

1. ANTECEDENTES

1.1 El Problema

1.1.1 Planteamiento del problema

El último año se produjo un ingreso de cerca de 20 millones de bolivianos en producción agrícola en la provincia Avilés, lo que indica una elevada extracción de productos de la zona a la ciudad. El incremento de canales de riego da lugar a mayores zonas de producción y por lo tanto a la creación de nuevas rutas de acceso o algunas rutas antiguas aumentan de importancia y no cuentan con lo necesario para garantizar el libre tránsito durante épocas de lluvia.

En agosto se produce un elevado tránsito peatonal por la vía por ser temporada de visita a la localidad de Chaguaya, se trata de una temporada de estiaje que significa caudales mínimos o ausentes en las quebradas que aun así son molestias para el tránsito sin interrupciones.

Las principales causas que originan la interrupción del tráfico son:

- Ruta de elevado tráfico peatonal.
- Ruta vehicular.
- Cruce del cauce de la quebrada en época de lluvias.

De mantenerse la situación actual se incrementa las pérdidas económicas en las zonas aledañas a la de emplazamiento. Puede llevar a conflictos sociales por la falta de mantenimiento o de mejoramiento de la ruta.

1.1.2 Formulación del problema

La construcción de una obra especial que permita el tráfico libre tanto peatonal como vehicular será un medio de solución al problema planteado.

Entonces definimos como solución principal un puente vehicular-peatonal.

1.1.3 Sistematización del problema

Sera necesario la construcción de un puente vehicular, de esta manera se soluciona todo el tráfico tanto peatonal como vehicular.

Se considera como adecuado el siguiente esquema para el diseño del puente:

Cuadro Nro. 1
Esquema del diseño del puente.

SUPERESTRUCTURA SIMPLEMENTE APOYADA	Losa de hormigón armado para un carril.
	Vigas rectangulares de hormigón armado de 15.60 m aproximadamente.
	Estructura simplemente apoyada.
INFRAESTRUCTURA SUPERFICIAL	Zapata de fundación de Hormigón Armado
	Estribos

1.2 Objetivos

La elaboración del proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

1.2.1 Objetivo general.

- Diseñar estructuralmente un puente vehicular con vigas de sección rectangular denominada convencional, con superestructura e infraestructura de hormigón armado en cual será simplemente apoyado en estribos.

1.2.2 Objetivos específicos

Los objetivos que se plantean los siguientes:

- Realizar la ingeniería básica del proyecto.
- Realizar el estudio hidrológico de la quebrada Barbascuyo sub cuenca del rio Carachimayo.
- Realizar el estudio y diseño teórico a detalle de hormigón armado para la superestructura e infraestructura del puente.
- Realizar el emplazamiento de obras complementarias y defensivos para garantizar la estabilidad y seguridad de la obra.
- Determinar los costos y plazos de ejecución del proyecto.
- Plasmar el diseño y cálculo realizado, en sus respectivos planos.
- Realizar el diseño teórico de un puente multi-vigas como aporte académico.

1.3 Justificación

La planificación de vías de comunicación como alternativa de mejoramiento económico, es indispensable en toda región por el impacto que éstas producen en el desarrollo de los pueblos, por la incidencia que representa el transporte en el costo de los productos y en la conservación de los mismos, lo que se hace notable bajo la influencia del mejoramiento o construcción de una vía de acceso que permita mejorar la educación, economía, deporte con el flujo de tránsito peatonal hacia los mercados de consumo, unidades educativas, y centros deportivos en toda época del año.

También podemos mencionar que las poblaciones tienen una producción excedentaria que no es consumida por los productores, lo que implica que este excedente de producción necesita ser comercializada. Para poder comercializarse se requiere contar accesos en toda época del año y comercializar los productos tanto agrícolas como pecuarios y lácteos hacia los mercados de abasto tanto interprovinciales como departamentales. Al contar con una estructura vial que conecte las provincias con los centros de abasto o a los diferentes mercados son comercializados en buen estado, directamente al consumidor final o al intermediario final, y de esta manera también se reducen las pérdidas de post cosecha por la comercialización de los productos en el tiempo adecuado.

1.3.1 Justificación académica.

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

1.3.2 Justificación técnica.

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

1.3.3 Justificación social - Institucional.

Cooperar al municipio de Uriondo con el cálculo estructural de un puente vehicular que pueda solucionar el problema planteado por la misma sociedad, el tráfico sin interrupción de peatones y vehículos que beneficiara directamente a la comunidad de Juntas y comunidades aledañas. Cuenta con respaldo y aprobación de las autoridades municipales.

Otras opciones tales como la construcción de un badén fueron descartadas por el municipio al haberse fracasado con esta alternativa teniendo como resultado restos de una construcción en un cruce anterior a la zona del proyecto sobre la misma quebrada. (*Ver Anexo X*)

1.4 Alcance del proyecto

Con la información secundaria, en el perfil de proyecto se han analizado las siguientes alternativas.

- Los puentes de hormigón pretensado desde un punto de vista técnico-económico son utilizados para salvar luces grandes siendo el caso de un puente intermedio no se considera una solución viable.
- Los puentes arco son utilizados para salvar luces intermedias y cuando se tiene un suelo rocoso a los costados del cauce, en este caso en la visita al lugar se puede ver que se cuenta con un suelo arcilloso y rocoso en estado de descomposición, las rocas que se encuentran en el lugar se deshacen con muy poca presión lo que nos indica que no es un suelo apto para someterlo a cargas de compresión altas.
- Los puentes atirantados y puentes colgantes son utilizados principalmente para salvar luces muy grandes, tienen un precio muy elevado si se intentasen plantear sobre lechos de ríos pequeños, esta solución queda descartada por tratarse de una quebrada pequeña.
- Un puente hecho de metal requiere mantenimiento constante para evitar la corrosión del mismo y tiene un precio elevado, siendo el caso de luces pequeñas y de un lugar de emplazamiento alejado en una comunidad que no cuenta con recursos para dar el mantenimiento necesario a la estructura, además de encontrarse sobre una quebrada lo que aceleraría su corrosión se considera una solución inviable.

- Puente vehicular de losa de hormigón armado y viga de hormigón pretensado el cual se considera un costo aproximado de 64000 Bs/m por 15 m de luz se tiene un costo de 960000Bs. proyecto inviable (económicamente y financieramente, técnicamente se dificulta debido a los equipos para el pretensado y las grandes pérdidas que se generan en la estructura).
- Puente vehicular de losa de hormigón armado y viga rectangular de hormigón armado simplemente apoyado 45000 Bs/m por 15 m de luz se tiene un costo total 675000 Bs. Alternativa económica y técnicamente viable.

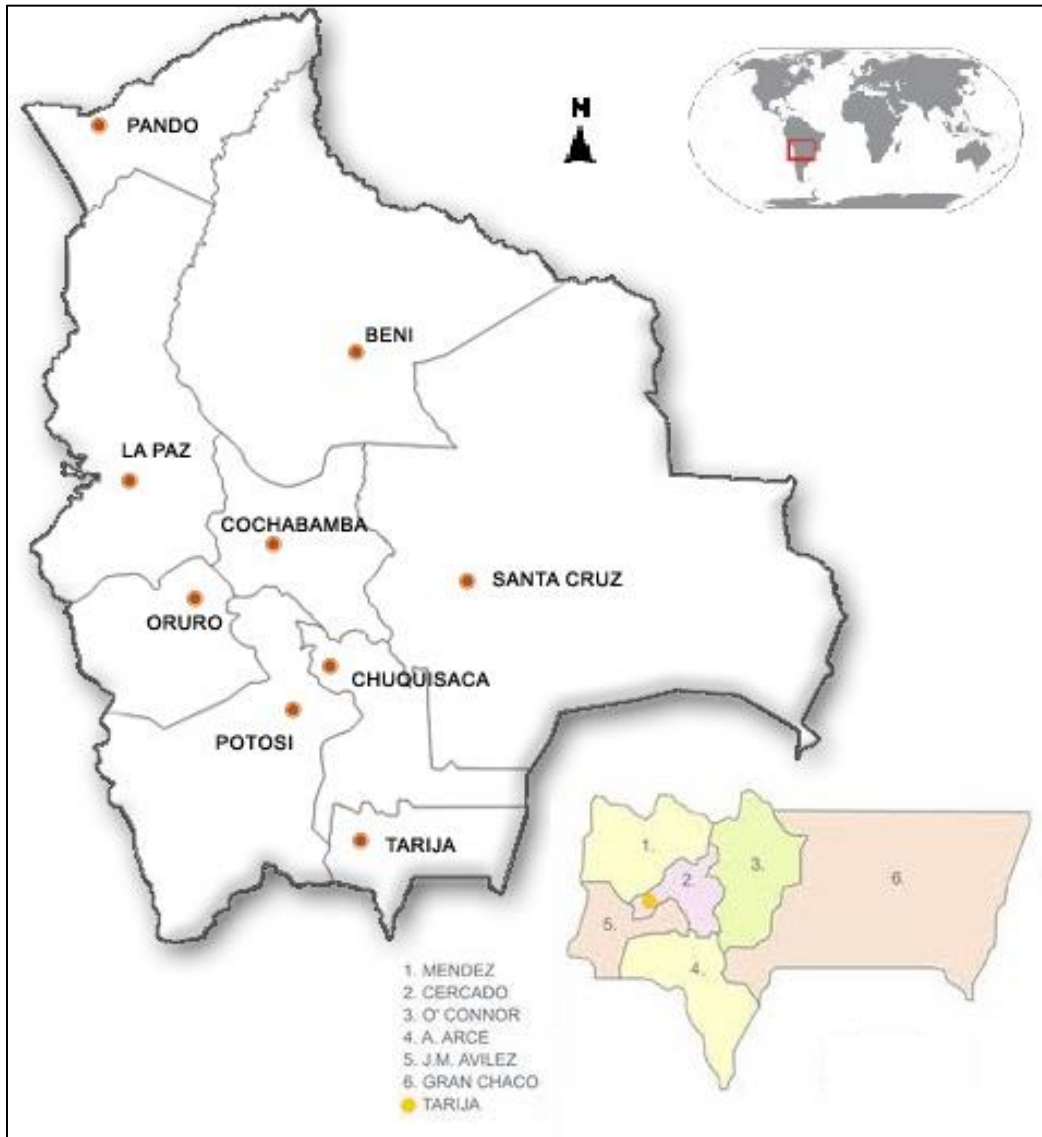
Luego de realizar el análisis se concluye que el puente será planteado de manera siguiente:

- Baranda peatonal con postes de hormigón armado y tubos galvanizados de pasamanos.
- Acera peatonal de 0.60 metros de ancho de hormigón armado a una altura de 0.25 m respecto al tablero.
- Losa de hormigón armado de un carril de circulación.
- Vigas de hormigón armado de sección rectangular.
- Dos estribos de hormigón armado de dimensiones iguales.
- Basado en la norma AASHTO LFRD 2004 Bridge Design, el diseño de los elementos de hormigón armado será en base a la ACI.

1.5 Localización

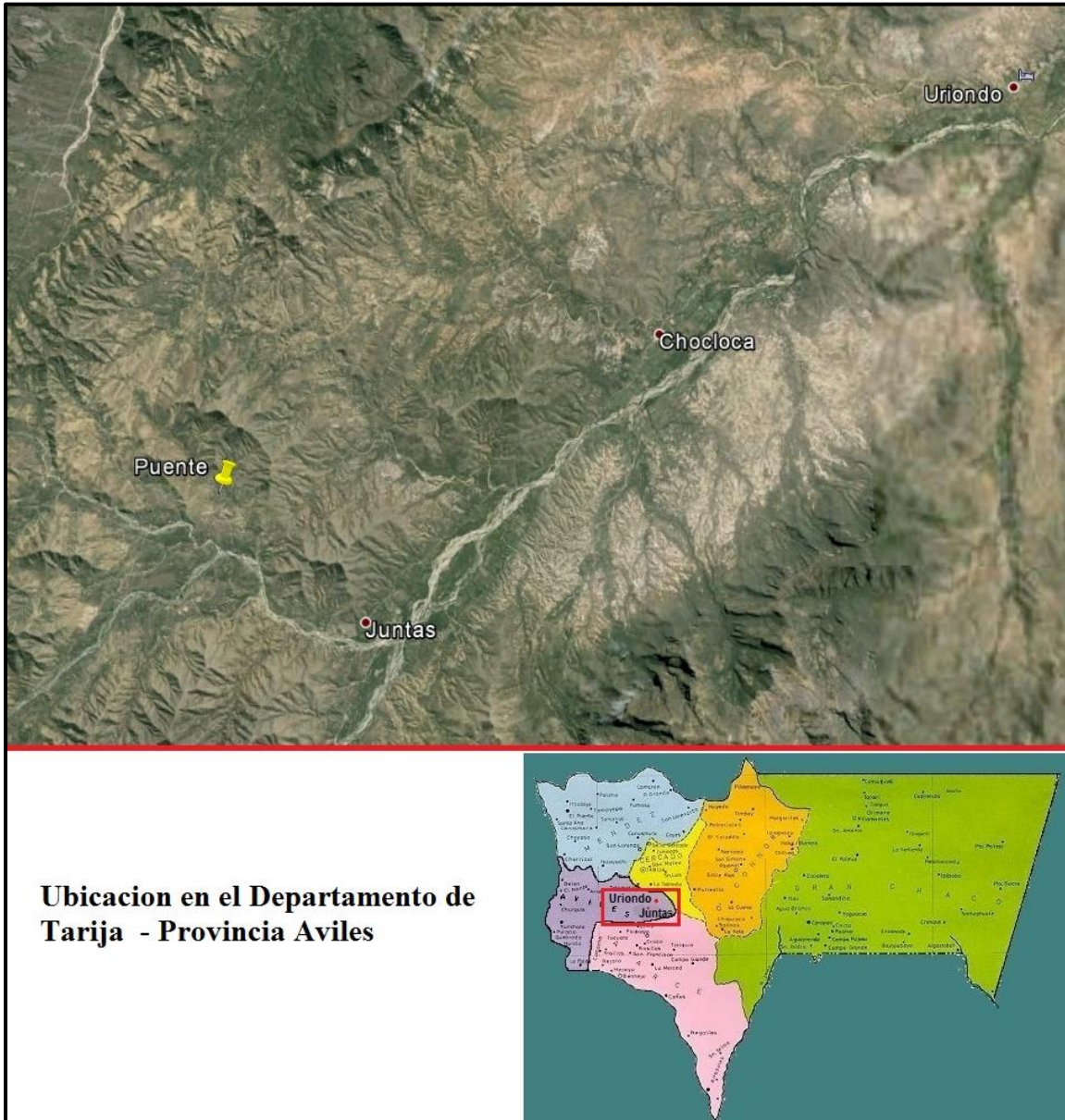
El proyecto se encuentra ubicado en el Departamento de Tarija, provincia Avilés, Municipio de Uriondo, entre las comunidades de Juntas y Barbascuyo sobre la quebrada que lleva el nombre de este último. Con coordenadas: latitud sur 21°47'06'' y longitud oeste 64° 49'54''; a una altitud del nivel del mar de 1.968 m.

Figura Nro. 1
LOCALIZACIÓN EN LA MACRO REGIÓN



Fuente: Elaboración Propia

Figura Nro. 2
LOCALIZACIÓN EN LA REGIÓN



Fuente: Elaboración Propia

Figura Nro. 3
LOCALIZACIÓN EN LA MICRO REGIÓN



Fuente: Elaboración Propia

- * Color rojo y amarillo: Camino
- * Color celeste: Quebrada Barbasuyo

1.5.1 Análisis de la demanda vehicular actual

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

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

El volumen de tráfico vehicular es definido de acuerdo al tráfico promedio diario anual (TPDA) el cual se establece sobre la base de una serie de parámetros y clasificaciones del Servicio Nacional de Caminos, que se presenta a continuación:

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

Es importante resaltar que en la actualidad, el tráfico vehicular en el área de influencia se ve afectado en la época de lluvias (noviembre – abril), marcando en consecuencia un periodo de mayor tráfico vehicular por el periodo seco (mayo – octubre).

En el cuadro Nro. 01 se presentan datos estimados del tráfico promedio semanal en época de estiaje, siendo característico de la zona incrementar abruptamente el tráfico en el mes de agosto.

En base a información brindada por los comunarios se trata de un camino que sirve como ruta alterna para todo tipo de vehículo que intente ingresar a la ciudad en temporadas de bloqueos. Siendo así el caso se presentan días pico donde el tráfico incrementa de ser prácticamente nulo a intenso.

**Cuadro Nro. 2
Demanda Vehicular**

Tipo de vehículos	Numero de vehículos
Livianos	98
Pesados	28

1.5.2 Servicios básicos existentes

1.5.2.1 Agua Potable

Cada vivienda aledaña a la zona cuenta con agua potable transportada por tuberías a presión, se puede observar las tuberías colgando de cables para cruzar las quebradas.

1.5.2.2 Luz Eléctrica

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

1.5.2.3 Gas domiciliario

La red matriz de gas no llega todavía a la zona por encontrarse alejada de los centros urbanos donde todavía se realizan las instalaciones de este servicio.

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

1.5.2.4 Alcantarillado Sanitario

No se cuenta con alcantarillado sanitario, los comunarios utilizan pozos sépticos donde depositan todo desecho orgánico.

CAPITULO II.-

2. MARCO TEORICO

2.1 DISEÑO GENERAL Y CARACTERISTICAS DE UBICACIÓN

2.1.1 Ubicación

La elección de la ubicación de los puentes se deberá justificar mediante el análisis de alternativas, considerando aspectos económicos, técnicos, sociales y ambientales.

Los puentes generalmente son obras complejas, que requieren para su proyecto definitivo estudiar algunos aspectos como:

- a) Localización de la estructura o ubicación en cuanto a sitio, alineamiento pendiente y rasante.
- b) Tipo de puente que resulte más adecuado.
- c) Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, infraestructura, cauce de la corriente y fundaciones.
- d) Los cruces sobre ríos se deben ubicar considerando los costos iniciales y por obras de corrección del cauce y medidas para minimizar la erosión.

2.1.2 Luces y galibo

La altura libre o galibo que debe existir entre el nivel de aguas máximas y el borde inferior de la superestructura debe ser como mínimo de 1.5 a 2 m. Esta dimensión deberá incrementarse en zonas donde la corriente puede arrastrar árboles de gran tamaño, con el objeto de dar espacio suficiente para su paso sin que perjudique la estabilidad de la estructura.

Se tiene que investigar posibles asentamientos de la estructura, si este asentamiento anticipado es mayor que 25 mm., este asentamiento se debe sumar a la luz vertical especificada.

El ancho del puente no debe ser menor que el ancho de la sección de la carretera de acceso, incluyendo las banquetas o cordones, las cunetas y las aceras.

2.1.3 Ambiente

Se debe considerar el impacto de un puente y sus accesos en la localidad, ya que los accesos muchas veces invaden propiedades, también se debe considerar la geomorfología del curso de agua, las consecuencias de la socavación del lecho, la eliminación de la vegetación estabilizadora de los taludes, etc.

2.1.4 Objetivos de diseño

a) Seguridad.

El ingeniero deberá velar por la seguridad durante la ejecución de la estructura a los obreros y en la vida útil deberá brindarla a los usuarios.

b) Serviciabilidad.

Para poder asegurar un diseño que pueda responder a la serviciabilidad se debe tomar en cuenta la calidad de los materiales que se utilizan como también no se debe descuidar su mantenimiento y verificación de deflexiones.

Límites de deflexión para hormigón.

A) Carga vehicular, general..... Longitud/800.

B) Cargas vehiculares y/o peatonales.....Longitud/1000.

C) Cargas vehiculares sobre voladizo.....Longitud/300.

D) Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos.....Longitud/375.

c) Método constructivo

Los puentes se deberán diseñar de manera tal que su fabricación y erección se puedan realizar sin dificultades ni esfuerzos indebidos

d) Economía

Los tipos estructurales, longitudes de tramo y materiales se deben seleccionar considerando debidamente el costo proyectado, también considerar factores regionales tales como las restricciones con la disponibilidad de materiales, fabricación, ubicación transporte y erección.

e) Estética del puente

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

2.2 INGENIERIA BASICA

2.2.1 Estudios Topográficos

El estudio topográfico comprende un plano de ubicación, planimetría con curvas de nivel cada metro si la quebrada es profunda o más juntas si el terreno es poco pronunciado.

También son necesarias las secciones transversales en el eje propuesto, así como las situadas entre 10 y 20 m. aguas arriba y otra aguas abajo.

Lo anterior, debe ir complementado con el perfil longitudinal de la vía.

Se debe realizar el levantamiento topográfico del proyecto, el cual debe constar de:

- Plano general de localización que contenga el eje del proyecto y sus respectivos accesos se deberán representar a escala 1:500.
- El plano de planta y perfil detallados, a la misma escala y en su proyección (1:100 a 1:200) abarcando una zona que permita cubrir la información completa.

2.2.2 Estudios hidrológicos e hidráulicos

El estudio hidrológico debe incluir por lo menos las crecidas máximas, las velocidades del cauce en una crecida y su material de arrastre.

También se deben estudiar los factores hidráulicos tales como la socavación general que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permite definir los requisitos mínimos del puente y su función óptima.

Estos estudios deben permitir establecer:

- Ubicación óptima del cruce.
- Área de flujo a ser confinado por el puente.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación.
- Obras de protección necesarias.

Para el diseño de las fundaciones de un puente la mejor opción es un equipo interdisciplinario formado por ingenieros estructurales, hidráulicos y geotécnicos.

El periodo de retorno a utilizar es de cien años recomendado y establecido en la normativa AASHTO 2.6.3.

2.2.3 Estudios geotécnicos

Se debe estudiar la estratigrafía, identificar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.

Los estudios deben contemplar ensayos de campo, por lo menos un ensayo SPT para determinar la resistencia portante del suelo al nivel de la fundación.

En casos más exigentes se debe realizar ensayos de sondeos geofísicos más la perforación de pozos en los probables emplazamientos de la infraestructura para la clasificación de los mismos y realizar algunos ensayos

2.2.3.1 Contenido de humedad

El concepto de humedades en los suelos, se define como la cantidad de agua que se encuentra dentro de una muestra de suelo y se expresa en porcentaje.

$$w(\%) = \frac{Pa}{Pss} * 100$$

Dónde:

w: Contenido de humedad, en porcentaje.

Pa: Peso del agua presente en el suelo.

Pss: Peso del suelo después de secado al horno.

Dentro del suelo, el agua se presenta en dos formas; libre y retenida.

- **El agua libre.-** Es el agua que circula a través del suelo sin dificultad alguna y por la acción de la gravedad puede ser drenada.
- **El agua retenida.-** Se encuentra retenida dentro del suelo y la causa de su formación se define:
- **Agua Higroscópica.-** Es la que absorbe un suelo de la humedad del aire.
- **Agua Capilar.-** Es la retenida por efecto de la tensión superficial.

La muestra que se tome para la determinación de la humedad deberá ser representativa del suelo cuya humedad se desea conocer. Si dicha muestra de humedad va a ser tomada en el campo y transportada al laboratorio para hacer la determinación correspondiente, deberá colocarse en un recipiente que tenga una tapa metálica o en otro que tenga la capacidad de poder conservar la humedad.

La determinación de la humedad dependerá del tamaño máximo del agregado, por lo que se recomienda lo siguiente.

- a) Para muestras de suelo de agregado máximo de 2", se deberá tomar aproximadamente un (1) kilogramo y las pesadas deberán hacerse en la balanza de 0.1 gr de aproximación.
- b) Para el material que pase la malla N°4, la muestra deberá pesar aproximadamente ochenta (80) gramos y se utilizará una balanza de 0.01 de gramo de aproximación.

Estas cantidades en dependencia del ensayo que se realice pueden ser variadas de acuerdo a su funcionalidad.

2.2.3.2 Granulometría de suelos

Dentro del análisis de los suelos, se encuentra el de la granulometría, que no es más que obtener la distribución porcentual de los tamaños de partículas que conforma un suelo. Esto se realiza con ayuda de un juego de mallas, que tienen un tamaño graduado establecido por las normas ASTM y AASHTO, en donde se obtienen los pesos retenidos para luego realizar posteriores cálculos y la curva granulométrica.

Si bien se realiza una distribución de tamaños, esto no incide en la forma que puedan tener los granos de suelo, ya que al retener material en una malla se observa diferentes tamaños y el porcentaje que se calcula está basado estrictamente en los pesos que se retiene en la malla, referido al peso total que se utiliza en el ensayo.

El factor fundamental del ensayo es la curva granulométrica, que se dibuja en una escala logarítmica, ya que de no ser así, la representación gráfica tendría que usar una escala demasiado grande.

2.2.3.3 Límites de Atterberg – Plasticidad

- Material elástico: Se deforma bajo la acción de una fuerza, pero recupera su forma original.
- Material plástico: Se deforma bajo la acción de una fuerza, pero al contrario del material elástico, este no recupera su forma original.

Dentro de la mecánica de suelos, se concibe lo siguiente para determinar donde se presenta la plasticidad.

- Suelos:
 - a) Plásticos (suelos finos, arcillas)
 - b) No plásticos (suelos gruesos, gravas y arenas).

Un agente importante para que se produzca la plasticidad, es el contenido de humedad con que cuenta el suelo.

- Suelos cohesivos y no cohesivos
- a) Cuando existe una atracción entre partículas y cuando interactúa el agua con el suelo, produciendo una masa que permanece unida y se deforma plásticamente para diferentes contenidos de humedad, entonces se llaman suelos cohesivos.
- b) Cuando ocurre todo lo contrario a lo que se menciona en el anterior párrafo, estamos hablando de los suelos no cohesivos.

No existe una línea divisoria entre los suelos cohesivos y no cohesivos.

Estados de Consistencia.

La consistencia de un suelo varía con la humedad, Atterberg: mediante analogías definió los estados de consistencia de un suelo, observando que el mismo desde un grado de saturación hasta un grado seco tiene los siguientes estados.

Límites De Consistencia.

Cada límite se caracteriza por un determinado contenido de humedad, o sea que cuando nos refiramos a cualquier límite, nos estamos refiriendo básicamente a un contenido de humedad.

- Límite líquido LL: Es un contenido de humedad (%), que presenta un suelo cuando a los 25 golpes del aparato de Casagrande, se cierra la abertura hecha con un ranurador que se encuentra normalizado.
- Límite plástico LP: Es un contenido de humedad (%), que tiene el suelo cuando el mismo empieza a producir grietas y desmoronamientos, al construir con la mano pequeños cilindros de 3 mm de diámetro.

2.2.3.4 Clasificación de los suelos

Esta clasificación fue creada por los organismos viales de Estados Unidos y como se mencionó anteriormente, fue uno de los que generalizaron su utilización a casi todo tipo de construcción civil.

Un enfoque general, se basa en que esta clasificación toma de mano la granulometría y la plasticidad de un suelo como las características principales para poder definir asociaciones que obedecen a rangos empíricos de clasificación.

En esta clasificación los suelos se dividen en siete grupos, de acuerdo a la composición granulométrica, el límite líquido y el índice de plasticidad de un suelo. El índice de grupo es más una evaluación de cada grupo, que se calcula mediante una fórmula empírica.

Material granular con el 35% o menos del total que pasa el tamiz N°200

Grupo A-1: Son mezclas bien graduadas, compuestas por piedra, grava, arena y poco o casi nada de material fino, (denominado material ligante).

Subgrupo A-1-a: Es bien graduado, predomina la piedra y grava, casi no tiene ligante.

Subgrupo A-1-b: Es bien graduado, predomina las arenas gruesas, casi no tiene ligante.

Estos materiales generalmente se encuentran en ríos y quebradas.

Grupo A-2: Contiene menos del 35% de material fino.

Subgrupo A-2-4 y A-2-5: El contenido de material fino es menor o igual al 35%, la fracción que pasa el tamiz N° 40, se comporta igual a los grupos A – 4 y A – 5 respectivamente.

Son gravas y arenas (arenas gruesas), que contienen limo y arcilla en cantidades reducidas, cuya plasticidad es baja, pero que excede al Grupo A – 1, también incluye la arena fina con limos no plásticos que se describirán en el grupo A – 3.

Subgrupo A-2-6 y A-2-7: La única diferencia de los anteriores, es que la fracción que pasa el tamiz N° 40, se comporta en plasticidad igual a los grupos A – 5 y A – 7.

Grupo A-3: Son arenas finas conteniendo limos no plásticos, algunas veces pueden contener poca grava y arena gruesa.

Material limo arcilloso, más del 35% del total pasa el tamiz N°200

Grupo A – 4: Son suelos limosos, poco o nada plásticos, puede contener más de un 75% del material que pasa el tamiz N° 200.

Grupo A – 5: Son muy similares al anterior, pero contiene un material micáceo, que hace que el límite líquido a veces sean elevados, además de aparecer una propiedad elástica rara en los suelos.

Grupo A – 6: Predomina la arcilla, más del 75% del material pasa el tamiz N° 200, este suelo suele contener pequeños porcentajes de arena fina y limo cuyas características son absorbidas por el gran porcentaje de arcilla.

Grupo A – 7: Se parecen mucho al grupo A – 6. Pero estos tienen propiedades elásticas, además su límite líquido casi siempre es elevado.

Subgrupo A - 7 – 5: Sus índices de plasticidad no son muy altos con respecto a sus límites líquidos.

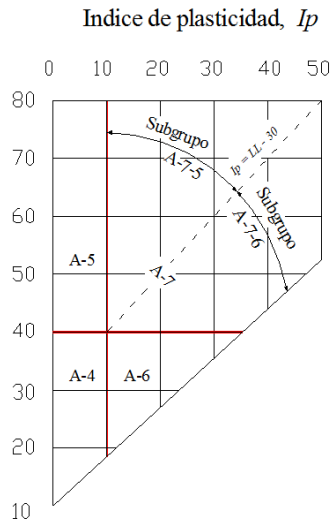
Subgrupo A - 7 – 6: Sus índices de plasticidad son muy elevados con respecto a sus límites líquidos, además presentan grandes cambios de volumen entre sus estados seco y húmedo.

Para una mejor comprensión se presenta la siguiente tabla para la clasificación AASTHO.

Cuadro Nro. 3
Clasificación de suelos Según AASTHO

Clasificación	Materiales granulares (35% o menos del total pasa el tamiz N° 200)							Materiales Limo Arcillosos (más del 35 % del total pasa el tamiz N° 200)			
Clasificación de grupo	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Porcentaje de material que pasa el tamiz											
N° 10	50 máx										
N° 40	30 máx	50 máx	51 min								
N° 200	15 máx	25 máx	10 máx	35máx	35máx	35máx	35máx	36min	36min	36min	36min
Características de la Fracción que pasa el tamiz N° 40											
LL:				40máx	41min	40máx	40min	40máx	41min	40máx	41min
IP:	6 máx		NP	10máx	10máx	11min	11min	10máx	10máx	11min	11min
Índice de grupo	0		0	0		4 máx		8 máx	12máx	16 máx	20máx

Figura Nro. 4
Índice de plasticidad



Rangos de límite líquido e índice de plasticidad para los grupos de suelos A-4,A-5,A-6, y A-7

Índice de Grupo. Es un factor de evaluación, que determina la calidad del suelo a través de características similares en grupos de suelos, el índice de grupo es muy importante en el diseño de espesores, inclusive un método lleva el mismo nombre.

La siguiente fórmula determina el índice de grupo

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd$$

Dónde:

$a = \%pasa\ N^{\circ}200 - 35\%$ (Si $\%N^{\circ}200 > 75$, se anota 75, si es < 35 , se anota 0)

$b = \%pasa\ N^{\circ} 200 - 15\%$ (Si $\%N^{\circ}200 > 55$, se anota 55, si es < 15 , se anota 0)

$c = \text{Límite líquido} - 40\%$ (Si $LL > 60$, se anota 60, si es < 40 , se anota 0)

$d = \text{Índice de plasticidad} - 10\%$ (Si $IP > 30$, se anota 30, si es < 10 , se anota 0)

Condicionando que cualquier factor que pudiere salir negativo, este se asume con el valor de cero. Los máximos valores del índice de grupo se encuentran en la tabla de clasificación.

2.2.3.5 Ensayo de penetración estándar SPT

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

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

Consiste en medir el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, lo que supone una relación de áreas superior a 100), que permite tomar una muestra, naturalmente alterada, en su interior. El peso de la masa está normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63,5 Kg. y 76,2 centímetros respectivamente.

Este ensayo SPT es de uso extendido, muy útil en la caracterización de suelos granulares (arenas o gravas arenosas), donde es difícil obtener muestras inalteradas para los ensayos de laboratorio.

Por otra parte existen correlaciones en el caso de los terrenos cohesivos, pero al ser un ensayo prácticamente instantáneo, no se produce la disipación de los incrementos de presiones intersticiales producidos en estos suelos arcillosos por efecto del golpeo, lo que por cierto debe influir en el resultado de la prueba.

Por esta razón, los resultados del ensayo SPT (y por extensión, los de todos los penetrómetros dinámicos) en ensayos cohesivos no son muy fiables para la aplicación de correlaciones. Actualmente este criterio está cuestionado, siendo cada vez más aceptado que las pruebas penetrométricas pueden dar resultados igualmente válidos en todo tipo de suelo. En cualquier caso, al margen de la validez o existencia de correlaciones, el valor del

golpeo obtenido en ensayo de penetración simple es un dato indicativo de la consistencia de un terreno susceptible de su utilización para la caracterización o el diseño geotécnicos.

Cuando se intenta atravesar un terreno de grava, la cuchara normal no puede hincarse, pues su zapata se dobla. Con frecuencia se sustituye por una punta maciza de la misma sección (no normalizada). El ensayo SPT no proporciona entonces muestra.

2.2.4 Estudios de trafico

Es recomendable lograr realizar un estudio de tráfico, para así poder saber el tipo de carga a la que será expuesta la estructura y tomar los requisitos mínimos necesarios para su diseño.

Pues con este estudio se podrá determinar tanto el volumen de tráfico como el tipo de vehículos que transitan.

2.2.5 Estudios de trazo y diseño vial de los accesos

Estos estudios permiten definir las características geométricas y técnicas del tramo de carretera o camino vecinal que enlaza el puente en su nueva ubicación con el camino existente.

Se deberá obtener los alineamientos horizontales y perfiles longitudinales del eje de los tramos de los accesos definiendo su geometría y sus zonas de corte y relleno.

2.2.6 Estudios de alternativas a nivel de anteproyecto

Contempla preparar anteproyectos en base a las condiciones naturales de la zona de emplazamiento del puente (estudios de ingeniería básica) y a las diversas soluciones técnicamente factibles, para luego de una evaluación técnica-económica elegir la o las soluciones más convenientes.

Los anteproyectos deben ser a nivel de un pre-dimensionamiento que permita su evaluación técnica (hidrología, hidráulica y geotécnica) y económica antes de su desarrollo definitivo.

2.3 NORMAS DE DISEÑO

2.3.1 Norma para el diseño de puentes

Ya que nuestro país Bolivia no cuenta con una norma propia para el diseño de puentes se nos permite hacer uso de las recomendaciones de la norma AASHTO LRFD (2004).

Los requisitos de diseño de estas especificaciones emplean la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

2.3.2 Norma para el diseño de elementos de hormigón armado

Es recomendable diseñar piezas de hormigón armado con una Norma Americana ya que la norma para puentes lo es, de esa manera conseguimos una mayor compatibilidad entre normas. Es por esto que las piezas de hormigón se diseñan con la norma ACI-318 (2005) en combinación de la norma AASHTO LRFD.

2.4 CARGAS ACTUANTES SOBRE EL PUENTE

2.4.1 Cargas permanentes

La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobre-capas y ensanchamientos previstos.

2.4.1.1 Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

Consiste en el peso de la estructura (DC) en donde la norma nos recomienda un peso del hormigón armado de 2392 Kg/m³., sin embargo para el proyecto se tomará un peso igual a 2400 Kg/m³.

2.4.1.2 Peso propio de las superficies de rodamientos e instalaciones para servicios.

El peso de la superficie de rodamiento (DW) varía según el material que lo compone. En nuestro caso se diseñará con una capa de pavimento flexible cuyo peso es de 2200 Kg/m³, en caso de utilizar otro material la norma da una tabla de densidades recomendadas según el material.

Fuente: Norma AASHTO Tabla 3.5.1-1

2.4.1.3 Empuje del suelo (EH)

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

$$p = k \cdot \gamma_s \cdot g \cdot z (x10^{-9})$$

Dónde:

p: Empuje lateral del suelo [Mpa]

k: Coeficiente de empuje lateral tomado como k_o para muros que no se deforman un mueven, k_a , para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa o k_p , para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

γ_s : Densidad del suelo [Kg/m^3]

z: Profundidad del suelo debajo de la superficie [mm]

g : Aceleración de la gravedad [m/s^2]

Fuente: AASHTO LRFD 2004 Cap. 3.11.5.1

a) Coeficiente de empuje lateral en Reposo [k_o]

Para suelos normalmente consolidados, muro vertical y terreno nivelado, el coeficiente de empuje lateral en reposo se puede tomar como:

$$k_o = 1 - \sin \Phi'_f$$

Dónde:

Φ'_f : Angulo efectivo de fricción del suelo

k_o : Coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo.

No se deberá utilizar limo ni arcilla magra como relleno, a menos que se empleen procedimientos de diseño adecuados y que en la documentación técnica se incluyan medidas de control que tomen en cuenta su presencia. Se deberá considerar el desarrollo de presiones de agua intersticial dentro de la masa del suelo de acuerdo con el artículo 3.11.3 de la normativa AASHTO LRFD 2004. Se deberán disponer medidas de drenaje adecuadas

para impedir que detrás del muro se desarrollen presiones hidrostáticas y fuerzas de filtración. En ningún caso se deberá usar arcilla altamente plástica como relleno.

Fuente: AASHTO LRFD 2004 Cap. 3.11.5.2

b) Coeficiente de Empuje lateral Activo [k_a]

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \Phi'_f)}{\Gamma[\sin^2\theta \cdot \sin(\theta - \delta)]}$$

Dónde:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi'_f + \delta)\sin(\Phi'_f + \beta)}{\sin(\theta - \delta)\sin(\theta + \beta)}} \right]^2$$

Y además:

δ : Angulo de fricción entre relleno y muro tomado como se especifica en la Tabla 1[°]

β : Angulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal como se indica en la figura 1 [°]

θ : Angulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal como se indica en la figura 1 [°]

Φ'_f : Angulo efectivo de fricción interna [°]

Figura Nro. 5
Simbología para el empuje activo de Coulomb

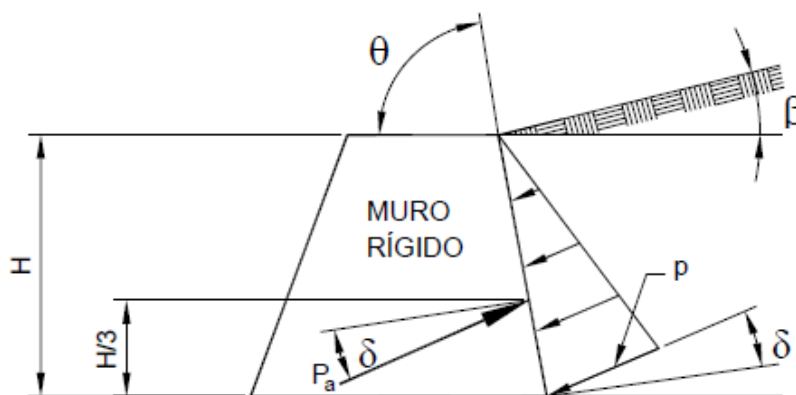


Tabla Nro. 4
Angulo de fricción entre diferentes materiales

Materiales en interface	Angulo de fricción, δ (°)	Coeficiente de fricción, $\tan \delta$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación		
• Roca sana y limpia	35	0.70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0.55 a 0.60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grave limosa o arcillosa	24 a 29	0.45 a 0.55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0.34 a 0.45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0.31 a 0.34
• Arcilla residual o pre consolidada muy rígida y dura	22 a 26	0.40 a 0.49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0.31 a 0.34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.		
Tablestacas de acero contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas.	22	0.40
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura un solo tamaño.	17	0.31
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla.	14	0.25
• Limo fino arenoso, limo no plástico.	11	0.19
Hormigón moldeado o prefabricado o tablestacas de hormigón contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas.	22 a 26	0.40 a 0.49
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de solo tamaño.	17 a 22	0.31 a 0.40
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla.	17	0.31

• Limo fino arenoso, limo plástico.	14	0.25
Diferentes materiales estructurales:		
• Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas:		
a) Roca blanda tratada sobre roca blanda tratada	35	0.70
b) Roca dura tratada sobre roca blanda tratada	33	0.65
c) Roca dura tratada sobre roca dura tratada	29	0.55
• Mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano.	26	0.49
• Acero sobre acero en trabado en tablestacas.	17	0.31

Fuente: AASHTO LRFD 2004 Cap. 3.11.5.3

c) **Coefficiente de Empuje lateral Pasivo [k_p]**

Para suelos no cohesivos, los valores del coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo se pueden tomar de la Figura 2, para el caso de muro inclinado o vertical con relleno de superficie horizontal, o de la figura 3, para el caso de muro vertical y relleno de superficie inclinada. Para condiciones diferentes a las descritas en las figuras 2 y 3 el empuje pasivo se puede calcular usando el método de tanteos basado en la teoría de la cuña (por ejemplo ver Terzaghi et al. 1996). Si se utiliza la teoría de la cuña, el valor limitante del ángulo de fricción del muro no se deberá tomar mayor que la mitad del ángulo de fricción interna, Φ_f .

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

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

Dónde:

p_p : Empuje lateral pasivo del suelo [Mpa]

γ_s : Densidad del suelo [Kg/m^3]

z : Profundidad debajo de la superficie del suelo. [mm]

c : Cohesión del suelo [Mpa]

k_p : Coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo especificado en las figuras 1 y 2, según corresponda.

g : Aceleración de la gravedad [m/s^2]

Figura Nro. 6 Procedimiento de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales e inclinados con relleno de superficie horizontal.

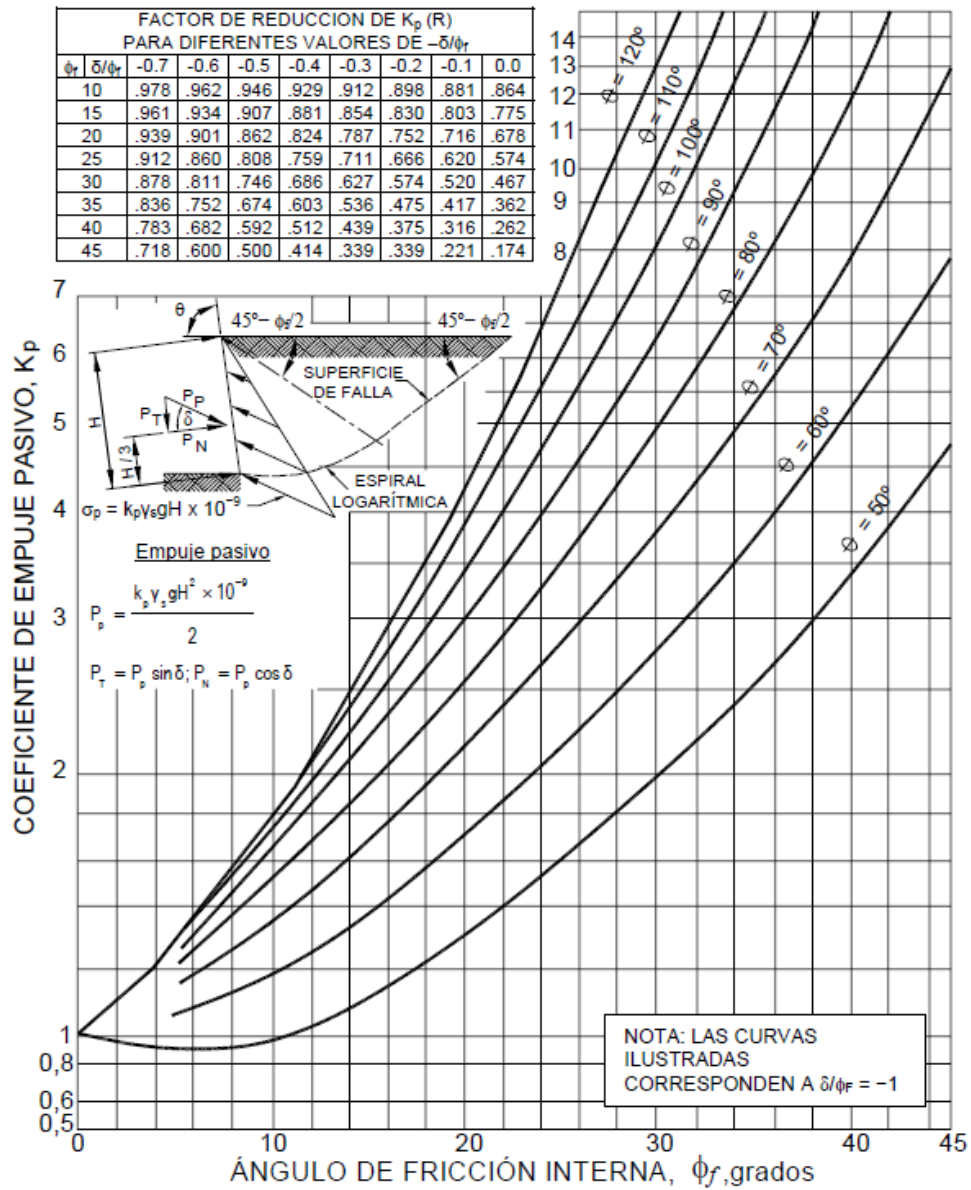
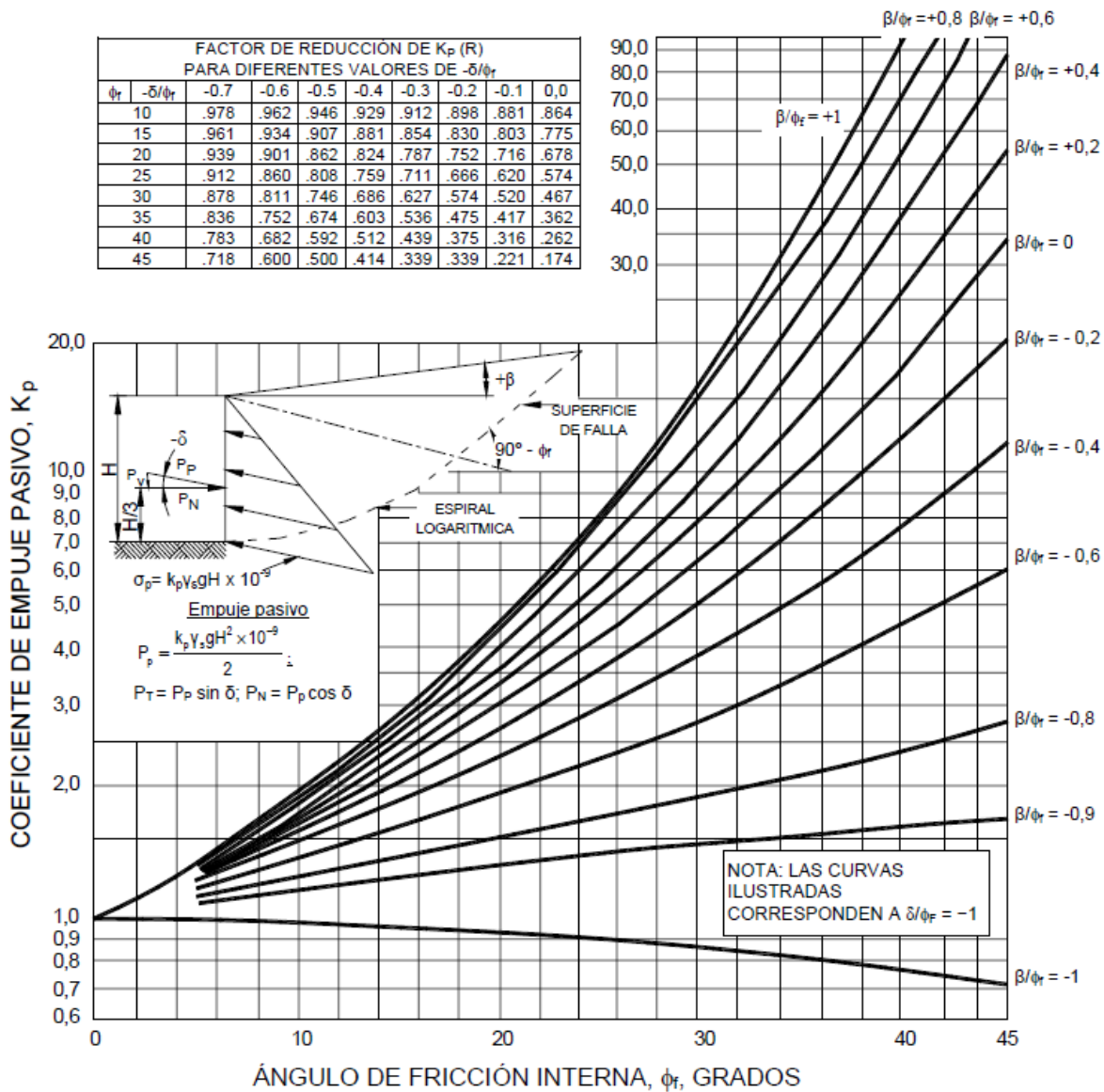


Figura Nro. 7 Procedimiento de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales con relleno de superficie inclinada.



Fuente: AASHTO LRFD 2004 Cap. 3.11.5.4

2.4.1.4 Sobre carga del suelo Uniforme [ES]

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

$$\Delta_p = k_s q_s$$

Dónde:

Δ_p : Empuje horizontal constante debido a la sobrecarga uniforme [Mpa]

k_s : Coeficiente de empuje del suelo debido a la sobrecarga

q_s : Sobrecarga uniforme aplicada sobre la superficie superior de cuña de suelo activa [Mpa]

Para condiciones de empuje activo k_s se deberá tomar como k_a , y para condiciones “en reposo” k_s se deberá tomar como k_o . Alternativamente, se pueden utilizar valores intermedios adecuados para el tipo de relleno y cantidad de movimiento del muro.

Fuente: AASHTO LRFD 2004 Cap. 3.11.6.1

2.4.2 Cargas transitorias

2.4.2.1 Fuerza de frenado de vehículos

En cuanto a la fuerza de frenado (BR), se debe tomar como el mayor de los siguientes valores:

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

En nuestro medio es recomendable tomar un valor del 5 % del peso total del camión de diseño, se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm. sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar sollicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección.

Fuente: AASHTO LRFD 3.6.4 (Pag. 41/58)

2.4.2.2 Fuerza de colisión de un vehículo

Según la normativa AASHTO la protección de estructuras es necesaria si no se cuenta con estructuras de protección como:

- Un terraplén;
- Una barrera anti choque estructuralmente independiente, instalada en el terreno y de 1370 mm de altura, ubicada a 3000 mm o menos del componente protegido; o
- Una barrera de 1070 mm de altura ubicada a más de 3000 mm de componente protegido.

Esta excepción solo se podrá aplicar si la barrera es estructuralmente capaz de sobrevivir el ensayo de impacto considerado.

En nuestro medio se diseña el cordón de seguridad de manera que sea difícil de montar por una rueda separando el vehículo del peatón, se considera las cargas de 750 kg como impacto a una distancia de 0.25m desde la calzada, esta carga solo se la deberá aplicar si el cordón tiene menos de 0.25 m. de altura.

Fuente: AASHTO LRFD 2004 Cap. 3.6.5; Hugo Belmonte.

2.4.2.3 Incremento por carga vehicular

La circulación de las cargas móviles a velocidad sobre la estructura de un puente da origen a esfuerzos instantáneos y de vibración, los cuales hacen que el material se fatigue y pueda entrar en resonancia, debido a la oscilación. Estos efectos se combinan con una carga de impacto que se produce cuando el vehículo penetra a una estructura menos rígida.

Para poder tomar en cuenta los efectos mencionados se deberá aplicar un factor de mayoración aplicando los porcentajes indicados en el cuadro Nro. 5, incremento por carga dinámica, (IM).

Cuadro Nro. 5
Incremento por carga viva

Componente	<i>IM</i>
Juntas del tablero – Todos los estados limites	75 %
Todos los demás componentes	
• Estado límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás estados limites	33%

Fuente: Norma AASHTO LRFD (2004)

2.4.2.4 Sobre carga viva para estribos (LS)

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro. Si la sobrecarga es para una carretera su intensidad deberá ser consistente con los requisitos del artículo 3.6.1.2.

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

$$\Delta_p = k \cdot \gamma_s \cdot g \cdot h_{eq} \times 10^{-9}$$

Dónde:

Δ_p : Empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga viva. [Mpa]

γ_p : Densidad total del suelo [Kg/m³]

k: Coeficiente de empuje lateral del suelo

h_{eq} : Altura de suelo equivalente para carga vehicular [mm]

g: Aceleración de la gravedad [m/s²]

**Cuadro Nro. 6 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

**Cuadro Nro. 7 Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos
paralelos al tráfico.**

Altura del estribo [mm]	H _{eq} [mm]
1500	600
3000	600
≥ 6000	600

Fuente: AASHTO LRFD 2004 3.11.6.4

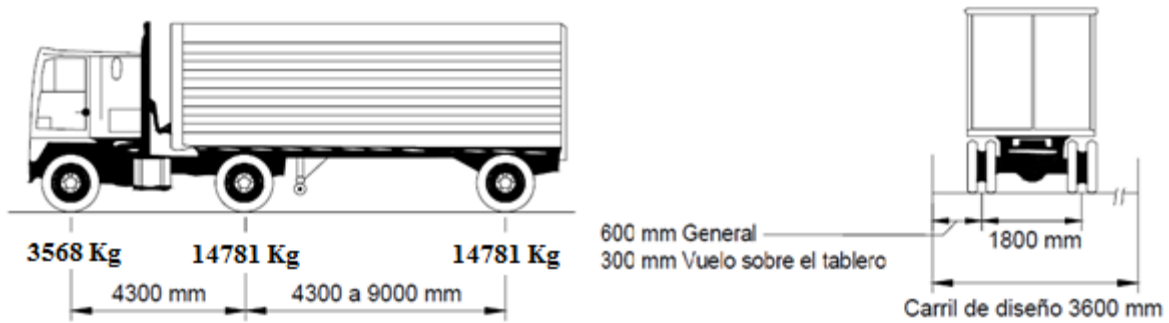
2.4.2.5 Sobre carga viva para la superestructura (LL)

Deberá aplicarse la sobrecarga vehicular llamada HL-93 que consiste en una combinación de:

- Camión de diseño o tándem de diseño, y
- Carga de carril de diseño

a) Camión de diseño

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión serán:



La separación entre los dos ejes deberá variar entre 4300 mm. y 9000 mm. para producir las sollicitaciones extremas con cargas puntuales de 14781 Kg y 3568 Kg respectivamente. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.

b) Tándem de diseño

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 11213 Kg con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en 2.4.2.3 Incremento por carga vehicular.

c) Carga de carril de diseño

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 948 Kg/m, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las sollicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

Fuente: AASHTO LRFD 2004 3.6.1.2

2.4.2.6 Sobrecarga peatonal

Se deberá aplicar una carga peatonal (PL) de 367 kg/m. en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

La sobre carga de diseño para las barandas para peatones se deberán tomar como $w = 74.41$ Kg/m. tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 90.72 Kg.

Los postes deben están diseñados para una carga concentrada de $P_{LL} = 890 + 0.73L$, dada en N en donde L es la separación entre postes en mm aplicada en el centro del pasamanos superior.

2.4.2.7 Asentamiento

Se deberán considerar las solicitaciones provocadas por los valores extremos de los asentamientos diferenciales entre subestructuras y entre unidades de una misma subestructura. Estas deformaciones provocadas por los asentamientos diferenciales se deben considerar con importancia cuando se está diseñando puentes hiperestáticos que forman una sola pieza entre vigas y pilas. En nuestro caso no se considera esta carga.

2.4.2.8 Cargas sísmicas

Para puentes de un solo tramo no se requiere análisis sísmico, independiente de la zona sísmica en la cual estén ubicados.

2.5 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGAS

2.5.1 Factores de carga en general

Los puentes se deben diseñar considerando los estados límites especificados a fin de lograr los objetivos de construcción, seguridad y serviciabilidad, considerando debidamente los aspectos relacionados con la economía y estética.

Cada uno de los elementos y conexiones debe satisfacer la siguiente ecuación para cada uno de los estados límites.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Dónde:

γ_i = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones mostradas en la normativa AASHTO.

ϕ = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal, 0.9 para flexión y 0.85 para corte.

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

Q_i = solicitación

R_n = resistencia nominal

R_r = resistencia reducida: ϕR_n

Para el diseño de puentes se tiene varios estados límites los cuales son:

- **Estados límites de servicio.**

Los estados límites de servicio se deben considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular, para ello se tienen los siguientes estados:

SERVICIO I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h., tomando todas las cargas a sus valores nominales.

También se relaciona con el control de las deflexiones y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

SERVICIO II – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

SERVICIO III – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

SERVICIO IV – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la figuración.

- **Estado límite de fatiga y fractura**

La intención del estado límite de fatiga es limitar el crecimiento de las fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el período de diseño del puente y se tiene el siguiente estado:

FATIGA – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes especificada.

- **Estado límite de resistencia**

Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga. Este estado garantiza que se provee resistencia y estabilidad:

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

RESISTENCIA II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

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

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

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

- **Estados límites correspondientes a eventos extremos**

Se debe considerar el estado límite correspondiente a eventos extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por un vehículo:

EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos.

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

Cuadro Nro. 8
Combinaciones de carga y factores de carga

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

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2004

Cuadro Nro. 9

Factores de carga para cargas permanentes γ_p

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: Norma AASHTO LRFD 2004

2.5.2 Hipótesis y combinaciones de carga para estribos

2.5.2.1 Hipótesis de carga en estribos

En estribos o muros de sostenimiento se deben analizar todos los posibles estados en los que la estructura se podría encontrar a través del tiempo, es por esto que se plantean hipótesis o estados en los que el estribo puede encontrarse.

Hipótesis I: Estribo más rellenos

Hipótesis II: Estribo más rellenos más superestructura.

Hipótesis III: Estribo solo sin rellenos.

De los anteriores es conveniente utilizar los dos primeros, ya que son las situaciones más comunes en las que se encuentran los estribos.

2.5.2.2 Movimiento y estabilidad en el estado Límite de Servicio I

a) Seguridad al vuelco

Se deberá calcular un factor que proviene de la interpretación de momentos resistentes y actuantes y deberá ser menor que 1.5; como se muestra a continuación.

$$Factor = \frac{\sum(Momentos Resistentes)}{\sum(Momentos Actuantes)} \geq 1,50$$

Si esta condición cumple se puede decir que el estribo cuenta con la suficiente capacidad de soportar el vuelco.

b) Esfuerzos sobre el terreno

Cuando se comprueba la presión sobre el terreno, debe tratarse de que la resultante de las fuerzas pase por el núcleo central de la base con el objeto de evitar una gran concentración de esfuerzos en el borde de la base que podría originar asentamientos diferenciales. Para la verificación de la excentricidad se deberá aplicar la siguiente formula:

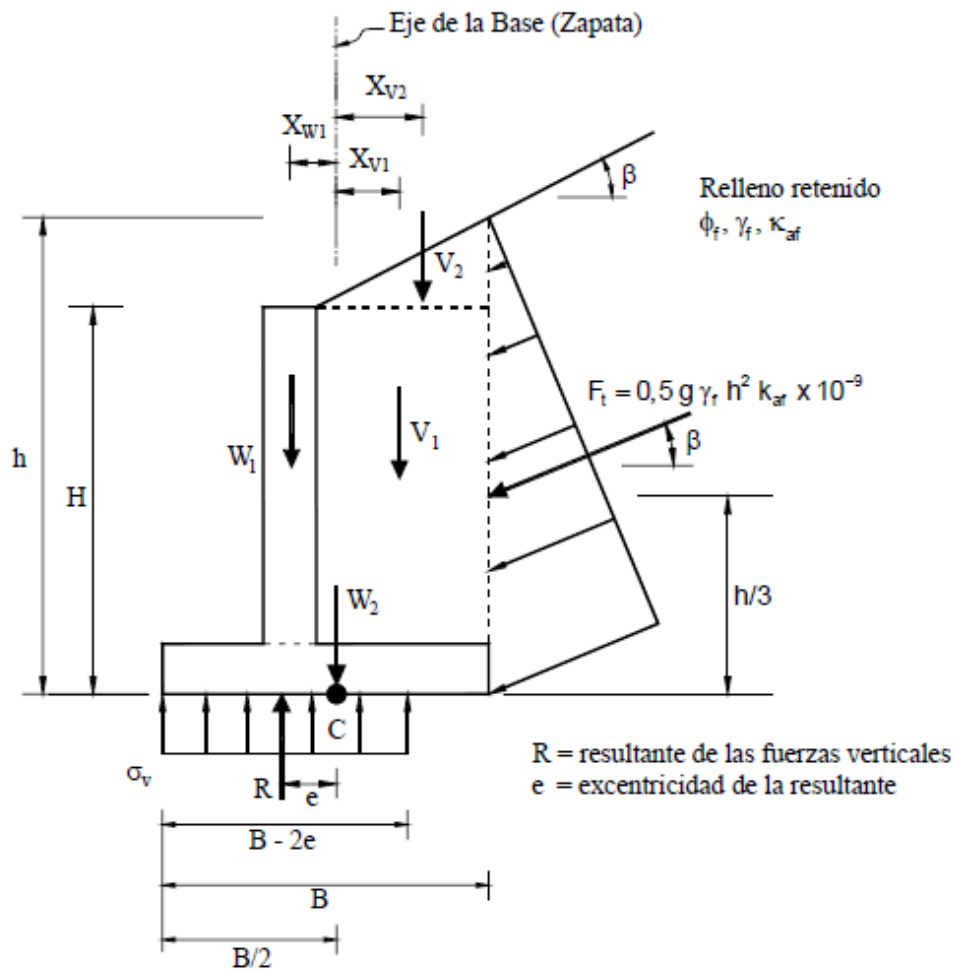
$$e = \frac{\sum(Momentos Resistentes) - \sum(Momentos Actuantes)}{\sum(Fuerzas Verticales)}$$

Para el cálculo de los esfuerzos sobre el terreno, pueden utilizarse fórmulas de flexión compuesta, que para un ancho B=1.0m son las siguientes:

$$\sigma_v = \frac{\sum(Fuerzas Verticales)}{B - 2e}$$

El esfuerzo deberá ser menor que la capacidad de carga mayorada en el estado límite de resistencia.

Figura Nro. 8
Esfuerzos sobre el terreno



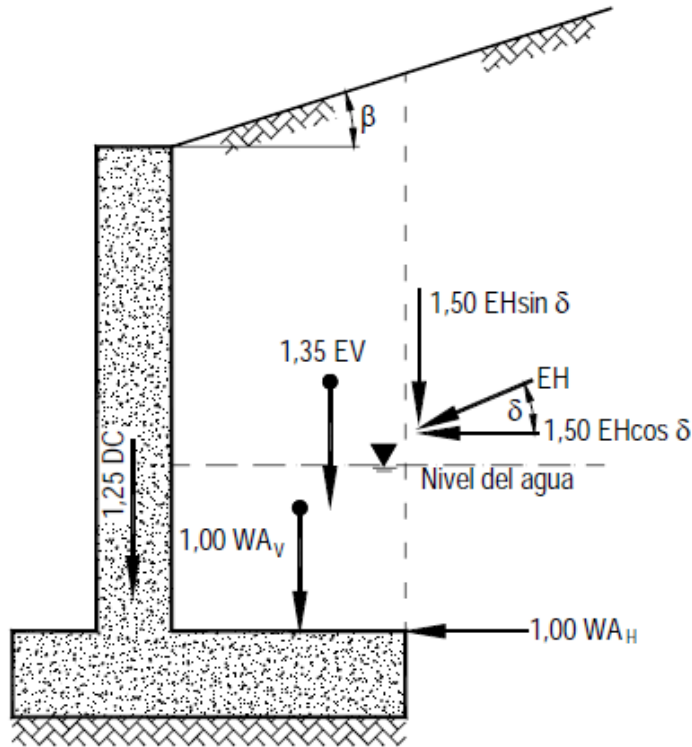
Sumando momentos respecto del punto C:

$$e = \frac{(F_t \cos \beta) h/3 - (F_t \sin \beta) B/2 - V_1 X_{v1} - V_2 X_{v2} + W_1 X_{w1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_t \sin \beta}$$

2.5.2.3 Capacidad de carga y estabilidad en el estado Límite de Resistencia I y IV

Figura Nro. 9

Típica aplicación de los factores de carga para determinar la capacidad de carga



a) Capacidad de carga

La capacidad de carga se deberá investigar en el estado límite de resistencia utilizando cargas y resistencias mayoradas de la misma manera que se la realiza en el punto 2.5.2.2

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2004 11.6.3.2

b) Seguridad al vuelco

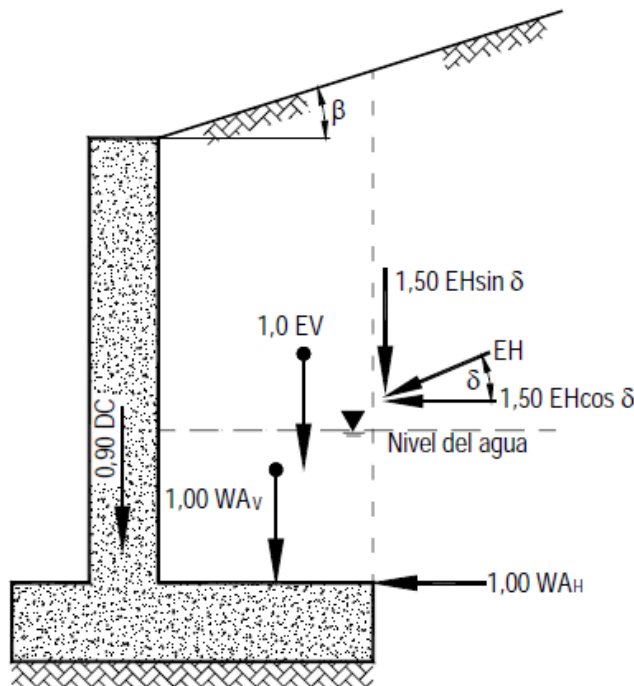
Si el muro es soportado por una fundación en suelo, la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro del medio central de la base.

Los criterios especificados para la ubicación de la resultante, junto con la investigación de la presión de contacto, reemplaza la investigación de la relación entre el momento estabilizador y el momento de vuelco. Ubicar la resultante dentro del medio central del

ancho de la base en el caso de fundaciones en suelo se basa en el uso de la distribución plástica de la presión de contacto para el estado límite.

Se calcula con la fórmula de 2.5.2.2

Figura Nro. 10
Típica aplicación de los factores para calcular la excentricidad y el resbalamiento.



Fuente: Norma AASHTO LRFD 2004 11.6.3.3

c) Seguridad al desplazamiento

Se debe investigar la falla por resbalamiento en el caso de las zapatas que soportan cargas inclinadas y/o que están fundadas sobre una pendiente.

Para las fundaciones en suelos arcillosos se deberá considerar la posible presencia de una liz de retracción entre suelo y fundación. Si se incluye la resistencia pasiva como parte de la resistencia al corte requerido para resistir el resbalamiento, también se deberá considerar la posible eliminación futura del suelo delante de la fundación.

La resistencia mayorada contra la falla por resbalamiento, en Kg, se puede tomar como:

$$Q_R > \phi Q_n = \phi_\tau Q_\tau + \phi_{ep} Q_{ep}$$

Dónde:

Φ_τ : factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación especificado en el cuadro Nro. 10

Q_τ : resistencia nominal al corte entre el suelo y la fundación [kg]

Φ_{ep} : factor de resistencia para la resistencia pasiva especificado.

Si el suelo de la zapata no es cohesivo:

$$Q_\tau = V \tan \delta$$

Para lo cual:

$\tan \delta = \tan \Phi_f$ para hormigón colado contra suelo y $0.8 \tan \Phi_f$ para zapatas de hormigón prefabricado.

Φ_f : Angulo de fricción interna del suelo [°]

V: Esfuerzo vertical total [kg]

Cuadro Nro. 10
Factores de Resistencia para el estado Límite de Resistencia de las fundaciones superficiales

METODO/SUELO/CONDICION		FACTOR DE RESISTENCIA	
Capacidad de carga y empuje pasivo	Arena:	• Procedimiento semi empírico utilizando datos de ensayos SPT	0.45
		• Procedimiento semi empírico utilizando datos de ensayos de penetración (CPT).	0.55
		• Método racional – Usando Φ_f estimado a partir de datos de ensayos SPT	0.35
		Usando Φ_f estimado a partir de datos de ensayos CPT	0.45
	Arcilla:	• Procedimiento semi empírico utilizando datos de ensayos CPT	0.50
		• Método racional – Usando la resistencia al corte medida en ensayos en laboratorio	0.060
		Usando resistencia al corte medida en ensayos de molinete in situ	0.60
		Usando la resistencia al corte estimada a partir de datos de ensayos CPT	0.50
	Roca:	• Procedimiento semi empírico, Carter y Kilhawy (1988)	0.60
	Ensayo con placa de carga	0.55	
Resbalamiento		Hormigón colado en obra sobre arena Usando Φ_f estimado a partir de datos de ensayos SPT	0.90
		Usando Φ_f estimado a partir de datos de ensayos CPT	0.90
		Hormigón prefabricado colocado sobre arena Usando Φ_f estimado a partir de datos de ensayos SPT	0.80
		Usando Φ_f estimado a partir de datos de ensayos CPT	0.80
	Φ_t	Arcilla (cuando la resistencia al corte es menor que 0.5 veces la presión normal) Usando la resistencia al corte medida en ensayos en laboratorio	0.85
		Usando resistencia al corte medida en ensayos in situ	0.85
		Usando la resistencia al corte a partir de datos de ensayos CPT	0.80
		Arcilla (cuando la resistencia es mayor que 0.5 veces la presión normal)	0.85
	Suelo sobre suelo	1.0	
Φ_f	Componente de empuje pasivo del suelo de la resistencia al resbalamiento.	0.50	

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2004 10.6.3.3

2.6 MATERIALES

2.6.1 Hormigones

La norma AASHTO clasifica a los hormigones según su resistencia a la compresión según lo mostrado en el siguiente cuadro:

Cuadro Nro. 11
Clasificación de hormigones

Clase de Hormigón	Mínimo contenido de cemento Kg/m ³	Máxima relación agua-cemento Kg/Kg	Agregado grueso según AASHTO M43 (ASTMD 448) Tamaño aberturas cuadradas (mm)	Resistencia a la compresión a 28 días MPa	Uso
A	362	0.49	25 a 4.75	28	Generalmente se utiliza para todos los elementos de las estructuras, excepto cuando otra clase de hormigón resulta más adecuada.
B	307	0.58	50 a 25	17	Se utiliza en zapatas, pedestales, fustes de pilotes macizos y muros de gravedad.
C	390	0.49	12.5 a 4.75	28	Se utiliza en secciones delgadas, tales como barandas armadas de menos de 100 mm de espesor, como relleno en pisos de emparillado de acero, etc.
P	334	0.49	25 a 4.75 ó 19 a 4.75	Según se especifique	Se utiliza cuando se requieren resistencias superiores a 28 MPa. En el caso del hormigón pretensado se debería considerar limitar el tamaño nominal de los agregados a 20 mm.
S	390	0.58	25 a 4.75	-	Se utiliza cuando es necesario colocar bajo agua en compartimentos estancos para obtener un sello impermeable al agua.
Baja densidad	334	Según se especifique			

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2004

Como se observa en el cuadro anterior la norma AASHTO ya no permite hormigones tipo A de menos de 28MPa. Sin embargo para nuestro medio se usará un hormigón de 21 MPa.

- **Módulo de elasticidad**

El valor del módulo de elasticidad para un hormigón de una densidad normal es:

$$E_c = 4800\sqrt{f'_c}$$

Dónde:

E_c = módulo de elasticidad en MPa.

f'_c = resistencia del hormigón a la compresión a los 28 días en MPa.

2.6.2 Acero de refuerzo

La tensión de fluencia nominal deberá ser la mínima especificada para el grado de acero seleccionado, excepto que para propósitos de diseño no se deberán utilizar tensiones de fluencia superiores a 520 MPa. Aquí se utilizara acero con una fluencia de 420Mpa o acero de grado 60.

Cuadro Nro. 12
Diámetros Comerciales

Diam nominal	Perim. Nominal	Peso nominal	Peso por barra 12m	Secciones Nominales / número de barras										Ø mandril de doblado mínimo
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
mm	cm	kg/m	kg	cm2										cm
6	1.88	0.22	2.664	0.28	0.56	0.84	1.12	1.40	1.68	1.96	2.24	2.52	2.80	2.40 (4Ø)
8	2.51	0.40	4.740	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	3.20 (4Ø)
10	3.14	0.62	7.404	0.79	1.58	2.37	3.16	3.95	4.74	5.53	6.32	7.11	7.90	4.00 (4Ø)
12	3.77	0.89	10.656	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.78	7.91	9.04	10.17	11.30	4.80 (4Ø)
16	5.03	1.58	18.960	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.09	20.10	6.40 (4Ø)
20	6.28	1.47	17.640	3.14	6.28	9.42	12.56	15.70	18.84	21.98	25.12	28.26	31.40	14.00 (4Ø)
25	7.85	3.85	46.200	4.91	9.82	14.73	19.64	24.55	29.46	34.37	39.28	44.19	49.10	17.50 (4Ø)
32	10.10	6.31	75.720	8.04	16.08	24.12	32.16	40.20	48.24	56.28	64.32	72.36	80.40	22.40 (4Ø)
40	12.60	9.86	118.32	12.57	25.14	37.71	50.28	62.85	75.42	87.99	100.6	113.1	125.7	-

Fuente: Acindar

2.7 ANALISIS Y DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO

2.7.1 Análisis y diseño por flexión

Para el diseño por flexión debemos saber que el tipo de falla deseable es la falla dúctil con la cual la sección ha desarrollado grandes deformaciones.

El código ACI nos da los siguientes límites de cuantía para el diseño:

2.7.1.1 Cuantía mínima

En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, el área de acero proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} b_w d$$

Pero no menor a:

$$A_{s,min} = 1.4 b_w d / f_y$$

Dónde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto. [Mpa]

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. [Mpa]

b_w : Ancho de la pieza o del alma. [mm]

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide de acero. [mm]

Fuente: ACI 318S-05 10.5

2.7.1.2 Cuantía máxima

Si se pretende usar una viga balanceada (ni sub-reforzada ni sobre-esforzada) teóricamente fallara en forma simultánea y sin aviso. Por ellos ACI 10.3.3 limita el porcentaje de acero usando vigas de concreto reforzadas simples sin carga axial a 0.75 veces el porcentaje que daría una condición balanceada.

La cuantía balanceada es igual a:

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

Y la cuantía máxima es:

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

Dónde:

β_1 : Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro. Para f'_c entre 17 y 28 Mpa, el factor se debe tomar como 0.85.

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto. [Kg/cm²]

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. [Kg/cm²]

Fuente: Diseño de concreto reforzado Jack C. McCormac 3.8.

2.7.1.3 Diseño por flexión

El diseño deberá cumplir la siguiente condición

$$Mu \leq \phi Mn$$

Dónde:

Mu : Momentos solicitados mayorados

Mn : Momento nominal que resiste el hormigón.

ϕ : Factor de reducción de capacidad con un valor de 0.9 para flexión.

El cálculo de armadura es simple y se realiza con las dos fórmulas que a continuación se presentan que resultan del análisis de equilibrio del par de fuerzas internas, con una distribución de compresiones en el hormigón de forma rectangular. (Método simplificado)

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - 2.614 \cdot \frac{Mu}{f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b}{f_y}$$

Dónde:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide de acero. [cm]

Mu: Momento ultimo máximo mayorado. [Kg.cm]

b: Base del elemento a diseñar. [cm]

a: Profundidad del bloque de compresiones. [cm]

As: Área de acero necesario. [cm²]

Los demás términos fueron definidos previamente.

Fuente: ACI 318-08 Cap. 10 Pag. 137

2.7.2 Diseño a flexión de vigas de gran altura

Se llaman vigas de gran canto las vigas rectas que tienen una relación luz/canto inferior a 2 si son simplemente apoyadas.

Los diafragmas de la estructura serán calculadas como vigas de gran altura, siguiendo la bibliografía de Jiménez Montoya 14va Edición Capitulo 22.7

2.7.3 Diseño por fuerza cortante

El diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe estar basado en

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde V_u es la fuerza cortante mayorado en la sección considerada y V_n es la resistencia nominal al cortante calculado mediante:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde V_c es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, y V_s es la resistencia nominal al cortante proporcionado por el refuerzo de cortante. Ambos calculados con las siguientes relaciones:

Para elementos sometidos a compresión y flexión:

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{Nu}{140Ag} \right) \lambda \sqrt{f_c'} bw \cdot d$$

Para elementos sometidos a flexión

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c'} bw \cdot d$$

Donde V_u excede ϕV_c , el refuerzo para cortante debe proporcionarse de acuerdo con las ecuaciones siguientes:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{S}$$

Dónde:

V_c : Resistencia nominal proporcionada por el concreto

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal

A_g : Área bruta de la sección de concreto

λ : Factor modificador se debe aplicar con el valor 1 para concreto de peso normal.

f_c' : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

b_w : Ancho del alma

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal.

V_s : Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo a cortante.

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia f_y del refuerzo transversal

A_v : Área del refuerzo a cortante con un espaciamiento S .

S : Espaciamiento medido centro a centro de refuerzo transversal.

Si $V_u \leq \phi V_c/2$, entonces no necesita ningún refuerzo transversal.

Si $\phi V_c/2 \leq V_u \leq \phi V_c$, necesita refuerzo mínimo exceptuando losas, vigas con una altura menor a 20cm y viguetas.

Si $V_u \geq \phi V_c$, Necesita armadura de corte.

Refuerzo mínimo a cortante

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión donde V_u exceda a $0.5\phi V_c$

$$A_v \min = 0.2\sqrt{f_c'} \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

Pero no menor que:

$$A_v \min = 3.5 \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

Límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante

- El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de $d/2$, ni 600 mm.
- Donde V_s sobrepase $0.33\sqrt{f_c'} b_w \cdot d$ las separaciones máximas dadas anteriormente se deben reducir a la mitad.

Fuente: ACI 318-08 Cap. 11 pag 165

2.7.4 Distribución del refuerzo de flexión en losas en una dirección

Esta sección establece reglas para la distribución del refuerzo a flexión a fin de controlar el agrietamiento por flexión en vigas y en losas en una dirección (losas reforzadas para resistir los esfuerzos de flexión en una sola dirección)

El espaciamiento del refuerzo más cercano a una superficie en tracción, s , no debe ser mayor que el dado por:

$$s = 38 \left(\frac{2800}{f_s} \right) - 2.5c_c \text{ pero no mayor que } 30 \left(\frac{2800}{f_s} \right)$$

$$f_s = 2/3f_y$$

c_c : Es la menor distancia desde la superficie del refuerzo a la cara de tracción

Fuente: ACI 318D-08 10.6 pag. 146

2.7.4.1 Cuantía del refuerzo de retracción y temperatura

El refuerzo corrugado, empleado como refuerzo de retracción y temperatura debe colocarse de acuerdo con lo siguiente:

La cuantía de refuerzo y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación pero no menor que 0.0014

- En losas donde se empleen barras corrugadas grado 420 o refuerzo electro soldado de alambre 0.0018.
- El refuerzo de retracción y temperatura no debe colocarse con una separación mayor de 5 veces el espesor de la losa ni de 450 mm

Fuente: ACI318S-08 7.12.2 pag 106

2.7.4.2 Armadura de distribución

Los requisitos se deben aplicar a las losas de hormigón que tiene cuatro capas de armadura, dos en cada dirección.

En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo.

Si la armadura principal es paralela al tráfico

$$\frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\%$$

Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

Dónde:

S: longitud de tramo efectiva considerada igual a la longitud efectiva [mm]

Fuente: AASHTO 2004 Cap. 5.14.4.1 Pag 76/92 y AASHTO 2004 Cap. 9.7.3.2 Pag. 19/51

2.7.5 Detalles del refuerzo

2.7.5.1 Protección de concreto para el refuerzo

a) Concreto construido en sitio no presforzado

A menos que se exija un recubrimiento mayor de concreto, el recubrimiento especificado para el refuerzo no debe ser menor que el siguiente:

[mm]

- Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a el 75
- Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:
 - Barras No. 19 a No. 57 50
 - Barras No. 16, alambre MW200 o MD200 y menores 40
- Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:
 - Losas Muros y viguetas Barras No. 43 y No. 57 40
 - Losas muros y viguetas Barras No. 36 y menores 20
 - Vigas y columnas Armadura principal, estribos, espirales 40
 - Cascaras y placas plegadas Barra No. 19 y mayores 20
 - Cascaras y placas plegadas Barras No. 16 y menores 13

b) Concreto fabricado bajo controles de planta

El término fabricados en condiciones de control de planta no implica específicamente que los elementos prefabricados deban estar hechos en una planta.

[mm]

- Concreto expuesto al suelo o a la intemperie:
 - Paneles de muros Barras No. 43 y No. 57 40
 - Paneles de muros Barras No. 36 y menores 20
 - Otros elementos Barras No. 43 y No. 57 50
 - Otros elementos Barras No. 19 al No. 36 40
 - Otros elementos Barras No. 16 y menores 30
- Concreto no expuesto a la acción de la intemperie ni en contacto con el suelo:
 - Losas muros y viguetas Barras No. 43 y No. 57 30

○ Losas muros y viguetas Barras No. 36 y menores	16
○ Vigas, columnas Refuerzo principal	$16 < d_b < 40$
○ Cascaras y losas plegadas Barras No. 19 y mayores	16
○ Cascaras y losas plegadas Barras No. 16 y menores	10

Fuente: ACI 318-08 Cap. 7.7 pag 95

2.7.5.2 Ganchos estándar

El término “gancho estándar” se emplea con uno de los siguientes significados

- Doblez de 180° más una extensión de $4 d_b$, pero no menor de 65 mm en el extremo libre de la barra
- Doblez de 90° más una extensión de $12 d_b$ en el extremo libre de la barra.
- Para estribos y ganchos de estribo
 - Barra No. 16 y menor, doblez de 90° más extensión en el extremo libre de la barra.
 - Barra No. 19, No. 22 y No. 25, doblez de 90° más extensión de $12 d_b$ en el extremo libre de la barra.
 - Barra No. 25 y menor, doblez de 135° más extensión de $6d_b$ en el extremo libre de la barra.

Fuente: ACI 318-08 Cap. 7.1 Pag. 91

2.7.5.3 Diámetro mínimo de doblado

El diámetro de doblado, medido en la cara interior de la barra, excepto para estribos de diámetros No. 10 a No. 16, no debe ser menor que los valores del cuadro Nro.13

El diámetro interior de doblado para estribos no debe ser menor que $4 d_b$ para barras No.16 y menores. Para barras mayores que No.16, el diámetro de doblado debe cumplir con lo estipulado en el cuadro Nro. 13

Cuadro Nro. 13
Diámetro mínimo de doblado

Diámetro de las barras	Diámetro mínimo de doblado
No. 10 a No. 15	6 d _b
No. 29, No. 32 y No. 36	8 d _b
No. 43 y No. 57	10 d _b

Fuente: ACI 318-08 Cap. 7.2 Pag. 91 También AASHTO 2004 Cap. 5.10.2.3 Pag 29/74

2.7.5.4 Longitud de anclaje

Las solicitaciones calculadas en la armadura en cada sección se deberán desarrollar a cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida, un gancho, un dispositivo mecánico, o una combinación de estos elementos. Los ganchos y anclajes mecánicos solo se podrán utilizar para anclar barras en tracción.

La longitud de anclaje se puede tomar: $ld = 40\phi$ o $ld = 1.15 * 40\phi$ en lugares de alta tracción.

Fuente: AASHTO 2004 Cap. 5.11 Pag. 1/92 Apuntes de clase CIV 592

2.8 ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS

Son las estructuras que sirven para complementar y proporcionar el correcto funcionamiento y seguridad de la estructura pero que no forman parte de la misma

2.8.1 Obras de defensa y encausamiento

2.8.1.1 Gaviones

Su objetivo principal es el control de ríos: en ríos, el gavión acelera el estado de equilibrio del cauce. Evita erosiones, transporte de materiales y derrumbamientos de márgenes, se los colocara en lugares cercanos a la obra donde se vea necesario proteger el margen.

2.8.1.2 Forestación

Se colocaran plantas con características capaces de evitar erosión y desgaste del agua, estas deberán colocarse en los bordes del cauce.

2.8.2 Obras de acceso

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

2.8.3 Losas de aproximación

Son losas de concreto de 5.70 m de ancho x 0.2 m de espesor de concreto simple o armado la longitud mínima será de 4m.

CAPITULO III.-

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 ESTUDIO TOPOGRÁFICO

Se realizó un levantamiento topográfico según lo especificado en el capítulo anterior. Obteniendo curvas de nivel cada metro en altimetría. El levantamiento abarca en la zona aproximadamente 120 metros aguas arriba y 120 metros aguas abajo sobre la quebrada y sobre la vía 87 metros en ambas direcciones. Se identificó las construcciones existentes, postes de alumbrado público, la vía y el cauce.

Se realizó el levantamiento con la estación total obteniendo 226 puntos en toda la superficie que fueron procesados con un software Civil 3D y plasmados en los planos.

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

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

Ver Anexo I y Plano 1/5

3.2 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO.

La quebrada Barbascuyo pertenece a una sub cuenca del rio Camacho, después de realizar un estudio detallado de las características de la misma se pudo determinar lo siguiente:

Cuadro Nro. 14
Características de la cuenca

<i>CARACTERISTICA</i>	<i>UNIDAD</i>	<i>CANTIDAD</i>
<i>Área de la cuenca</i>	<i>Km2</i>	<i>5.97</i>
<i>Perímetro de la cuenca</i>	<i>km</i>	<i>10.69</i>
<i>Altitud máxima de la cuenca</i>	<i>msnm</i>	<i>2140</i>
<i>Altitud mínima de la cuenca</i>	<i>msnm</i>	<i>1920</i>

<i>Altitud media de la cuenca</i>	<i>msnm</i>	<i>2030</i>
<i>Longitud media del cauce principal</i>	<i>Km</i>	<i>4.43</i>
<i>Pendiente media de la quebrada</i>	<i>m/m</i>	<i>0.049</i>

Fuente: Elaboración propia

Las estaciones utilizadas para la elaboración de los datos necesarios del proyecto fueron:

Cuadro Nro. 15
Estaciones utilizadas

Estación	Latitud S	Longitud W	Tipo de estación	Anos registrados
Chocloca	21°44'53"	64°43'46"	Pluviométrica	1975 - 2008
Juntas	21°48'37"	64°47'51"	Pluviométrica	1975 - 2010
Pampa Redonda	21°42'	64°49'	Pluviométrica	1966 - 1994

Fuente: SENAMHI

3.2.1 Caudal Máximo

Se calculó el caudal máximo de acuerdo a lo especificado en el marco teórico de donde se obtiene los siguientes resultados para un periodo de retorno de 100 años:

Cuadro Nro. 16
Caudales

Método	Caudal (m3/s)
<u>Hidrograma Triangular</u>	<u>76.90</u>
Método Racional	56.40

Se utilizara el caudal obtenido del Hidrograma triangular, 76.90 m3/s.

3.2.2 Tirante de circulación máximo

El cálculo de los tirantes es basado en la hidráulica del punto de análisis, utilizando el caudal máximo del método del Hidrograma triangular; utilizando un coeficiente de rugosidad de 0.031 para grava arenosa; la pendiente media del cauce obtenido del perfil longitudinal de la quebrada es de 0.0117 m/m.

Cuadro Nro. 17
Tirantes de circulación máximos

Altura	Área (m ²)	Perímetro (m)	RH (m)	Q (m ³ /s)
0.00 - 0.25	1.547	9.272	0.167	1.64
0.25 - 0.50	4.213	12.282	0.343	7.20
0.50 - 0.75	7.557	15.365	0.492	16.43
0.75 - 1.00	11.305	16.048	0.704	31.23
1.00 - 1.25	15.055	16.548	0.910	49.32
1.25 - 1.50	18.805	17.048	1.103	70.05
1.50 - 1.75	22.555	17.548	1.285	93.04
1.75 - 2.00	26.305	18.048	1.458	117.99

Fuente: Elaboración propia

El tirante máximo de circulación es 1.57 m, considerando una revancha de 1.5 metros, tenemos la altura final de 3.07m desde la cota más baja de la sección transversal hasta la parte inferior de la viga.

Ver anexo III.

3.2.3 Profundidad de socavación

Se aplicaron diferentes métodos para la obtención de la socavación, unos generales y otros específicos para estribos de puentes. A continuación se presenta el resumen del estudio de socavación:

Cuadro Nro. 18
Profundidades de socavación

Método de calculo	Ds [m]	
	Socavación General	Socavación localizada en estribos.
Neill	0	
Lacey	0.93	
Belmonte	1.17	
Frohelich		1.69
Laursen		1.44
Lui Chang Skinner		1.97

Fuente: Elaboración propia

Adoptamos la situación más crítica 1.97 m de socavación.

3.2.4 Resumen de parámetros estudio hidrológico

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

Cuadro Nro. 19
Resumen parámetros hidrológicos

Característica	Unidad	Cantidad
Caudal	m ³ /s	76.90
Espejo de agua	m	15
Pendiente	m/m	0.0117
Tirante máximo	m	3.07
Cota tirante máximo	msnm	1963.18

Ver Anexo IV

3.3 ESTUDIO DE SUELOS

Durante la realización de todas las pruebas del laboratorio se pudo evidenciar que se trataba de un suelo a-1-b (0) de acuerdo a la normativa AASHTO tratándose de una grava mal graduada con bajo contenido de arena y limo.

Se trata de un suelo aluvial que tiene mayor porcentaje de arenas y limos con poca presencia de arcillas que lo hace un suelo no cohesivo por lo que no llega a tener límites.

El contenido de humedad afecta directamente a la capacidad portante de un suelo, los dos pozos obtiene un promedio de 13 a 14 % de humedad.

En el ensayo de capacidad portante (SPT) obtuvimos un numero de golpes de 17 y de acuerdo a ábacos obtenemos una resistencia de 2.81 kg/cm², en el pozo exploratorio 2 llegamos a obtener 15 golpes por lo tanto obtenemos un valor de 2.64 kg/cm².

Este último valor (2.64Kg/cm²) afectado por el coeficiente de seguridad, y al tratarse del menor de los dos valores podemos realizar un diseño uniforme para los dos extremos del puente en las fundaciones de los estribos.

Ver Anexo II

3.4 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

3.4.1 Condiciones generales

De acuerdo a los estudios hidrológicos y topográficos se pudo constatar la necesidad de salvar una longitud de 16.20 metros, siendo una distancia de 15 metros entre las paredes internas de los estribos y una luz de cálculo de 15.60 m.

El ancho de calzada es de 4 metros, valor deducido del estudio de tráfico, donde se constata que no es necesario un puente de dos carriles por el bajo tráfico de la zona.

3.4.2 Diseño del barandado

Para el diseño geométrico del barandado se tomó referencia de la norma AASHTO Cap. 13, la baranda está diseñada con pasamanos de acero galvanizado hueco y postes de hormigón armado de una altura de 1.10 m. según especificaciones de la norma AASHTO LRFD.

Los postes se distribuyeron con una separación de 1.86 metros de manera de reducir el peso y para que queden distribuidos de forma tal que se tenga un poste al comienzo y al final del barandado.

3.4.2.1 Diseño del pasamanos

El pasamano es de tubo de acero galvanizado de 4 plg de diámetro externo y un espesor de 0.118 plg. Suficiente para resistir las cargas establecidas por normativa AASHTO LRFD.

Se dispondrán de 4 tubos en cada tramo de poste a poste con las separaciones establecidas en los planos, de manera que la geometría cumpla con requisitos también establecidos en la norma.

3.4.2.2 Diseño de los postes de hormigón armado.

Se realizó el diseño de un elemento de hormigón armado, suficientemente armado para resistir las cargas impuestas por la normativa teniendo como resultado un poste de dimensiones establecidas en los planos (0.15m x 0.16m) con armadura longitudinal 4Ø8mm y armadura de corte o transversal 5Ø6mm c/26 cm.

Ver anexo V-2.1 y 2.2

3.4.3 Diseño de la vereda

Las veredas se diseñaron con una ancho libre para el paso peatonal de 0.6 m con un espesor de losa 0.15 m. Ubicadas a ambos lados de la calzada del puente, las cargas utilizadas para tal diseño fueron analizadas suponiendo dos casos:

Caso I: Acera completamente cargada de peatones.

Caso II: Acera cargada con la rueda delantera de un vehículo que ha logrado subir el bordillo.

Como resultado del análisis de cargas y del diseño del elemento de hormigón armado como una losa de un metro de ancho en voladizo tenemos una armadura de $6\text{Ø}10$ mm y una armadura de distribución de $4\text{Ø}10$ mm y armadura de retracción y temperatura $3\text{Ø}10$ mm.

Ver anexo V-3

3.4.4 Diseño del bordillo

El bordillo se trata de dos vigas que se encuentran dispuestas una a cada lado de la calzada que sirven para generar una diferencia de altura entre el tráfico peatonal y vehicular, brindando mayor seguridad y protección a los peatones. Hace de baranda vehicular por que evitara que los autos descarrilados logren desbordar por el puente.

La altura del bordillo desde la capa de rodadura es de 0.25 m altura mínima necesaria para que sea difícil que un auto suba a la acera.

Se diseña el bordillo para resistir dos hipótesis de cargas:

Caso I: La acera está siendo utilizada por peatones y es impactada por el vehículo.

Caso II: Se calcula para la eventualidad que la rueda haya montado el bordillo y elimina la posibilidad que existan peatones.

El cálculo de la armadura se lo realiza para las diferentes hipótesis, y así también se aplica un 10% de la carga de la rueda para el cálculo de la armadura a flexión.

Después de realizar el análisis de carga y los cálculos del elemento de hormigón armado se obtiene de las dos hipótesis y del cálculo de la armadura de corte el mayor valor es $10\text{Ø}10\text{mm}$ y para la armadura longitudinal es $2\text{Ø}16\text{mm}$

Ver anexo V-4

3.4.5 Número y separación de vigas

El número de vigas se determinó tomando en cuenta las recomendaciones dadas, con la cual se determinó un número de vigas igual a 2.

Para la separación de vigas se realizó un proceso iterativo donde se trata de igualar las armaduras de la losa, utilizando solo el peso propio de la losa y accesorios igualamos momentos positivos con negativos, de esta manera y en función a la separación de las vigas se pueden obtener diferentes valores adoptando así el valor constructivamente y estructuralmente eficiente.

La separación entre vigas es 2.80 m de eje a eje de vigas. La longitud del volado de la losa es de 0.60 m.

Ver anexo V-1

3.4.6 Diseño de la losa de hormigón armado

La losa de hormigón armado de ancho 4 m. y espesor de 0.20 m. está compuesta por dos tipos de análisis de losa, una es la losa exterior que se encuentra en la parte externa a las vigas y la interior que es la losa que se encuentra entre las vigas.

3.4.6.1 Diseño de la losa exterior

El punto de análisis de la losa exterior es en la cara externa de la viga externa, se aplican todas las cargas ya aplicadas en los anteriores diseños incluyendo una carga de línea de ruedas a 0.30 m de acuerdo a la normativa. Siendo este el caso más desfavorable para la losa externa.

El cálculo de armadura de flexión y temperatura arroja las siguientes armaduras para una sección transversal de 0.20 m de altura y un ancho de 1.00 m. para la flexión $10\text{Ø}10\text{mm}$.

Para la armadura de distribución $7\text{Ø}10\text{mm}$. y para la armadura de retracción y temperatura obtenemos un valor de $4\text{Ø}10\text{ mm}$.

Ver anexo V-5

3.4.6.2 Diseño de la losa interior

En este caso ubicaremos las cargas del eje trasero del camión de diseño donde podrían ocurrir los máximos momentos en la losa interior.

Después de realizar el análisis se pudo constatar que el máximo momento que se produce en la losa interior ocurre cuando una carga se encuentra sobre el apoyo y otra a 1.8 m de la primera, entonces tenemos el máximo momento a 1.8 m del apoyo (viga). Los momentos ocasionados por la carga muerta se analizaron para este punto crítico.

Para la sección transversal de la losa de 0.20 m y 1.00 m se obtuvieron las siguientes armaduras; de flexión $9\text{Ø}12\text{ mm}$. para la armadura de distribución tenemos $9\text{Ø}10\text{mm}$ y para la armadura de retracción y temperatura transversal $4\text{Ø}10\text{mm}$. y para la armadura de retracción y temperatura longitudinal tenemos $7\text{Ø}8\text{mm}$.

Ver anexo V-6

3.4.7 Diseño de vigas de hormigón armado

Se disponen dos vigas de hormigón armado las cuales deben ser capaces de resistir las cargas de las cargas vivas procedentes de las aceras, de un camión HL-93, carga de carril, carga de tándem, peso propio de las vigas y accesorios, capa de rodadura.

Las vigas se encargan de transmitir de forma eficiente las cargas de toda la superestructura a los aparatos de apoyo y estos a las fundaciones y al suelo.

La carga del camión de diseño consiste en un camión de tres ejes, el delantero de 3568 kg, y los dos traseros de 14272 Kg separados como mínimo 4.3 metros uno del otro; para resolver y obtener el momento máximo se utiliza el teorema de Baret y luego afectamos al momento con un factor de distribución que en este caso es obtenido de manera isostática de acuerdo a la normativa AASHTO.

La carga de tándem son dos cargas puntuales de 11213 kg separadas 1.20 m una de la otra y se las deberá ubicar en el punto donde puedan provocar los mayores momentos y cortantes, para los momentos se ubican al centro de la luz de cálculo y para el corte se la aplica sobre el apoyo siendo la reacción el cortante máximo. Esta suposición se la puede realizar debido a que el análisis que se viene realizando es por métodos simplificados y mayor precisión sería en vano, por el contrario al calcular de esta manera tendemos a la seguridad.

Luego calculamos la carga de carril que es una carga de 948 kg/m distribuida en 3 metros de ancho, supone una línea de vehículos uno detrás del otro sobre el puente al mismo tiempo, esta carga se la analiza de manera transversal y la resultante se la aplica como carga distribuida longitudinalmente.

Luego se aplican las cargas vivas y muertas de bordillo, acera, postes, pasamanos de manera que se analice toda la estructura y que las vigas sean capaces de resistir toda la estructura completamente cargada. Las cargas se las distribuye sobre el ancho de calzada de manera transversal para simplificar el cálculo.

Se aplican las combinaciones de carga y factores normados por la AASHTO LRFD 2004 y se calcula el momento último para el diseño de hormigón armado.

La sección de la viga de hormigón armado es una viga T como se muestran en los planos y anexos, el cálculo de hormigón deberá ser realizado para secciones T donde se utiliza el ancho efectivo basado en la norma ACI 318-08, si utilizando este ancho (1.20m) se consigue que la altura de compresión sea menor que la altura de la losa 0.18 m se calcula como una viga de ese ancho, pero si la altura de compresión es mayor el cálculo deberá ser hecho dividiendo la sección y sumando las armaduras con el ancho de la viga y el ancho efectivo.

En este caso la altura de compresión es menor por lo que se calcula como una viga rectangular de ancho igual al ancho efectivo.

La armadura necesaria para soportar los esfuerzos a tracción de la viga son 98.05 cm² que resultan 20Ø25 mm. Se calcula la armadura de corte para estribos de dos piernas donde se hace necesario colocar armadura Ø12mm cada 0.175m.

Se deberán distribuir barras longitudinales adherentes uniformemente en cada cara de los elementos verticales de a pares. La resistencia a la tracción de un par de armaduras adherentes no deberá ser menor que 1.17 cm^2 lo que nos deja una armadura de $\varnothing 10 \text{ mm}$ cada 0.275 m

Ver anexo V-7

3.4.8 Diseño de diafragmas de hormigón armado

Los diafragmas de un puente son vigas altas en relación a su luz, lo que permite tratarlas con gran rigidez y como están apoyadas en las vigas principales que son muy largas y elásticas el apoyo de los diafragmas resulta elástico.

Calculamos la reacción que genera el eje del camión ubicándolo donde genere la máxima reacción en dirección longitudinal para un diafragma. Como se tiene 3 diafragmas la estructura es continua por lo tanto hiperestática lo cual se resuelve con la ayuda de un paquete generando una envolvente de reacciones para generar la máxima reacción que se encontraba ubicada a una distancia de 1.52 m desde el apoyo. La reacción obtenida es para un eje por lo que se la divide entre dos y se analiza transversalmente, en este caso la carga son dos puntuales de 13835 Kg separadas 1.80 m . a los momentos se les incrementa un porcentaje por impacto de 33% .

La sección transversal del diafragma es de 0.20 m de ancho y 1.15 m de alto como se muestran en los anexos y planos, de los cuales para el cálculo de la armadura a flexión se utiliza el método de cálculo para vigas de gran canto o gran altura. Después de realizar este cálculo se comprueba que la armadura obtenida no sea menor a la cuantía mínima para vigas, la armadura calculada es $4\varnothing 16 \text{ mm}$. La armadura de distribución se divide en dos una paralela al refuerzo a tracción por flexión y otra perpendicular, para la primera obtenemos un par de armaduras de $\varnothing 6 \text{ mm}$ cada 0.175 m . Para la segunda obtenemos un par de $\varnothing 8 \text{ mm}$ cada 0.175 m .

Ver anexo V-8

3.4.9 Juntas de dilatación

Para las juntas de dilatación, con el objeto de proteger los bordes se colocó tanto en el borde del estribo como en la losa del puente fierro metálico angular de 4"x4"x3/8" en combinación de barras de acero de 10 mm de diámetro cada 0.20 cm. Además se debe rellenar la rendija de 3 cm con material flexopreno para evitar que las partículas de tierra perjudiquen la dilatación del hormigón.

3.5 DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

3.5.1 Diseño de apoyos de neopreno

Siguiendo el procedimiento que nos propone el libro de Belmonte se determinó el uso de apoyos de neopreno compuesto con placas metálicas.

Finalmente se utilizaran las dimensiones en el eje paralelo 0.20m en el eje transversal 0.30m y una altura total de 0.048m y cada placa de 0.1 cm

Ver anexo V-9

3.5.2 Diseño de los estribos

Para el diseño de los estribos se hizo uso de los parámetros de la socavación que fue 1.97m. Se necesita el dato de la capacidad portante de suelo que afectada ya por un factor de seguridad es de 2.64 Kg/cm² que se utilizara en el diseño de los dos estribos. El tipo de suelo de relleno es granular sin presencia de arcillas para evitar la presión de agua. en la pared del estribo.

La altura total del estribo es de 7.63 m, la zapata tiene una altura de 1.00m con un coronamiento de 0.50m, el ancho total de la zapata es de 4.75 m y el ancho de la pantalla del estribo es de 0.75m.

Ver anexo V-10.1

Las cargas a ser aplicadas en los estribos fueron:

Cargas muertas: Pesos propios y capa de rodadura, carga de la tierra sobre el talón.

Cargas vivas: Camión HL-93, Fuerza de frenado.

Presiones del suelo: Empuje activo del suelo (EH).

Cargas Transitorias: Sobrecarga viva (LS)

Se calculan los momentos en dos puntos de la zapata, el punto A que está en la esquina inferior del pie o puntera, y el punto C, en el centro de la zapata.

También se calculan las fuerzas y cortantes para las secciones críticas del talón y de la puntera de la zapata. Estas sirven para el diseño de hormigón armado de las mismas.

Se plantean dos hipótesis de cargas más probables y desfavorables:

Primera: El estribo se encuentra construido con los rellenos sin la superestructura.

Segunda: El estribo se encuentra totalmente cargado, con la súper estructura y los accesos construidos.

Para ambas hipótesis se realizaron las siguientes comprobaciones en Estado Limite de Servicio I, Estado Limite de Resistencia I y Estado Limite de resistencia II; donde se deberán verificar la capacidad de carga, seguridad al vuelco, seguridad al resbalamiento.

En las 16 combinaciones posibles se comprueba que el estribo cumple con las exigencias de la capacidad de carga, al vuelco y resbalamiento.

Ver anexo V-10.4

Para el cálculo de los momentos y cortantes de diseño se realiza en Estado de Resistencia I.

Se divide el estribo en 5 partes para el diseño, las primeras tres forman parte de la pantalla y espaldar del estribo y las últimas dos son el pie o puntera y el talón del estribo diseñadas como una viga empotrada.

Cuadro Nro. 20
Momentos y cortantes mayorados para estribos

Momentos

$$U=1.25DC+1.5DW+1.5EH+1.35EV+1.75(LL+BR+LS)+WA$$

CARGAS	FV	EaV	EaH	DC	EV	HL-93	BR	RDC	RDW	TOTAL
SECCION I	-	-	555	-	-	-	2245.6	-	-	4761.8
SECCION II	-	-	3065.7	-	-	-	3578.3	-	-	10861
SECCION III	-	-	12263	-	-	-	5897.3	-	-	28715
PUNTERA	11856	-	-	2700.0	2025.0	-	-	-	-	18134
TALON	59280	-	-	7500.0	26106	-	-	-	-	107814

Cortantes

CARGAS	FV	EaV	EaH	DC	EV	HL-93	BR	RDC	RDW	TOTAL
SECCION I	-	-	1180.1	-	-	-	700	-	-	2994.3
SECCION II	-	-	2774.4	-	-	-	700	-	-	5385.9
SECCION III	-	-	5548.8	-	-	-	700	-	-	9547.5
PUNTERA	7904	-	-	3600	2700	-	-	-	-	16454
TALON	23712	-	-	6000	20885	-	-	-	-	62539

Se calcula la armadura de la sección III que es en la base de la pantalla del estribo para un ancho de 1.00m y una altura según geometría de 0.75 m obteniendo como resultado un área de 24 cm² equivalente a 8Ø20mm. La armadura secundaria se dispone con la cuantía de 0.0018 dando un total de 12.69cm² equivalentes a 7Ø16mm.

En la sección II que es a media altura de la pantalla del estribo de la misma manera se calcula la armadura para una sección de cálculo de 1.00m de ancho y 0.75 m. de alto; de esta manera resulta necesario tener una armadura de 24cm² equivalente a 8Ø20mm. La armadura secundaria se dispone con la cuantía de 0.0018 dando un total de 12.69cm² equivalentes a 7Ø16mm.

La sección I es en la base del espaldar del estribo se tiene una sección de cálculo de 1.00 m de ancho y 0.35 m de alto, obtenemos una armadura necesaria de 10.36 cm² equivalente a 4Ø20 mm. La armadura secundaria calculada para una cuantía de 0.0018 nos proporciona una armadura igual a 5.49 cm² equivalente a 5Ø12mm.

Para el diseño de la puntera o pie se deberá realizar para los esfuerzos obtenidos a partir del voladizo y en caso de no resistir el esfuerzo cortante se deberá incrementar el cando del mismo como consecuencia de toda la zapata. La sección de cálculo es 1.00 m de ancho y 1.00 m de alto. La armadura necesaria es 7Ø25mm. La armadura secundaria necesaria es 6Ø20mm y se verifica que no precisa armadura de corte.

El diseño de corte debió cumplir con las mismas condiciones que la puntera en cuanto a la resistencia al corte, la sección a diseño es 1.00m de ancho y 1.00 m de alto; dando así una armadura necesaria de 32.28 cm² equivalente a 7Ø25 mm y la armadura secundaria 6Ø20mm y se verifico que no sea necesaria armadura de corte.

Ver anexo V-10

3.5.3 Diseño de aleros

Los parámetros básicos de los aleros son similares a los de los estribos en cuanto a la capacidad portante y la profundidad de socavación, por lo tanto la altura del alero en el extremo continuo al estribo es de 7.63 m y el extremo libre es de 6.63 m, el alto de la zapata es de 0.80 m con un coronamiento de 0.30 m; un ancho de zapata de 2.75m

Las cargas que soporta el alero son las siguientes:

Cargas muertas: Peso propio del estribo, Peso de la tierra sobre el talón.

Cargas Vivas: Presiones del suelo, empuje activo (EH) y carga transitoria (LS)

Se calculan los momentos en dos puntos de la zapata, el punto A que está en la esquina inferior del pie o puntera, y el punto C, en el centro de la zapata.

También se calculan las fuerzas y cortantes para las secciones críticas del talón y de la puntera de la zapata. Estas sirven para el diseño de hormigón armado de las mismas.

Se plantea una hipótesis de carga que es cuando el alero se encuentra con el relleno como momento más desfavorable.

Se analiza la capacidad de carga, seguridad al vuelco, y resbalamiento en los estados límites de servicio I, Estado de límite de resistencia I y Estado límite de resistencia II; donde se comprueba que cumple las condiciones en las 8 diferentes combinaciones.

Los momentos y cortantes de diseño se los calcula para el estado de resistencia I.

Cuadro Nro. 21
Momentos y cortantes mayorados para aleros

Momentos

$$U=1.25DC+1.5DW+1.5EH+1.35EV+1.75(LL+BR+LS)+WA$$

CARGAS	FV	EaV	EaH	DC	EV	TOTAL
SECCION I	-	-	7436	-	-	11154
SECCION II	-	-	3352	-	-	5027.4
SECCION III	-	-	13407	-	-	20110
PUNTERA	7137	-	-	540.0	506.3	8544.2
TALON	28547	-	-	2160.0	13831	51994

Cortantes

CARGAS	FV	EaV	EaH	DC	EV	TOTAL
SECCION I	-	-	4385.6	-	-	6578.4
SECCION II	-	-	2944.3	-	-	4416.5
SECCION III	-	-	5888.7	-	-	8833
PUNTERA	9516	-	-	1440	1350	13341
TALON	19032	-	-	2880	18441	50293

Se realizó el cálculo de la armadura para la sección III que se encuentra en la base de la pantalla del alero, con una sección de cálculo de 1.00 m de ancho y 0.50 m de alto, obtenemos así una armadura de 15.9 cm² equivalente a 8Ø16mm, la armadura secundaria calculada con una cuantía de 0.0018 y de acuerdo a la geometría obtenemos una armadura de 8.40 cm² equivalente a 8Ø12mm.

La sección II y la sección I se calcula con una sección de cálculo de 1.00 m de ancho y 0.50m de alto, para la cual y para las cargas se necesita una armadura de 19.5cm² equivalente a 8Ø16mm, la armadura secundaria calculada con una cuantía de 0.0018 y de acuerdo a la geometría obtenemos una armadura de 8.40 cm² equivalente a 8Ø12mm.

El diseño de la puntera o pio es el mismo que de los estribos con una sección de cálculo de 1.00m de ancho y 0.80 m de alto, de acuerdo a la geometría y a las cargas se determina la armadura calculada por flexión de 25.91 cm² equivalente a 6Ø25mm. La armadura secundaria con una cuantía de 0.0018 nos da una armadura de 13.73 cm² equivalente a 5Ø20 mm. Y de acuerdo a la verificación de la armadura de corte no requiere modificación de la sección.

El diseño del talón del alero es similar al del talón del estribo, sus dimensiones son 1.00m de ancho y 0.80 m de alto, la armadura calculada para las cargas y dimensiones establecidas es 25.91 cm² equivalente a 6Ø25mm y la armadura secundaria es de 5Ø20mm. y de acuerdo a la resistencia al corte se evidencia que no precisa armadura y por ende no se modifica la sección.

Ver anexo V-11

3.6 PRESUPUESTO

3.6.1 Especificaciones Técnicas

Se desarrollaron especificaciones técnicas de forma general, las cuales muestran los requisitos mínimos que se tendrán que cumplir, además mencionar que se deben aplicar las normas correspondientes tanto de hormigones como las estructurales.

Ver anexo VII

3.6.2 Presupuesto y precios unitarios

Los precios unitarios se los desarrollaron por ítems donde se utilizaron precios actuales de materiales, mano de obra y maquinaria.

A. Materiales

B. Mano de Obra

Cargas Sociales, 55% de la mano de obra

Impuestos IVA, 14.94% de la mano de obra + cargas sociales.

C. Equipo, maquinaria y herramientas

Herramientas menores 5% de la mano de obra con cargas sociales e IVA.

D. Gastos generales y administrativos 5% de A+B+C

E. Utilidad, 8% de A+B+C+D

F. Impuestos IT, 3.09% de A+B+C+D+E

G. Total precio unitario, suma A+B+C+D+E+F

El costo total de la estructura será de 1.119.264,47 Bs. (Un millón ciento diez y nueve mil doscientos sesenta y cuatro 47/100) y 69.090,40 Bs/m (Sesenta y nueve mil noventa 40/100)

Ver anexo VIII

3.7 PLAN DE EJECUCION DEL PROYECTO

Según el cronograma y planeación mostrada se estimó un tiempo de ejecución de la obra de 155 días hábiles.

Ver anexo IX

4. APORTE ACADEMICO

4.1 Marco conceptual

El diseño y construcción de puentes era inicialmente realizado en forma más empírica donde se sobre dimensionaban las estructuras, pero gracias al avance de la tecnología de los materiales y tras años de investigación se logra mejorar el diseño, optimizando las secciones, abaratando costos y dando mayor vida útil a la estructura. Es por esto que con la intención de brindar una idea científicamente comprobada es que se realiza la comparación técnica y económica de los sistemas estructurales de la superestructura del puente convencional y el denominado multi-vigas en la normativa AASHTO LRFD.

La metodología de diseño para el tipo de puentes multi-vigas se basa en los métodos aproximados mencionados en la normativa AASHTO LRFD, donde se deberán respetar las condiciones para las que es aplicable el método.

Los componentes de apoyo para la losa son las vigas de esta manera el cálculo de los anchos de fajas equivalente para el cálculo de la losa es perpendicular al tráfico, la altura mínima de la losa será de 175 mm, la separación entre los ejes de las vigas principales deberá encontrarse entre el rango de 1200 mm a 3000 mm.

Se aplicaran los factores de distribución especificados en la normativa AASHTO LRFD 2004, utilizando los valores máximos entre la posibilidad de ser un carril cargado o múltiples carriles cargados; mediante la utilización del factor de distribución máximo logramos cumplir una condición importante de los puentes multi-vigas que es que las vigas interiores y exteriores deberán resistir lo mismo para posibilitar el ensanchamiento futuro del puente.

4.1.1 Superestructura tipo multi-vigas

El planteamiento de un puente tipo multi-vigas parte de la idea de realizar una superestructura con un sistema principal de varias vigas de menor canto que las de varios puentes convencionales uno a lado de otro como comúnmente se observa en avenidas de varios carriles.

Para poder realizar un diseño de un puente multi-vigas de acuerdo a los estudios realizados se puede decir que el ancho del puente es predominante, es por esto que se realiza el diseño teórico de un tablero de 4 carriles obteniendo un ancho de 14.40 m.

La separación entre ejes de vigas para lograr simetría entre las mismas resulto de 2.20 m que se encuentra dentro del rango de aplicabilidad del método previamente mencionado.

Se aplicaron las cargas de camión HL-93, Carril, tándem, pesos propios, para obtener los momentos máximos.

En el diseño de la losa se puede apreciar que existen diferentes hipótesis para el cálculo de los momentos máximos; para el cálculo del momento positivo máximo se coloca un camión de diseño transversalmente en el tablero con una rueda sobre un apoyo (viga) y la otra a 1800 mm de distancia. Para el momento negativo colocamos dos camiones de diseño como se muestra en el cálculo generando el momento negativo máximo sobre uno de los apoyos.

Se diseña la viga de hormigón armado con el ancho efectivo de 1.20 m. y si la altura de compresiones cae en la altura de la losa se aplica este ancho para calcular la armadura.

Para el diseño de los diafragmas se los calculo como vigas de gran altura, y además se verifico la armadura mínima, quedando la armadura mínima como la necesaria para los diafragmas del tablero.

Ver anexo VI

4.1.2 Comparación técnica

Se realizó la comparación técnica entre el tablero de puente de 2 vigas denominado convencional con un ancho de calzada de 4 m con un tablero de puente de 7 vigas con un ancho de calzada de 14.4 m denominado multi-vigas.

Se aplicó el mismo tipo de método de diseño (Métodos Aproximados) para el cálculo de puentes con viga y losa; la diferencia por motivos del ancho del calzada es que para el cálculo de los factores de distribución de un puente de menos de tres vigas se aplican la ley de momentos y para un puente con más de 3 se aplican las formulas tabuladas en la AASHTO LRFD.

Para el tablero de dos vigas de acuerdo a la ley de momentos aplicando una carga unitaria donde se apoyarían las ruedas del camión generando las máximas reacciones obtenemos 0.778 como factor de distribución, para el tablero de 7 vigas de acuerdo a los factores de distribución interiores, exteriores, con un carril cargado o múltiples cargados escogemos el mayor para cumplir con las condiciones de puentes multi-vigas obteniendo un valor de 0.65. Se puede claramente notar que el último factor es menor que el primero lo que genera una sollicitación menor y por consiguiente una menor área de acero necesaria.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- Con la construcción del puente las crecidas del río no serán un impedimento para que los comunarios de las zonas beneficiadas puedan llevar sus productos a los centros de consumo.
- Con la implementación del puente se logró la integración entre las comunidades de Juntas y Pampa Redonda dentro del Municipio de Uriondo, creando rutas alternativas también para llegar a la ciudad de Tarija.
- Se aplicaron todos los métodos y recomendaciones mencionados en la normativa AASHTO 2004, donde se muestran claramente las especificaciones técnicas que deberán tener y cumplir las estructuras.
- Se aplicaron los artículos de la normativa ACI-318 04, permitiendo el diseño de elementos de hormigón armado de manera satisfactoria. Se cumplieron todos los diámetros de doblado, longitudes de anclaje, recubrimientos mínimos, espaciamientos que satisfacen requerimientos constructivos y requisitos de seguridad.
- Se logró obtener resultados positivos en la topografía, e hidrología dándonos parámetros que no se alejan de la realidad, el tirante máximo se encontraba próximo al reporte de los comunarios del nivel máximo de aguas.
- Para el estudio de suelos se consultó al ing. Daniel Zenteno que nos ayudó a despejar las dudas acerca de una formación rocosa a 50 metros de la zona de emplazamiento, a pesar que se realizaron las excavaciones para los ensayos SPT no se encontró el estrato rocoso descartando así el diseño de zapatas sobre suelo rocoso.
- En cuanto a la socavación se tiene que tener especial cuidado, las formulas son empíricas y se deben analizar las variables por separado, en nuestro caso se tuvo que realizar cortes de secciones transversales antes y después de la zona a estudiar sobre el lecho de la quebrada para obtener las variables correctas.
- Para el diseño de los pasamanos se tuvo que recurrir a la normativa AASHTO – 2010 versiones en inglés debido a que en la versión 2004 no se encuentra traducido el

capítulo necesario. El pasamano cumple con todas las exigencias de la norma quedando con un diámetro de 4”.

- Los postes, acera, bordillo, losa, vigas, estribo, zapatas, aleros y aparatos de apoyo de neopreno se calcularon satisfactoriamente siguiendo la normativa AASHTO 2004 y la normativa de cálculo de hormigón armado ACI-318 04.
- Los estados de resistencia más desfavorables en el diseño de estribos y aleros son el estado de Resistencia I y IV ya que en el estado I es una combinación para una situación normal y el estado IV es debido a la alta relación entre las cargas permanentes y las solicitaciones.
- Es importante verificar el vuelco, el resbalamiento y los esfuerzos en toda infraestructura ya que estos factores son muy determinantes en la estabilidad de toda la estructura.
- Se concluye que un sistema de tablero multi-viga no es el adecuado para puentes de uno o dos carriles (4 metros de ancho de calzada) y esta solución se vuelve factible cuando el ancho del puente es predominante (aproximadamente 4 carriles de diseño). Esto se debe a las limitaciones de la norma a la aplicabilidad del método, se puede apreciar de acuerdo con el diseño teórico de un tablero de 4 carriles que la armadura de las vigas y de las losas comienzan a disminuir como se muestra en el trabajo realizado en el aporte académico.

Este tipo de puentes cuenta con la característica que las vigas tanto exteriores como interiores deberán tener la capacidad de resistir las mismas solicitaciones, que se asume que el momento máximo en losas y vigas se desarrolla en toda la longitud esto por tratarse de métodos aproximados.

Para que se cumpla con las características del puente se utilizaron los factores de distribución máximos de acuerdo con la AASHTO; las vigas al tener la misma capacidad de resistencia otorgan la característica importante al tablero de que se pueden realizar ensanchamientos futuros.

El trabajo realizado como aporte académico nos brinda la certeza que es necesario realizar la comparación técnica económica entre tableros convencionales y tipo multi-viga.

5.2 Recomendaciones

- Se recomienda realizar un buen levantamiento topográfico, tanto como del cauce como de la vía. Se recomienda realizar perfiles longitudinales del lecho y de la vía, como así también de secciones transversales del lecho para tener datos importantes al momento de calcular la socavación.
- Es recomendable la utilización de la mayor cantidad de datos pluviométricos para la obtención de caudales para un periodo de retorno de 100 años.
- Se recomienda definir de acuerdo a los datos de la ingeniería básica la ubicación del puente, debiendo este lograr cubrir el lecho sin generar obstrucciones al curso de agua existente.
- Es importante tener en cuenta en la utilización de normativas extranjeras que las unidades pueden estar expresadas en diferentes sistemas por esta razón se deberá consultar previamente el sistema de unidades.
- Se recomienda la utilización de tableros de tipo multi-viga donde existan rutas que exijan más de 4 carriles de diseño, de esta manera se realizaran las obras de manera más eficiente y estéticamente satisfactorias.
- Se recomienda que en un futuro diseño y comparación con este tipo de puentes se lo efectúe con anchos de calzada superiores a los 10 metros para poder obtener resultados que puedan ser utilizados en la realidad.
- Mantener como consulta las normativas AASHTO y ACI ante cualquier duda, también se puede recurrir a los anexos donde se explica con detalle el cálculo.