

## 1. DIAGNOSTICO

### 1.1. Antecedentes.-

La situación que vive la comunidad del tramo Saladito, Timboy y Tabasay de no tener una ruta transitable todo el año se viene dando desde tiempo atrás. De acuerdo a consultas e información reunida se describen los sujetos que intervienen en el problema.

Para el año 2000 la jurisdicción territorial del Municipio de Entre Ríos, políticamente contaba con 11 Cantones con reconocimiento legal, 93 comunidades rurales, de las cuales 28 de ellas eran reconocidas como guaraní.

Actualmente (2008) se mantiene el número de los 11 cantones, existen 103 comunidades legalmente reconocidas, de los cuales 36 son comunidades de la Asamblea del Pueblo Guaraní.

El CENSO 2001 atribuye al Municipio de Entre Ríos una población de 19.339 habitantes, de los cuales el 55,17% son varones y el 44,83% son mujeres.

Para la gestión 2008 se ha proyectado una población de 20619 habitantes, en función a la tasa de crecimiento anual previsto por el INE 2001 para el municipio que es de 0,92; para la gestión 2012 alcanzaría una población de 21389 habitantes (si la tasa de crecimiento se mantiene, ya que históricamente aquello va disminuyendo).

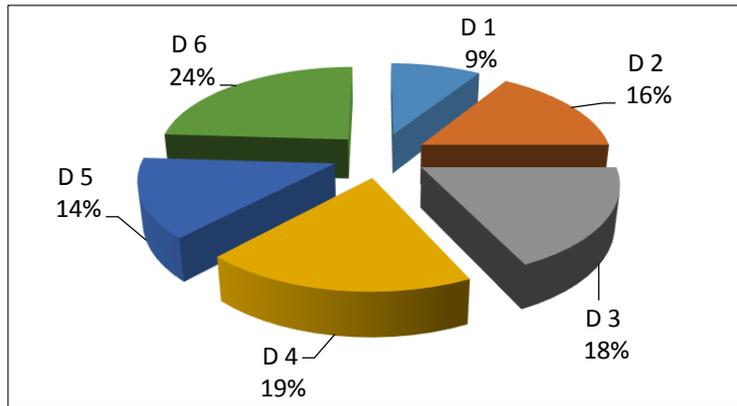
El uso del suelo está destinado principalmente a la producción agropecuaria, la superficie utilizada para los cultivos alcanzan al 2% de acuerdo al siguiente detalle:

**Tabla N°1: Uso y ocupación del espacio por distritos**

Uso del suelo	D-1	D-2	D-3	D-4	D-5	D-6	Total
Tierras cultivadas	2700.20	1662.90	1829.30	2827.51	2241.10	1539.70	12800.71
Pastos naturales	2022.00	1764.00	2096.00	2041.00	2269.00	2912.00	13104.00
Tierras en descanso	862.00	845.00	1139.00	1158.00	962.00	939.00	5905.00
Uso forestal	10125.00	36567.00	30355.00	30355.00	35484.00	37324.00	180210.00
Silvopastoril	39210.80	59311.10	80438.75	86251.75	49453.90	113914.00	428580.30
<b>Total</b>	<b>54920.00</b>	<b>100150.00</b>	<b>115858.05</b>	<b>122633.26</b>	<b>90410.00</b>	<b>156628.70</b>	<b>640600.01</b>

Fuente: propia (recopilación de otros autores)

### Cuadro N° 1: Uso y ocupación del espacio por distritos



Fuente: propia (recopilación de otros)

Respecto a las características climatológicas y de cobertura de vegetación el Municipio presenta:

- Clima

De manera general la provincia O'Connor presenta un clima templado cálido-húmedo en primavera y verano en tanto que en otoño e invierno templado-seco.

- Temperaturas máximas y mínimas

La temperatura media anual es de 19 °C, en verano 22,5 °C y en invierno de 14,7 °C. Con máximas que superan los 40,9 °C y mínimas extremas que bajan hasta -7,2 °C.

## 1.2. El problema

El tema de la existencia y buen estado de las carreteras en el Departamento de Tarija y por ende los municipios de Provincia O'Connor, es uno de los problemas que está permanentemente presente en el diario vivir de las personas, tanto por la necesidad de traslado de personas por motivos laborales, educacionales, de esparcimiento o de acceso a establecimientos de salud a donde llevar los enfermos, como por motivos productivos que implica la movilización de carga desde un origen productivo y un destino de consumo (o intermedio).

Los caminos y las obras de arte mayor (puentes) para muchas de estas comunidades son de vital importancia, ya que vienen a constituirse el medio más importante para el desarrollo e integración de las mismas. Con la existencia de caminos adecuados los productores podrán comercializar su producción excedentaria a los diferentes mercados de abasto y de esta manera, incrementar sus ingresos económicos por la venta de sus

productos. Sin embargo esta posibilidad de mejorar sus ingresos se ve frustrada ya que actualmente estas comunidades no cuentan con una infraestructura caminera que las vinculen entre ellas, además para sacar los productos de las comunidades beneficiadas se tiene que hacer recorridos grandes, y por ende los costos de transporte son más costosos. A pesar de esto estos caminos carreteros tienen una serie de inconvenientes para prestar un buen servicio a los transportistas que visitan la zona especialmente en épocas de cosecha y resto del año.

Estos caminos actuales de la zona del proyecto no cuentan con obras de arte, badenes y cunetas, puentes y paso de quebradas, y entre otras innumerables deficiencias que atraviesan estos caminos ocasionando conflictos y problemas sociales como:

- Falta de comunicación entre poblaciones y la zona urbana afectando sus necesidades básicas (salud, educación, traslado a fuentes de abastecimiento, de trabajo)
- Retrasos en las actividades de producción
- Ocasiona molestias en los conductores
- Retraso en la entrega de producción
- Conflictos sociales entre las personas y la autoridad.

### **1.2.1. Planteamiento.**

Actualmente la comunidad del tramo Saladito, Timboy y Tabasay actualmente es una zona productora agrícola como: Maíz, maní, arveja y papa.

A su vez hay un gran movimiento generado por la ganadería como: bovino, porcino, Equino, caprino, ovino y aves.

Dicha zona requiere el transporte de sus productos a los centros de venta y distribución como también a las fábricas, pero no cuentan con una carretera transitable a su vez deben afrontarse con un cauce, que en épocas de lluvia sería intransitable, tanto para los escasos vehículos como para personas, ocasionando conflictos y problemas sociales como:

- Falta de comunicación entre poblaciones y la zona urbana afectando sus necesidades básicas (salud, educación, traslado a fuentes de abastecimiento, de trabajo)
- Retrasos en las actividades de producción
- Ocasiona molestias en los conductores
- Retraso en la entrega de producción
- Conflictos sociales entre las personas y la autoridad.

Si esta situación perdura seguirán existiendo pérdidas materiales, molestia en las familias, en los conductores, averío de vehículos que traerán conflictos sociales entre la propia gente del lugar y las autoridades públicas, puesto que es una atribución de la gobernación atender este tipo de demandas de la población. A ello se suma un aspecto fundamental que es la economía de la población que vive en la zona y cercanías, en desmedro de sus ingresos porque dejarían de llevar su producto hacia los mercados de venta, pérdida del producto (comercialización de alimentos perecederos), entre otros. Por esta razón se plantean las siguientes alternativas:

Alternativa 1. Fijar un desvío que rodee la quebrada.

Alternativa 2. Construcción de un puente vehicular.

Con la ejecución de una de estas dos alternativas se podría dar solución a este problema.

### **1.2.2. Formulación.**

Con la construcción una nueva ruta de desvío y de un puente vehicular podría solucionar el problema de la intransitabilidad debido al cauce natural que existe, se hará un análisis para escoger la alternativa más exacta. Por tanto si es que se optaría por un desvío, esto implicaría un mayor costo para la carretera, ya que se tendría que bordear el río aguas arriba, lo cual sería un trayecto demasiado largo con respecto al costo y factibilidad del puente y un gran impacto ambiental. Por tanto la solución planteada sería la construcción de un puente vehicular, porque implica menor inversión de recursos económicos y el impacto ambiental es considerablemente menor.

### **1.2.3. Sistematización.**

De acuerdo a la información secundaria e inspección realizada al lugar de emplazamiento, sección del río, tipo de suelo y la luz estimada del puente (sujeta a un estudio topográfico, hidrológico, hidráulico y de suelos) se pueden plantear las siguientes alternativas para el puente vehicular:

- Puente de vigas de hormigón postesado simplemente apoyado.
- Puente de vigas continuas de hormigón armado.
- Puente con Viga de Hormigón Armado sección Tipo Cajón.

Del cual en el perfil se eligió como alternativa viable el “Puente con Vigas de Hormigón Postesado Simplemente Apoyado”.

### **1.3.Objetivos.-**

Los objetivos planteados para solucionar el problema son:

#### **1.3.1. General**

Realizar el diseño y cálculo estructural de un puente de vigas de hormigón postesado, logrando comunicar las diferentes zonas beneficiantes.

#### **1.3.2. Especifico**

- Establecer los parámetros y normativas para la construcción del puente.
- Analizar toda la información secundaria para materializar un diseño que se acomode de mejor manera a las condiciones del lugar.
- Efectuar los estudios de ingeniería básica para el emplazamiento del puente.
- Hacer el diseño estructural adecuado de todos y cada uno de los elementos que componen la estructura.
- Realizar el diseño y cálculo estructural de un puente cajón como alternativa académica.
- Garantizar la comercialización de la producción agropecuaria de las comunidades que pertenecen al área de influencia del proyecto.
- Aumentar los niveles de renta de los beneficiarios, proveniente de mayores niveles de venta de la producción.
- Disminuir los costos, distancias y tiempo de transporte.

- Asegurar el transporte de la producción agropecuaria y de los pasajeros hacia la vía troncal, durante todo el año.
- Brindar la posibilidad de mejorar los servicios de educación, salud y otros mediante el acceso directo a las comunidades beneficiarias.
- Incremento de la oferta de ganado vacuno, porcino, etc. en los mercados de consumo de la región.
- Materializar una estimación del costo económico para el emplazamiento del puente.
- Comparar técnicamente la alternativa elegida con la alternativa del aporte académico (puente con vigas continuas).

#### **1.4. Justificación**

Una de las razones que justifican el estudio de un puente sobre el Río Morterito radica básicamente en que los habitantes o familias requieren un camino vehicular y estable, transitable durante todo el año, y en especial en épocas de crecidas, con el objeto de mejorar las condiciones económicas para poder comercializar sus productos tanto agrícolas como pecuarios, y con estos mismos ingresos poder acceder a otros productos que no se producen en la zona y de esta manera poder tener una alimentación más balanceada y equilibrada.

##### **1.4.1. Académica**

Profundizar en el proyecto los conocimientos adquiridos de lo aprendido a lo largo del periodo académico para lograr mi titulación, a su vez plantear soluciones a los distintos problemas que se puedan presentar en el diseño y el cálculo estructural, teniendo en cuenta la base de la ingeniería que es el cálculo, el análisis y la verificación.

##### **1.4.2. Técnica**

La ausencia de obras de arte mayor (puente morterito) con la eficiencia adecuada, ocasiona que los comunarios tengan muchas dificultades para llevar sus productos a los mercados.

Los caminos existentes en la zona presentan varias deficiencias, y al mismo tiempo no logran una comunicación adecuada y fluida entre las comunidades beneficiadas y con el resto del departamento.

##### **1.4.3. Social**

Una de las razones sociales que justifican para la construcción del puente de las comunidades involucradas con el proyecto radica básicamente en que los habitantes o familias requieren un camino vehicular estable y que acorte las distancias de transporte hacia los mercados de abasto, durante todo el año, y en especial en épocas de cosecha, con el objeto de acceder a los mercados de abasto para poder comercializar sus productos tanto agrícolas como pecuarias, y con estos mismos ingresos poder acceder a otros productos que no se producen en la zona y de este modo poder tener una alimentación más balanceada y equilibrada.

Así mismo, la construcción de este puente, facilitará a los comunitarios a trasladarse a los centros de atención médica, cuando se presenten emergencias, en caso que dichos servicios no exista en la comunidad.

### **1.5. Alcance del proyecto**

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

- Ingeniería básica

Estudio topográfico, estudio hidrológico e hidráulico, estudio de suelos (capacidad portante y clasificación del suelo).

Emplazamiento definitivo, predimensionamiento, geometría del puente y de los accesos.

- Diseño estructural.

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

Subestructura: Estribos de H°A°.

- Como aporte académico se realizara:

La comparación técnica de la alternativa elegida como viable con unos puentes de vigas continuas.

- Beneficiar a las familias afectadas con este problema.

### **1.6. Localización (donde se emplazará el proyecto)**

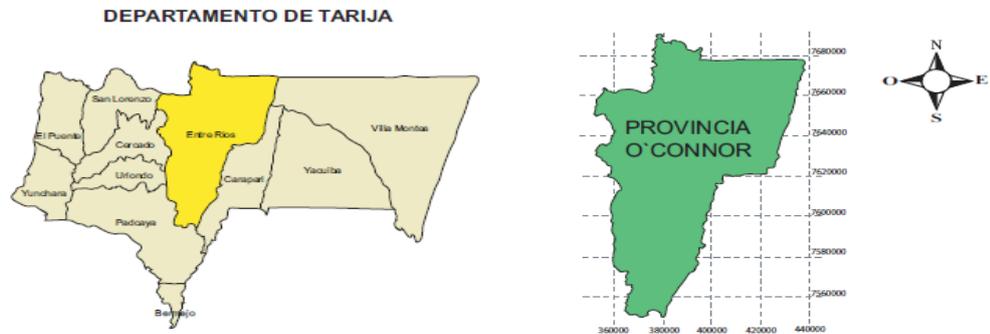
### 1.6.1. Ubicación del proyecto

La zona del proyecto se haya situado en el Municipio de Entre Ríos, Provincia O'Connor del Departamento de Tarija limita al norte con el Departamento de Chuquisaca, al Sud y al Este con la Provincia Gran Chaco, al Oeste con la Provincia Cercado, hacia el Noroeste con la Provincia Méndez y hacia el Sudoeste con las Provincias Avilés y Arce, más precisamente el en Distrito 5, en las comunidades de Morterito, Tabasay.

Sus coordenadas geodésicas del puente se encuentran:

- Latitud  $21^{\circ}1'12.90''$
- Longitud  $64^{\circ}4'55.38''$

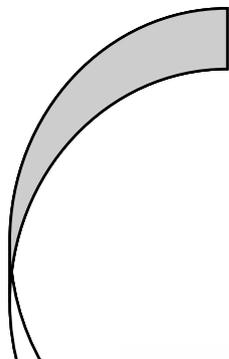
**Figura No 1: Localización y ubicación**



Fuente: Atlas de Bolivia

**Figura No 2: Ubicación con respecto a la ciudad de Tarija**

**PUENTE MORTERITO**





Fuente: Google earth

La comunidad de Morterito se encuentra a 181 km de la ciudad de Tarija y a 70 km de la comunidad de Entre Ríos; aproximadamente a 4 horas en vehículo desde Tarija.

### 1.7. Información socioeconómica relativa al proyecto

El tema de la existencia y buen estado de las carreteras y obras de arte mayor (puentes) en el Departamento de Tarija y por ende en el Municipio de Entre Ríos - Provincia O'Connor, es uno de los problemas que está permanentemente presente en el diario vivir de las personas, tanto por la necesidad de traslado de personas por motivos laborales, educacionales, de esparcimiento o de acceso a establecimientos de salud a donde llevar los enfermos, como por motivos productivos que implica la movilización de carga desde un origen productivo y un destino de consumo (o intermedio).

Los caminos y los puentes para muchas de estas comunidades son de vital importancia, ya que vienen a constituirse el medio más importante para el desarrollo e integración de las mismas. Con la existencia de caminos y puentes adecuados los productores podrán comercializar su producción excedentaria a los diferentes mercados de abasto y de esta

manera, incrementar sus ingresos económicos por la venta de sus productos. Sin embargo esta posibilidad de mejorar sus ingresos se ve frustrada ya que actualmente estas comunidades no cuentan con una infraestructura caminera que las vinculen entre ellas, además para sacar los productos de las comunidades beneficiadas se tiene que hacer recorridos grandes, y por ende los costos de transporte son más costosos. A pesar de esto estos caminos carreteros tienen una serie de inconvenientes para prestar un buen servicio a los transportistas que visitan la zona especialmente en épocas de cosecha y resto del año.

Estos caminos actuales de la zona del proyecto no cuentan con obras de arte, badenes y cunetas, puentes y paso de quebradas, y entre otras innumerables deficiencias por las que atraviesan estos caminos.

Las condiciones de vida de la población del municipio de Entre Ríos no son las más adecuadas. Las mayores necesidades son electrificación, saneamiento básico, eliminación de excretas, salud y educación.

Una vez construido el puente sobre el río Morterito y la carretera en sí, beneficiara y desarrollara los servicios e insumos básicos necesarios para comunidad, mejorara la comunicación entre cantones y pueblos y por ende la educación y salud disminuyendo de gran manera las pérdidas económicas a diferentes sectores que utilizan el servicio de la carretera y de las obras de arte mayor.

Estos caminos actuales de la zona del proyecto no cuentan con obras de arte, badenes y cunetas, puentes y paso de quebradas, y entre otras innumerables deficiencias por las que atraviesan estos caminos.

## **1.8. Servicios básicos existentes**

### **1.8.1. Salud**

Todos los establecimientos de salud del Municipio de Entre Ríos forman parte de la Gerencia de Servicio de Salud Entre Ríos, y este a su vez pertenece al Servicio Departamental de Salud de Tarija y depende del Ministerio de Salud y Deportes.

El P.D.M. 2001 constató la existencia de 20 establecimientos de salud de los cuales el 85% eran puestos de salud; el 10% centro de salud, y tan solo el 5% fue considerado como hospital de 2do nivel (equivalente a hospital San Juan de Dios). En cambio para el 2007 existen 26 establecimientos de salud de los cuales 1 continua siendo hospital de 2do nivel (y que representa al 3,8%), el 23,08 % es considerado como centro de salud y el 73,08% es conceptuando como puesto de salud.

Respecto a las condiciones de equipamiento, podemos decir que un 85% de los centros de salud en el municipio tienen equipamiento en condiciones regulares, y solo el 15% cuentan con lo más básico.

**Figura No 3: Imagen centro de salud de potreriillos**



Fuente: propia del lugar

La imagen nos muestra la buena calidad de infraestructura del centro de salud de potreriillos.

- Las distancias en los que se encuentran los centros de atención de salud respecto a la Capital del municipio en promedio alcanza a 59.32 Km.
- Estado, calidad y condiciones de equipamiento disponible por establecimiento.

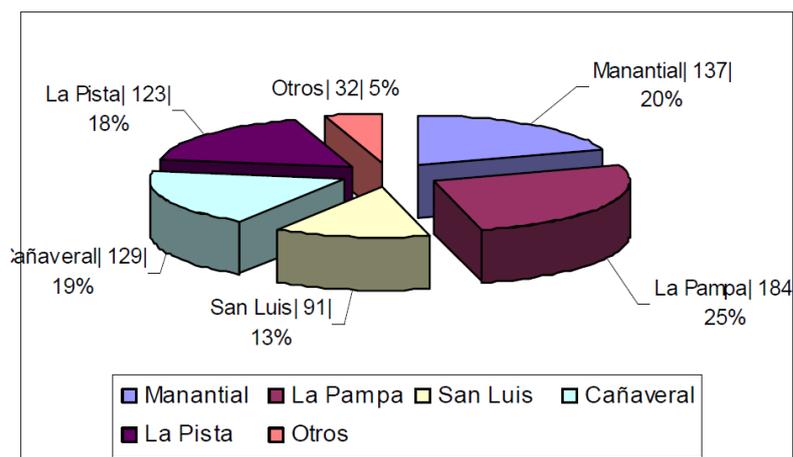
### **1.8.2. Saneamientos básico**

El suministro de agua potable para Entre Ríos se capta por gravedad (Quebrada Trancas); el cual es sometido a un proceso de cloración en dos tanques con una capacidad de 50 y 70 m<sup>3</sup>, para luego suministrarlo a los cinco barrios a través de una red hasta las conexiones domiciliarias. El caudal que se registra es de 170 lts/seg en época húmeda y de 3.5 lts/seg en época de estiaje, afectando en esta época al barrio

Manantial. Además se abastece a parte de las comunidades de Banda Mealla y el Badén, además de las urbanizaciones proyectadas.

El costo de acuerdo a las categorías es la siguiente: Domiciliario Bs 7, comercial Bs 12 e industrial Bs 80. Además se incrementa por grifo adicional Bs 2 y por cada depósito de 1000 litros Bs 2 de acuerdo al Sistema Municipal de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario SMAPAS.

**Cuadro No 2: Acometidas de agua potable en %**



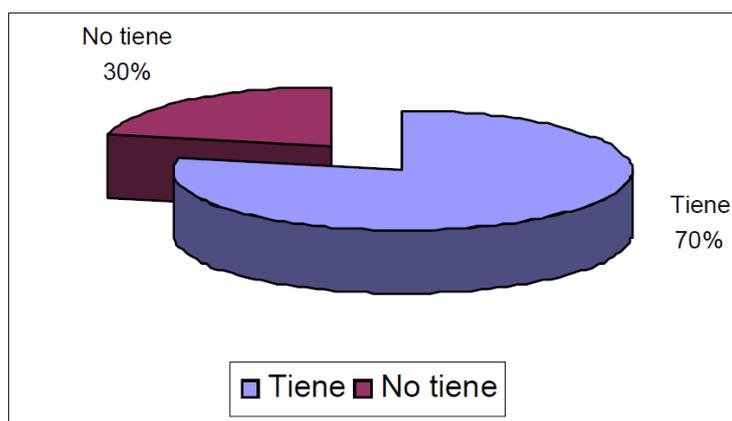
Fuente: Elaboración propia en base a datos smpas 2008

Para el 2008 se tiene una proyección de 2578 habitantes en la capital Entre Ríos, lo que representa a 506 familias, sin embargo se tiene 664 conexiones domiciliarias, por tanto la cobertura alcanza al 100%.

### 1.8.3. Agua potable

El gráfico describe en porcentajes las coberturas, en 1992 se tenía una cobertura de agua por cañería de 726 hogares, para el 2001 con 1.596 hogares y 2.835 hogares (70%) para el 2008.

**Cuadro No 3: Cobertura de agua potable en comunidades**



Fuente: INE 1992 y 2001 y diagnóstico comunal CCEDSE

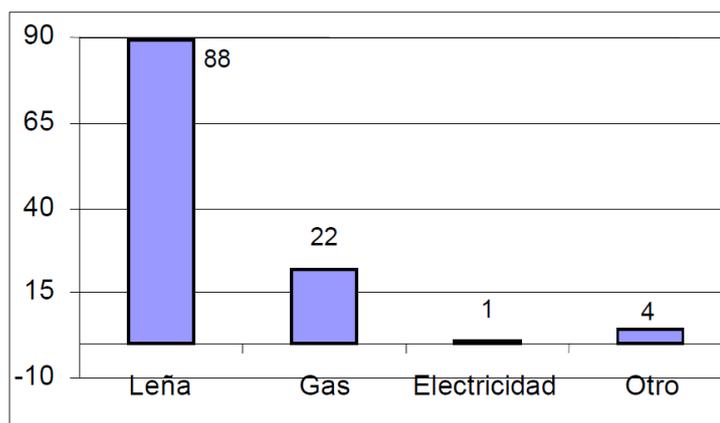
- Del total de viviendas del municipio el 70% tiene agua por cañería, en tanto que el 30% no cuenta con este servicio.
- El porcentaje de comunidades en el que se cuenta con agua por cañería, aunque su cobertura no sea total es la siguiente: 78% de las comunidades (área poblada) cuenta con este servicio, el 22% no cuenta con agua potable.
- El 70% de las viviendas del municipio cuentan con el servicio de agua por cañería, de este total el 24% lo tiene conectado dentro de la vivienda, en tanto que el 46% en el patio del hogar.

Se debe resaltar el aprovisionamiento de agua de las vertientes, ríos y pozo, principalmente en el distrito D-5 y D-6. Por otro lado la mayoría de los pobladores no hierven el agua para consumo, teniendo como consecuencia problemas gastrointestinales.

Sin embargo para el POA-2008 se tiene previsto la construcción de 17 sistemas de agua potable en el municipio que representaría al 16% de las comunidades, además 5 sistemas de agua potable se encuentran para ampliación y mejoramiento. Por otra parte la condición en la que se encuentran estos sistemas son los siguientes: El 29% en buen estado, el 47% regular y el 24% en mal estado.

#### **1.8.4. Gas, energía eléctrica, leña y otros**

##### **Cuadro No 4: Uso de energía para la preparación de alimentos**



Fuente: Elaboración propia del documento.

El 87.7% de la población del municipio de Entre Ríos utiliza la leña como fuente de energía principalmente para la cocción de sus alimentos, le sigue el uso del gas (domiciliario y en garrafa) con un 22%, la electricidad simplemente con un 1%.

- Gas natural.

Respecto al gas natural, el municipio de Entre Ríos cuenta con este servicio a domicilio, y el cual es administrado por la empresa EMTAGAS, el mismo que alcanza a una cobertura del 48% (310 instalaciones domiciliarias)

Por otra parte la utilización de gas licuado (garrafa) se circunscribe sobre todo en la capital del Municipio y las comunidades que se encuentran en el eje central carretera Tarija, Entre Ríos y Palos Blancos. En tanto que en las comunidades más alejadas es más aprovechada la leña. El parque automotor (vehículos livianos principalmente) también manejan las garrafas de GLP, les resulta mucho más económico que la gasolina y el diesel.

### 1.8.5. Energía eléctrica

El servicio de energía eléctrica es administrado por la empresa SETAR (Servicios Eléctricos Tarija), y tiene una cobertura del 32% (1300 conexiones domiciliarias) con una generación actual de 400 Kva., aunque su capacidad instalada es de 950 Kva., lo que equivaldría actualmente a 3087 familias con instalación eléctrica.

Para la iluminación después de la energía eléctrica, se tiene pequeños motores a diesel o gasolina, paneles solares, además de gas licuado en garrafa.

## 2. MARCO TEÓRICO.-

### 2.1. Levantamiento topográfico

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

Levantamiento del perfil longitudinal del cauce unos 100 m antes y después de la intersección del puente.

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

### 2.2. Estudio hidrológico

El estudio hidrológico se enfoca en la determinación de los caudales máximos que se suscitan en la zona.

#### 2.2.1. Periodo de retorno para diseño

El periodo de retorno para diseño adoptado de la cuadro 2. Del Manual de Hidrología y Drenaje de la ABC. Los valores recomendados en la tabla de referencia son los que se presentan a continuación:

**Tabla No 2: Periodo de diseño**

Tipo de Obra	Tipo de Ruta	Periodo de Retorno (T años)		Vida útil Supuesta (n años)	Riesgo de Falla (%)	
		Diseño <sup>1</sup>	Verificación <sup>2</sup>		Diseño	Verificación
Puentes y Viaductos <sup>3</sup>	Carretera	200	300	50	22	15
	Camino	100	150	50	40	28
Alcantarillas ( $S > 1.75m^2$ ) o $H_{terrap} \geq 10$ m y Estructuras Enterradas	Carretera	100	150	50	40	28
	Camino	50	100	30	45	26
Alcantarillas ( $S < 1.75m^2$ )	Carretera	50	100	50	64	40
	Camino	25	50	30	71	45

Drenaje de la Plataforma	Carretera	10	25	10	65	34
	Camino	5	10	5	67	41
Defensas de Riberas	Carretera	100	-	20	18	-
	Camino	100	-	20	18	-

Fuente: Manual de hidrología y drenaje - ABC

Por tanto los periodos de retorno de diseño y verificación adoptados para el presente estudio son los siguientes:

**Tabla No 3: Periodo de retorno de diseño y verificación adoptados**

Periodo de retorno T (años)
10
25
50
100
150
200
300

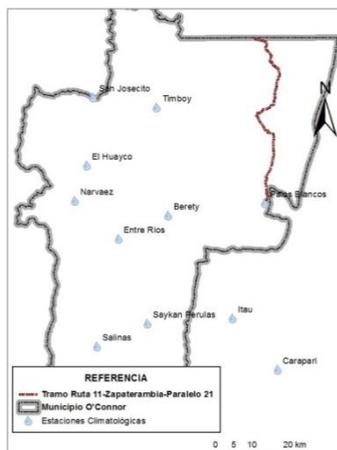
Fuente: Elaboración Propia

### 2.2.2. Información climatológica

La información climatológica con la que se ha trabajado corresponde a las estaciones:

**Figura N° 4:**

**Estaciones meteorológicas**



Fuente: Elaboración del Senamhi

### 2.2.3. Propiedades geométricas de la cuenca.

Los parámetros a determinar en este tipo de características son los siguientes:

#### El Área de la cuenca.

La cuenca hidrológica es el área geográfica de donde el agua fluye hacia un sitio. Está delimitada por la forma de la tierra (topografía) y puede ser delineada en base a las curvas de nivel en los mapas topográficos. Se puede pensar en la cuenca hidrológica como una manera de enviar por un embudo toda el agua de lluvia que cae en ella hacia la corriente de agua que pasa por el sitio que se quiere evaluar. El área de la cuenca hidrológica puede ser estimada sobreponiendo el mapa de la cuenca con una rejilla consistente de cuadros (tal como el papel cuadriculado) de área conocida y contando el número de cuadros comprendidos en la cuenca hidrológica.

**Cuadro No 5: Tamaño relativo de los sistemas hidrológicos**

<b>Cuadro N° 01. Tamaño relativo de los sistemas hidrológicos</b>		
<b>Unid. Hidrológica</b>	<b>Área (Km<sup>2</sup>)</b>	<b># de Orden</b>
Micro cuenca	10 – 100	1, 2, 3
Sub cuenca	101 – 700	4, 5
Cuenca	más de 700	6 a más

El . Fuente: Elaboración de Chereke

El perímetro real Es la longitud de la línea de divortio aquarum. Se mide mediante el curvómetro o directamente se obtiene mediante sistemas digitalizados.

#### El perímetro esterilizado:

El perímetro estilizado se lo obtiene uniendo el perímetro real a través de rectas representativas siendo mayor que el real y es mucho más fácil de trabajar.

**Índice de compacidad o índice de Gravelius:**

$$Kc = \frac{P}{2 * \sqrt{\pi * A}}$$

P = Perímetro real en m

A = Área de la cuenca en m<sup>2</sup>.

Es un parámetro adimensional que relaciona el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área que el de la cuenca. Este parámetro describe la geometría de la cuenca y está estrechamente relacionado con el tiempo de concentración de del sistema hidrológico.

Las cuencas redondeadas tienen tiempos de concentración cortos con gastos pico muy fuerte y recesiones rápidas, mientras que las alargadas tienen gastos pico más atenuado y recesiones más prolongadas.

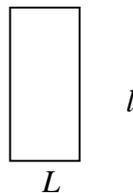
Las formas de la cuenca, en concordancia con los valores que adopte los índices de compacidad se muestran en la siguiente tabla.

**Cuadro No 6: formas de la cuenca de acuerdo al índice de compacidad**

Formas de la Cuenca de acuerdo al Índice de Compacidad		
Clase de Forma	Índice de Compacidad (Kc)	Forma de la Cuenca
Clase I	1.0 a 1.25	Casi redonda a oval - redonda
Clase II	1.26 a 1.50	Oval - redonda a oval - oblonga
Clase II	1.51 a 1.75	Oval - oblonga a rectangular - oblonga

Fuente: Elaboración de Chereke

**Rectángulo equivalente**, es un rectángulo que sirve para comparar cuencas similares cuando no se tienen registros o datos sobre la cuenca estudiada.



$$Ac = l \times L =$$

$$Pr = 2 (l + L) = \text{Perímetro Real} =$$

Dónde:

$A_c$  = Área de la cuenca

$P_r$  = Perímetro Real en km.

#### **2.2.4. Propiedades de relieve:**

##### **Curva hipsométrica.**

La curva hipsométrica es la representación de las áreas acumuladas versus las cotas entre las que están comprendidas, esta curva nos sirve para determinar la altura media de la cuenca que es un parámetro que permite estimar datos faltantes en alguna cuenca con la referencia de los datos disponibles en otra.

Como así también nos admite establecer comparaciones cualitativas y de criterio común de sus características climatológicas e hidrológicas entre cuencas que estén próximas. La curva hipsométrica de la cuenca del río Cañas accede a delimitar la altura media de la cuenca, que es la que se refiere a un 50 % del área total de la cuenca.

#### **2.2.5. Propiedades morfométricas.**

##### **Densidad de drenaje.**

Nos indica que cantidad de cauce tiene la cuenca.

$$Dd = \frac{\sum lx}{Area.cuenca}$$

##### **Relación de confluencia**

La relación de confluencia representa el número de ríos de un orden inferior que en promedio confluyen a ríos de orden superior, se ve que la relación de confluencia de ríos de orden inferior es mayor, como se había previsto.

$$Rc = \frac{Nx}{Nx + 1}$$

Esta relación nos puede indicar también algo acerca de lo accidentada de la topografía de la zona, ya que si hay más número de afluentes de orden 1 que confluyen a ríos de orden 2, quiere decir que existe una barrera orográfica que los separa, o simplemente

algunas barreras topográficas que así lo hacen. Esto también nos puede indicar la eficiencia en la recolección de agua de la cuenca, ya que mientras más afluentes haya menos es la distancia que tiene que recorrer la gota de agua que se precipita sobre la cuenca para ser conducida por un cauce natural.

### **Relación de longitud.**

La relación de longitudes de la cuenca (RI) es el promedio de todas las relaciones de longitudes parciales. Es un indicador de la capacidad de almacenamiento momentánea de agua e influye en la cantidad instantánea de la componente de escorrentía directa, conocida como máxima avenida o gasto pico

$$Lx = \frac{Li}{Nx}$$

### **2.2.6. Tiempo de concentración**

Es el tiempo que tarda en recorrer una gota desde el punto más Lejano de un extremo de la cuenca hasta llegar al punto de aforo o desemboque.

Este tiempo es constante para toda la cuenca. Para calcular el tiempo de concentración existen varios métodos

Para determinar el tiempo de concentración se requieren los siguientes datos.

Área de la cuenca (km <sup>2</sup> )	Ac = km <sup>2</sup>
Longitud del cauce principal	L = km
Pendiente media del rio	J = m/m
Desnivel máximo del curso más largo de agua	H = m
Tiempo de concentración	tc = hrs.

### **Método de Kirpich**

$$tc = \left( 0.871 * \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

### **Formula de california**

$$Tc = 0.3 * \left( \frac{L}{J^{(1/4)}} \right)^{0.76}$$

### Giandotti

$$tc = \frac{4\sqrt{A} + 1,5 * L}{0,8 * \sqrt{H}}$$

### Ventura y Heras

$$tc = 0.05 * \sqrt{\frac{A}{J}}$$

### Ecuación de Temes:

$$tc = 0,3 \left[ \frac{L}{S^{0,25}} \right]^{0,75}$$

### Ecuación de Rowe:

$$tc = \left[ \frac{0,86 * L^3}{H} \right]^{0,385}$$

### Ecuación de SCS

$$tc = 0,95 * \left[ \frac{L^3}{H} \right]^{0,385}$$

#### 2.2.7. Estimación de lluvias máximas e intensidades máximas.

Determinación de la altura de lluvia máxima horaria para un periodo de retorno T y tiempo de duración. Las lluvias máximas deben ser de corta duración o sea deben ser menores a las 24 hrs para lo cual acudimos a la LEY de GUMBEL modificada que es definido por la siguiente expresión..

$$h_{rT} = Ed_p * \left( \frac{t}{\alpha} \right)^\beta * [1 + Kd_p * \log(T)]$$

Dónde:

$E_d$ = moda ponderada

$K_d$ = característica ponderada

$T$ = periodo de retorno (años)

$h_{dt}$ = altura de lluvia máxima diaria (mm)

$t$ = Es el tiempo de duración de la lluvia (hrs)

$\beta$ = Es una constante que en nuestro medio se adopta generalmente 0.2

$\alpha$ = Equivalente de lluvia diaria que depende de la magnitud de la cuenca:

Para:  $A_c > 20$  [km<sup>2</sup>]  $\alpha = 12$

Para:  $A_c < 20$  [km<sup>2</sup>]  $\alpha = 2$

### **2.3. Estudio hidráulico.**

#### **2.3.1. Determinación de caudales máximos.**

Crecidas:

Se entiende por crecida a la cantidad o avenida de agua excepcional calculada para un determinado periodo de retorno, las crecidas solo pueden ser estimadas y no garantiza su ocurrencia.

Origen de la crecida

Las crecidas pueden ser agrupadas en consideración a las causas que las producen en tres grandes clases

1.- crecidas de aguaceros.

2.- crecidas en función a la nieve.

3.- crecidas por almacenamiento y descongelamiento de la nieve.

En el caso de la cuenca de la quebrada el arroyo, como en nuestro medio las crecidas son producidas por aguaceros.

Para delimitar las crecidas máximas se usan los siguientes métodos:

### Método racional

$$Q=C*i*A$$

Dónde:

Q= Caudal máximo con un periodo de retorno de T años, expresado en m<sup>3</sup>/s.

C= Coeficiente de escurrimiento (o coeficiente de esorrentía).

i= Intensidad de la precipitación concentrada en m/s en un período igual al tiempo de concentración t<sub>c</sub>.

A= Área de la cuenca hidrográfica en m<sup>2</sup>.

### Método del hidrograma triangular

$$Q_p = \frac{2,08A * h}{T_p}$$

Q= Caudal máximo expresado en m<sup>3</sup>/s

A= Área de la cuenca hidrográfica en m<sup>2</sup>.

T<sub>p</sub>= tiempo al pico expresado en horas.

h.=altura de lluvia en m.

## 2.4. Calculo de Socavación

Para el cálculo de socavación serán considerados tres métodos.

### 2.4.1. Método de Lischvan-Levediev

Este es un método que permite el cálculo de la socavación general del cauce durante crecientes independientemente de que exista o no un puente. Si el método se aplica para la zona de un puente, quiere decir que se está considerando también el efecto de la contracción, y por lo tanto, éste no debe adicionarse.

$$H_s = \left[ \frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta \mu \phi D_m^{0.28}} \right]^{1/1+z}$$

H<sub>s</sub> y h [m]

D<sub>m</sub> [mm]

β = coeficiente de frecuencia, (Ecuación 3.22)

$$H_s = \left[ \frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \varphi \gamma_s^{1.18}} \right]^{1/1+x}$$

$H_s$  y  $h$  [m]

$\gamma_s$  = peso específico del sedimento del lecho [ $t/m^3$ ]

$\beta$  = coeficiente de frecuencia, (Ecuación 3.22)

$\mu$  = factor de corrección por contracción del cauce, (Tabla 3.1).

$\varphi$  = factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

La socavación que se produce en un río no puede ser calculada con exactitud, solo estimada, muchos factores intervienen en la ocurrencia de este fenómeno, tales como:

El caudal.

Tamaño y conformación del material del cauce.

Cantidad de transporte de sólidos.

Las ecuaciones que se presentan a continuación son una guía para estimar la geometría hidráulica del cauce de un río. Las mismas están en función del material del cauce.

### **Socavación general del cauce:**

Es aquella que se produce a todo lo ancho del cauce cuando ocurre una crecida debido al efecto hidráulico de un estrechamiento de la sección; la degradación del fondo de cauce se detiene cuando se alcanzan nuevas condiciones de equilibrio por disminución de la velocidad a causa del aumento de la sección transversal debido al proceso de erosión. Para la determinación de la socavación general se empleará el criterio de **Lichtvan - Levediev:**

Velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo esta dado por las siguientes expresiones:

$$V_e = 0.60 g_d^{1.18} b H_s^x$$

$$V_c = 0.68 b d_m^{0.28} H_s^x$$

m/seg    suelos cohesivos

m/seg    suelos no cohesivos

En donde:

$V_e$  = Velocidad media suficiente para degradar el cauce en m/seg.

$\gamma_d$  = Peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad  $H_s$ , medida desde la superficie del agua (Ton/m<sup>3</sup>)

$b$  = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia.  
Ver tabla N° 3

$x$  = Es un exponente variable que esta en función del peso volumétrico  $\gamma_d$  del material seco (Ton/m<sup>3</sup>)

$H_s$  = Tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer que valor de  $V_e$  se requiere para arrastrar y levantar al material (m)

$d_m$  = Es el diámetro medio (en mm) de los granos del fondo obtenido según la expresión.

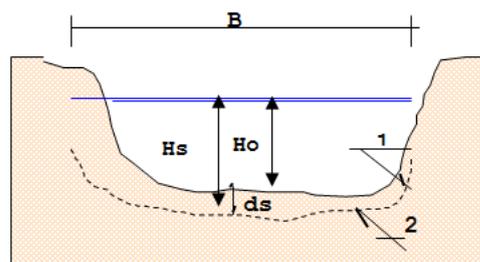
$d_m = 0.01 S d_i p_i$  En el cual

$D_i$  = Diámetro medio, en mm, de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza

$P_i$  = Peso de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben ser iguales entre sí.

(1) - Perfil antes de la erosión.

(2) - Perfil después de la erosión



**Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos homogéneos:**

$$H_s = \left[ \frac{a H_o^{5/3}}{0.60b g_d^{1.18}} \right]^{1/(1+x)}$$

Suelos cohesivos:

Suelos no cohesivos

$$H_s = \left[ \frac{a H_o^{5/3}}{0.68b d_m^{0.28}} \right]^{1/(1+x)}$$

Donde:

$$a = Q_d / (H_m^{5/3} B_e m)$$

$Q_d$  = caudal de diseño (m<sup>3</sup>/seg)

$B_e$  = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal

$m$  = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1

$H_m$  = profundidad media de la sección = Área /  $B_e$

$x$  = exponente variable que depende del diámetro del material y se encuentra en la tabla N° 2

$d_m$  = diámetro medio (mm)

**Tabla No 4: Coeficiente de contracción**

Velocidad media en la sección, en m / seg	COEFICIENTE DE CONTRACCION, m												
	Longitud libre entre dos estribos												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Fuente: Elaboración de Chereke

**Tabla No 5: Valores de X para suelos cohesivos y no cohesivos**

VALORES DE X PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS			
SUELOS COHESIVOS		SUELOS NO COHESIVOS	
P. específico gd (T/m <sup>3</sup> )	x	dm (mm)	x
0.80	0.52	0.05	0.43
0.83	0.51	0.15	0.42
0.86	0.50	0.50	0.41
0.88	0.49	1.00	0.40
0.90	0.48	1.50	0.39
0.93	0.47	2.50	0.38
0.96	0.46	4.00	0.37
0.98	0.45	6.00	0.36
1.00	0.44	8.00	0.35
1.04	0.43	10.00	0.34
1.08	0.42	15.00	0.33
1.12	0.41	20.00	0.32
1.16	0.40	25.00	0.31
1.20	0.39	40.00	0.30
1.24	0.38	60.00	0.29
1.28	0.37	90.00	0.28
1.34	0.36	140.00	0.27
1.40	0.35	190.00	0.26
1.46	0.34	250.00	0.25
1.52	0.33	310.00	0.24
1.58	0.32	370.00	0.23
1.64	0.31	450.00	0.22
1.71	0.30	570.00	0.21
1.80	0.29	750.00	0.20
1.89	0.28	1000.00	0.19
2.00	0.27		

Fuente: Elaboración de Chereke

**Tabla No 6: Valores del coeficiente b**

VALORES DEL COEFICIENTE b	
Periodo de retorno del gasto de diseño ( años )	Coficiente b
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05

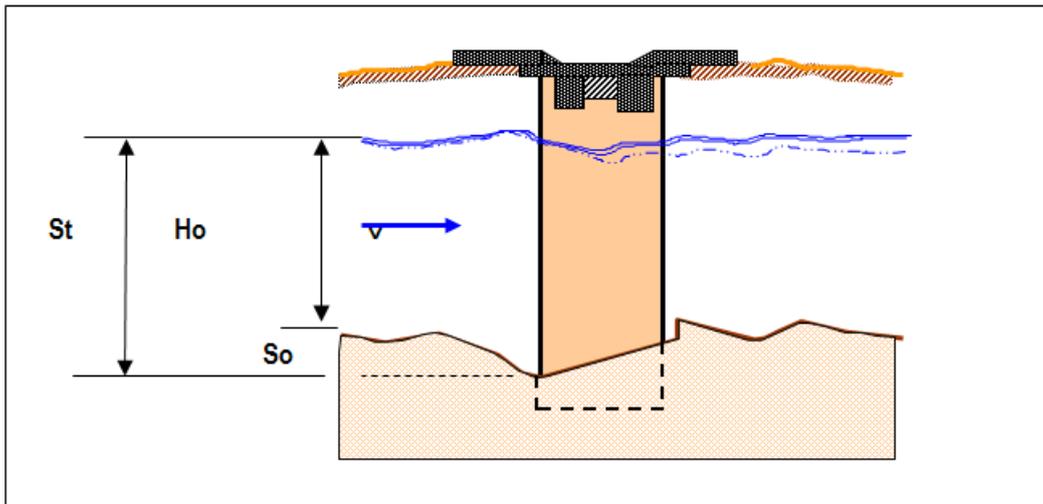
**SOCAVACION AL**

**PIE DE LOS**

**ESTRIBOS:**

Fuente: Elaboración de Chereke

**Figura No 5: modelo de socavación**



Fuente: Elaboración de Chereke

El método que será expuesto se debe a K. F. Artamonov y permite estimar no solo la profundidad de socavación al pie de estribos, sino además al pie de espigones. Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el espigón, relacionando con el gasto total que escurre por el río, del talud que tienen los lados del estribo y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente. El tirante incrementado al pie de un estribo medido desde la superficie libre de la corriente, está dada por:

$$St = P_a P_q P_R H_o$$

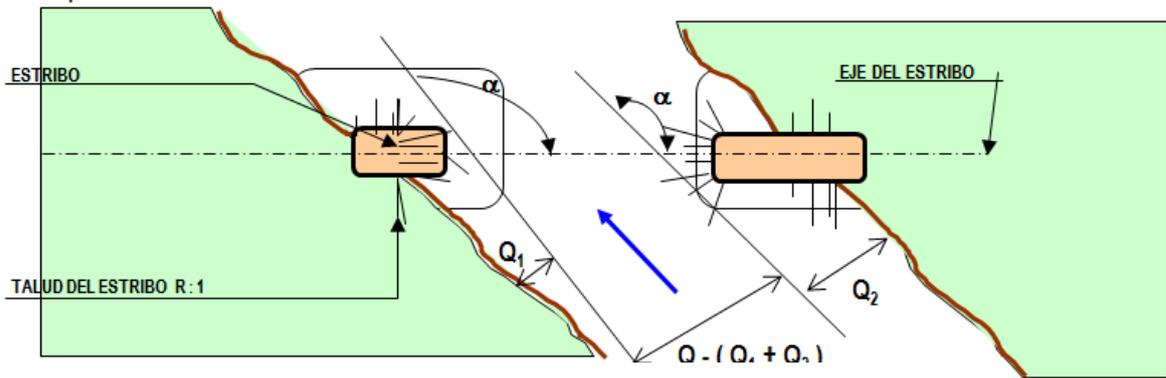
$P_a$  = coeficiente que depende del ángulo  $\alpha$  que forma el eje del puente con la corriente, como se indica en la figura siguiente; su valor se puede encontrar en la tabla N° 4

$P_q$  = coeficiente que depende de la relación  $Q_1/Q$ , en que  $Q_1$  es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera y  $Q$ , es el gasto total que escurre por el río. El valor de  $P_q$  puede encontrarse en la tabla N° 5

$P_R$  = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo, su valor puede obtenerse en la tabla N° 6

$H_o$  = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión

**Figura No 6: modelo de socavación en estribos afectados**



Fuente: Elaboración de Chereke

**Tabla No 7: Valores del coeficiente correctivo para Pa, Pq, Pr**

**TABLA N° 4**

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO  $P_a$  EN FUNCION DE  $a$

$a$	30°	60°	90°	120°	150°
$P_a$	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

**TABLA N° 5**

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO  $P_q$  EN FUNCION DE  $Q_1/Q$

$Q_1/Q$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
$P_q$	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

**TABLA N° 6**

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO  $P_R$  EN FUNCION DE  $R$

TALUD R	0	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00
$P_R$	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

## 2.5. Estudio de suelos

### 2.5.1. Clasificación de suelos

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

### **2.5.2. Capacidad portante.**

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

El ensayo de penetración estándar o SPT (del inglés Standard 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 materializa en el fondo de la perforación.

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

### **2.6. Emplazamiento definitivo y pre dimensionamiento de toda la estructura.**

Un puente bien colocado será una obra económica y segura. Como estas dos cuestiones son capitales en las obras públicas, merece la pena prestar atención a los factores hidráulicos del emplazamiento de puente, ya en la planificación y trazado de la vía.

El trazo de accesos a puentes, ubicadas en curvas horizontales debe ser proyectado considerando radios mínimos que garanticen la seguridad a los usuarios y la transitabilidad en forma continua.

Así pues, si la vía se traza sin atender a cuál es el lugar más conveniente para cruzar el río, puede suceder que finalmente la obra sea más cara para proporcionar seguridad al lugar del cruce elegido arbitrariamente. Que un puente sobre un río esté bien o mal colocado es una cuestión de ingeniería fluvial, que rige los siguientes principios:

- Una característica esencial del lugar de emplazamiento del puente es su estabilidad fluvial, es decir, la garantía de que el río no modifique su cauce con efectos negativos para el puente. El fracaso más elemental de un puente es descubrir que se construye sobre seco, mientras el cauce del río se encuentre en otro lugar. Por ello es interesante el estudio en un tramo largo para elegir el cruce más estable, que puede ser por ejemplo un lugar en que se encuentre encajado en material duro y por tanto virtualmente inmóvil.
- Un emplazamiento en un lugar inestable puede obligar a realizar obras de encauzamiento importantes para estabilizarlo. En ocasiones estas obras son imprescindibles pues la falta de estabilidad es extensa y general. Los ríos entrelazados y los ríos meandriformes de orillas poco resistentes son ejemplos en que pueden ser necesarias obras complementarias de encauzamiento. Lo mismo puede ocurrir en vías que cruzan un delta, una llanura ó abanico aluvial: en ese caso es preferible situar el puente aguas arriba, en el origen del abanico, donde el río aún no tiene “libertad de movimiento”.
- Los lugares de cauce estrecho dan obviamente la mayor economía al puente. En sentido contrario, los cauces múltiples, además de encarecer por aumento de longitud, suelen presentar menor estabilidad. Del mismo modo los lugares de cauce relativamente rectilíneo son preferibles a las curvas, debido a la tendencia al a erosión lateral y a la erosión del fondo en el lado exterior de la curva, excepto en orillas muy resistentes. También es mejor un lugar con un cauce principal de gran capacidad que uno fácilmente desbordable.
- El conocimiento del río, hidrológico e hidráulico y sobre todo morfológico es muy útil en el estudio de la estabilidad necesaria para un puente. La historia del río, a través de cartografía y posiblemente fotografía aérea, puede ser una información valiosa. Pero también hay que conocer si en el futuro se proyectan obras ó actuaciones que puedan modificar la estabilidad: así la construcción de una presa aguas arriba ó la extracción de áridos puede cambiar radicalmente la naturaleza del cauce.

## **2.7. Distancia de visibilidad en curvas horizontales**

La distancia de visibilidad en el interior de las curvas horizontales es un elemento del diseño del alineamiento horizontal.

Cuando hay obstrucciones a la visibilidad (tales como taludes de corte, paredes o barreras longitudinales) en el lado interno de una curva horizontal, se requiere un ajuste en el diseño de la sección transversal normal o en el alineamiento, cuando la obstrucción no puede ser removida.

De modo general, en el diseño de una curva horizontal, la línea de visibilidad deberá ser por lo menos igual a la distancia de parada correspondiente, y se mide a lo largo del eje central del carril interior de la curva.

El mínimo radio de curvatura es un valor límite que está dado en función del valor máximo del peralte y del factor máximo de fricción, para una velocidad directriz determinada.

En el alineamiento horizontal de un tramo carretero diseñado para una velocidad directriz, un radio mínimo y un peralte máximo, como parámetros básicos, debe evitarse el empleo de curvas de radio mínimo. En general, se deberá tratar de usar curvas de radio amplio, reservando el empleo de radios mínimos para las condiciones más críticas.

### **Curvas verticales.**

Las curvas verticales son curvas que se diseñan cuando se interceptan dos tangentes, en forma vertical, de un tramo de carretera. Con el fin de suavizar la intersección de dos tangentes, por medio de curvas verticales, se crea un cambio gradual entre las tangentes, de este modo se genera una transición, entre una pendiente y otra, cómoda para el usuario de la vía. Según su proyección las curvas verticales se clasifican en simétricas y asimétricas.

## **2.8. Normas de diseño.**

### **2.8.1. Norma para 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)

### **Norma para 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 diseñaran con la norma ACI-318 (2005) en combinación de la norma AASHTO LRFD.

## **2.9. Cargas actuantes sobre el puente.**

### **2.9.1. 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.

### **2.9.2. 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/m<sup>3</sup>, sin embargo para el proyecto se tomara un peso igual a 2400 Kg/m<sup>3</sup>.

### **2.9.3. Peso propio de las superficies de rodamiento 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 rígido (hormigón) el cual ya mencionamos su peso, en caso de utilizar otro material la norma nos da una tabla de densidades recomendadas según el material. Ver norma AASHTO Tabla 3.5.1-1

### **2.9.4. Empuje horizontal del suelo.**

Para determinación del empuje horizontal del suelo (EH), pues es más recomendable tomar los criterios que se plasman en el libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya que se desarrolló con un mayor detalle e importancia.

El empuje horizontal se determinará a partir de:

$$\delta = \frac{2}{3} * \varphi \quad \lambda_v = \lambda_H * \cot(\alpha - \delta) \quad \lambda_H = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2 \alpha * \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) * \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$P_H = \left( \gamma_s * \frac{h^2}{2} + W_s / c * h \right) * \lambda_H \quad y = h * \frac{2 * \gamma_s * h + 3 * W_s / c}{3 * \gamma_s * h + 6 * W_s / c}$$

Dónde:

PH =Empuje horizontal del terreno.

$\alpha$  = Ángulo que forma un muro con el plano horizontal.

$\varphi$  = Ángulo de rodamiento interno. ( de TABLA 2.1)

$\beta$  = Ángulo de talud de la superficie libre del terreno (que forma con el plano horizontal)

$\delta$  = Ángulo de rozamiento entre el terreno y un muro.

h = Altura de terraplén (desde la base de la fundación hasta la corona del espaldar).

$\gamma_s$  =Peso específico aparente del suelo. (de TABLA 2.1)

Ws/c = (ES) Carga uniformemente distribuida sobre el terraplén.

$\lambda_H$  = Coeficiente de empuje activo horizontal.

$\lambda_V$  = Coeficiente de empuje activo vertical.

y = Distancia hasta el punto de aplicación, desde la parte superior del terraplén.

### **Cuadro No 7 Características empíricas de los terrenos**

Clase de terreno	Peso específico $\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )	Ángulo de rodamiento Interno $\varphi$ grados
<i>Terrenos naturales</i>		
Grava y arena compacta	2.0	30°
Grava y arena suelta	1.7	30°

Arcilla	2.1	20°
<i>Rellenos</i>		
Tierra vegetal	1.7	25°
Terraplén	1.7	30°
Pedraplén	1.8	40°

Fuente: M. Das Braja

### 2.9.5. Sobrecarga de suelo.

El valor de la sobrecarga de suelo (ES) que se recomienda es de 10KN/m<sup>2</sup>. La notación que se utiliza en este proyecto será (Ws/c).

### 2.9.6. Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

El empuje vertical de suelo (EV) se determina con la siguiente fórmula:

$$P_v = \left( \gamma_s * \frac{h^2}{2} + Ws/c * h \right) * \lambda_v$$

### 2.9.7. Cargas Transitorias.

Las cargas transitorias son las correspondientes a las cargas de servicio. Corresponde entonces a la carga móvil, peatones, cargas hidráulicas, de viento, etc.

### 2.9.8. Fuerza de frenado en los vehículos.

La fuerza de frenado (BR) se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

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

En nuestro medio es recomendable tomar un valor del 5 por ciento 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 solicitaciones 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.

### 2.9.9. Fuerza de colisión de un vehículo.

Las fuerzas de colisión de un vehículo, (CT) mostradas en la norma AASHTO LRFD, son muy exigentes es por esto que se tomó las fuerzas de colisión que nos da la norma AASHTO estándar de 45 KN que es menos exigente, esta fuerza se aplicará en el barandado a una altura de 0.46m desde la superficie de la acera según la norma LRFD para vehículos livianos, además se considerará una fuerza de colisión lateral en el bordillo de 7.5 KN/m aplicada a una altura de 0.25m desde la calzada. Ver **Tabla A13.2-1** de la norma AASHTO LRFD y la página 69 del libro de Puentes de Hugo E. Belmonte González.

### 2.9.10. 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 la TABLA 2.2, incremento por carga dinámica, (IM)

#### Cuadro No 8: Incremento por carga dinámica.

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

### 2.9.11. Sobrecarga viva.

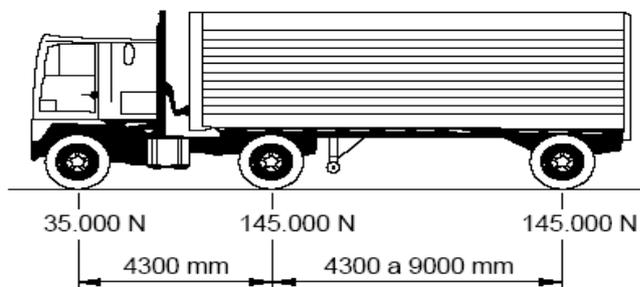
Deberá aplicarse la sobrecarga vehicular llamada HL-93 que consiste en una combinación de:

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

#### a) Camión de diseño.

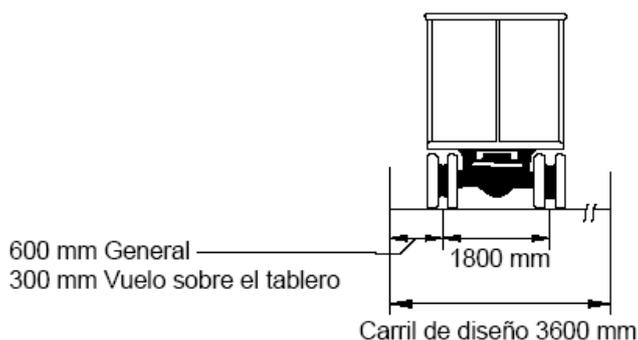
Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión serán:

**Figura No 7: camión tipo vista perfil**



Fuente: Aashto LRFD

**Figura No 8: camión tipo transversal**



Fuente: Aashto LRFD

La separación entre los dos ejes de 145.000 N se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las solicitaciones extremas. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.

#### b) Tándem de diseño.

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

**c) Carga de carril de diseño.**

La carga del carril de diseño consiste en una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá

Uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

Si se anticipa que la calzada soportará porcentajes de tráfico de camiones inusualmente elevados, para cada sitio específico es posible pensar en modificar el camión de diseño, el tándem de diseño y/o la carga del carril de diseño.

**2.9.12. Sobrecarga peatonal.**

Se deberá aplicar una carga peatonal (PL) de  $3,6 \times 10^{-3}$  MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se podrá conceptuar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de  $4,1 \times 10^{-3}$  MPa.

La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como  $w = 0,73$  N/mm, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N.

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

**2.9.13. 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 conceptuar 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.

#### **2.9.14. Cargas Sísmicas.**

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

#### **2.9.15. Carga hidráulica y presión del flujo de agua.**

##### **Presión hidrostática.**

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

##### **Flotabilidad.**

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

##### **Presión de flujo.**

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

#### **2.9.16. Fuerzas Centrífugas.**

Las fuerzas centrífugas se deberán tomar como el producto entre los pesos por eje del camión o tándem de diseño y un factor  $C$  delimitado a partir de fórmula. Esta fuerza centrífuga se considera únicamente cuando se está diseñando un puente de geometría curva, lo cual no es nuestro caso.

#### **2.9.17. Carga de viento sobre la estructura.**

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

Sin embargo la velocidad básica del viento varía considerablemente dependiendo de las condiciones locales. Para las estructuras pequeñas y/o de baja altura el viento generalmente no resulta determinante. En el caso de puentes de grandes dimensiones y/o gran altura se deberían investigar las condiciones locales. (Anexo B.11 y B.13)

### **2.10. actores de carga y combinaciones de cargas.**

Los puentes se deben diseñar conceptuando los estados límites especificados a fin de lograr los objetivos de construibilidad, seguridad y serviciabilidad, estimando debidamente los aspectos relacionados con la inspeccionabilidad, 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:

$\gamma_i$  = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones mostradas más adelante en la TABLA 2.3.

$\phi$  = factor de resistencia: Multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal, 0.9 para flexión y 0.85 para corte.

$\eta_i$  = 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:  $\phi R_n$

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

#### **2.10.1. 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 fisuración.

### **2.10.2. 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.

### **2.10.3. 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.

#### **2.10.4. 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 No 9: Combinaciones de cargas y factores de carga**

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

## Factores de carga para cargas permanentes, $\gamma_p$

### Cuadro No: 10 Combinaciones de cargas y factores de carga

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

Fuente: Aashto LRFD

## 2.11. MATERIALES.

### 2.11.1. Hormigones.

La norma AASHTO clasifica a los hormigones según su resistencia a la compresión 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.

### 2.11.2. 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.

### **2.11.3. Esfuerzos permisibles del hormigón para miembros pretensados sujetos a flexión.**

Según la norma AASHTO:

*En transferencia*

$$f'mín = -\frac{1}{4} * \sqrt{f'ci} \quad f'máx = 0.6 * f'ci$$

*En servicio*

$$fmín = -\frac{1}{2} \sqrt{f'c} \quad fmáx = 0.45 * f'c$$

Dónde:

$f'mín$  = esfuerzo admisible del hormigón en tracción en etapa de transferencia. (valor -)

$f'máx$  = esfuerzo admisible del hormigón en compresión en etapa de transferencia. (valor +)

$fmín$  = esfuerzo admisible del hormigón en tracción en etapa de servicio. (valor -)

$fmáx$  = esfuerzo admisible del hormigón en compresión en etapa de servicio. (valor +)

$f'ci$  = resistencia del hormigón en tiempo de carga.

$f'c$  = resistencia del hormigón en tiempo de servicio.

### **2.11.4. 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. Ver cuadro 11.

### 2.11.5. Módulo de Elasticidad.

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

**Cuadro No 11: Diámetros comerciales**

Díam. nominal	Perim. nominal	Peso nominal	Peso por barra 12m	Secciones nominales / número de barras										e mandril de doblado mínimo <sup>(1)</sup>
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
mm	cm	kg/m	kg	cm <sup>2</sup>										cm
6	1.88	0.222	2.66	0.28	0.56	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83	2.40 (4n)
8	2.51	0.395	4.74	0.50	1.00	1.51	2.01	2.51	3.01	3.52	4.02	4.52	5.03	3.20 (4n)
10	3.14	0.617	7.4	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	4.00 (4n)
12	3.77	0.888	10.7	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31	4.80 (4n)
16	5.03	1.580	18.9	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11	6.40 (4n)
20	6.28	2.470	29.6	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.84	21.99	25.14	28.27	31.42	14.00 (7n)
25	7.85	3.850	46.2	4.91	9.82	14.73	19.64	24.55	29.46	34.37	39.28	44.19	49.10	17.50 (7n)
32	10.10	6.310	75.7	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.26	56.30	64.34	72.38	80.42	22.40 (7n)
40	12.60	9.860	118.3	12.57	25.13	37.70	50.26	62.83	75.40	87.96	100.53	113.12	125.66	-

Fuente: revista de aceros del Perú

### 2.12. Acero de pretensado.

Los cables de siete alambres no recubiertos, aliviados de tensiones o de baja relajación, o las barras de alta resistencia lisas o conformadas no recubiertas, deberán satisfacer las normas para materiales.

#### 2.12.1. Módulo de Elasticidad.

En ausencia de datos más precisos, el módulo de elasticidad de los aceros de pretensado, en base al área nominal de la sección transversal, se puede tomar para cables:  $E_p = 197.000$  MPa, y para barras:  $E_p = 207.000$  MPa.

#### 2.12.2. Propiedades del acero de pretensado.

**Cuadro No 12: Propiedades del acero de pretensado dado por la norma AASHTO**

Material	Grado o Tipo	Diámetro (mm)	Resistencia a la tracción, $f_{pu}$ (MPa)	Tensión de fluencia, $f_{py}$ (MPa)
Cables	1725 MPa (Grado 250)	6,35 a 15,24	1725	85% de $f_{pu}$ , excepto 90% de $f_{pu}$ para cables de baja relajación
	1860 MPa (Grado 270)	9,53 a 15,24	1860	
Barras	Tipo 1, Lisas	19 a 35	1035	85% de $f_{pu}$
	Tipo 2, Conformadas	16 a 35	1035	80% de $f_{pu}$

Fuente: Aashto LRFD

### 2.12.3. Restricciones de tesado de los cables.

Según AASHTO se tiene la siguiente TABLA 2.7:

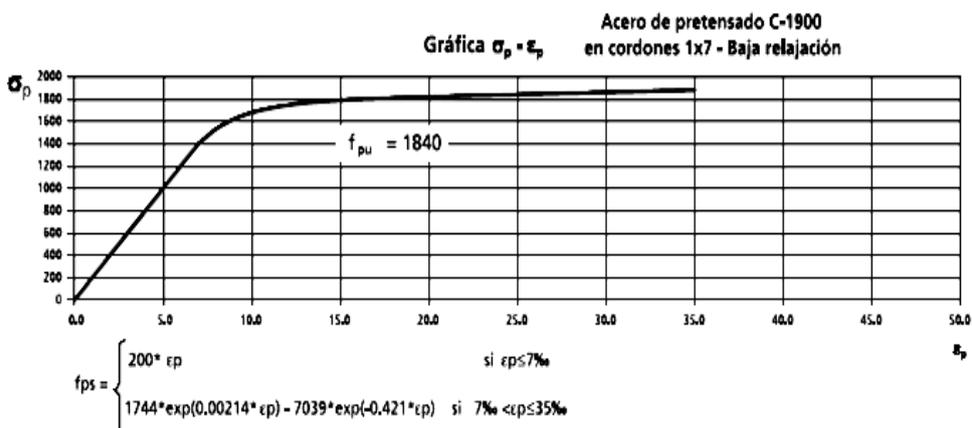
**Cuadro No 13: Restricciones de los esfuerzos del cable**

<b>Operaciones de tesado</b>	
$\sigma_{\text{tracción}}$	$0.90 \cdot f_{py}$
<b>En transferencia</b>	
$\sigma_{\text{tracción}}$ extremo anclado	$0.7 \cdot f_{pu}$
$\sigma_{\text{tracción}}$ extremo no anclado	$0.74 \cdot f_{pu}$
<b>Servicio</b>	
$\sigma_{\text{tracción}}$	$0.8 \cdot f_{py}$

Fuente: Aashto LRFD

### 2.12.4. Curva esfuerzo-deformación del acero de pretensado.

**Grafico 9 Curva esfuerzo-deformación del acero de G-270 (Acindar)**



## 2.13. ANÁLISIS Y DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO.

### 2.13.1. 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:

### 2.13.2. Cuantías máximas:

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * \frac{f'c}{f_y} * \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \quad \rho_{\max} = 0.75 * \rho_b$$

Dónde:

$\rho_b$  = Cuantía balanceada

$\beta_1 = 0.85$  si la resistencia del hormigón es menor que 280 Kg/cm<sup>2</sup>

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo. 4200 Kg/cm<sup>2</sup>

$f'c$  = Resistencia de compresión del hormigón a los 28 días.

### 2.13.3. Cuantías mínimas:

Se tomará el valor mayor de las dos siguientes expresiones:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad \rho_{\min} = 0.8 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y}$$

### 2.13.4. Diseño por flexión.

Se deberá hacer cumplir la siguiente condición:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Dónde:

$M_u$  = Momentos solicitados mayorados.

$M_n$  = Momento nominal que resiste el hormigón.

$\phi$  = Factor de reducción de capacidad con un valor de 0.9 para flexión.

El cálculo de armadura es simple y se lo calculó con las dos siguientes fórmulas que resultaron de un análisis del equilibrio del par de fuerzas internas, con una distribución de compresiones en el hormigón de forma rectangular. (Método simplificado)

$$a = d \left[ 1 - \sqrt{1 - 2.614 * \frac{Mu}{f'c * b * d^2}} \right] \quad A_s = \frac{0.85 * f'c * a * b}{f_y}$$

Dónde:

d = Es el canto útil en cm.

Mu = Es el momento último máximo mayorado en Kg-cm

b = Base del elemento a diseñar en cm.

a = Profundidad del bloque de compresiones en cm.

As = Cantidad de acero necesario en cm<sup>2</sup>

Los demás términos ya fueron definidos anteriormente.

### **2.13.5. Diseño por fuerza cortante.**

La fuerza cortante que resiste una viga será las que proporcionan el hormigón y el acero transversal, es decir:

$$V_n = V_c + V_s$$

Con el mismo criterio anterior para flexión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Dónde:

Vu = Es la fuerza cortante última mayorada ubicada en una sección crítica.

Vn = Resistencia del acero y el hormigón a la fuerza de corte.

$\phi$  = Factor de reducción de capacidad con un valor de 0.85 para corte.

### **2.13.6. Fuerza cortante que resiste el concreto. (Vc)**

El código ACI sugiere la siguiente expresión simplificada:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Dónde:

$V_c$  = Resistencia del hormigón al corte.

$b$ ,  $d$ ,  $f'c$  ya fueron definidos anteriormente.

### 2.13.7. Fuerza cortante que resiste el acero. ( $V_s$ )

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

Dónde:

$A_v$  = Área de acero equivalente a dos barras de acero.

$s$  = Espaciamiento de los estribos verticales.

$V_s$  = Resistencia al corte correspondiente al acero.

- Si  $V_u \leq \phi \frac{V_c}{2}$ , entonces no necesita ningún refuerzo transversal.

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

$$A_{v\text{mín}} = 3.5 * b * \frac{s}{f_y} \quad s \leq \frac{d}{2} \quad s \leq 60\text{cm}$$

- Si  $V_u \geq \phi V_c$  se tiene:

-Si  $V_s \leq 1.06 * \sqrt{f'c} * b * d$ , entonces  $s \leq \frac{d}{2} \wedge s \leq 60\text{cm}$

- Si  $V_s > 1.06 * \sqrt{f'c} * b * d \wedge V_s \leq 2.12 * \sqrt{f'c} * b * d$ , entonces  $s \leq \frac{d}{4}$   
 $s \leq 30\text{cm}$

-  $V_s > 2.12 * \sqrt{f'c} * b * d$ , entonces

- Cambiar la sección.
- Mejorar la calidad del concreto.

## **2.14. Análisis y diseño del hormigón pretensado.**

### **2.14.1. Aspectos generales del hormigón pretensado: ventajas y desventajas.**

#### **Introducción.**

La introducción del hormigón como elemento constructivo, constituye el cimiento para el desarrollo de las grandes civilizaciones del siglo XX. El hormigón tuvo sus primeras aplicaciones en 1890, hecho que revolucionó el modo de construir y que permitió la edificación de estructuras de gran escala, imposibles de lograr anteriormente. Desde sus inicios, la fabricación del hormigón ha experimentado un proceso constante de adelanto. El hormigón pretensado representa el último eslabón en este proceso de perfeccionamiento.

En la conformación del hormigón pretensado resulta ineludible el empleo de acero de alta resistencia. Es por esta razón que el hormigón pretensado se convierte en una realidad casi medio siglo después de la introducción del hormigón. La combinación de hormigón y acero de altas especificaciones constituye la base del hormigón pretensado, por lo que los elementos de hormigón pretensado manifiestan un amplio grado de resistencia y son factibles de resistir mayores solicitaciones de carga cubriendo claros de mayor longitud. Además de los aspectos funcionales y económicos especiales del hormigón como material de construcción de cualquier tipo de estructura, ciertas propiedades mecánicas y físicas son importantes con respecto a la aplicación y el comportamiento del hormigón.

#### **2.14.2. Definición de pretensado.**

El pretensado significa la creación intencional y preliminar de esfuerzos en un elemento estructural dado, con el propósito de mejorar su comportamiento y resistencia bajo condiciones de servicio y de resistencia.

En vigas consiste en la introducción de suficiente precompresión axial para que se eliminen todos los esfuerzos de tensión que actuarán en el concreto. Con la práctica y el

avance en conocimiento, se ha visto que esta idea es innecesariamente restrictiva, pues pueden permitirse esfuerzos de tensión en el concreto y un cierto ancho de grietas.

El código ACI define:

Hormigón pretensado: Hormigón en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes debido a cargas externas son contrarrestados a un grado deseado

### **2.14.3. Clasificación y tipos.**

#### **Hormigón pretensado con tendones o cables pretensados.**

Hormigón pretensado en el cual los tendones o cables se tensan antes de colocar el hormigón. Los tendones o cables, que generalmente son de cable torcido con varios torones de varios alambres cada uno, se re-estiran o tensan entre apoyos que forman parte permanente de las instalaciones de una planta de fabricación.

Se mide el alargamiento de los tendones, así como la fuerza de tensión aplicada por los gatos.

Con la cimbra en su lugar, se vacía el hormigón en torno al tendón esforzado. A menudo se usa hormigón de alta resistencia a corto tiempo, a la vez que curado con vapor de agua, para acelerar el endurecimiento del hormigón. Después de haberse logrado suficiente resistencia, se alivia la presión en los gatos, los torones tienden a acortarse, adicionando resistencia en la viga. Este presfuerzo es transferido al hormigón por adherencia, en su mayor parte cerca de los extremos de la viga, y no se necesita de ningún anclaje especial.

Características:

- Pieza prefabricada
- El presfuerzo se aplica antes que las cargas de servicio
- El anclaje se da por adherencia
- La acción del presfuerzo es interna
- El acero tiene trayectorias rectas

- Las piezas son generalmente simplemente apoyadas (elemento isostático)

#### **2.14.4. Hormigón pretensado con tendones o cables postensados.**

Contrario al pretensado el postensado es un método de hormigón pretensado en el cual el tendón o cable que va dentro de unos conductos es tensado después de que el hormigón ha fraguado. Así el postensado es casi siempre ejecutado externamente contra el hormigón endurecido, y los tendones o cables se anclan contra el hormigón inmediatamente después del tesado.

Generalmente se colocan en los moldes de la viga conductos huecos que contienen a los tendones o cables, y que siguen el perfil deseado (parabólico), antes de vaciar el hormigón.

Características:

- Piezas coladas en sitio.
- Se aplica el presfuerzo después del fraguado del hormigón.
- El anclaje requiere de dispositivos mecánicos.
- La acción del presfuerzo es externa.
- La trayectoria de los cables son curvos.
- La pieza permite continuidad en los apoyos (elemento hiperestático).

#### **2.14.5. Ventajas del hormigón pretensado.**

- El esfuerzo del pretensado reduce las tracciones producidas en las vigas, incrementando tanto su capacidad para resistir cargas como la longitud de la misma.
- Una viga de hormigón pretensado generalmente tiene un menor volumen de hormigón con respecto a una viga de hormigón reforzado, bajo las mismas condiciones de luz y carga.
- Soluciones viables en puentes viga de hasta 45 m de luz.

- Produjo ventajas como en la construcción de elementos, dos variantes constructivas de esta tecnología consistentes en la fundición y tensado (tesado) in situ, o la fundición y tensado previo, y el lanzamiento posterior de las vigas.
- La reducción en el peso de la estructura es el efecto más importante en los puentes de hormigón pretensado. Una viga de puente de 20 m. de longitud (con 4 vigas para 2 carriles), que en hormigón reforzado requeriría una altura aproximada de 2.00 m. y un ancho de 0.50 m., en hormigón pretensado podría tener 1.40 m. de altura, y un ancho variable entre 0.50 m. y 0.20 m., reduciéndose su peso aproximadamente a la mitad.
- Permite la utilización de materiales de alta resistencia, hace al hormigón durable por tanto:
  - Pocas fisuras
  - Menores flechas
  - Muy resistente a la fatiga
- Mayor control de calidad en elementos pretensados (producción en serie). Siempre se tendrá un control de calidad mayor en una planta ya que se trabaja con más orden y los trabajadores están más controlados.
- Mayor rapidez en la fabricación de elementos pretensados. El fabricar muchos elementos con las mismas dimensiones permite tener mayor rapidez.
- Prueba de carga: inherente (el peor estado de carga del pretensado es cuando se la tesa).
- Resiliencia: Se recupera la tensión después de aplicar cargas.

#### **2.14.6. Desventajas del hormigón pretensado.**

- Se requiere transporte y montaje para elementos pretensados. Ésto puede ser desfavorable según la distancia a la que se encuentre la obra de la planta. Mayor inversión inicial.
- Diseño más complejo y especializado (juntas, conexiones, etc.).
- Planeación cuidadosa del proceso constructivo, sobre todo en etapas de montaje.
- Detalles en conexiones, uniones, disposiciones de cables, cuñas, etc.

- La demolición es peligrosa.

#### **2.14.7. Pérdidas de pretensado.**

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

#### **2.14.8. Pérdidas instantáneas.**

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

#### **2.14.9. Pérdidas diferidas.**

- **Por contracción**, la contracción por secado del hormigón provoca una reducción en la deformación del tendón o cable del presfuerzo igual a la deformación por contracción del hormigón lo que produce una pérdida de esfuerzo en los cables.
- **Por flujo plástico**, el hormigón es sujeto a un esfuerzo de compresión constante, primero se deformará elásticamente, y después continuará deformándose en el tiempo.
- **Por relajamiento**, los tendones o cables de pretensado se mantienen esforzados esencialmente con longitud constante durante la vida de un miembro, a pesar de que existe alguna reducción de longitud debido al flujo plástico y la contracción del hormigón. Existirá una reducción gradual del esfuerzo en el acero bajo estas

condiciones debido al relajamiento, aun cuando la longitud se mantenga casi constante.

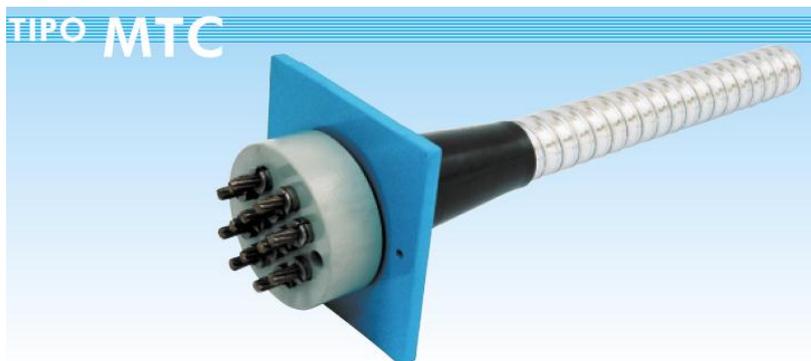
#### **2.14.10. Sistema de pretensado.**

Existen varios sistemas de pretensado en nuestro medio, tales como:

- JL PRETENSADOS.
- FREYSSINET
- PROTENDE
- OVM
- DYWIDAG

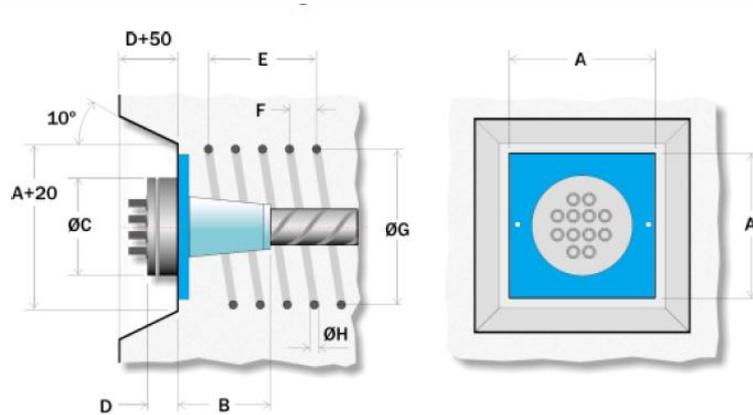
A continuación se mostrará algunas propiedades del sistema PROTENDE ya que es éste el sistema del que se tomó referencia. Cualquier otra cuestión se puede obtener del catálogo de PROTENDE.

**Figura No 10 Anclaje de PROTENDE tipo MTC**



Fuente: revista de protende

**Figura No 11: Geometría del anclaje tipo MTC de PROTENDE**



Fuente: revista de protende

**Tabla No 8: Dimensiones de los anclajes de tipo MTC de PROTENDE**

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

Fuente: revista de protende

## Torones de 7 hilos.

### Cuadro No 9: Propiedades del acero de pretensado de PROTENDE

Designação ABNT NBR-7483	Diámetro Nominal	Área Nominal do Aço	Massa Nominal	Carga de Ruptura Mínima	Carga Mínima a 1% de Alongamento	Relaxação Máxima após 1.000 h a 20°C p/ Carga Inicial de	
						70%	80%
						da Carga de Ruptura	
CORDOALHAS	mm	mm <sup>2</sup>	g/m	kN	kN	%	%
CP. 175 RB	12,7	94,2	744	165,7	149,1	2,5	3,5
CP. 190 RB	12,7	98,7	775	187,3	168,6		
CP. 210 RB	12,7	101,4	792	207,2	186,5	2,5	3,5
CP. 190 RB	15,2	140,0	1.102	265,8	239,2	2,5	3,5

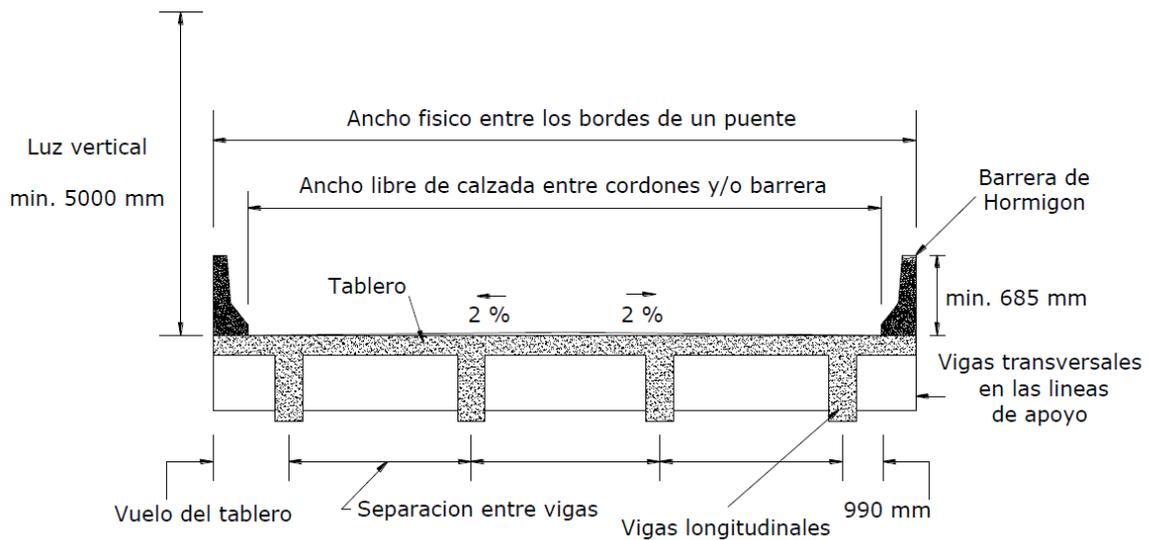
Fuente: revista de protende

## 2.15. Diseño estructural.

### 2.15.1. Superestructura

Son los componentes estructurales del puente que constituyen el tramo horizontal, en la siguiente sección se ampliara con mayor detalle las superestructuras que se encuentran en los diferentes tipos de puentes.

Figura No 12: tablero estructural



Fuente: elaboración propia

**Tablero.-** Es el componente, con o sin superficie de rodamiento, que soporta las cargas de rueda en forma directa y es soportado por otros componentes, ver Figura 1.3.

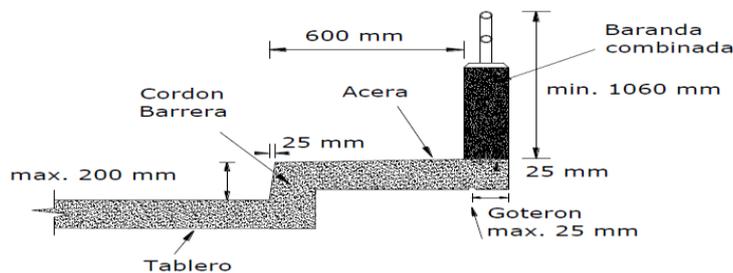
**Estructura Portante.-** Es el componente estructural que soporta al tablero y se apoya en sus extremos con la subestructura, es decir transmite las cargas procedentes del tablero a los estribos y/o pilas, ver Figura 1.3.

**Accesorios del tablero.-** Son elementos que sirven para dar funcionalidad al puente y seguridad tanto a los vehículos como a los peatones: cordón barrera, barandas, barreras.

### Postes y pasamanos (barandado)

De acuerdo a las especificaciones AASHTO se tiene las siguientes dimensiones.

**Figura No 13: acera tipo**



Fuente: elaboración propia

#### 2.15.1.1. Barandado:

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

Si se utilizan tanto elementos horizontales como verticales, la abertura libre de 150 mm se deberá aplicar a los 685 mm inferiores de la baranda, mientras que la separación en la parte superior deberá ser tal que no admita el paso de una esfera de 200 mm de diámetro.

Las separaciones arriba indicadas no se deben aplicar a las barandas tipo cerco eslabonado o de malla metálica ni a sus postes. En este tipo de barandas las aberturas no deberán ser mayores que 50mm.

La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como  $w = 0,73N/mm$ , tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea.

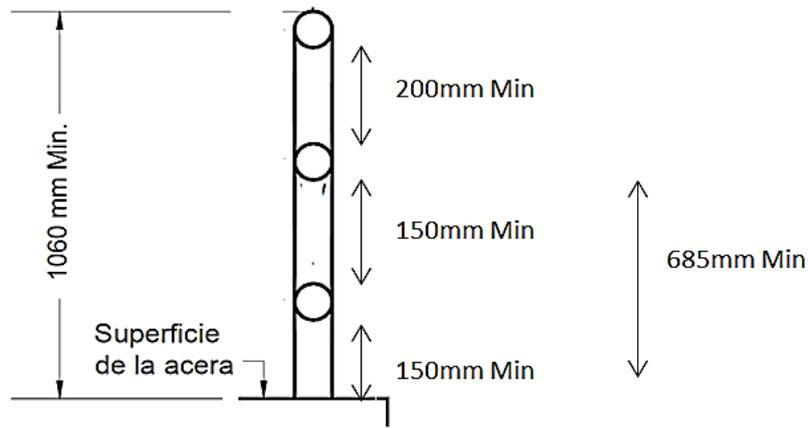
Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.

### 2.15.1.2. Postes

Los postes de las barandas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior o bien, en el caso de las barandas cuya altura total es mayor que 1500 mm, en un punto ubicado 1500 mm por encima de la superficie superior de la acera. El valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes, PLL, en N, se deberá tomar como:

La separación de postes se calcula según la longitud del puente la separación recomendable va entre 1,5m y 2.2m

**Figura No 14: Esquema de Dimensiones Recomendadas de Barandado neatonal**



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

$$PLL = 890 + 0,73 L = N$$

Dónde:

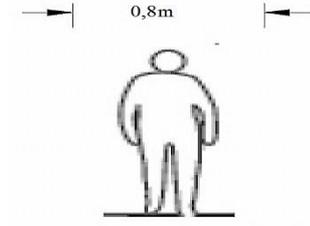
PLL= Sobrecarga de diseño de poste (N)

L = separación entre postes (mm)

### 2.15.1.3. Acera.

Utilizadas con fines de flujo peatonal o mantenimiento, el ancho de acera mínimo es de 60cm, por fines de confort y basándose en criterios de espacios arquitectónicos se adoptara una acera de 80cm.

**figura No 15: Espacio que ocupa una persona promedio**



Fuente: Arquitectura y Urbanismo UNAM

### Sobrecargas de la acera

#### - Cargas peatonales

Se deberá aplicar una carga peatonal de  $3,6 \times 10^{-3}$  MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

#### - Cargas vehiculares.

Como sobrecarga vehicular se aplicara la carga puntual de una llanta delantera del camión de diseño situada a 30cm de la baranda.

### 2.15.1.4. Bordillo

Tiene entre otros propósitos el control del drenaje y delinear el borde de la vía de tráfico. Su altura mínima es de 25cm, y son adecuados para prevenir que un vehículo deje el carril.

### Sobrecargas

En el diseño de bordillo se analizan los diferentes estados de carga debido a carga peatonal, de la llanta delantera sobre la acera y como principal la carga de colisión aplicada a 25cm de la capa de rodadura con un valor de 7,5KN/m.

### 2.15.1.5. Losa de tablero.

Es una estructura isotrópica que se encarga de recibir las cargas vehiculares y de los demás elementos (barandado, aceras, bordillos, etc.). Su profundidad se puede determinar a partir de la tabla siguiente.

**Tabla No 10: Cantos recomendados por AASHTO**

Material	Tipo	Tramos simples (mm)	Tramos continuos (mm)
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al trafico	$\frac{1,2 * (S + 3000)}{30}$	$\frac{(S + 3000)}{30} \geq 165mm$
	Vigas T	0,070*L	0,065*L

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

A menos que el propietario apruebe una altura menor, la altura de un tablero de hormigón, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175mm.

### Sobrecargas.

Como el ancho de faja excede los 4,6m la norma nos recomienda aplicar las cargas de carril de diseño y de camión de diseño, posicionando estos efectos en las posiciones más desfavorables de modo que ocasionen los máximos esfuerzos.

### Análisis estructural.

Las fajas se deberán tratar como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas, según corresponda. La longitud de tramo se deberá tomar como la distancia entre centros de los componentes de apoyo. Para determinar las solicitaciones en la faja se deberá suponer que los componentes de apoyo son infinitamente rígidos.

Las cargas de rueda se pueden modelar como cargas concentradas o como cargas distribuidas en un área cuya longitud en la dirección paralela al tramo es igual al ancho

de la faja según corresponda su signo. Las fajas se deberían analizar aplicando la teoría de vigas clásica.

La sección de diseño para momentos negativos y esfuerzos de corte, cuando se investiguen, se puede tomar de la siguiente manera:

- Para construcciones monolíticas y vigas cajón de hormigón – En la cara del componente de apoyo;
- Para vigas de acero y madera – Un cuarto del ancho de ala a partir del eje del apoyo;
- Para vigas de hormigón prefabricadas en forma de

Te y doble Te – Un tercio del ancho del ala, pero no más de 380 mm, a partir del eje del apoyo.

Para los propósitos del presente artículo, cada una de las almas de una viga cajón de acero u hormigón se puede tratar como un componente de apoyo independiente.

**Tabla No 11: Fajas Equivalentes**

<b>Tipo de Tablero</b>	<b>Dirección de la faja primaria en relación con el tráfico</b>	<b>Ancho de la faja primaria (mm)</b>
Hormigón: -Colado in situ	Vuelo Paralela o perpendicular	1140 + 0,833*x + M: 660 + 0,55*S -M: 1220 + 0,25*S

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

#### **2.15.1.6. Vigas de hormigón postesado.**

Peralte. AASHTO recomienda un peralte mínimo, para estimar la altura del peralte de las vigas. Estas relaciones tienen como objetivo prevenir las deflexiones excesivas que podrían afectar la funcionalidad de la estructura.

**Tabla No 12: Peraltes mínimos para superestructuras de sección constante**

<b>Material</b>	<b>Tipo</b>	<b>Longitud (m)</b>	
<b>Concreto</b>	Vigas cajón	0,045*L	0,045*L

<b>Pretensado</b>	Vigas I prefabricados	0,045*L	0,045*L
	Vigas para estructuras peatonales	0,045*L	0,045*L
	Vigas cajón adyacentes	0,045*L	0,045*L

Fuente: Manual de diseño de puentes MTC

El espaciamiento entre vigas será aproximadamente 1.5 ó 2 veces el peralte de la vigas. Los valores suele estar entre 2.0 y 3.0 m. Asimismo, en algunos casos es conveniente hacer 60 varias combinaciones para obtener la solución más económica.

Como la ubicación de los vehículos en un puente es muy variable, tanto longitudinalmente como transversalmente, el cálculo de los esfuerzos máximos para fines prácticos puede ser aproximado. El análisis transversal consiste en distribuir los esfuerzos totales en cada sección entre los elementos de la sección transversal mediante el denominado Factor de distribución. A continuación se presenta los requerimientos de AASHTO y del Manual de

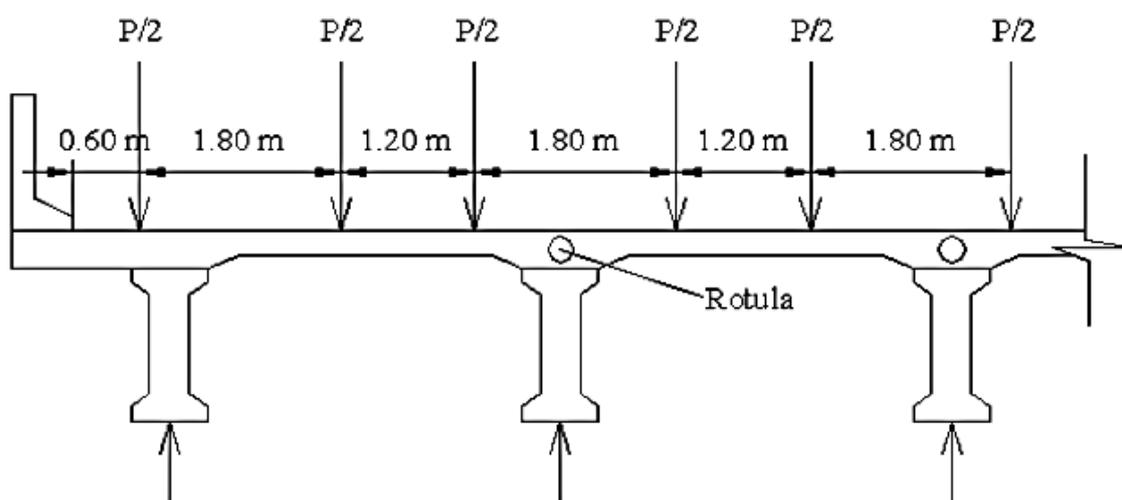
Diseño de Puentes del MTC – DGCF sobre vigas.

Las siguientes condiciones deben ser satisfechas:

- Ancho de tablero constante
- Número de vigas mayor o igual a 4 a menos que se indique lo contrario.
- La calzada del volado no excederá a 0.91 m.

Para espaciamientos entre vigas que no se especifiquen aquí, el factor de distribución por carga viva será determinado por la regla de la palanca. Esta regla consiste en hallar la reacción en los apoyos de la losa (vigas) tomando los momentos alrededor de otro y asumiendo que los apoyos giran cuando los carriles están cargados, excepto en la viga exterior donde se considera la losa continua.

**Figura No 16: Regla de la Palanca**



Fuente: elaboración propia

Además, AASHTO especifica que los factores debido a los múltiples carriles cargados no serán usados con estos métodos aproximados, ya que estos factores ya están incluidos en los factores de distribución.

### **Pérdidas del pretensado.**

La fuerza de pretensado inicial  $P$  aplicado a una sección transversal de hormigón no es constante porque disminuye con el tiempo hasta alcanzar un valor final o permanente ( $nP$ ), donde  $n$  es el coeficiente de pérdida. Se suponen conocidos  $nP$  y  $P$ . en efecto se calcula  $nP$  con la condición de tensión  $\leq 0$  en una fibra extrema para  $T=Q$  y luego se fija  $n$ : valor que debe ser verificado después de un análisis de las pérdidas o de la adaptación de un valor total de las pérdidas.

En general es importante el análisis de las pérdidas si estas se subestiman se producirán tracciones no previstas. Por el contrario, si dichas pérdidas se súper estiman, se originaran deformaciones y tensiones no anticipadas.

Las pérdidas se consideran como si ocurrieran en forma separada aunque se incluyen ciertos ajustes arbitrarios para tener en cuenta la interdependencia de las pérdidas dependientes del tiempo. Las pérdidas se distinguen en:

a) **Pérdidas instantáneas.** Para las pérdidas instantáneas por conveniencia se usa el cálculo sugerido por el fabricante.

#### **- Pérdida por fricción.**

Este tipo de pérdidas se da solamente en elementos postesados y se producen durante la puesta en tensión de los cables.

La puesta en tensión de la armadura implica su alargamiento y por lo tanto un desplazamiento relativo respecto a las vainas. Existen tres causas de pérdidas por rozamiento (fricción):

- Rozamiento en curva
- Rozamiento en recta
- Rozamiento en desviadores (pretensado externo)

Se propone la siguiente expresión para el cálculo de las pérdidas por fricción:

$$\Delta P_{pF} = P_0 \left( 1 - \frac{P_x}{P_0} \right) = P_0 \left( 1 - e^{-(k \cdot l_{px} + \mu_p \cdot \alpha_{px})} \right)$$

Donde

$P_{pj}$  = Fuerza de tesado en el extremo desde donde se efectúa el tesado

$P_{px}$  = Fuerza de tesado evaluada a una distancia “ $l_{px}$ ” del extremo desde donde se efectúa el tesado

$K$  = Coeficiente de desviación accidental (rozamiento parásito o rozamiento en recta) por metro lineal de cable.

$l_{px}$  = Longitud de cable medida desde el extremo desde donde se efectúa el pretensado

$\mu_p$  = Coeficiente de fricción por curvatura (o en curva)

$\alpha_{px}$  = Suma de los valores absolutos de las variaciones angulares (desviaciones sucesivas), medidas en radianes, que se producen en el cable a lo largo de  $l_{px}$

Los valores  $K$  y  $\mu_p$  deben obtenerse en forma experimental. Los fabricantes que tienen un sistema de pretensado dan los valores correspondientes a sus sistemas aunque éstos pueden variar fuertemente de acuerdo con la calidad de ejecución de los trabajos en obra.

#### - **Pérdida por acortamiento elástico.**

Si la armadura estuviera constituida por un único elemento tensor, el acortamiento del hormigón por efecto del proceso de postesado no provocaría una pérdida en la fuerza del cable dado que, al estar apoyado el gato contra la pieza de hormigón, este acortamiento sería compensado por un mayor recorrido del cilindro.

En el caso de existir más de un elemento tensor sí existirán pérdidas producidas por el acortamiento que introduce la puesta en tensión de un cable sobre los cables ya

anclados. Estas pérdidas suelen denominarse por “No simultaneidad del pretensado”. A los efectos prácticos suele representarse el fenómeno anterior a través de una pérdida de tensión media del conjunto de las armaduras activas igual a la mitad del producto de la relación entre módulos de elasticidad entre el acero y el hormigón y la tensión que el pretensado y las cargas externas concomitantes en el momento del tesado producen en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores. En realidad, si el número “n” de cables a tesar no es muy grande, en lugar de la mitad del cociente citado habría que tomar una fracción igual a:  $(n - 1) / (2 \cdot n)$ .

$$\Delta f_E = \frac{1}{2} * \frac{(n - 1)}{n} * E_s * \frac{f_{cs}}{E_{ci}}$$

n = Numero de tendones tesados.

Es = Modulo de elasticidad del acero.

Eci = Modulo de elasticidad del concreto el día del tesado.

fcs = sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado después del tesado y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento.

#### - **Pérdida por deslizamiento de los anclajes.**

Para producir la transferencia de esfuerzos del gato a los anclajes, se disminuye gradualmente la fuerza que el gato ejerce sobre los elementos tensores por lo que éstos tienden a acortarse. Un dispositivo de anclaje ideal sería aquel que impida totalmente que durante la transferencia se produzcan acortamientos de los elementos tensores en el interior de la pieza que se está pretensando. Los anclajes reales (sobre todo los constituidos por cuñas) permiten un cierto deslizamiento que en nuestro medio suele denominarse “acuñamiento”. Los proveedores de sistemas de pretensado dan datos referentes a los deslizamientos esperables para cada uno de sus sistemas de anclaje (set). Dado que los corrimientos tienden a producir movimientos relativos entre los elementos tensores y las vainas, se ponen en juego fuerzas de rozamiento que, si las piezas que se están pretensando son suficientemente largas, terminan por anular los efectos del acuñamiento a una cierta distancia del apoyo activo .A los efectos prácticos puede

suponerse que la fricción actúa con igual intensidad tanto en el proceso de alargamiento como en el de acortamiento del cable.

$E_s$  = Modulo de elasticidad del acero

$L$  = Longitud del cable  $\Delta f_{pA} = \frac{\Delta L}{L} * E_s$

$\Delta L$  = Longitud de deslizamiento de los anclajes dada por el fabricante.

## b) Pérdidas diferidas en el tiempo.

### - Pérdida por fluencia del concreto

De forma simplificada se engloban en el concepto de fluencia todas las deformaciones diferidas, elásticas y plásticas, que dependen de la tensión. También en forma simplificada, y siempre que la tensión actuante no sea demasiado elevada (digamos no superior al 40 o 50% de la tensión de rotura), la deformación de fluencia puede suponerse proporcional a la deformación elástica instantánea.

En rigor la fluencia lenta se ve afectada por prácticamente los mismos factores que la contracción aunque la bibliografía recomendada por el CIRSOC hace un abordaje bastante simplificado a través de la expresión:

$$\Delta f_F = k_{cr} * E_s / E_c * (f_{cir} - f_{c ds})$$

$$f_{cir} = k_{cir} * f_{c pi} - f_g$$

Donde

$k_{cir}$  = 0,9 para elementos pretensados y 1,0 para elementos postesados

$k_{cr}$  = 2,0 para elementos pretensados y 1,6 para elementos postesados

$E_s$  = Módulo de elasticidad de los elementos tensores

$E_c$  = Módulo de elasticidad del hormigón a 28 días

$f_{cir}$  = Tensión de compresión neta en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores inmediatamente después de haberse aplicado la totalidad del pretensado

$f_{c ds}$  = Tensión en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores debida a todas las cargas permanentes que se agregan luego del tesado

La diferencia entre los valores de  $K_{cr}$  para elementos pretensados y postesados admite el mismo comentario respecto a las edades del hormigón en el momento del tesado que se hizo en el caso de contracción.

- **Pérdida por relajación del acero.**

La única pérdida significativa que presenta el acero en el tiempo es la relajación, es decir, la pérdida de tensión a deformación constante.

El valor de la relajación depende del tipo de acero, de la tensión de tesado, del tiempo transcurrido desde la puesta en tensión y de la temperatura. Asimismo depende de la interrelación con las otras pérdidas diferidas.

$$\Delta f_{RE} = (k_{re} - J * (\Delta f_A + \Delta f_F + \Delta f_C)) * C$$

$k_{re}$  = Valores básicos de relajación

$J$  = Factor de interacción para la reducción de tensión debido a otras pérdidas

$C$  = Factor por nivel de tensión ( $f_{pi} / f_{pu}$ )

$f_{pi}$  = Tensión en los elementos tensores producida por  $f_{pi} = P_{pi} / A_{ps}$

$P_{pi}$  = Fuerza de pretensado en la sección en estudio descontadas solamente las pérdidas por fricción y por acuñaamiento de anclajes, pero antes de ES, CR, SH y RE

$A_{ps}$  = Sección transversal de los elementos tensores

- **Pérdida por contracción del concreto.**

La contracción es la deformación que sufre una pieza de hormigón por movimientos del agua no fijada químicamente al gel de cemento. Aunque el fenómeno más conocido es la pérdida de agua con la consiguiente disminución de volumen, existe también el fenómeno opuesto denominado hinchamiento o expansión.

Obviamente, desde el punto de vista práctico interesa solamente la contracción que se produce desde el momento del tesado hasta el momento en que se desea conocer el pretensado efectivo.

Dado que la mayoría de los elementos pretensados son puestos en tensión a edades muy tempranas, los efectos de la contracción son mucho más importantes que en elementos postesados.

La expresión que propone es la siguiente:

$$\Delta f_c = 8,2E6 * ksh * Es * \left(1 - \frac{0,024V}{s}\right) * (100 - RH) =$$

Dónde:

RH: Humedad media del ambiente que rodea al elemento

V/S: Relación entre la sección transversal de la pieza y su perímetro (en rigor se trata de la relación Volumen/Superficie). En algunos textos se la denomina “espesor ficticio”.

Ksh = 1,0 para elementos pretensados

Ksh = Para elementos postesados en función del tiempo.

Es = Módulo de elasticidad de los elementos tensores

RH = Humedad relativa media en %.

### **Solicitaciones a corte.**

En elementos preesforzados se presentan dos tipos de agrietamiento:

- **Agrietamiento por de cortante por flexión**, se inicia con un agrietamiento por flexión, para un esfuerzo nominal  $V_{cr}$ . Cuando se produce el agrietamiento por flexión, se incrementan los esfuerzos cortantes en el concreto arriba de la fisura. La fisura de cortante por flexión se desarrolla cuando el esfuerzo combinado de cortante y tracción excede la resistencia a la tracción del concreto. Inician, casi verticales, en la cara de la tensión de la viga y luego se propagan diagonalmente hacia arriba en la dirección de la cara comprimida.

- **Agrietamiento de cortante por cortante en el alma**, empieza en un punto interior del elemento, para un cortante nominal  $V_{cw}$ , cuando los esfuerzos principales de tracción exceden la resistencia a tracción del concreto, y luego se propagan diagonalmente tanto hacia arriba como hacia abajo. Se presentan a menudo en vigas delgadas sometidas a altas fuerzas de preesfuerzo.

Como el objetivo del diseño es evitar el agrietamiento diagonal; la resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto  $V_c$ , se supone igual al menor de los valores  $V_{ci}$  y  $V_{cw}$ .

#### **2.15.1.7. Diafragmas.**

Las vigas diafragmas son vigas transversales que se usan como riostras en los extremos de las vigas T, en apoyos, y en puntos intermedios para mantener la geometría de la sección y así mismo resistir fuerzas laterales. En este caso la ubicación de los diafragmas obedece a disposiciones anteriores del AASHTO que sugerían se les coloque en intervalos que no excedan 12.19m (40'). Se ha optado por ello colocar diafragmas en los extremos de la superestructura y en el centro.

El Art. 9.7.1.4 de las Especificaciones LRFD requiere además que los tableros en las líneas de discontinuidad, caso de bordes, sean reforzados por una viga u otro elemento, la cual debe estar integrada o actuar de forma compuesta con el tablero.

Las vigas de borde se pueden diseñar como vigas con ancho para la distribución de la carga viva similar al ancho efectivo del tablero especificado en el Artículo 4.6.2.1.4. Para el presente caso de modo conservador se distribuye la carga viva exclusivamente sobre el ancho del diafragma, lo cual es aceptable. El peralte estará entre 70 y 75% de del peralte de las vigas longitudinales y su ancho entre 20 y 30 cm de ancho.

#### **2.15.1.8. Aparatos de apoyo.**

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

Son dispositivos ubicados entre la superestructura y la infraestructura de un puente cuya función es transmitir cargas y posibilitar desplazamientos y rotaciones.

Las cargas incluyen el peso propio de la superestructura, cargas vehiculares, de viento, sismo, frenado, fuerza centrífuga, entre otras. Los desplazamientos transversales y longitudinales, y las rotaciones, resultan de la acción de estas cargas así como de variaciones de temperatura, flujo plástico, retracción, fatiga, etc.

Pueden ser clasificados como fijos y de expansión. Los fijos permiten rotaciones pero restringen los movimientos traslacionales. Los de expansión permiten movimientos traslacionales y rotaciones.

Utilizan caucho natural o sintético (neopreno) que posibilita translaciones y rotaciones, sustituyendo los complicados dispositivos tradicionales de rótulas y péndulos de concreto armado o metálicos.

Son flexibles en cortante pero a la vez muy rígidos para los cambios volumétricos; en compresión, se expanden lateralmente.

En puentes de tramos medio a corto, donde las cargas son bajas, es posible aprovechar elastómeros simples. Para cargas sustanciales es posible reforzar el elastómero con acero (zunchos) o fibra de vidrio.

Los dispositivos de elastómero zunchados están conformados por capas de neopreno y láminas de acero alternadas adheridas al caucho por vulcanización.

Los aparatos de apoyo se diseñan para estado de servicio.

Las cargas consideradas en aparatos de apoyo son.

- Cargas instantáneas
- Cargas debido a fluencias lentas
- Las fuerzas consideradas en los aparatos de apoyo son.
- Reacción vertical en razón a carga viva y carril de diseño-

### **Fuerza de frenado**

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

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

### **Fluencia Lenta**

Las deformaciones por fluencia lenta del hormigón se deben determinar las sollicitaciones y deformaciones provocadas por la fluencia lenta se deberá considerar la dependencia del tiempo y las variaciones de las tensiones de compresión.

### 2.15.1.9. Estribos

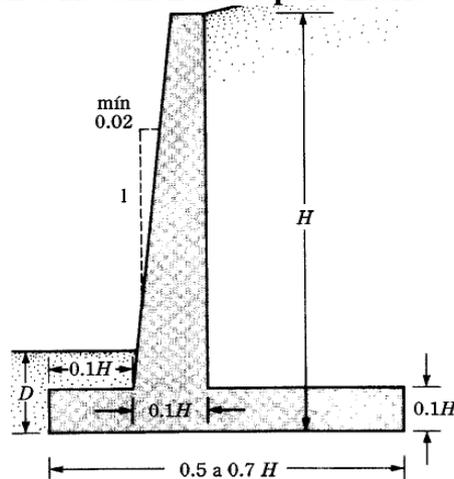
Son estructuras que sirven de apoyo extremo al puente y que además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje de tierra.

Los estribos, como son muros de contención, pueden ser de concreto simple (estribos de gravedad), concreto armado (muros en voladizo o con pantalla y contrafuertes), etc.

#### Estribo en voladizo (concreto armado)

Son económicos cuando su altura está entre 4 y 10 metros. Adecuados en la presencia de terreno de baja capacidad portante y cuando los agregados son escasos o el transporte de los mismos no es económico.

figura No 17: Dimensiones Recomendadas para Estribo de H°A°

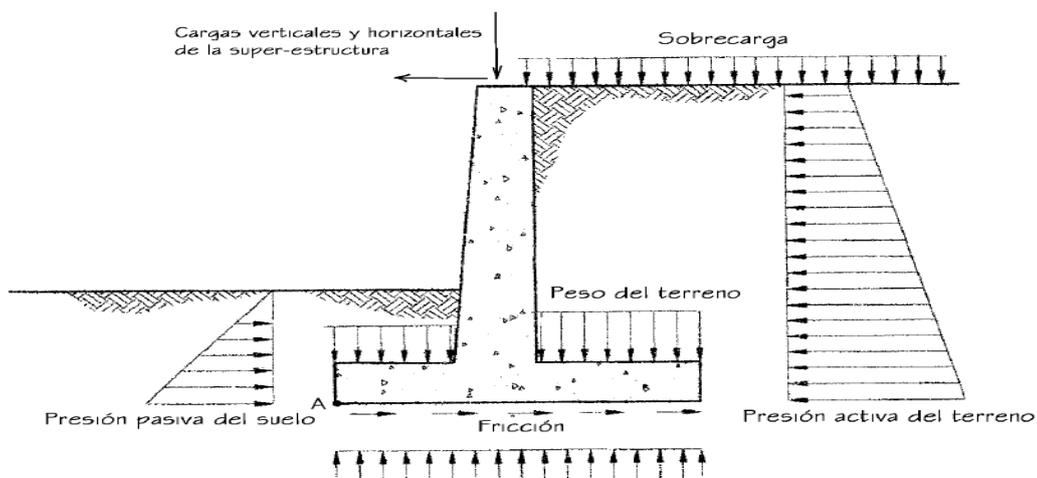


Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones

#### Sobrecargas.

Se deberá analizar para todas las combinaciones de carga que ocasionen los estados más desfavorables

Figura No 18: Esquema de Aplicación de Cargas



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

### **Cargas de diseño**

Las cargas a considerar, en general son:

- a) Cargas verticales de la superestructura, correspondiente a las reacciones de la carga muerta y viva. No se toma en cuenta el efecto de impacto.
- b) El peso propio del estribo y del relleno.
- c) El empuje del terreno más el efecto de sobrecarga sobre el terreno
- d) Viento ejercido sobre la estructura y sobre la carga viva, que se transmite a través del apoyo fijo.
- e) Fuerza por el empuje dinámico de las aguas y la fuerza de flotación.
- f) Fuerza longitudinal que se transmiten a través del apoyo fijo debido al frenado de vehículos
- g) Fuerza centrífuga, en el caso de puentes curvos
- h) Fuerza sísmica de la superestructura y de la infraestructura.

### **Consideraciones para la estabilidad**

Los estribos y muros de sostenimiento se deben dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por vuelco, deslizamiento y presiones en la base.

#### **A. Vuelco – Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo**

Se debe calcular la excentricidad de la resultante alrededor del punto A en la base del estribo. Las fuerzas y momentos que resisten el vuelco se usan con factores de carga mínimos (caso de cargas tipo DC, DW, EV, etc.). Las fuerzas y momentos que causan vuelco se usan con factores de carga máximos (caso de cargas EH y otras).

Se deberá comprobar que:

$e \leq B/6$  (Para controlar tensiones negativas no deseadas)

Siendo:

$e$  = excentricidad de la resultante (m)

$B$  = base de la fundación (m)

Para controlar que la estructura no falle por vuelco se usara la siguiente expresión:

$$FSV = \frac{\sum MR}{\sum Mo} \geq 2$$

$MR$  = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo.

$Mo$  = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro.

### **B. Deslizamiento – Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo**

Para controlar los deslizamientos con un factor de seguridad de 1,5 con la siguiente expresión:

$$FSV = \frac{\sum FR}{\sum Fd} \geq 1,5$$

Dónde:

$FR$  = Suma de las fuerzas horizontales resistentes.

$Fd$  = Suma de las fuerzas horizontales de empuje.

La resistencia factorada al deslizamiento debe ser mayor o igual a las cargas horizontales factoradas aplicadas.

### **C. Presiones en la base – Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo**

Se calculan los esfuerzos basados en una distribución uniforme; en estribos cargados excéntricamente cimentados sobre roca, se supone una distribución de presiones triangular o trapezoidal.

#### **Método de Meyerhof:**

1. Hallar la excentricidad  $e$  con respecto al punto central de la base del cimiento, con las cargas aplicables factoradas:

$$e = \frac{\sum \text{Momentos factorados actuantes}}{\sum \text{Fuerzas verticales mayoradas actuantes}}$$

2. Determinar los esfuerzos verticales factorados. Si la estructura está cargada biaxialmente, el cálculo se realiza en ambas direcciones.

Basados en una distribución de presión trapezoidal actuando en la base (suelo no rocoso), los valores de q son:

$$q_{\max} = \frac{\sum V}{B} * \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) \qquad q_{\min} = \frac{\sum V}{B} * \left(1 - \frac{6 * e}{B}\right)$$

Dónde:

B = ancho del cimiento en el plano de cargas

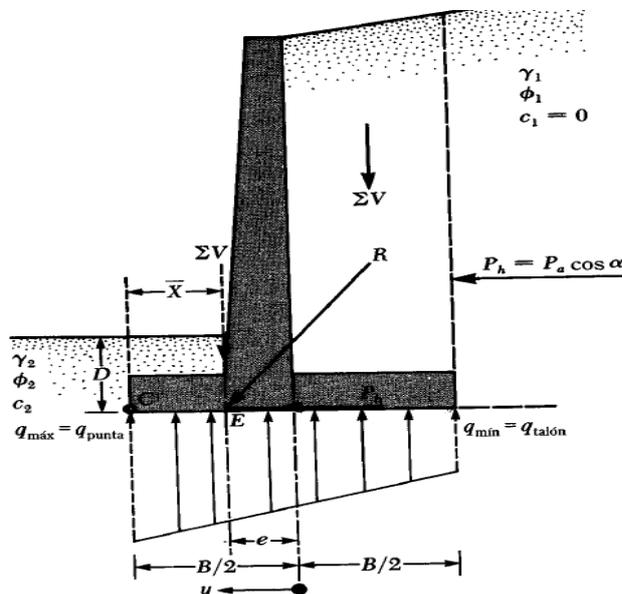
e = excentricidad

$\sum V$  = suma de las fuerzas verticales factoradas.

Controlando que:

$$\begin{cases} q_{\min} \\ q_{\max} \end{cases} \leq 1,25 * \sigma_{adm}$$

**Figura No 19: Esquema de Aplicación de Cargas**



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones

## **2.16. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto**

### **2.16.1. 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. (*Anexo F*)

### **2.16.2. Cómputos métricos**

Se desarrolló un cómputo de cada una de las piezas y materiales que se manejaron en la construcción del puente, para estimar su precio.

### **2.16.3. Precios unitarios**

Los precios unitarios se los desarrollaron por ítems en donde se utilizaron precios actuales de materiales, mano de obra y maquinaria, en los cuales se consideraron en el formato 2007 del Documento Base de Contratación: (*anexo*)

#### **1. Materiales.**

#### **2. Mano de obra.**

**Cargas sociales**, 55% al 71.18% de la mano de obra.

**Impuestos IVA**, 14,94% de la mano de obra + Cargas sociales.

#### **3. Equipo, maquinaria y herramientas**

**Herramientas menores**, 5% del total de la mano de obra con cargas sociales e IVA.

#### **4. Gastos generales y administrativos**, 10% de 1+2+3.

#### **5. Utilidad**, 10% de 1+2+3+4.

#### **6. Impuestos IT**, 3.09% de 1+2+3+4+5.

#### **7. Total precio unitario**, la suma de 1+2+3+4+5+6.

### **2.16.4. Presupuesto**

### **2.16.5. Planeamiento y cronograma de obras**

Se desarrolló una programación mediante el método del diagrama de Gantt y se planeó la ejecución del proyecto organizando los frentes de trabajo mostrados en anexos.

Según el cronograma y planeación mostrada se estimó un tiempo de ejecución de la obra

### **3. INGENIERIA DEL PROYECTO**

#### **3.1 Levantamiento topográfico**

Se realizó un levantamiento topográfico según lo especificado en el capítulo anterior, se materializó un levantamiento abarcando una superficie más o menos 100m aguas arriba y 100 metros aguas abajo del río, de igual forma en dirección de los accesos.

Resultó un levantamiento de 113 puntos que fueron procesados con un software (AUTO CAD CIVIL 3D) de computador y plasmados en planos. (*Anexo A.1*).

#### **3.2 Estudio hidráulico e hidrológico**

Después de efectuar un estudio detallado de las características de la cuenca del río Morterito se pudo delimitar lo siguiente: (*anexo B.1*)

- Presenta un área igual a 30.03 km<sup>2</sup>.
- El río tiene una tendencia a crecidas rápidas y sostenidas, la cuenca es de forma oval más o menos alargada.
- El río nace a una altura de 783.13 m.s.n.m. y desciende hasta los 737.99 m.s.n.m. en donde se emplazará un puente, nace con una pendiente fuerte y se va atenuando hasta los 2 km para mantenerse más o menos constantes.
- Mediante el polígono de Thiessen se determinó una precipitación media de 140 mm.
- La cuenca hasta la sección de emplazamiento tiene un tiempo de concentración de 2.42 horas.
- Se precisó que el río Morterito tiene una sección con capacidad de llevar 297.71 m<sup>3</sup>/seg en una crecida para un periodo de retorno de 100 años.
- Un caudal mínimo de 0.120 m<sup>3</sup>/seg con un riesgo del 40% y un periodo de retorno de 20 años.
- Para un caudal de 297.71 m<sup>3</sup>/seg presenta un tirante máximo de 4.32 m.
- Presenta una socavación potencial de 4.10 m para la crecida máx.

#### **3.3 Estudio de suelos**

Se desarrollaron dos ensayos de SPT por debajo de la ubicación de los estribos:

- El primer pozo ubicado al margen derecho del río Morterito se excavó 4.20 m a cielo abierto, a partir de esa profundidad se realizó el ensayo de SPT determinándose una resistencia de admisible 2.9 kg/m.
- El segundo pozo ubicado al margen izquierdo del río Morterito se excavó 4 m a cielo abierto, a partir de esa profundidad se practicó el ensayo de SPT determinándose una resistencia de admisible 3.14 kg/m.

Lo cual se determinó que se trataba de un suelo limoso colorado, textura fina y con densidad compacta, de resistencia normal.

La clasificación según el sistema se trataría de un suelo A4 suelo limoso con escasa gravilla, y medianamente plástico AASHTO.

En un extremo la capacidad portante del suelo resultó 2.90 kg/cm<sup>2</sup> y en el otro una resistencia de 3.10 kg/cm<sup>2</sup>. Para el diseño de la fundación se trabajó con la resistencia menor de los dos ensayos que es 2.9 kg/cm<sup>2</sup>. (*Anexo B.2*)

### **3.4 Emplazamiento definitivo y predimensionamiento de toda la estructura (planos)**

La estructura planteada es un puente simplemente apoyado con tablero superior el cual consta fundamentalmente: de los accesorios, calzada constituida por losa y vigas de hormigón postensado, soportados por estribos en voladizo con diafragmas.

### **3.5 Superestructura**

Se efectuó el diseño de la superestructura de acuerdo a lo especificado al marco teórico especificado: (*Anexo C*)

#### **3.5.1 Pasamanos (barandado)**

Para el diseño geométrico del barandado se tomó referencia un barandado de acero galvanizado circular de diámetro de 63.5 mm y 3 mm de espesor, puesto que es de fácil

colocación y buena, según especificaciones de la norma AASHTO estándar. (*Anexo C.2*)

### **3.5.2. Postes**

Los postes fueron dimensionados por experiencias en varios puentes.

Los postes de hormigón diseñados para resistir un impacto de choque vehicular de 45 KN.

Los postes se distribuyeron con una separación de 2 metros de manera de reducir el peso o carga que éste ocasiona, sin embargo cerca de los extremos se redujo un poco las separaciones de manera que los postes queden distribuidos de forma tal que se tenga un poste al comienzo y al final del barandado. (*Anexo C.3*)

### **3.5.3. Acera**

Las veredas se diseñaron con una ancho libre para el paso peatonal de 1 m con un espesor de losa 0.15 m. Ubicadas a ambos lados de la calzada del puente, éstas están diseñadas para resistir la carga de una rueda del camión de diseño a 30 cm, carga peatonal y además al choque vehicular de un vehículo liviano. (*Anexo C.4*)

### **3.5.4. Bordillo**

El bordillo se diseñó con un alto de 0.48 m y un ancho de 0.20 m, es decir a 0.25 m de la calzada de la losa. Esto se diseñó con el fin de mantener al vehículo de diseño dentro de la calzada y soportar a la acera. (*Anexo C.5*)

### **3.5.5. Losa tablero**

En el caso de la losa exterior se tomó en cuenta el reglamento AASHTO 2004 que recomienda que para el diseño de las losas, la línea central de la rueda se suponga a 0.30 m de la cara del bordillo, a su vez se debe tomar en cuenta el peso propio de los accesorios como el barandado, acera, bordillo a de más de las cargas vivas  $q$  actúan sobre estos, para así lograr calcular el momento máximo sobre el punto a.

El espesor de la losa será de 0.20 m, superior a lo recomendación de ASSTHO  $q$  es de 17.5 cm, que comprenderá un ancho de losa igual al ancho de la calzada de 7.30 m.

De acuerdo a los momentos que proporcionen tanto la losa exterior como la losa interior, se determinaran la armaduras y se escogerá la mayor para la colocación en los planos. (Anexo C6, C7)

### 3.5.6. Vigas de hormigón postesado

Las vigas tienen una sección AASHTO tipo V.

Para una luz de cálculo de 30 m se tiene:

Sección tipo V para luces desde 27 m hasta 36,5 m

La sección probable a elegir será la sección TIPO V con un ala de 1,06 m y 1,60 m de peralte y una base de 0,71 m.

Número de vigas:

**Cuadro No 14: Números de vigas de acuerdo al número de carril**

Nº carriles	Nº de vigas
1	2-3
2	3-4

Fuente: Manual de diseño de puentes MTC

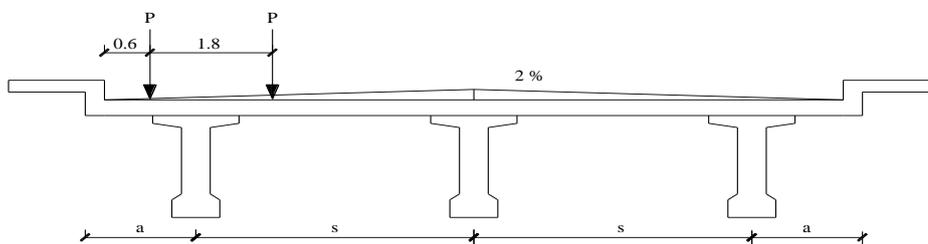
Por lo que se usaron 3 viga para el caso.

Calculo de separación entre vigas "s" se obtuvo de acuerdo a la fracción de carga utilizado en el predimensionamiento se tuvo:

$$s = 2.70 \text{ m.}$$

$$a = 0.95 \text{ m.}$$

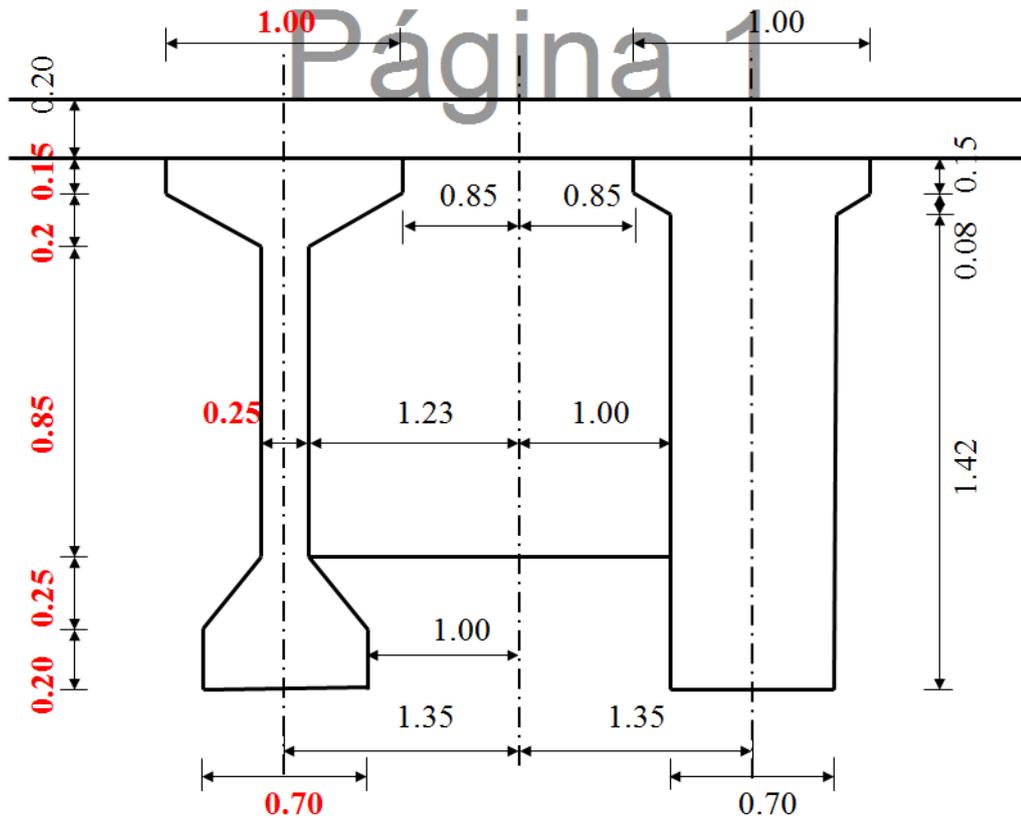
**Figura No 13: separación de vigas**



Las  
dimensi

ones finales seran:

Figura No 14: separación de vigas



Ver anexo (C.8)

### 3.5.7 Pérdidas de postesado

Las pérdidas diferidas que se dan a lo largo del tiempo, estas pérdidas deben ser calculadas.

- **Por contracción**, la contracción por secado del hormigón provoca una reducción en la deformación del tendón o cable del preesfuerzo igual a la deformación por contracción del hormigón lo que produce una pérdida de esfuerzo en los cables.
- **Por flujo plástico**, el hormigón es sujeto a un esfuerzo de compresión constante, primero se deformará elásticamente, y después continuará deformándose en el tiempo.
- **Por relajamiento**, los tendones o cables de pretensado se mantienen esforzados esencialmente con longitud constante durante la vida de un miembro, a pesar de que existe alguna reducción de longitud debido al flujo plástico y la contracción

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

Se estimarán las pérdidas de pretensado, sobre la base del procedimiento aproximado

(AASHTO 9.16.2) 
$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}$$

**Ver anexo (C.8)**

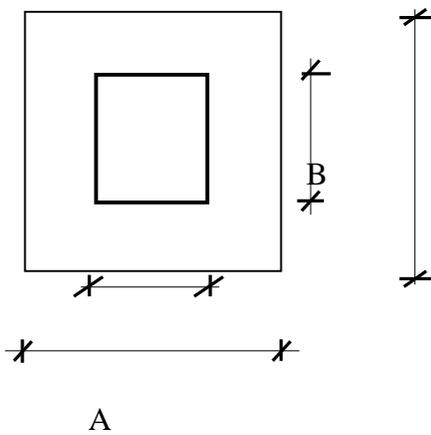
### 3.5.8. Aparatos de apoyo

Se obtuvo las siguientes dimensiones para el aparato de apoyo de neopreno de acuerdo al estudio realizado:

Adoptamos 3 placas de 2 cm

Con una altura de 6 cm.

**Figura No 15: aparatos de apoyo**



**Ver anexo C.10**

### 3.6. Subestructura

#### 3.6.1. Estribos

Se tendrán dos estribos en voladizo con una altura de 11.75 m a partir desde el lecho del río. Para su análisis se eligió el Estado de Resistencia I y el Estado de Servicio I, porque son los únicos aplicables a la estructura. **Anexo (C.11)**

### **3.6.2. Aleros de H°A°**

Para los aleros se eligieron en volado de H°A° con alturas de 7 y 5.70 m diseñados con fundaciones flexibles. *Anexo (C.12)*

### **3.6.3 Aporte académico**

Para el aporte académico se estableció el diseño estructural de una viga sección T con apoyo medio por medio de una pila de hormigón armado. **Anexo (E)**

## **3.7. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto**

### **3.7.1 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. (*Anexo D1*)

### **3.7.2 Cómputos métricos**

Se desarrolla el computo de cada pieza q conforman el puente así también cada componente estructural. (*Anexo D2*)

### **3.7.3 Precios unitarios**

Los precios unitarios se los desarrollaron por ítems en donde se utilizaron precios actuales de materiales, mano de obra y maquinaria, en los cuales se consideraron en el formato 2013 del Documento Base de Contratación: (*anexo D.3*)

## **8. Materiales.**

## **9. Mano de obra.**

**Cargas sociales**, 55% al 71.18% de la mano de obra.

**Impuestos IVA**, 14,94% de la mano de obra + Cargas sociales.

## **10. Equipo, maquinaria y herramientas**

**Herramientas menores**, 5% del total de la mano de obra con cargas sociales e IVA.

## **11. Gastos generales y administrativos**, 10% de 1+2+3.

## **12. Utilidad**, 10% de 1+2+3+4.

**13. Impuestos IT**, 3.09% de 1+2+3+4+5.

**14. Total precio unitario**, la suma de 1+2+3+4+5+6.

#### **3.7.4. Presupuesto**

De acuerdo a los precios unitarios se obtuvo el presupuesto final del puente: (*Anexo D.4*)

#### **3.7.5. Planeamiento y cronograma de obras**

Se desarrolló una programación mediante el método del diagrama de Gantt y se planeó la ejecución del proyecto organizando los frentes de trabajo mostrados en anexos.

Se utilizó el programa microsof projec. (*Anexo D.5*)

## **4. APORTE ACADEMICO DEL ESTUDIANTE**

### **4.1 Marco conceptual**

La invención de las vigas de hormigón armado se las supone al constructor William Wilkinson, que el año 1854 patentó un sistema en el cual estaban involucradas armaduras de hierro para mejorar la construcción de viviendas, almacenes y edificios ignífugos. Un año después Joseph Louis Lambot publicó el libro Aplicaciones del hormigón al arte de construcción en el cual patentaba el sistema de construcción con vigas de hormigón armado.

Las vigas de hormigón armado están generalizadas en la construcción siendo utilizadas en edificios de muchos tipos, puentes, presas y túneles. El uso de fibras con hormigón se usa habitualmente en hormigón proyectado sobre todo en túneles y obras civiles.

Las vigas son los elementos estructurales en los que una de las dimensiones (la longitud) predominan frente a las otras dos (el espesor y la altura). Son aptas para soportar cargas lineales (apto de losas, tabiques de mampostería, etc.) y puntales.

Son estructuras que resisten por masa mediante un trabajo combinado de flexión, corte y eventualmente torsión, resistiendo y transfiriendo a sus apoyos las cargas actuales sobre ellas.

### **4.2 alcance del aporte**

Diseñar una viga y una pila de hormigón armado con una entre luz de 15 m hasta los 30 para un puente de 2 carriles.

Con el presente aporte se pretende que los universitarios que se encuentran en el desarrollo de un proyecto de puentes o tengan la necesidad de diseñar y calcular una viga T de hormigón armado tengan una herramienta de fácil comprensión, basada en las normas que se aprovechan.

### **4.3 Idealización de la estructura**

Es el análisis de la estructura donde se idealizara la superestructura y la subestructura para tener una mayor comprensión.

#### **4.4 Vigas de tablero**

Está constituida por vigas longitudinales y transversales, las que permiten la transmisión de las cargas que actúan sobre la superestructura a la infraestructura y a través de ella al suelo donde se funda el puente.

#### **4.5 estribos**

Los estribos están constituidos por partes. La primera denominada meso estructura, esta constituida por un muro frontal, la mesa de apoyo, el muro espaldar y las alas. La segunda denominada infraestructura, que es la fundación del estribo y la encargada de transmitir las cargas al terreno

#### **4.6 Conclusiones y recomendaciones**

##### **4.6.1 Conclusiones**

Se elabora una herramienta didáctica para el cálculo de las vigas de hormigón armado usando usando el Microsoft Excel estando a disposición de la comunidad universitaria.

El diseño de la viga de hormigón armado se materializó según las normas de Aashto LRFD 2004 y ACI2005

Se realizó la planilla para vigas de 10 a 26 m. porque es para puentes de hormigón armado, ya que para menor longitud de 10 m seria puentes losa y para longitudes mayores a 26 serían vigas pretensadas.

##### **4.6.2 Recomendaciones**

Tomar en cuenta las unidades que exige o por la cual se rige la planilla de Excel.

Es importante que el proyectista antes de realizar el diseño de este tipo de estructura evalué la topografía del lugar, tirante máximo de aguas, para lograr la luz de cálculo adecuada para el tipo de puente a diseñar.

Para el cálculo véase el **ANEXO G**.

## **5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **5.1. CONCLUSIONES.**

- Con la construcción del puente vehicular de la comunidad de Morterito las crecidas en el “Río morterito” se solucionara el problema planteado de intransitabilidad, evitando los perjuicios y molestias que suele ocasionar en épocas de lluvia.
- La construcción de dicha infraestructura posibilita una vía vehicular de transitabilidad permanente, así como un incremento porcentual considerable del servicio público a estos barrios mencionados. Por lo tanto los costos de transporte de pasajeros se verán ampliamente reducidos.
- Obtenidos los resultados de la ingeniería básica, (estudio topográfico, geotécnico, hidrológico e hidráulico, etc.) y realizando una selección de alternativas, (técnicas y económicas) podemos determinar que un puente de vigas de hormigón pretensado de 30 m., es la estructura adecuada y factible para el lugar de emplazamiento.
- El emplazamiento del puente en el lugar indicado, hace de que uno de los accesos no sea modificado significativamente, manteniendo más o menos el 80% del eje del camino antiguo. Además mencionar la existencia de un tendido eléctrico que sigue en paralelo.
- El estudio de suelos que se realizó fue desarrollado en los meses de marzo, época en la cual aún no llovía, se excavaron dos pozos en los cuales se practicaron los ensayos de SPT a 4 metros de profundidad, no efectuando estudios a mayor profundidad por motivos económicos y falta de colaboración. Sin embargo en el proyecto debido a la magnitud de la socavación se vio la necesidad de llevar las fundaciones más allá de la profundidad de los 4.10 metros, es por esto que tanto en los ítems de construcción y en las especificaciones técnicas se menciona que se tienen que materializar los respectivos ensayos a la profundidad mostradas en planos y tomar en cuenta las modificaciones necesarias de la fundación antes de la construcción.
- Al efectuar las excavaciones para los ensayos de SPT, se tomó en consideración la profundidad de socavación encontrada de 3.5 m, pues se trató al menos de poder excavar por debajo de esa profundidad llegando hasta los 4 m. ya que a

esa profundidad se pudo conseguir una superficie adecuada para el ensayo, una superficie libre de piedras que no perjudiquen la penetración del equipo.

Además podemos destacar que a la profundidad de ensayo de los 4 m se observó que el suelo presentaba características de dureza y firmeza, pues la excavación manual fue difícil ya que el suelo se encontraba en un estado compacto, sin embargo se pudo conseguir al menos excavar hasta los 4 m.

- Observando las buenas características de resistencia del suelo se definió que las fundaciones de los estribos serán de tipo superficiales, no siendo necesario una fundación profunda.
- Existen muchas cargas que no se consideraron en el proyecto, por diferentes razones justificables tales cargas como las de sismo, cargas de viento, y otras cargas que no corresponden aplicarlas al diseño de esta estructura.
- En el presente proyecto, el barandado del puente se diseñó de tal forma que sus postes puedan resistir una carga de choque vehicular, lo cual ocasionó que se tenga que disponer una mayor armadura por flexión. *Ver planos.*
- La norma AASHTO LRFD nos encomienda para el diseño de vereda, se realice con un desnivel de 25 cm. como máximo con referencia a la calzada y un ancho de vereda de 1 m. en nuestro caso el flujo peatonal es reducido debido a la ubicación del puente por lo que se decidió diseñar una vereda con un desnivel de 25 cm. (norma AASHTO estándar) y un ancho de 1 m. Gracias a este cambio de dimensiones logramos reducir el peso muerto producido por la vereda y además al darse una altura de 25 cm. se reducen las probabilidades de un choque vehicular en la baranda.

## **5.2. RECOMENDACIONES.**

- Se sugiere que para un diseño más detallado hacer la comprobación de los dos estribos en cuanto a estabilidad.
- Se aconseja la construcción de la viga lo más cercano posible a la zona de emplazamiento, para que una vez adquirida la resistencia de diseño, pueda ser lanzada hasta su posición final por medio de grúas, para este caso se puede contar con un encofrado inferior que cubra todo el tramo o una pista de hormigón especialmente realizada para tal efecto.

- Tomando en cuenta que la norma AASHTO LRFD 2004 tiene origen norteamericano algunas de sus exigencias y recomendaciones no se acomodan muy bien en nuestro medio; es por esta razón que algunas veces en ciertos detalles se ve la necesidad de tomar en cuenta otros criterios.
- Se encomienda por práctica y seguridad, desarrollar un diseño de fundación de ambos estribos en base a la menor capacidad portante del suelo, siempre y cuando sus valores sean aproximados entre sí y los estribos se encuentren próximos entre ellos.
- Muchos proyectos de puentes sobre ríos que se efectuaron, no toman mucha importancia al estudio hidrológico e hidráulico, es encargable por seguridad realizar un estudio detallado de éste, para evitar riesgos de colapso de la estructura.
- Es aconsejable que se diseñen apoyos de neopreno compuestos ya que estos apoyos no son del todo fijos ni del todo móviles, y esto hace que funcionen como fijos con relación a las deformaciones horizontales y como móviles con respecto a las deformaciones restantes a que está sometida la estructura.
- Todas las barras de refuerzo antes de usarlas deberán estar libres de defectos y completamente limpias, es decir sin polvo, pintura, óxido, grasas o cualquier otra materia que disminuya su adherencia.
- Se insinúa que los encofrados no deben ser desmontados hasta que el concreto se haya endurecido lo suficiente, de tal manera que pueda sostener su propio peso en forma segura, así como las cargas adicionales a las que esté sometida la estructura durante el período de construcción.
- Es sugerible diseñar defensivos con gaviones ya que generan menor impacto ambiental.

