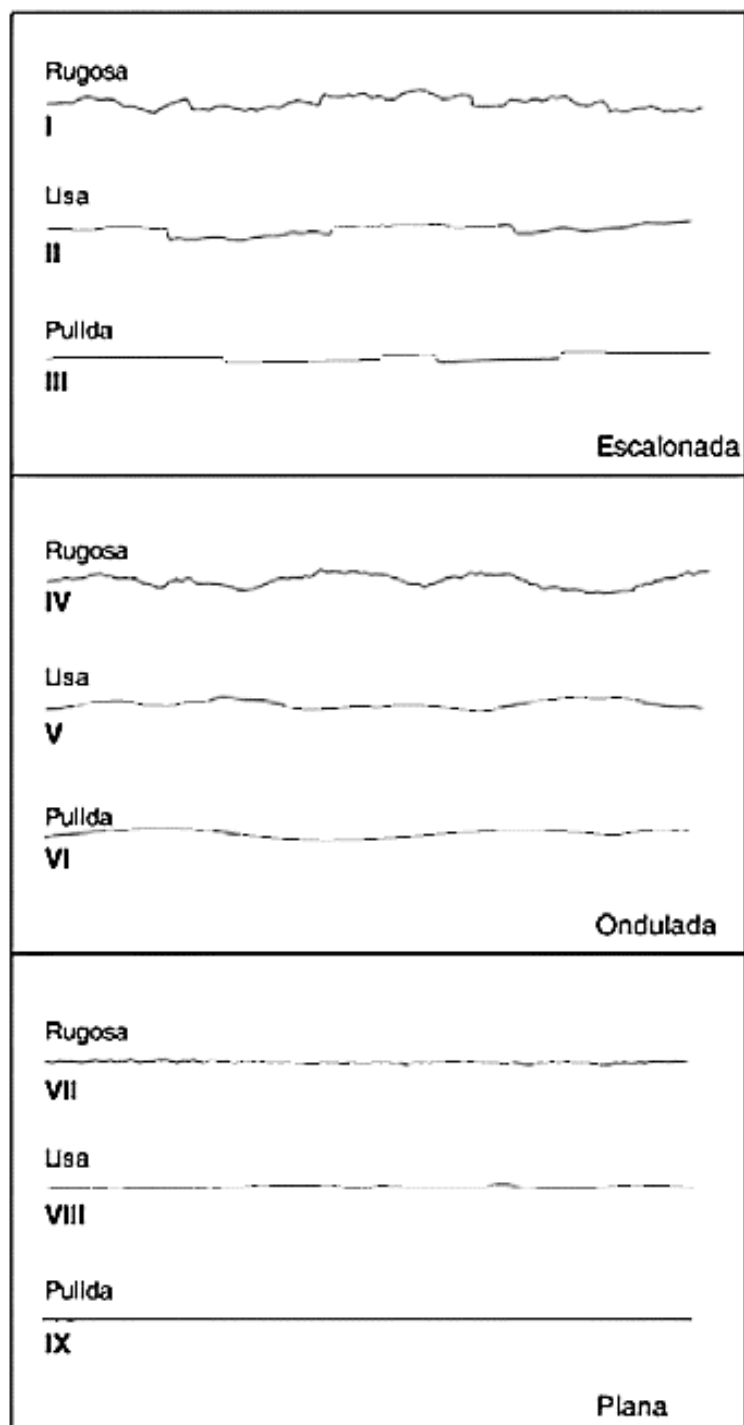
Puntuación en Base a la Rugosidad para Clasificación RMR

Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave
Puntuación	6	5	3	1	0

Fuente: (Luis L. Gonzáles de Vallejo, 2002)

Figura 60

Perfiles de Rugosidad



Nota: La longitud de los perfiles está en el rango entre 1 10 metros. Fuente: (Luis L. Gonzáles de Vallejo, 2002)

4.3.2.4.4. Relleno

Las discontinuidades pueden aparecer rellenas de un material de naturaleza distinta al de las propias paredes. En función a las propiedades del relleno puntuamos en base a la **Tabla 48**.

Tabla 48

Puntuación en Base a Relleno para Clasificación RMR

Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm
Puntuación	6	4	2	2	0

Fuente: (Luis L. Gonzáles de Vallejo, 2002)

La presencia de relleno gobierna el comportamiento de la discontinuidad, por lo que deben ser reconocidos o descritos todos los aspectos referentes a sus propiedades y estado. Debe tenerse en cuenta que, si se trata de materiales blandos o alterados, estos pueden sufrir variaciones importantes en sus propiedades resistentes a corto plazo si cambia su contenido de humedad o si tiene lugar un movimiento a lo largo de las juntas.

Las características principales del relleno que deben describirse en el afloramiento son: su naturaleza, espesor o anchura, resistencia al corte y permeabilidad (los dos últimos parámetros de forma indirecta o cualitativa):

- La anchura se mide directamente con una regla graduada en mm.
- La descripción del relleno incluye la identificación del material, descripción mineralógica y tamaño de grano.
- Debe indicarse el grado de humedad, y estimarse cualitativamente la permeabilidad del material de relleno.
- En caso de poder reconocerlo, se indicará si ha existido desplazamiento por corte a favor del relleno, en cuyo caso sus propiedades y estructura mineralógica habrán sufrido cambios con respecto al estado inicial.

4.3.2.4.5. Alteración

La evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso se realiza por observación directa del afloramiento y comparación con los índices estándares recogidos de la **Tabla 49**.

Tabla 49*Evaluación del Grado de Meteorización del Macizo Rocoso*

Grado de meteorización	Tipo	Descripción
I	Fresco	No aparecen signos de meteorización.
II	Ligeramente meteorizado	La decoloración indica alteración del material rocoso y de las superficies de discontinuidad. Todo el conjunto rocoso está decolorado por meteorización.
III	Moderadamente meteorizado	Menos de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados.
IV	Altamente meteorizado	Más de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados.
V	Completamente meteorizado	Todo el macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. Se conserva la estructura original del macizo rocoso.
VI	Suelo residual	Todo el macizo rocoso se ha transformado en un suelo. Se ha destruido la estructura del macizo y la fábrica del material.

Fuente: (Luis L. Gonzáles de Vallejo, 2002)

En ocasiones puede ser necesario fragmentar un trozo de roca para observar la meteorización de la matriz rocosa. Los procesos de meteorización que actúan sobre el macizo rocoso afectan tanto a los bloques de matriz rocosa como a los planos de debilidad o discontinuidad

Como consecuencia de la meteorización mecánica o física de los macizos rocosos se pueden abrir discontinuidades existentes o crearse otras nuevas por fractura de la roca, al romperse los contactos entre granos o producirse la rotura de los minerales de la matriz rocosa. Las discontinuidades son caminos preferentes para el agua, contribuyendo a incrementar la meteorización física y química. En base a las características de la alteración se le da una puntuación a partir de la **Tabla 50**.

Tabla 50*Puntuación en Base a la Alteración para Clasificación RMR*

Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta
Puntuación	6	5	3	1	0

Fuente: (Luis L. Gonzáles de Vallejo, 2002)

4.3.2.5. Condiciones Hidrometeorológicas

Los factores hidrometeorológicos que deben ser reflejados son: niveles freáticos, direcciones de flujo, filtraciones y sugerencias. Así mismo deberán identificarse las zonas o elementos singulares que pueden suponer barreras o vías preferenciales para el paso del agua, como fracturas, diques, cavidades, rellenos arcillosos, etc.

4.3.2.5.1. Nivel Freático

El agua presente en los macizos rocosos reduce su resistencia, genera presiones en el interior de los mismos y altera sus propiedades dificultando las excavaciones superficiales y subterráneas.

El agua en el interior de un macizo rocoso procede generalmente del flujo que circula por las discontinuidades (permeabilidad secundaria), aunque en ciertas rocas permeables las filtraciones a través de la matriz rocosa (permeabilidad primaria) pueden ser también importantes. Las observaciones respecto a las filtraciones en discontinuidades, tanto si se presentan rellenas como si aparecen limpias, pueden seguir las características de la **Tabla 51**.

Tabla 51

Descripción de las Filtraciones y Discontinuidades

Clase	Discontinuidades sin relleno	Discontinuidades con relleno
I	Junta muy plana y cerrada. Aparece seca y no parece posible que circule agua.	Relleno muy consolidado y seco. No es posible el flujo de agua.
II	Junta seca sin evidencia de flujo de agua.	Relleno húmedo pero sin agua libre.
III	Junta seca pero con evidencia de haber circulado agua.	Relleno mojado con goteo ocasional.
IV	Junta húmeda pero sin agua libre.	Relleno que muestra señales de lavado, flujo de agua continuo (estimar el caudal en l/min.).
V	Junta con rezume, ocasionalmente goteo pero sin flujo continuo.	Relleno localmente lavado, flujo considerable según canales preferentes (estimar caudal y presión).
VI	Junta con flujo continuo de agua (estimar el caudal en l/min. y la presión).	Rellenos completamente lavados, presiones de agua elevadas.

Fuente: (Luis L. Gonzáles de Vallejo, 2002)

En base a las condiciones de presencia de agua se le asigna una puntuación, así como lo muestra la **Tabla 52**.

Tabla 52*Puntuación por Presencia de Agua para Clasificación RMR*

Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min
	Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5
	Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo
Puntuación		15	10	7	4	0

Fuente: (Luis L. Gonzáles de Vallejo, 2002)

4.3.2.6. Orientación de Discontinuidades

Las discontinuidades sistemáticas se presentan en familias con orientación o características más o menos homogéneas. La orientación relativa y el espaciado de las diferentes familias de un macizo rocoso definen la forma de los bloques que norma el macizo. La orientación de las discontinuidades con respecto a las estructuras u obras de ingeniería condiciona la presencia de inestabilidades y roturas a su favor.

La dirección de buzamiento se mide siguiendo la dirección de las agujas del reloj desde el norte, y varía entre 0° y 360. El buzamiento se mide mediante el clinómetro, con valores entre 0° (capa horizontal) y 90° (capa vertical). Los valores de dirección de buzamiento y buzamiento se suelen registrar en este orden en los estadillos, indicando el tipo de discontinuidad al que corresponden los valores. Por ejemplo, la notación S0 270°/60° indica un plano de estratificación con un buzamiento de 60° según una dirección de 270°.

En base a la orientación de las discontinuidades podemos nosotros corregir la puntuación obtenida para la clasificación RMR en función a la **Tabla 53**.

Tabla 53*Corrección por Orientación de Discontinuidades*

Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables
Puntuación	Túneles	0	- 2	- 5	- 10	- 12
	Cimentaciones	0	- 2	- 7	- 15	- 25
	Taludes	0	- 5	- 25	- 50	- 60

Fuente: (Luis L. Gonzáles de Vallejo, 2002)

4.4. Resultados

El resumen de datos tomados en campo además de los cálculos realizados se los puede consultar de manera completa en el **ANEXO D**. Después de analizar los datos obtenidos de cada uno de los macizos, los resultados son los siguientes:

4.4.1. Macizo Rocoso 1

El macizo rocoso 1 está ubicado al lado noroeste del puente y después de analizar sus datos (**Tabla 56**) el mismo termina con una puntuación de 62 puntos, con lo que se puede concluir que es un macizo rocoso de clase II, cuya calidad en cimentaciones es buena (**Tabla 54**).

Tabla 54

Clasificación de Macizo Rocoso 1

Clasificación					
Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy Buena	Buena	Media	Mala	Muy Mala
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	<20

Fuente: Elaboración propia

4.4.2. Macizo rocoso 2

El macizo rocoso 2 está ubicado al lado sureste del puente y después de analizar sus datos (**Tabla 57**) el mismo termina con una puntuación de 62 puntos, con lo que se puede concluir que es un macizo rocoso de clase II, cuya calidad en cimentaciones es buena (**Tabla 55**).

Tabla 55

Clasificación de Macizo Rocoso 2

Clasificación					
Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy Buena	Buena	Media	Mala	Muy Mala
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	<20

Fuente: Elaboración propia

Tabla 56

Datos Para la Clasificación Geotécnica del Macizo Rocosos 1

Clasificación Geotécnica RMR macizo 1										
1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)		Ensayo de carga puntual	>10	10 - 4	4 - 2	2 - 1	Compresión simple (MPa)		
			Compresión simple	>250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25 - 5	5 - 1	<1
	Puntuación			15	12	7	4	2	1	0
2	RQD			90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	Puntuación			20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas			>2	0.60-2m	0.2-0.60m	0.06-0.2m	<0.06m		
	Puntuación			20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad		<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m		
		Puntuación		6	4	2	1	0		
		Abertura		Nada	<0.1 mm	0.1-1.0 mm	1-5 mm	>5 mm		
		Puntuación		6	5	3	1	0		
		Rugosidad		Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación		6	5	3	1	0		
		Relleno		Ninguno	Relleno duro <5	Relleno duro >5	Relleno blando <5	Relleno blando >5		
		Puntuación		6	4	2	2	0		
		Alteración		Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente	Muy alterada	Descompuesta		
		Puntuación		6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel		Nulo	10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min		
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor		0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		Estado general		Seco	Ligeramente húmedo	Moderadamente húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
		Puntuación		15	10	7	4	0		
Corrección por la orientación de las discontinuidades										
Dirección y buzamiento				Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables		
Puntuación	Túneles			0	-2	-5	-10	-12		
	Cimentaciones			0	-2	-7	-15	-25		
	Taludes			0	-2	-25	-50	-60		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 57

Datos Para la Clasificación Geotécnica del Macizo Rocosos 2

Clasificación geotécnica RMR macizo 2									
1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)		Ensayo de carga puntual	>10	10 - 4	4 - 2	2 - 1	Compresión simple (MPa)	
			Compresión simple	>250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25 - 5	5 - 1
	Puntuación			15	12	7	4	2	1
2	RQD			90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%	
	Puntuación			20	17	13	6	3	
3	Separación entre diaclasas			>2	0.60-2m	0.2-0.60m	0.06-0.2m	<0.06m	
	Puntuación			20	15	10	8	5	
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad		<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m	
		Puntuación		6	4	2	1	0	
		Abertura		Nada	<0.1 mm	0.1-1.0 mm	1-5 mm	>5 mm	
		Puntuación		6	5	3	1	0	
		Rugosidad		Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave	
		Puntuación		6	5	3	1	0	
		Relleno		Ninguno	Relleno duro <5	Relleno duro >5	Relleno blando <5	Relleno blando >5	
		Puntuación		6	4	2	2	0	
		Alteración		Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente	Muy alterada	Descompuesta	
		Puntuación		6	5	3	1	0	
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel		Nulo	10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min	
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor		0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5	
		Estado general		Seco	Ligeramente húmedo	Moderadamente húmedo	Goteando	Agua fluyendo	
		Puntuación		15	10	7	4	0	
Corrección por la orientación de las discontinuidades									
Dirección y buzamiento				Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables	
Puntuación	Túneles			0	-2	-5	-10	-12	
	Cimentaciones			0	-2	-7	-15	-25	
	Taludes			0	-2	-25	-50	-60	

Fuente: Elaboración propia

CONCLUSIONES

- Se diseñó un puente vehicular tipo viga losa de hormigón pretensado para la comunidad de Corana Sud, acorde con los requerimientos de funcionalidad, durabilidad, economía y seguridad para sus usuarios, así como lo exige la norma AASHTO LRFD-2004.
- Se analizaron las condiciones hidrológicas e hidráulicas en la zona de emplazamiento del puente, comprobando que los niveles de agua durante una crecida están muy por debajo de la parte inferior de la superestructura, garantizando así la seguridad del puente durante épocas de crecida.
- Se analizaron las condiciones geológicas del suelo de fundación en el lugar de emplazamiento del puente, verificando que el mismo se trata de un terreno apto para fundar, garantizando así la estabilidad del puente.
- Se clasificó el macizo rocoso a partir del método de clasificación de macizos rocosos RMR de Bieniawski, concluyendo que el mismo es un macizo rocoso de Clase II.
- Se aplicaron todos los requisitos de diseño de la norma AASTHO-LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS 2004 para el diseño de la superestructura e infraestructura del puente, obteniendo una estructura durable, funcional, económica y segura.
- Se estimó el costo general de la obra en un monto de 2,487,682.54 Bs. (Dos millones cuatrocientos ochenta y siete mil seiscientos ochenta y dos bolivianos con cincuenta y cuatro centavos de boliviano), a partir del estudio de precios unitarios de todos los ítems que se consideraron necesarios para la ejecución de la obra.
- Se detallaron todas las especificaciones técnicas requeridas para cada ítem.
- Se determinó un plazo máximo de ejecución de 325 días calendario para la construcción del puente, esto considerando días laborales en condiciones normales.
- Se recopilaron todos los datos de campo requeridos por el método RMR de una manera económica y sencilla, los cuales permitieron la clasificación del macizo rocoso.
- Un macizo rocoso de Clase II se interpreta como un suelo de calidad buena para su uso como fundación.

RECOMENDACIONES

- Se cumplieron todas las exigencias de la norma AASHTO LRFD 2004, sin embargo, se recomienda antes de construir el puente verificar los cálculos generados en este proyecto, pero con métodos distintos a los planteados, por ejemplo, mediante el uso de algún software de diseño de puentes, de esta manera se tendrá doble verificación de resultados.
- Hace mucha falta una norma de puentes producida exclusivamente para Bolivia, ya que, aunque la norma utilizada para el desarrollo de este proyecto es más que completa, la misma está creada para exigencias técnicas de EEUU, y no se adapta completamente a los usos y exigencias de nuestro país.
- Respecto a lo anterior, si aún no tenemos la posibilidad de una norma propia como país, se recomienda en nuestra condición de universidad generar al menos un manual resumen de la norma AASHTO LRFD, tomando en cuenta, sobre todo, aquellos artículos que se nos es difícil cumplir por los limitados recursos de nuestro país, pero que, bajo la supervisión de nuestros profesionales podrían ser adaptados a las necesidades y posibilidades de nuestra región.
- Al realizar el aporte académico se observó que en la región no tenemos la capacidad de determinar la resistencia de las rocas, esto debido a que las elevadas resistencias a compresión de las mismas hacen que se necesiten equipos especiales para romper tan resistentes elementos, por tanto, se recomienda considerar otros equipos para estimar su resistencia, como por ejemplo, el esclerómetro, equipo que es usado para determinar superficialmente la resistencia del hormigón, pero que ya es aplicado en otros países para estimar la resistencia a compresión de las rocas, sobre todo en el estudio de lechos rocosos para la fundación de presas.
- En cuanto al respaldo académico fue complicado conseguirlo, pues además de la burocracia trabada de nuestras instituciones hay poca importancia a los estudiantes, por tanto, se recomienda generar convenios con las instituciones locales de tal manera que se haga fácil acceder a la información.