

CAPÍTULO I ANTECEDENTES

1.1 INTRODUCCIÓN

Los puentes son construcciones artificiales que permiten salvar depresiones. El diseño de cada puente varía dependiendo de la función y la naturaleza del terreno sobre el que el puente es construido. Esta estructura es de gran utilidad para el desarrollo de la sociedad, permite atravesar accidentes naturales de manera rápida y segura en cualquier época del año.

Las comunidades de Carlazo, Canchones y Vallecito Ruíz son comunidades olvidadas en el departamento de Tarija. Al presente, sus habitantes no cuentan con luz, el agua potable es accesible solo una hora en las mañanas. En esta región se siembran productos como el trigo y el maíz, comercializados en la ciudad de Tarija.

Para llegar a la comunidad de Carlazo se deben cruzar varias quebradas, secas durante la mayor parte del año, el río Carlazo que mantiene un caudal bajo entre los meses de Marzo a Noviembre, en época de lluvias es intransitable.

El presente proyecto realizará el diseño del “Puente Carlazo” y al mismo tiempo explica los pasos necesarios para realizar el cálculo estructural del mencionado puente.

Considerando que el puente significa un aporte social y económico para los habitantes de la comunidad Carlazo, creemos cumplir con uno de los requisitos de todo proyecto de grado o trabajo de investigación realizado en la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, que es el de realizar un aporte a la sociedad empleando los conocimientos adquiridos.

1.2 NOMBRE DEL PROYECTO

El nombre del proyecto es **“Diseño estructural del puente sobre el río Carlazo”**

1.3. LOCALIZACIÓN

El Puente Carlazo se encontrará ubicada sobre el río Carlazo, cercad de la comunidad del mismo nombre.

Las coordenadas de la ubicación del puente son: Sur 21°26'49.6'' y Oeste 64°28'14.5'' a 2169 msnm. El proyecto denominado “Puente Carlazo” será parte del camino nuevo hacia la comunidad de Carlazo. La comunidad de Carlazo se encuentra situada al Noreste de la ciudad de Tarija a 43 Km del centro de la ciudad.

La localización del emplazamiento de la obra se detalla a continuación:

País:	Bolivia
Departamento:	Tarija
Provincia:	Cercado
Sección:	Segunda
Municipio:	Provincia Cercado

Las zonas beneficiadas directamente con el proyecto, son aquellas que se encuentran en el tramo Carlazo-Vallecito Ruiz:

Vallecito Ruíz
Vallecito Marqués
Papa Chacra
Comunidad de Canchones
Comunidad de Carlazo

Zona principal de Estudio: Río Carlazo, Carlazo Norte

Figura 1.3.1
Departamento de Tarija



Figura 1.3.2
Provincia Cercado



Figura 1.3.3
Ubicación de la comunidad Carlazo

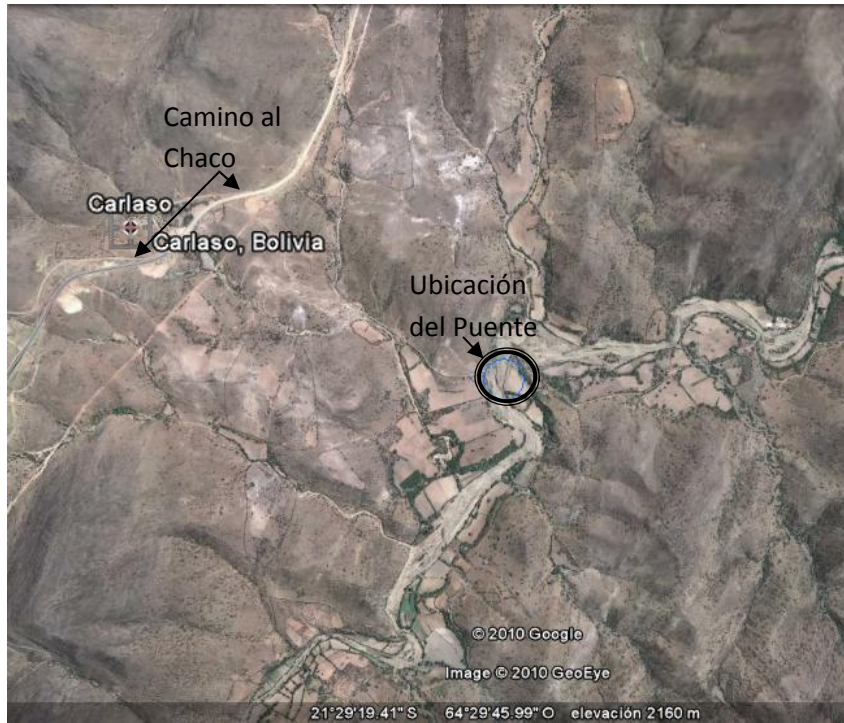


Figura 1.3.4
Emplazamiento del puente Carlazo



1.4. POBLACIONES BENEFICIARIAS

Carlazo, San Agustín, Canchones y otras comunidades de la zona son comunidades pequeñas, la mayor parte de los pobladores se encuentran dispersas en el área circundante. La producción principal de la zona es el trigo, además del maíz y la cría del ganado ovejuno.

Las poblaciones beneficiarias son las siguientes:

Tabla 1.4-1

POBLACION EN EL AREA DE INFLUENCIA

DESCRIPCIÓN	POBLACIÓN	HOMBRES	MUJERES	Nro. DE VIVIENDAS
COMUNIDAD VALLECITO RUÍZ	55	27	28	14
VALLECITO RUIZ (SUB CENTRAL CARLAZO)	65	34	31	17
COMUNIDAD PAPA CHACRA	169	86	83	55
COMUNIDAD PAPA CHACRA (SUB CENTRAL CARLAZO)	304	163	141	86
COMUNIDAD CARLAZO CENTRO	115	56	59	40
COMUNIDAD CARLAZO CENTRO (SUB CENTRAL CARLAZO)	217	104	113	65
CARLAZO ESTE	26	12	14	11
CARLAZO ESTE (SUB CENTRAL CARLAZO)	118	53	65	42
EL CEMENTERIO	36	20	16	12
COMUNIDAD CARLAZO	78	47	31	20
CARLAZO (SUB CENTRAL CARLAZO)	114	67	47	32

Fuente: Censo del INE2001

1.5. VÍAS DE COMUNICACIÓN

Existe un camino precario de tierra para el acceso a la comunidad, cuyo transitar es dificultoso fundamentalmente en época de lluvias.

El acceso a la zona del proyecto se puede realizar de dos maneras:

- a) Tarija – Cruce Carlazo– Carlazo
- b) Tarija – Junacas – Cóndor – Canchones-Carlazo

1.6. SERVICIOS BÁSICOS.

1.6.1. AGUA

La disponibilidad del agua de riego en esta comunidad es escasa en épocas de estiaje como es mayo-octubre; se recomienda programar cultivos a partir del mes de noviembre a febrero. La comunidad cuenta con un sistema de agua potable de tanque elevado que utilizan los comunarios para su uso doméstico y aseo personal.

1.6.2. EXCRETAS

El 100% de los pobladores de Carlazo y los habitantes del área dispersa, no cuentan con alcantarillado sanitario. El 50% de los habitantes hacen uso de los pozos sépticos.

1.6.3. ENERGÍA ELÉCTRICA

Lamentablemente los vecinos de las comunidades y de las zonas dispersas no cuentan con energía eléctrica, para continuar con sus actividades en la noche, hacen uso de mecheros a kerosene o linternas.

1.7. ASPECTOS CLIMÁTICOS

La comunidad de Carlazo presenta un clima templado semiárido. Un fenómeno climático que afecta a la región en la temporada fría son los “surazos”, es decir vientos fuertes que vienen del sur dando como resultado cambios bruscos de la temperatura y humedad ambiental provocando la baja de la temperatura. Es entre los meses junio a septiembre que se presenta este fenómeno provocando las temperaturas más bajas, las mismas que inducen las heladas. En este periodo las temperaturas suelen alcanzar los niveles de 2.3°C en la zona. (Datos extraídos de la Estación de Junacas que funcionó hasta el 2005).

1.7.1. TEMPERATURA

La temperatura media anual de la zona es de 16.7°C, la temperatura máxima media es 24.4°C y la mínima media 7.1°C. La temperatura máxima por mes es de 25.7 °C y la mínima por mes de 2.3°C.

1.7.2. PRECIPITACIÓN

La precipitación máxima mensual es de 305 mm en el mes de enero y la precipitación máxima anual es de 1550 mm.

1.8. PROBLEMÁTICA ACTUAL

El río Carlazo mantiene un caudal constante y bajo durante la mayor parte del año, el cruce es dificultoso aún para las movilidades. Los peatones deben cruzar este sector durante todo el año mediante accesos precarios que son mantenidos por los comunarios.

En época de lluvias el caudal del río aumenta considerablemente, lo que perjudica a la población, que debe esperar que disminuya el caudal de cada riada para poder seguir sacando sus productos a la ciudad o continuar con sus actividades. Al cesar cada lluvia, el cruce sobre el río Carlazo es dificultoso porque en su lecho se acumula barro deteriorando el camino que debe ser reparado constantemente por los transeúntes.

Es por esta razón que se hace necesaria la implementación de un puente vehicular, que permita a los comunarios extraer sus productos y trasladarlos al mercado en cualquier época del año.

1.9. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto se encuentra ubicado al Este de la ciudad de Tarija, distante a 2 km de la comunidad de Carlazo sobre el río del mismo nombre. Toda la zona se halla dentro de la provincia Cercado del departamento de Tarija. Para llegar a la zona de ubicación del proyecto se debe seguir la carretera al Chaco hasta llegar al cruce Carlazo distante a 43 km del centro de la ciudad.

El proyecto comprende la construcción de un puente vehicular de 2 vías fabricado de hormigón armado tanto en la superestructura como en la infraestructura. El puente tiene una longitud total de 42m, 2 tramos de 21m, una pila central y un ancho de tablero de 7.2m.

1.10. JUSTIFICACIÓN

Existen diversas razones que muestran la necesidad de la implementación del proyecto, ya que este se justifica plenamente, tanto desde el punto de vista técnico, socioeconómico y de la población beneficiaria.

Uno de los factores que limita el desarrollo de las comunidades de la zona es el mal estado de los caminos y la falta de puentes impide que los comunarios puedan extraer sus productos durante todo el año.

Las riadas causan pérdidas a los campesinos, ya que muchas veces se quedan ellos con sus productos cosechados esperando a que disminuya el caudal del río, esto provoca incertidumbre, así que muchos de ellos migran a distintas zonas del departamento en busca de otras fuentes laborales.

El proyecto “Puente vehicular Carlazo”, pretende plantear un acceso seguro a las comunidades beneficiarias con el propósito de garantizar una transitabilidad permanente y segura.

1.10.1 JUSTIFICACIÓN SOCIAL

La construcción de un puente vehicular en la comunidad de Carlazo se encuentra proyectada dentro del Plan de Desarrollo Municipal de la Alcaldía de la provincia Cercado.

El limitado desarrollo económico afecta a las comunidades campesinas de la región e incrementa la problemática social, como ser: alta migración, contar con áreas potencialmente agrícolas y no poder ampliar esta frontera agrícola, aislamiento educativo por falta de medios de comunicación en la comunidad, estos factores son permanentes durante todo el año.

1.10.2. JUSTIFICACIÓN ECONÓMICA

Actualmente los pobladores de la zona no pueden extraer sus productos en época de lluvias y durante cada riada el camino de tierra compactada se hace intransitable. Con la

construcción del puente vehicular Carlazo se favorecerá el desarrollo económico de las comunidades, ya que permitirá a los pobladores extraer sus productos durante toda época del año y mantenerse comunicados con el resto del departamento.

Así mismo, el puente vehicular fomentará la producción agrícola y disminuirá la migración de los pobladores en busca de trabajo.

1.10.3. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA

La construcción del puente vehicular Carlazo es uno de los objetivos que tiene la alcaldía de la provincia para satisfacer la demanda de los pobladores para mejorar el tramo Carlazo – Vallecito Marquéz.

El tramo donde se emplazará el puente es el más corto y se encuentra a pocos metros del camino de tierra actual.

El terreno para la fundación es adecuado, se trata de arena gravosa con resistencia admisible de 3.7 kg/cm².

El cauce del río no presenta meandros en la zona de emplazamiento del puente.

El puente vehicular contará con el confort y resistencia necesarios para que la población de la región se sienta segura.

Se diseñará una estructura eficiente y la alternativa seleccionada para la construcción del puente será la más viable económica y técnicamente.

1.11. OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.11.1 OBJETIVO GENERAL

El objetivo principal del proyecto es el de realizar el diseño estructural del “Puente Vehicular Sobre el Río Carlazo”

1.11.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Los objetivos a los que se desea alcanzar con el proyecto son los siguientes:

- Explicar los pasos a seguir para realizar el cálculo estructural del puente.
- Comparar diferentes alternativas de superestructuras para la luz dada y realizar un resumen de estas comparaciones.
- Realizar el cálculo del puente usando planillas Excel de fabricación propia, en las que es necesario modificar algunos datos para obtener las armaduras necesarias en los diferentes elementos del puente.
- Realizar una comparación de los resultados obtenidos usando planillas Excel basadas en el método AASHTO y resultados obtenidos con el programa SAP 2000 v.14.
- Familiarizarse con la metodología de cálculo de puentes, para luego realizar cursos más avanzados sobre el tema.
- Beneficiar a los comunarios con el diseño el diseño estructural del puente vehicular sobre el río Carlazo.
- Diseñar una estructura económica, resistente y duradera.
- Inducir con el proyecto a que la vía sobre la que se encuentra sea mejorada.
- Integrar a las comunidades beneficiarias con el resto del departamento.

1.12. ALCANCE

Las principales actividades que se realizarán serán:

- Realizar el levantamiento topográfico de la zona.
- Efectuar el análisis de suelos e hidrológico.
- Elegir la alternativa estructural más eficiente.
- Desarrollar el cálculo estructural del puente.

- Realizar los complementos necesarios para ejecutar el proyecto, como son: análisis de costos, elaboración de planos constructivos, cronograma de actividades, especificaciones técnicas y ficha ambiental.

1.13. METAS

Las metas a las que se quieren llegar con el proyecto son las siguientes:

- Comparar alternativas de puentes.
- Explicar la metodología de cálculo para el puente seleccionado.
- Presentar un resumen de cálculos y los cálculos completos en los anexos. realizados con ayuda de planillas Excel.
- Dibujar los planos constructivos del puente
- Realizar análisis de costos.
- Presentar las especificaciones técnicas para el puente.
- Hacer entrega de una copia del proyecto a la Alcaldía Municipal.

1.14. NORMATIVA UTILIZADA

La normativa que se usara en el proyecto será la norma **AASHTO 2004** para el cálculo del puente y **ACI 2005** para el cálculo del hormigón armado, también se hará uso de bibliografía adicional, la que será debidamente mencionada.

1.15. UNIDADES

Las unidades que se usarán en el proyecto son las del sistema internacional (SI), es decir metro, Kilogramo, segundo, grados centígrados y sus derivados.

Las ecuaciones de la normativa AASHTO 2004 y ACI 2005 usa unidades como N, MPa y mm que también son del SI, estas unidades también se usarán en los cálculos.

Longitud: mm.

Fuerza: N 1N=0.1 Kg

Esfuerzo: MPa 1MPa=1N/mm²= 0.1 Kg/cm²

Densidad y peso específico: kg/m³

Temperatura: °C

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO DE LA INGENIERÍA DEL PROYECTO

2.1. HORMIGÓN ARMADO

En la actualidad existen, básicamente, dos métodos de diseño en concreto armado: diseño elástico o por cargas de servicio y diseño a la rotura o por resistencia última. El primero fue utilizado con mucha fuerza hasta mediados del siglo y el segundo ha adquirido impulso en los últimos cuarenta años.

El diseño elástico parte de la hipótesis de que es posible predecir la distribución de esfuerzos en el refuerzo y el concreto, al ser sometidos a cargas de servicio. Asume un comportamiento elástico de ambos materiales. El diseño consiste en conseguir que los esfuerzos no excedan los esfuerzos admisibles que son una fracción de la resistencia del concreto y del esfuerzo de fluencia del acero. En la actualidad, pruebas de laboratorio han permitido comprobar que el complejo comportamiento del concreto con el paso del tiempo conlleva a una constante redistribución de esfuerzos entre éste y el acero. En el diseño elástico sólo se considera una de éstas distribuciones. Con el tiempo, las condiciones no consideradas pueden ocasionar la falla.

Por otro lado, en el diseño de estructuras, es importante considerar el tipo de falla, dúctil o frágil, que presenta un elemento bajo determinadas sollicitaciones y, en la medida de lo posible, orientar la falla según sea conveniente. El método elástico no considera este aspecto. El método elástico tampoco determina la carga que ocasiona la rotura de la pieza y por ello, su factor de seguridad no es conocido.

El diseño por rotura se fundamenta en la predicción de la carga que ocasiona la falla del elemento en estudio y analiza su modo de colapso. En pruebas de laboratorio se ha podido comprobar que es posible predecir estas cargas con precisión suficiente. Este método toma en consideración el comportamiento inelástico del acero y el concreto y por lo tanto, se estima mejor la capacidad de carga de la pieza. Algunas de las ventajas de este método son:

1. Permite controlar el modo de falla de una estructura compleja considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema. Algunos elementos se diseñan con menor margen de seguridad que otros para inducir su falla primero.
2. Es posible obtener un diseño eficiente, considerando la distribución de esfuerzos que se presenta dentro del rango inelástico.
3. Este método no utiliza el módulo de elasticidad del concreto, el cual es variable con la carga. Esto evita introducir imprecisiones en con relación a éste parámetro.
4. El método de diseño a la rotura permite evaluar la ductilidad de la estructura.
5. Este procedimiento permite usar coeficientes de seguridad distintos para los diferentes tipos de carga.

La desventaja de usar este método es que sólo se basa en criterios de resistencia. Sin embargo, es necesario garantizar que las condiciones de servicio sean óptimas, es decir, que no se presenten deflexiones excesivas, ni agrietamientos críticos. Con la mejora en la calidad del concreto y la obtención de secciones cada vez menores, se tiende a perder rigidez e incrementar las deflexiones y el ancho de fisuras. Por ello, es conveniente usar este método en combinación con otros procedimientos para verificar el adecuado comportamiento de las piezas bajo cargas de servicio.

2.1.1 Diseño a flexión

El diseño a flexión según la normativa ACI 2005 se basa en las siguientes suposiciones:

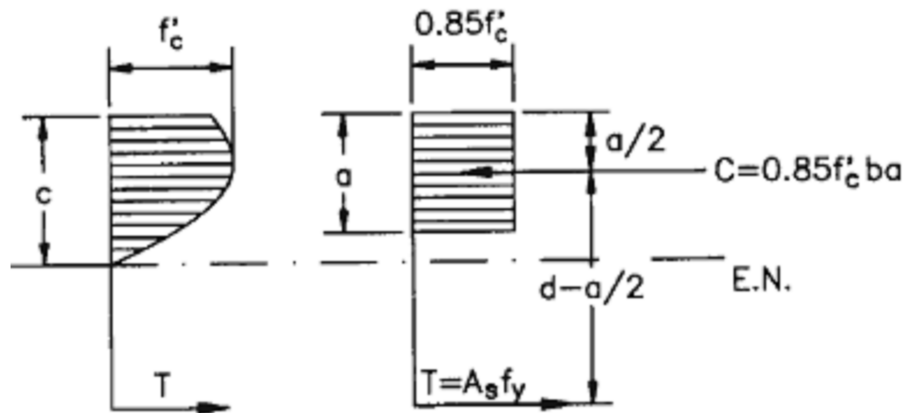
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, excepto que, para las vigas de gran altura definidas en 10.7.1 de ACI 2005, debe emplearse un análisis que considere una distribución no lineal de las deformaciones unitarias.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como “Es” veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las

correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .

- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que de origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

Este último requisito se satisface con una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto, definida como se ve en el siguiente gráfico:

Gráfico 2.1-1



Distribución de esfuerzos

Para f'_c entre 18 y 30 MPa, el factor β_1 se debe tomar como 0.85. Para resistencias superiores a 30 MPa, β_1 se debe disminuir en forma lineal a razón de 0.008 por cada MPa de aumento sobre 30 MPa, sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0.65.

En nuestro caso usaremos $f'_c = 21 \text{ MPa} = 210 \text{ kg/cm}^2$ entonces β_1 tiene el valor de 0.85

Las fórmulas para diseñar a flexión se deducen de la siguiente manera:

Del gráfico 2.1.1 obtenemos las siguientes ecuaciones:

$$1) \quad C = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$2) \quad T = A_s \cdot f_y$$

De 2, haciendo sumatoria de momentos en el extremo en tracción:

$$Mu = (d - a/2) \cdot C$$

$$Mu = (d - a/2) \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b$$

$$Mu - (d - a/2) \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = 0$$

$$-0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot d + a^2 \cdot \frac{0.85}{2} \cdot f'c \cdot b + Mu = 0$$

$$[a^2] \cdot \frac{0.85}{2} \cdot f'c \cdot b - [a] \cdot b \cdot d \cdot 0.85 \cdot f'c + Mu = 0 \quad / \frac{0.85}{2} \cdot f'c \cdot b$$

$$[a^2] - [a] \cdot \frac{b \cdot d \cdot 0.85}{\frac{0.85}{2} \cdot f'c \cdot b} \cdot f'c + \frac{Mu}{\frac{0.85}{2} \cdot f'c \cdot b} = 0$$

$$[a^2] - [a] \cdot 2 \cdot d + \frac{Mu}{\frac{0.85}{2} \cdot f'c \cdot b} = 0$$

Extrayendo sus raíces se obtiene:

$$a1, a2 = \frac{-(-2 \cdot d)}{2} \pm \sqrt{\frac{(-2d)^2}{4} - \frac{Mu}{\frac{0.85}{2} \cdot f'c \cdot b}}$$

Ingresando el coeficiente de seguridad, simplificando y usando solo el signo negativo, ya la altura del bloque de compresiones ‘a’ no es mayor al canto útil ‘d’

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot b}}$$

Factorizando ‘d’ la altura del bloque de compresiones queda en:

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_u}{f'c * b * d^2}} \right)$$

La armadura necesaria en la sección rectangular se encuentra con la sumatoria de fuerzas:

$$\Sigma F = 0 \quad C - T = 0 \quad 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b - A_s \cdot f_y = 0$$

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

La armadura mínima por flexión esta especificada en la norma ACI 2005 párrafo 10.5:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d \quad \text{y} \quad A_{s \text{ min}} = \frac{1.4}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

Donde: b_w =base de la viga

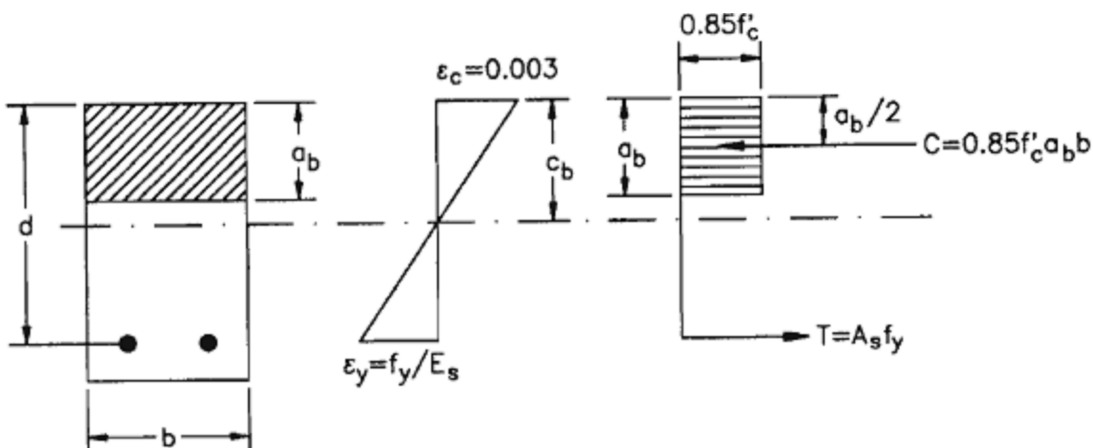
d =canto útil de la sección

La armadura máxima se puede deducir de la siguiente manera:

Las expresiones deducidas en la sección anterior son válidas siempre que el esfuerzo en el acero sea igual a su esfuerzo de fluencia. Ello se verifica siempre que la cuantía de la sección sea menor o igual que la cuantía básica.

En la figura 2.1.2 se muestra las características de una sección balanceada en la rotura. En el diagrama de deformaciones, por semejanza de triángulos, se puede plantear la siguiente relación:

Gráfico 2.1-2



Esfuerzos y deformaciones en una sección rectangular con falla balanceada

$$\frac{0.003}{c_b} = \frac{\epsilon_y}{d - c_b} = \frac{f_y/E_s}{d - c_b}$$

Donde: c h: Distancia del eje neutro a la fibra extrema en compresión en una sección con cuantía balanceada.

ϵ_y : Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero.

Despejando c , se obtiene:

$$c_b = \frac{0.003dE_s}{f_y + 0.003E_s}$$

Reemplazando el valor de E_s :

$$c_b = \frac{6117d}{f_y + 6117}$$

$$\text{Si } As = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b}{f_y} \quad a = \frac{f_y \cdot As}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \cdot \frac{d}{d} = \frac{f_y \cdot d}{0.85 \cdot f'c} \cdot \rho$$

También: $a = c \cdot \beta$

$$\text{Igualando ambos: } \frac{f_y \cdot d}{0.85 \cdot f'c} \cdot \rho = c \cdot \beta \quad \rho = \frac{\beta \cdot 0.85 \cdot f'c}{f_y \cdot d} \cdot c$$

Haciendo $c=c_b$ y reemplazando:

$$\rho_{\max} = \frac{\beta \cdot 0.85 \cdot f'c}{f_y \cdot d} \cdot \frac{6117 \cdot d}{f_y + 6117}$$

El espaciamiento máximo según ACI 318-05 se especifica en el artículo 10.6.4

$$s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5c_c$$

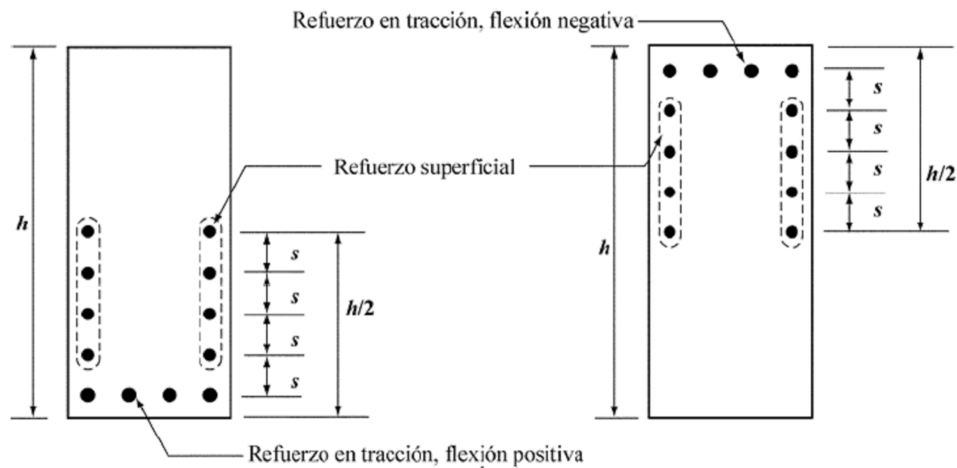
Donde: c_c es la menor distancia desde la superficie del acero a la cara en tracción.

2.1.2 Armadura de piel.- Donde la altura h de una viga sea mayor de 900 mm, debe colocarse refuerzo superficial longitudinal o también llamado armadura de piel,

uniformemente distribuido en ambas caras laterales del elemento dentro de una distancia $h/2$ cercana a la cara de tracción. El espaciamiento s debe ser el indicado anteriormente.

No se especifica el tamaño del refuerzo superficial; investigaciones han indicado que el espaciamiento más que el tamaño de las barras es de primordial importancia, típicamente se colocan barras desde No. 10 hasta No. 16

Gráfico 2.1.3



2.1.3 Diseño a cortante

El diseño por cortante según la normativa ACI 2005 se basa en que la resistencia de la pieza, también llamada resistencia nominal al cortante ' V_n ', es la suma de la resistencia proporcionada por el concreto ' V_c ' y la resistencia al cortante proporcionada por el acero ' V_s ':

$$V_n = V_c + V_s \quad (1)$$

Además la resistencia nominal al cortante ' V_n ' afectada por el factor de minoración debe ser mayor al cortante último:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2)$$

El factor de minoración ϕ para cortante se indica en la normativa AASHTO 2004, en el artículo 5.5.4.2, $\phi = 0.9$.

La resistencia aportada por el concreto a la pieza se obtiene de las siguientes fórmulas:

Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w d$$

En las columnas y otros elementos a compresión ‘Vc’ es:

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w d$$

Si $\phi \cdot V_c > V_u$ no se necesita armadura de corte, entonces se debe colocar solo la armadura mínima, que esta indica en el artículo 11.5.6.3 de ACI 318-05.

$$A_{v,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

Si $\phi \cdot V_c < V_u$ es necesario añadir armadura de corte para que la pieza tenga resistencia igual o mayor a Vu.

$$V_s = V_u - \phi \cdot V_c$$

De la ecuación 11-13 del ACI 318-05 obtenemos la siguiente ecuación con la que se calcula la armadura necesaria:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \longrightarrow \boxed{A_v = \frac{s \cdot V_s}{f_{yt} \cdot d}}$$

La resistencia al cortante en elementos preesforzados se indica en el artículo 11.4 de ACI 318-05.

Para losas y zapatas Vc se toma como el menor de los siguientes valores:

$$V_c \leq \begin{cases} V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{6} \\ V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{12} \\ V_c = \sqrt{f'_c} b_o d / 3 \end{cases}$$

Donde λ es la relación del lado largo al lado corto de la columna, la carga concentrada, o el área de reacción y γ es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde, y 20 para columnas en esquina.

2.1.4 Diseño a compresión

Las longitudes físicas de las columnas se deberán multiplicar por un factor de longitud efectiva, K , para tomar en cuenta condiciones de borde rotacionales y traslacionales diferentes a las correspondientes a extremos articulados.

Gráfico 2.1.4

FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA, K						
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en línea de puntos						
Valor teórico de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valor de K de diseño cuando la estructura se aproxima a las condiciones ideales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0

En 4.5.3.2.2.b de AASHTO 2004 indica que los momentos o tensiones mayorados se pueden incrementar para que reflejen los efectos de las deformaciones de la siguiente manera:

El momento mayorado que representa los efectos de la deformación es el siguiente:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$$

Donde:

M_{2b} = momento en el elemento comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas que no provoca desplazamiento lateral apreciable, siempre positivo (N·mm)

M_{2s} = momento en un elemento comprimido debido a cargas laterales o gravitatorias mayoradas que provocan un desplazamiento lateral, δ_s , mayor que $u/1500$, calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo (N·mm)

Los coeficientes δ_b y δ_s son:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} \geq 1,0 \qquad \delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_e}}$$

P_u = carga axial mayorada por columna (N)

P_e = carga de pandeo de Euler (N)

Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral y sin cargas transversales entre apoyos, C_m se puede tomar como:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0,4$$

M_{1b} = menor momento de extremo

M_{2b} = mayor momento de extremo

Para todos los demás casos C_m se deberá tomar como 1,0, en nuestro caso tomamos 1 por que existen cargas intermedias en la pila como lo son el viento y el empuje hidráulico.

Con estos datos podemos calcular el momento mayorado ‘ M_c ’ que representa los efectos de la deformación.

Con este dato se puede ingresar a los diagramas de Bresler para obtener la cuantía de armadura necesaria en nuestras columnas.

Al diagrama se ingresa con los siguientes valores de γ , R_n y K_n

$$\gamma = \frac{a - 12}{a} \qquad K_n = \frac{P}{Ag \cdot \phi \cdot f'_c}$$

$$R_n = \frac{M_c}{Ag \cdot a \cdot \phi \cdot f'_c}$$

a: es el ancho de la columna

P: fuerza de compresión en la columna

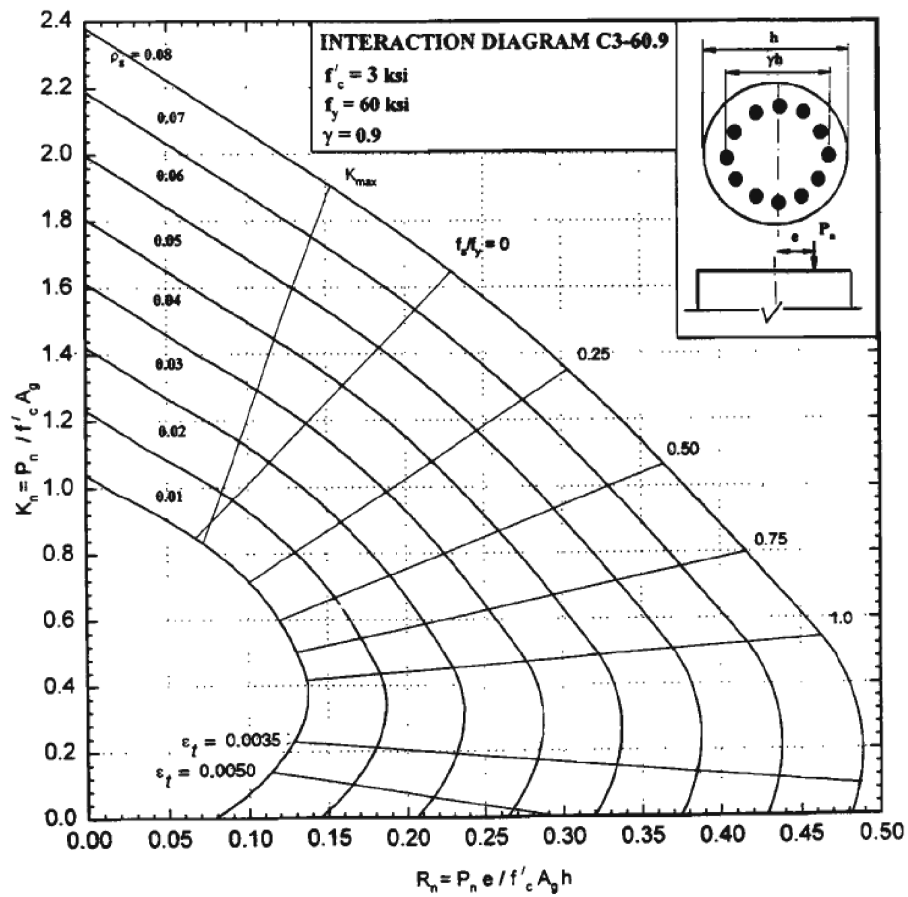
A_g : área bruta de la sección

ϕ : factor de minoración, 0.8 en elementos a compresión

M_c : momento mayorado para que represente los efectos de deformación en la columna.

En nuestro caso, se usaran columnas circulares, en los anexos del texto “Diseño de Estructuras de Concreto” de Teodoro Harmsen, se encuentran los diagramas para diferentes secciones de columnas.

Gráfico 2.1.5



Ejemplo de diagrama de interacción para obtener la cuantía necesaria en columnas.

2.1.5 Deformaciones presentes en el hormigón

Además de las deformaciones debido a cargas externas y peso propio, se deben considerar en el hormigón 3 tipos de deformaciones que varían en el tiempo:

Contracción. El agua que se añade a la mezcla de concreto es casi el doble de la necesaria para hidratar el cemento, pero se incluye para optimizar el manejo del material. Después del curado, el agua en exceso comienza a evaporar. La contracción de fragua se debe a la pérdida de humedad durante el endurecimiento y secado del concreto. Si éste puede deformarse libremente, disminuye su volumen, pero si contiene armadura o está fijo en alguno de sus extremos se raja. Los concretos vaciados bajo agua están constantemente en un medio húmedo por lo cual no presentan este fenómeno.

Según la normativa AASHTO 2004 se puede usar la siguiente fórmula para determinar la deformación específica debida a este fenómeno:

$$\epsilon_{sh} = -k_s k_h \left(\frac{t}{35,0 + t} \right) 0,51 \times 10^{-3}$$

Donde:

t = tiempo de secado (días)

ks = factor de tamaño.

kh = factor de humedad.

Gráfico 2.1.6

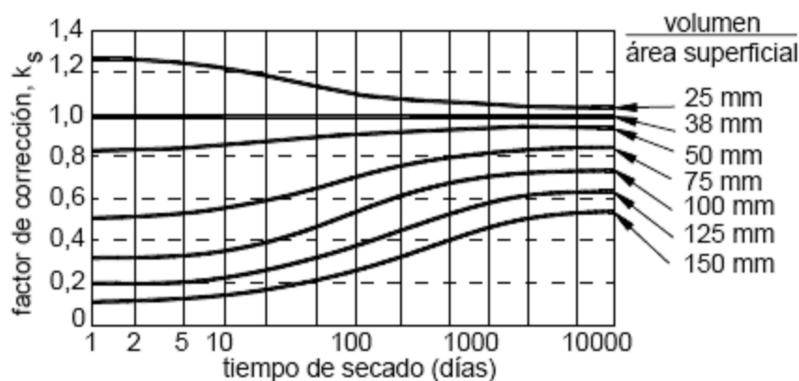


Gráfico 2.1.7

Tabla 5.4.2.3.3-1 – Factor k_h para humedad relativa

Humedad relativa ambiente media %	k_h
40	1,43
50	1,29
60	1,14
70	1,00
80	0,86
90	0,43
100	0,00

Fluencia lenta. Este fenómeno se produce al ser aplicada una carga en el concreto. Inmediatamente después que ésta es aplicada se produce una deformación elástica que se mantiene mientras la carga actúa y una deformación plástica que se incrementa con el tiempo. Al retirar la carga, la muestra presenta, instantáneamente, una recuperación elástica de la deformación. Esta, sin embargo, no iguala la deformación elástica inicial. Así mismo se produce una recuperación plástica, la cual después de un cierto periodo de tiempo se estabiliza, manteniéndose una deformación permanente en la muestra.

La fluencia lenta se ve afectada por los mismos factores que afectan la contracción, y además por:

- La magnitud y duración de las cargas.
- La madurez del hormigón en el momento de aplicación de las cargas.
- La temperatura del hormigón.

Generalmente el acortamiento del hormigón por fluencia lenta bajo cargas permanentes está comprendido entre 1,5 y 4,0 veces el acortamiento elástico inicial, dependiendo fundamentalmente de la madurez del hormigón en el momento de aplicación de las cargas, el coeficiente por fluencia lenta es el siguiente:

$$\psi(t, t_i) = 3,5 k_c k_f \left(1,58 - \frac{H}{120} \right) t_i^{-0,118} \frac{(t - t_i)^{0,6}}{10,0 + (t - t_i)^{0,6}} \quad K_f = \frac{62}{42 + f_c}$$

k_f = factor que considera el efecto de la resistencia del hormigón.

H = humedad relativa (porcentaje).

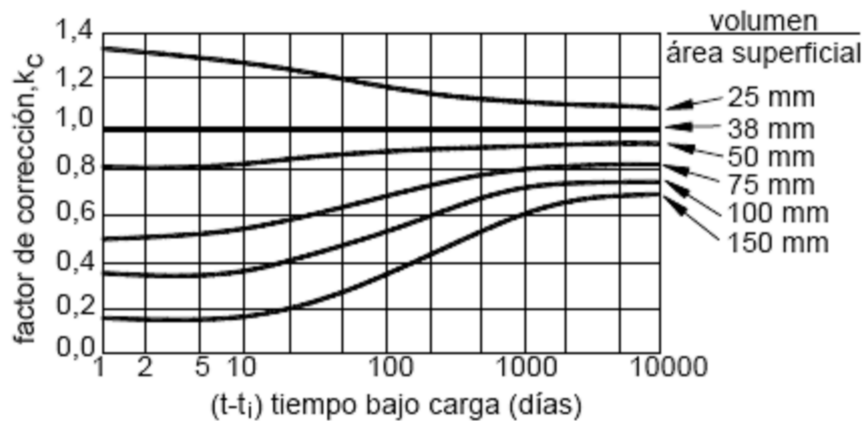
t = madurez del hormigón (días).

t_i = edad del hormigón cuando se aplica inicialmente la carga (días).

f'c = resistencia especificada a la compresión a 28 días (MPa).

k_c = factor que considera el efecto de la relación volumen-superficie del componente, se obtiene del siguiente gráfico:

Gráfico 2.1.8



Variaciones de volumen por temperatura. El coeficiente de dilatación térmica varía con la calidad del concreto y con su edad. Su valor oscila entre $9,2 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ y $12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ para temperaturas entre -15°C y $+50^{\circ}\text{C}$, AASHTO 2005 recomienda que el coeficiente de expansión térmica se debería determinar realizando ensayos en laboratorio sobre la mezcla específica a utilizar, pero en ausencia de datos más precisos, el coeficiente de expansión térmica se puede tomar como:

- Para hormigón de densidad normal: $10,8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, y
- Para hormigón de baja densidad: $9,0 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

2.2 TIPOS DE PUENTES

Dada la gran variedad de formas, tamaños, materiales etc. que existen de puentes, estos pueden clasificarse de muchas maneras.

El Ing. Hugo Belmonte en su libro “Puentes” clasifica los puentes de las siguientes maneras:

- a) Según sus condiciones estáticas:
 - Isostáticos
 - Puentes con articulaciones o tipo viga Gerber.
 - Puentes hiperestáticos
 - Puentes en arco
 - Puentes Isotrópicos o espaciales.
 - Puentes aporticados.

- b) Según transmisión de cargas a la infraestructura
 - Puentes de vigas
 - Puentes porticados
 - Puentes de arco
 - Puentes en volados sucesivos
 - Puentes atirantados
 - Puentes colgantes

- c) Según su duración
 - Puentes transitorios
 - Puentes definitivos

- d) Según la ubicación del tablero
 - Puentes de tablero superior
 - puentes de tablero inferior
 - Puentes de tablero intermedio
 - Puentes de varios tableros

e) Por su objeto o servicio que prestan:

- Puentes camineros. Puentes al servicio del tráfico vehicular
- Puentes ferroviarios. Diseñados para la circulación de trenes
- Puentes Aeroportuarios. Forman parte de algunas pistas de aterrizaje
- Puentes acueducto. Construidos para el abastecimiento de agua
- Puente canal. Usado en vías de navegación
- Puentes para oleoductos. Sobre este circulan tuberías que transportan derivados del petróleo.
- Puentes grúa. Usados en edificaciones industriales
- Pasarelas. Son puentes de uso peatonal
- Puentes mixtos. Que tiene dos o más usos.

2.3 CARGAS Y FACTORES DE CARGA

Según la normativa AASHTO 2004 la sollicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = i \sum Q_i$$

i = modificador de las cargas, muy cercano a 1.

Q_i = sollicitaciones de las cargas aquí especificadas.

i = factores de carga especificados en las Tablas 1 y 2.

La siguiente tabla extraída de la norma AASHTO 2004 indica, las combinaciones de cargas a las que deben someterse los elementos del puente, cada carga debe multiplicarse por el factor especificado, los elementos de la segunda columna deben ser afectados por los factores de la tabla número 2.

Tabla 2.3.1

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

Combinaciones de cargas

Tabla 2.3.2

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

El puente en estudio se calculó con ayuda de planillas Excel, el estado de resistencia I y se verificó con ayuda del Sap 2000 los demás estados, las planillas se encuentran en los anexos, la combinación de resistencia I para el cálculo de las vigas es la siguiente:

$$Mu = 1.25 * DC + 1.5 * DW + 1.75 * (LL1 * 1.33 + LL2 + PL + LS)$$

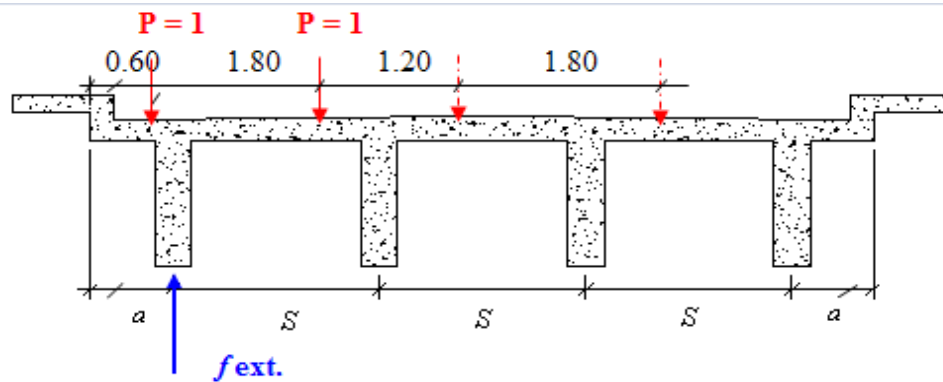
2.3.1 FRACCIÓN DE CARGA

Cuando el puente esté en uso la carga de una fila de ruedas no incidirá solamente en las vigas más cercanas, si no que ésta afectará a la totalidad de las vigas. Para eficiencia en la separación de las vigas se usa el método de la fracción de carga, que busca distribuir uniformemente la carga en todas las vigas.

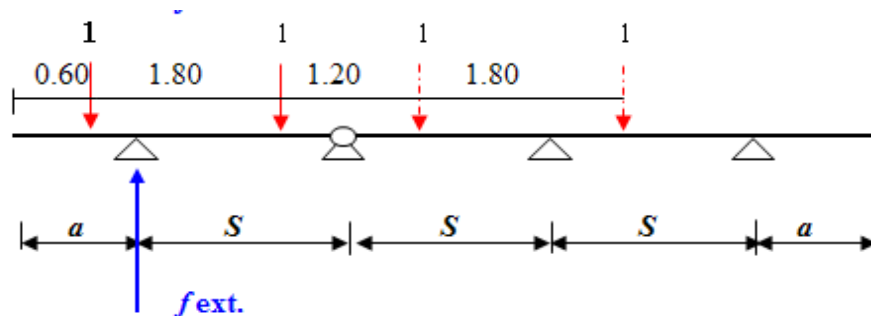
La normativa AASHTO 2004 en su artículo 2.2.5.7 recomienda que la capacidad de las vigas exteriores e interiores sea la misma.

Para definir este espaciamento se iguala la fracción de carga externa con la fracción de carga interna ($f_{ext.} = f_{int.}$).

Las cargas que pueden entrar en la sección son:



Para el cálculo de la fracción de carga externa ($f_{ext.}$) se supone el primer apoyo interior articulado:



Haciendo sumatoria de momentos en el primer apoyo interior, obtenemos:

$$f_{ext.} = \frac{1*(S + a - 0.6) + 1*(S + a - 2,40)}{S}$$

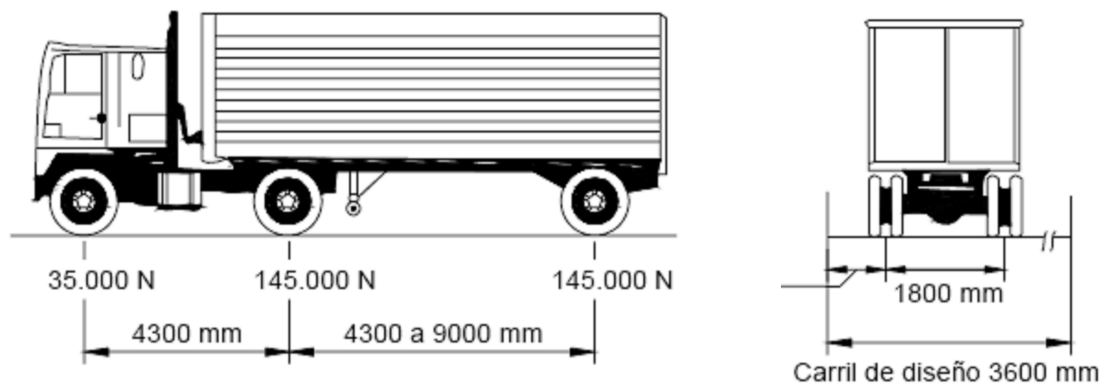
La fracción de carga interior debe obtenerse de tablas.

Finalmente se iguala f_{ext} y f_{int} y se despeja el espaciamiento.

2.3.2 VEHÍCULO DE DISEÑO

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales se denomina HL- 93, consiste en una combinación del camión de diseño o tandem de diseño juntamente con la carga de carril de diseño, se asume que las cargas ocupan 3 m. transversalmente dentro de un carril de diseño.

Gráfico 2.3.2.1



El tandem de diseño consiste en un par de ejes de 110 KN con una separación de 1,2 m. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1,8 m.

La carga del carril de diseño consiste en una carga de 9,3 KN/m, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supone uniformemente distribuida en un ancho de 3,0 m, esta carga no debe incrementarse por carga dinámica.

En ediciones anteriores de la normativa AASHTO 2004 se adicionaba a la carga de carril una carga de 80KN.

2.3.3 CARGAS DE DISEÑO PARA TABLEROS

- En caso de que las fajas primarias son transversales al puente, y su longitud es menor o igual que 4,6 m, como es el caso de los puentes viga, las fajas transversales de la losa se deberán diseñar para las ruedas del eje de 145 KN.
- Si las fajas primarias son transversales y su longitud es mayor que 4,6 m las fajas transversales se deberán diseñar para las ruedas del eje de 145 KN y la carga del carril.
- Si las fajas primarias son longitudinales como en el puente losa, el tablero se deberá diseñar para todas la sobrecarga vehicular.

Se deberá asumir que las cargas de las ruedas de un eje son iguales; para el diseño de tableros no es necesario considerar la amplificación de las cargas de las ruedas debida a las fuerzas centrífugas y de frenado, según AASHTO 2004 en el artículo 3.6.1.3.3.

2.3.4 CARGA PARA EL VUELO DEL TABLERO

Para el diseño de vuelos de tablero, si la distancia entre el eje de la viga exterior y la cara de una baranda de hormigón es menor o igual que 1,8 m, la fila exterior de cargas de rueda se puede reemplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 14,6 KN/m ubicada a 0,3 m de la cara de la baranda.

Las cargas horizontales que actúan sobre el vuelo cuando un vehículo colisiona contra las barreras se encuentran especificadas en el capítulo 13 de la normativa AASHTO.

2.3.5 CARGAS PEATONALES

La carga peatonal consiste en una sollicitación de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa en todas las aceras que tengan más de 0,6 m de ancho, la carga peatonal se considera simultáneamente con la sobrecarga vehicular.

Los puentes peatonales y ciclísticos se diseñan para una carga de $4,1 \times 10^{-3}$ MPa.

Si estos puentes también han de ser utilizados por vehículos de mantenimiento u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar en el diseño, para esta carga no es necesario considerar el incremento por carga dinámica.

2.3.6 INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA

Al ingresar un vehículo al puente, la carga de los vehículos en movimiento es mayor que la del mismo vehículo estático, este fenómeno se debe a ondulaciones que existen en el pavimento y discontinuidades en la superficie de rodamiento, tales como las juntas del tablero, fisuras, baches y deslaminaciones.

Los efectos estáticos del camión o tandem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deben mayorar aplicando los porcentajes indicados en la tabla siguiente:

Tabla 2.3.6.1

Componente	<i>IM</i>
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%

El factor se aplica de la siguiente manera: $(1 + IM/100)$.

El incremento por carga dinámica no se aplica a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

2.3.7 FUERZA DE FRENADO

El efecto de la fuerza de frenado se toma como el mayor de los siguientes valores:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tandem de diseño
- 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.

La fuerza de frenado se debe ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados y que transportan tráfico en la misma dirección.

Esta fuerza actúa horizontalmente a una distancia de 1,8 m sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar sollicitaciones extremas.

Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección.

2.3.8 PRESIÓN HIDROSTÁTICA

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

$$P = h \cdot \rho \cdot g$$

2.3.9 PRESIÓN DE FLUJO LONGITUDINAL

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

$$p = 5,14 \times 10^{-4} C_D V^2$$

p = presión del agua que fluye (MPa)

C_D = coeficiente de arrastre para pilas como se especifica en la Tabla.

V = velocidad del agua de diseño para la inundación de diseño correspondiente a evento extremo (m/s).

Tabla 2.3.9.1

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

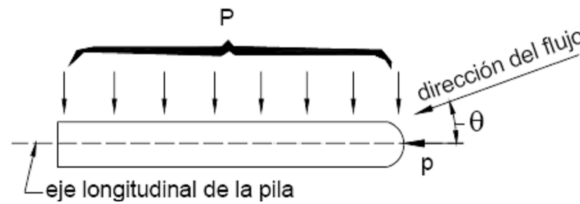
La pila del proyecto tiene forma circular, por lo tanto se empleó $C_D=0.7$.

La fuerza de arrastre longitudinal se toma como el producto entre la presión de flujo longitudinal y la proyección de la superficie expuesta a dicha presión.

2.3.10 PRESIÓN DE FLUJO LATERAL

La presión lateral uniformemente distribuida que actúa sobre una subestructura debido a un caudal de agua que fluye formando un ángulo respecto del eje longitudinal de la pila es:

$$p = 5,14 \times 10^{-4} C_L V^2$$



p = presión lateral (MPa)

C_L = coeficiente de arrastre, se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 2.3.10.1

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

2.3.11 PRESIÓN HORIZONTAL DEL VIENTO

Para determinar el efecto producido por el viento la norma AASHTO asume los siguientes criterios:

- Las presiones del viento son provocadas por una velocidad básica del viento, VB , de 160 km/h.
- La carga de viento está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento.

El área expuesta será la sumatoria de las áreas de todos los componentes, incluyendo el sistema de piso y las barandas, vistas en elevación y perpendiculares a la dirección de viento.

La dirección del viento se deberá variar para determinar las solicitaciones extremas en la estructura o en sus componentes.

Para puentes o elementos de puentes a más de 10 m sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de viento de diseño, VDZ , se debe ajustar de la siguiente manera:

$$V_{DZ} = 2,5 V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

VDZ = velocidad de viento de diseño a la altura de diseño Z (km/h).

$V10$ = velocidad del viento a 10.000 mm sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de agua de diseño (km/h).

VB = velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 10.000 mm.

Z = altura de la estructura en la cual se están calculando las cargas de viento, medida desde la superficie del terreno o del nivel del agua.

$V0$ = velocidad friccional, característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la tabla mostrada a continuación.

$Z0$ = longitud de fricción del campo de viento aguas arriba, una característica meteorológica del viento tomada como se muestra a continuación (mm).

Tabla 2.3.11

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

$V10$ se puede establecer a partir de:

- Cartas de Velocidad Básica del Viento

- Relevamientos de los vientos en el sitio de emplazamiento, y
- En ausencia de un criterio más adecuado, la hipótesis de que $V_{10} = V_B = 160$ km/h.

Si las condiciones locales lo justifican, se puede seleccionar una velocidad básica del viento de diseño diferente para las combinaciones de cargas que no involucren viento actuando sobre la sobrecarga. Se asumirá que la dirección del viento de diseño es horizontal.

En ausencia de datos más precisos, la presión del viento de diseño, en MPa, se puede determinar como:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25.600}$$

PB = presión básica del viento (MPa) como se especifica en la siguiente tabla:

Tabla 2.3.12

COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	CARGA A BARLOVENTO, MPa	CARGA A SOTAVENTO, MPa
Reticulados, columnas y arcos	0,0024	0,0012
Vigas	0,0024	NA
Grandes superficies planas	0,0019	NA

2.3.12 PRESIÓN VERTICAL DEL VIENTO

Se debe considerar una fuerza de viento vertical ascendente de $9,6 \times 10^{-4}$ MPa por el ancho del tablero, incluyendo los parapetos y aceras, como una carga lineal longitudinal. Esta fuerza se deberá aplicar sólo para los estados límites que no involucren viento actuando sobre la sobrecarga, y sólo cuando la dirección del viento se torna perpendicular al eje longitudinal del puente. Esta fuerza lineal se debe aplicar en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento juntamente con las cargas de viento horizontales.

2.3.13 EMPUJE DEL SUELO

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

$$p = k \gamma_s g z \left(\times 10^{-9} \right)$$

p = empuje lateral del suelo (MPa).

k = coeficiente de empuje lateral especificado en los artículos 3.11.5.2 a 3.11.5.7 de la normativa AASHTO.

s = densidad del suelo (kg/m³)

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

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

Se asumirá que la carga de suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a H/3 desde la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en el respaldo del muro hasta la parte inferior de la zapata o la parte superior de la plataforma de nivelación (para estructuras de tierra estabilizadas mecánicamente).

2.4 ESTUDIOS PRELIMINARES

Antes de comenzar el diseño se deben realizar estudios para determinar el tipo de puente más adecuado, así como su ubicación.

2.4.1 ESTUDIO TOPOGRÁFICO.

Su función es la de proporcionar información sobre la forma del terreno, proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, así como de ecología y sus efectos en el medio ambiente, también posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.

Es importante establecer puntos de referencia bien definidos para el replanteo durante la construcción.

Se debe realizar un levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, si no se cuenta con esta información la escala debe estar comprendida entre 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 1 m y comprendiendo por lo menos 100 m a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río u otro obstáculo a ser transpuesto).

Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos, con planos a escala entre 1:100 y 1:250 considerando curvas de nivel a intervalos no mayores que 1 m y con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal. Los planos deberán indicar los accesos del puente, así como autopistas, caminos, vías férreas y otras posibles referencias. Deberá igualmente indicarse con claridad la vegetación existente.

Si el puente en estudio se encuentra sobre cursos de agua se debe hacer un levantamiento detallado del fondo. Es importante indicar en los planos la dirección del curso de agua y los límites aproximados de la zona inundable en las condiciones de aguas máximas y mínimas, así como los observados en eventos de carácter excepcional.

También debe realizarse un levantamiento catastral de las zonas aledañas al puente, cuando existan edificaciones u otras obras que interfieran con el puente o sus accesos o que requieran ser expropiadas.

2.4.2 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

Es necesario recolectar y analizar la información hidrométrica y meteorológica existente en la zona proporcionada, en Bolivia la institución encargada para brindar información hidrológica es el SENAMHI.

La caracterización hidrológica de la cuenca se considera hasta el cruce del curso de agua; en base a la determinación de las características de respuesta lluvia - escorrentía, y considerando aportes adicionales en la cuenca.

Las estaciones hidrométricas se encuentran muy separadas en nuestro territorio, por lo tanto generalmente se recurre al uso de correlaciones con las estaciones más cercanas, usando polígonos Thiessen, u otros métodos similares para determinar la precipitación en la zona de interés.

Existen distintos métodos para determinar el caudal máximo: el método racional, métodos en base a hidrogramas unitarios sintéticos, métodos empíricos, etc. La aplicación del método adecuado depende de las características de la cuenca, en caso de contarse con registros hidrométricos de calidad comprobada, puede efectuarse un análisis de frecuencia que permitirá obtener directamente valores de caudal máximo para distintos periodos de retorno y según diferentes métodos.

Es recomendable llevar a cabo una prueba de bondad ajuste de los distintos métodos de análisis de frecuencia (Gumbel, Log - Pearson Tipo III, Log - Normal, etc.) para seleccionar el método más adecuado.

Adicionalmente, pueden corroborarse los resultados bien sea mediante factores obtenidos a partir de un análisis regional o, de ser posible, evaluando las huellas de nivel de la superficie de agua dejadas por avenidas extraordinarias recientes.

El periodo de retorno dependerá de la importancia de la estructura y consecuencias de su falla, debiéndose garantizar un estándar hidráulico mayor para el diseño de la cimentación del puente que el usualmente requerido para el dimensionamiento del área de flujo a ser confinada por el puente.

Los datos a obtener con el análisis hidrológico son: la velocidad media, ancho superficial, área de flujo, pendiente de la línea de energía, nivel de la superficie de agua, etc.

Con estos datos podemos determinar la socavación para poder ubicar la profundidad en la que se fundaran las zapatas, el nivel de aguas máximas con la que se determinará la altura a la que se debe encontrar la superestructura y medidas de protección necesarias para el puente.

Una fórmula muy usada para el cálculo de la socavación es la Froehlich modificada (1991)

$$d_s = 0.32K_f(a')^{0.62} h^{0.47} F_r^{0.22} D_{50}^{-0.09} + a$$

d_s = profundidad de socavación local [m].

K_f = factor de corrección por la forma de la pila, 1 para pilas circulares.

a' = ancho proyectado de la pila con relación al ángulo de ataque del flujo [m]

a = ancho de la pila [m]

h = profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila [m]

Fr = número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila

D_{50} = diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor [m]

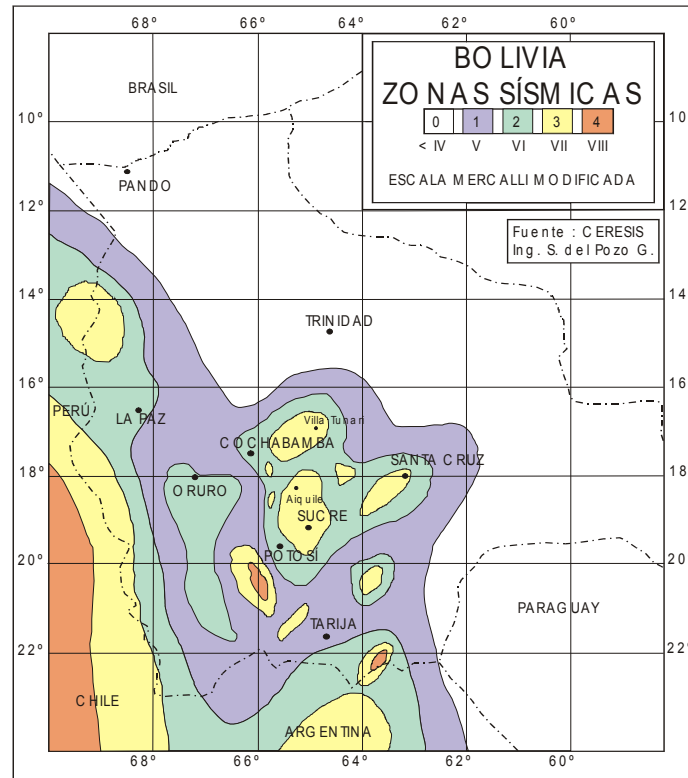
La norma AASHTO 2004 recomienda fundar 60 cm debajo de la línea de socavación.

2.4.3 ESTUDIO GEOLÓGICO

Estudio geotécnico con sondeos geofísicos y perforación de pozos en los ejes de los probables emplazamientos de la infraestructura, traducidos en perfiles geológicos con identificación de capas, espesores, tipos de suelos, clasificación, tamaño medio de sus partículas, dureza, profundidad de ubicación de la roca madre y todas sus características mecánicas. Igualmente deberá incorporarse en el estudio Geológico el material predominante del lecho del río, su tamaño medio, la variabilidad del lecho del río, la cota mas baja de este, sus tendencias de socavación, y finalmente un informe en el que debe recomendarse la cota y tipo de fundación.

Con respecto a la actividad sísmica, las investigaciones realizadas por el observatorio de San Calixto, institución que monitorea la actividad sísmica en nuestro territorio, señala que Bolivia es una región sísmica de intensidad moderada en las regiones del Valle de Cochabamba y en el norte de La Paz, pero a su vez, son zonas que tienen un gran riesgo sísmico por ser zonas pobladas y que cuentan con importantes construcciones civiles.

Gráfico 2.4.4.1



Distribución de zonas sísmicas en Bolivia

Sin embargo aunque el peligro potencial sísmico es muy alto en las zonas fronterizas con Chile y Perú, el riesgo sísmico es pequeño porque es una región que cuenta relativamente con pocos habitantes y carecen de construcciones o las que existen son pequeñas.

Gran parte del territorio de Tarija se encuentra en zona sísmica nivel 1, en la frontera de Bolivia y Paraguay el nivel es cero, en Yacuiba la zona sísmica es de 3 a 4.

2.5 PARTES CONSTITUTIVAS DE UN PUENTE

Las partes de los puentes en general se dividen en superestructura e infraestructura.

La superestructura está constituida en términos generales por vigas, diafragmas, tableros, aceras, postes, pasamanos, capa de rodadura, en fin todo elemento que se encuentra sobre los aparatos de apoyo y la infraestructura por los elementos de sustento como ser pilas y estribos.

Gráfico 2.5-1

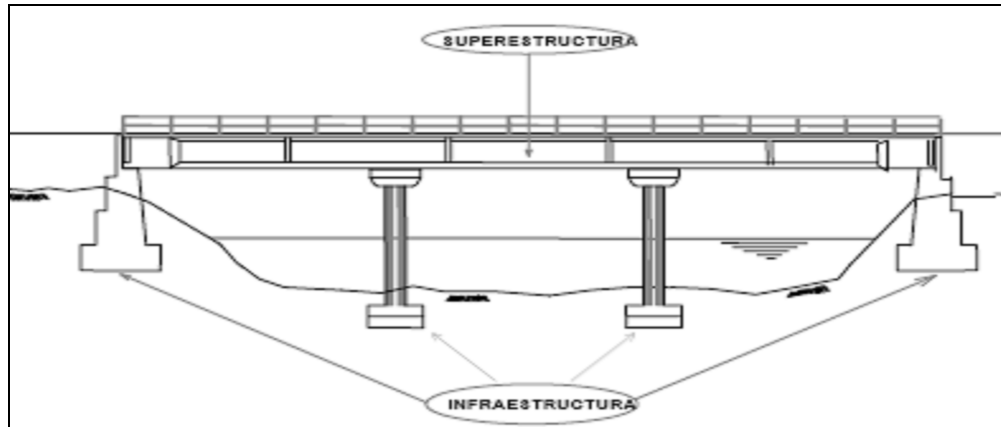
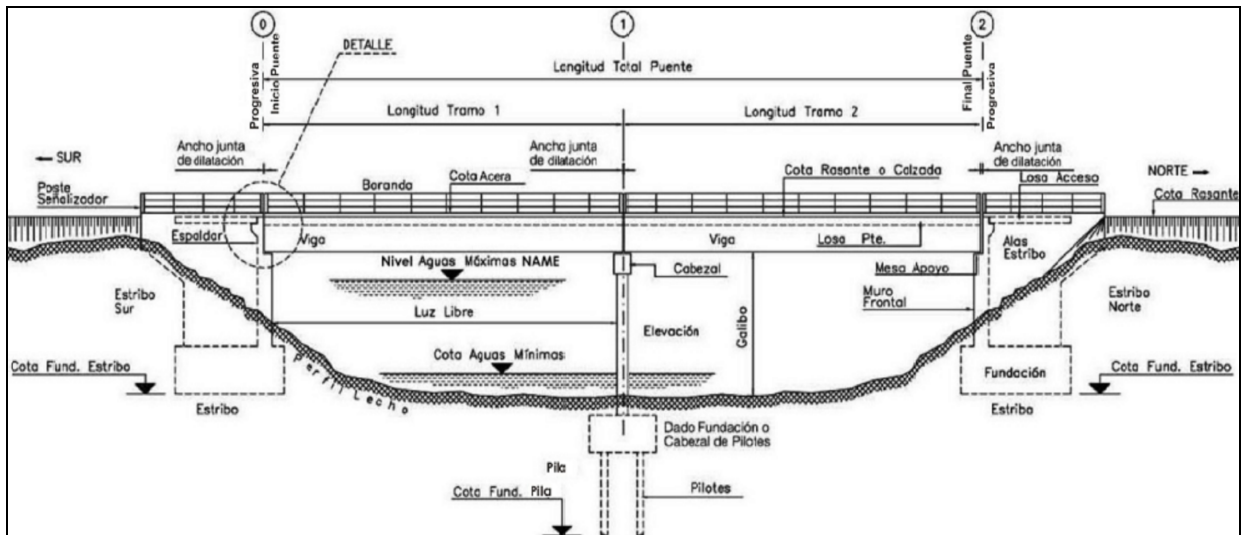


Gráfico 2.5-2



2.5.1 SUPERESTRUCTURA

2.5.1.1 BARANDADO

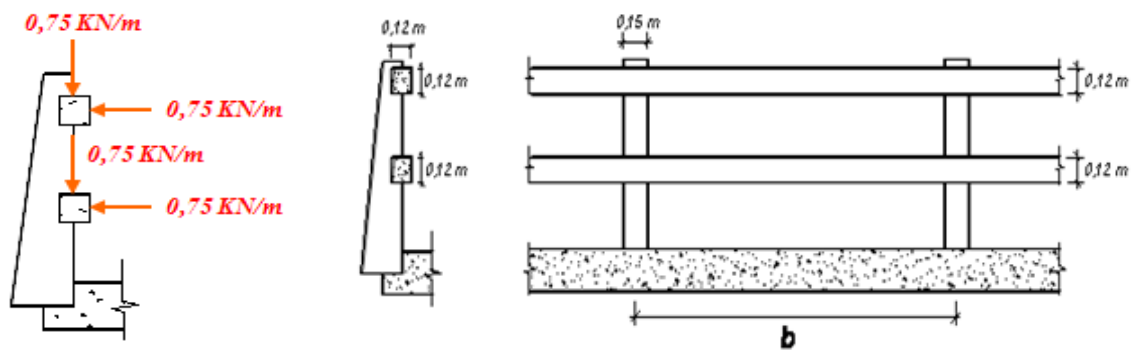
El propósito principal de las barandas para tráfico vehicular deberá ser contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura.

Se deberá demostrar que todas las barreras para tráfico vehicular, barandas para tráfico vehicular y barandas combinadas nuevas son estructural y geoméricamente resistentes al choque.

Al diseñar una baranda se deben considerar los siguientes factores:

- Protección de los ocupantes de un vehículo que impacta contra la barrera.
- Protección de otros vehículos próximos al lugar de impacto.
- Protección de las personas y propiedades que se encuentran en las carreteras y otras áreas debajo de la estructura,
- Posibles mejoras futuras de las barandas.
- Relación costo-beneficio de las barandas.
- Estética y visibilidad de los vehículos circulantes.

Gráfico 2.5.1.1.1



La altura mínima de las protecciones para peatones es de 1.060 m. si la baranda es solo para el uso vehicular la altura mínima es de 0.69m, según la norma AASHTO 2004.

En las barandas y los postes se deben disponer armaduras de corte y flexión que satisfagan los requerimientos especificados por la normativa AASHTO.

2.5.1.2 ACERA

La acera es el espacio en el puente destinado exclusivamente para el uso peatonal, las aceras pueden estar protegidas por barreras, o no. El ancho de la acera debe ser de preferencia del mismo de la acera de la carretera de acceso. La carga peatonal que se aplica

sobre la acera, según la normativa AASHTO 2004 debe ser de $3.6E-3$ MPa, si el puente es peatonal, o destinado al tráfico de bicicletas, la carga a distribuir sobre la acera es de $4.1E-3$ MPa.

La altura del cordón debe ser mayor a 15 cm, de preferencia la altura de este debe ser la misma que el del acceso, pero en caso de que la altura difiera, se debe proveer de una transición con una longitud de 20 veces el cambio de altura.

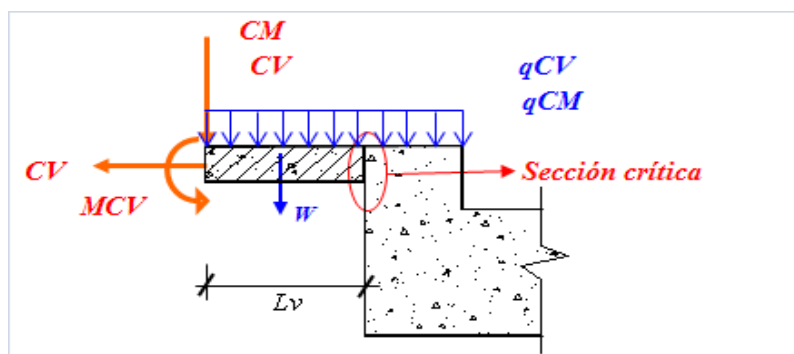
La acera peatonal debe de estar separada de la calzada, mediante un cordón barrera, una baranda para tráfico vehicular o una baranda combinada. Si el puente será la continuación de una autopista se debe proveer de una baranda para tráfico vehicular que separe la acera de la calzada.

Se analizan dos casos en el cálculo de resistencia de la vereda, uno cuando están las cargas muertas y todas las cargas de peatones. El otro caso es el producido por el descarrilamiento de un camión, esta carga se toma en cuenta si no existe una barrera antichoque que separe el tráfico vehicular del peatonal, se afecta a la vereda por una carga de 18 KN a 0.3m del borde de la acera, la armadura para la acera se calculará con la máxima sollicitación de ambos casos.

Caso A Cargas muertas y sobrecarga peatonal. Se analiza cuando actúan las cargas muertas del poste y barandado y la carga propia de la vereda, también se analizan las cargas vivas cuando actúan en el barandado y en la vereda producidas por los peatones.

La sección crítica donde se produce los esfuerzos solicitantes es en la frontera entre la vereda y el bordillo tal como se muestra en el gráfico:

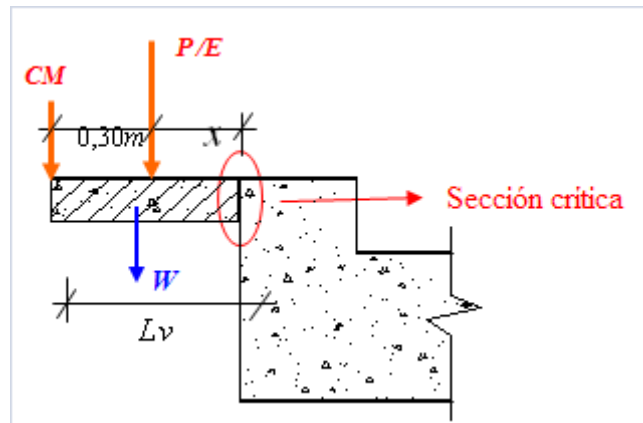
Gráfico 2.5.1.2.1



Caso B descarrilamiento del camión: Se analiza cuando actúan las cargas muertas del poste y barandado y la carga propia de la vereda, también se analiza la carga viva cuando actúa a 0,30 m del barandado y es producido por la carga de la rueda delantera.

Se debe calcular el ancho de faja E según 4.6.2.1.3 de AASHTO 2004:

Gráfico 2.5.1.2.2



2.5.1.3 BORDILLO

La función del bordillo es de brindar estabilidad a la vereda y unir ésta con la losa principal.

La altura del bordillo es generalmente la altura de la vereda más la altura de la losa principal. En puentes tipo losa la altura del bordillo es de mayor importancia, ya que además de soportar la vereda debe ser un elemento de refuerzo de la losa principal.

A los fines del diseño, la viga de borde ideal se deberá tomar como una faja de tablero de ancho reducido, más cualquier aumento de altura localizado o protuberancia similar que actúe como rigidizador del tablero. Se asumirá que las vigas de borde soportan una línea de ruedas y, cuando corresponda, una porción tributaria de la carga de carril de diseño.

2.5.1.4 RODADURA

La capa de rodadura debe ser dispuesta de una manera uniforme que permita a los vehículos desplazarse sin sobresaltos, mientras mejor sea el acabado del asfaltado menor será el efecto del impacto de las ruedas sobre la estructura.

La pavimentación de la superficie superior del puente y accesos debe ser realizada mediante el uso de pavimentos rígidos o flexibles. Se considerara en la elección del tipo de pavimento aspectos tales como la continuidad del pavimento en la carretera, facilidad de obtención de los materiales, disponibilidad de los equipos adecuados. El espesor del pavimento será definido en función al tráfico esperado en la vía.

2.5.1.5 TABLERO

El tablero transmite las cargas de vehículos a la estructura de soporte que pueden ser vigas, tirantes o directamente a las pilas y estribos. La mínima altura del tablero según la AASHTO 2004 es de 175 mm.

El momento máximo positivo o negativo en los puente losa-viga, debe encontrarse con ayuda de un programa computacional, haciendo circular uno o más camiones para obtener las solicitaciones máximas.

Con la ayuda de la tabla del anexo 4 de la normativa AASHTO 2004 también se pueden encontrar los momentos máximos y mínimos introduciendo la separación entre vigas.

El espaciamiento mínimo entre un eje del camión de diseño y el otro es de 1.8 m, mientras que la distancia mínima entre un eje y el bordillo es de 0.6.

Para el cálculo de la losa en voladizo se debe situar una de la ruedas del camión a 0.3m de la acera.

Cada armadura de momento máximo en las losas debe llevar su armadura de distribución en sentido transversal, esta viene dada por las siguientes ecuaciones:

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$D=1750/ S \quad 50 \text{ por ciento}$$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$D=3840/S \quad 67 \text{ por ciento}$$

Donde:

S= longitud efectiva en mm según el art. 9.7.2.3 de la normativa AASHTO 2004

D= porcentaje de la armadura principal destinada a usarse como armadura de distribución.

El tablero del puente y su acceso se deben diseñar para minimizar los efectos de la escorrentía, en la parte inferior de los tableros se deben colocar goteras a una distancia no mayor a 2.5m una de otra. El drenaje debe ser diseñado para poder evacuar la tormenta de diseño de la carretera, estos drenajes deben evacuar el agua a 10cm como mínimo debajo del elemento más bajo de la superestructura, deben estar dispuestos de manera que un cono de salpicadura de 45° no alcance a ningún elemento.

Es conveniente situar el tablero, tan alto como resulte práctico, para así minimizar el peligro de las crecidas.

2.5.1.6. VIGAS PRINCIPALES

Las vigas son los elementos de soporte de la superestructura además se encargan de resistir todos los esfuerzos producidos por el tránsito.

Es recomendable que tanto las vigas interiores como exteriores tengan la misma capacidad de carga.

Los esfuerzos máximos en la viga más solicitada se pueden hallar con ayuda de programas computacionales o usando el método propuesto por la norma AASHTO.

La tabla 4.6.2.2.2b-1 de la normativa AASHTO 2004 facilita el cálculo del momento máximo que resistirá la viga más solicitada usando factores de distribución, como los siguientes:

Para vigas interiores de hormigón y tablero de hormigón:

Un carril de diseño cargado:

$$0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Ll_g^3}\right)^{0,1}$$

Dos o más carriles de diseño cargados:

$$0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{Ll_g^3}\right)^{0,1}$$

Para vigas exteriores de hormigón y tablero de hormigón:

$$g = e g_{interior}$$

$$e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$$

$g_{interior}$ = es el factor de distribución para vigas interiores.

g = factor de distribución para vigas exteriores

e = coeficiente de mayoración.

d_e = espaciamiento efectivo entre vigas.

El factor de distribución que se usara será el que resulte mayor de ambos, generalmente es mayor el factor de distribución para vigas exteriores.

Este factor se aplica de la siguiente manera:

Se calcula el momento flector máximo que se producirá a lo largo del puente y que transmitirá a todas las vigas inferiores.

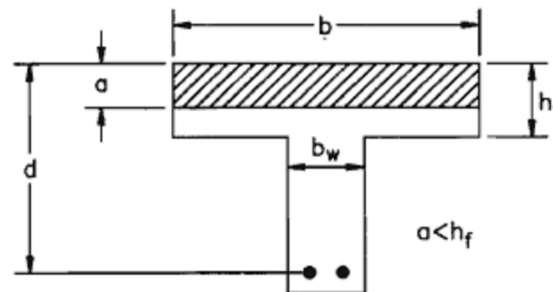
- El momento máximo por carga muerta se debe afectar por sus respectivos coeficientes de mayoración según la tabla 2.5.1-1 de la normativa AASHTO 2004.
- El momento máximo por carga viva se encuentra con ayuda del teorema de Barré y también se afecta por coeficiente de mayoración.
- Finalmente se multiplica el factor de distribución por el momento máximo total y el resultado es el momento que deberá resistir la viga más solicitada, todas las vigas principales del puente deberán resistir esta carga.

Para encontrar el cortante máximo que resistirá la viga más solicitada se puede aplicar de la misma manera el factor de distribución especificado en la tabla 4.6.2.2.3 de la normativa AASHTO 2004.

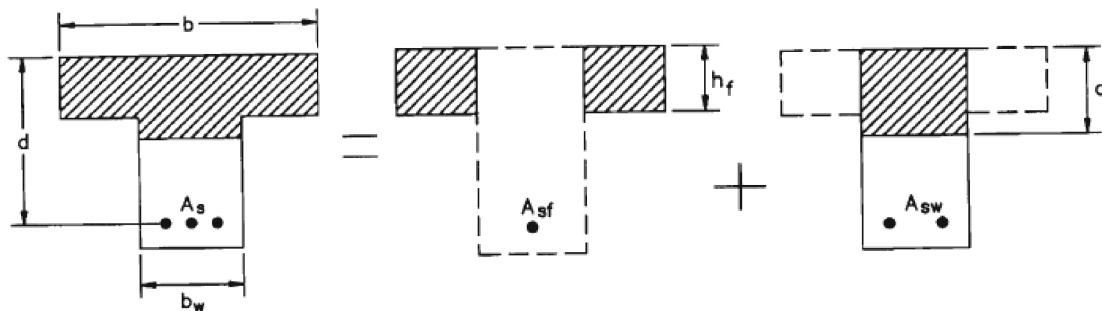
Las vigas de hormigón armado se diseñan como vigas T aprovechando una porción de la losa como ala de la viga, al ancho de la losa que funcionará como ala de la viga se denomina ancho efectivo ‘be’ y tiene una longitud menor o igual a:

- Un cuarto de la longitud de tramo efectiva
- 12,0 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semiancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor que resulte mayor.
- La separación promedio de las vigas adyacentes.

Si la altura del bloque de compresiones no sobrepasa la altura del ala se diseña la viga como una sola viga rectangular con un ancho efectivo ‘b’.



Por otra parte si la altura del bloque de compresiones es mayor que la altura del ala la viga se diseña como viga T y se debe considerar el ala y parte del alma por separado para luego sumar ambos y encontrar la resistencia a la compresión total de la pieza.



Para encontrar el cortante máximo que resistirá la viga más solicitada se puede aplicar de la misma manera el factor de distribución especificado en la tabla 4.6.2.2.3 de la normativa AASHTO 2004.

Si el puente es oblicuo y la oblicuidad es menor a 10° la normativa AASHTO 2004 permite reducir los momentos mediante factores de reducción especificados en la tabla 4.6.2.2.2.e-1 de la normativa AASHTO 2004.

En vigas con altura mayor a 0.9m, debe colocarse armadura de piel uniformemente distribuida en ambas caras laterales del elemento dentro de una distancia $h/2$ cercana a la cara de tracción, para evitar las fisuras que pueden aparecer por encima del talón inferior en tracción.

2.5.1.7 DIAFRAGMA

Son vigas transversales encargadas de dar rigidez a las vigas principales y permitir la adecuada distribución de las cargas, se calculan para resistir su peso propio y carga muerta. En algunos casos son vigas secundarias cuando van destinadas a transmitir las cargas a las vigas principales.

Los diafragmas se usan sobre los estribos, pilas y uniones articuladas, para resistir las fuerzas laterales y transmitir las cargas a los puntos de apoyo, los diafragmas intermedios se usan en sistemas curvos o cuando sea necesario proveer resistencia adicional, estos deben ser de preferencia macizos.

2.5.1.8 JUNTAS

Las juntas de dilatación son dispositivos que permiten los movimientos relativos entre dos partes de una estructura. Algunos proyectos de puentes interrumpen los tableros para cubrir requerimientos estructurales de diseño y construcción, para garantizar los movimientos geológicos como cambios de temperatura, efectos de retracción o flujo plástico, acortamientos por pretensado, cargas de tráfico, asentamientos diferenciales o tolerancias requeridas, compatibles con las condiciones de apoyo. En tales casos, en la estructura se

deben considerar movimientos permisibles que garanticen un desempeño adecuado para los diferentes estados límites de utilización del puente, donde el deterioro o la falla de las juntas pueden comprometer su seguridad.

Al calcular las juntas debe tomarse en cuenta que los elementos estructurales pueden perder sus respectivos recubrimientos al golpearse entre ellos. Por esto, cuando se diseñan detalles de juntas de puentes se procura hacer secciones reforzadas terminales llamadas guardacantos que van a proteger los laterales.

El movimiento de diseño total, Δ , para las juntas de expansión se deberá determinar como:

$$\Delta = L (T_{MáxDiseño} - T_{MinDiseño})$$

L = longitud de expansión (mm)

α = coeficiente de expansión térmica (mm/mm/°C)

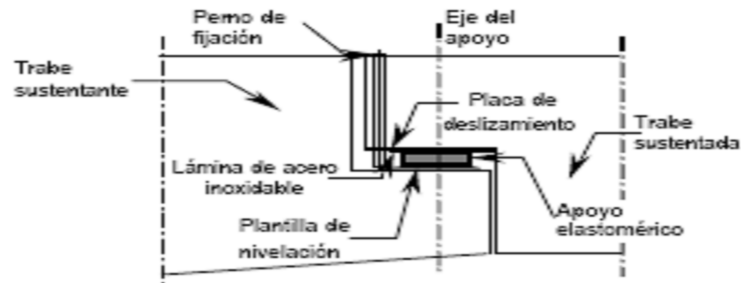
2.5.2 INFRAESTRUCTURA

2.5.2.1 APARATOS DE APOYO

Existen una gran variedad de apoyos, generalmente patentados, con distintas características y utilidades. Las funciones de los apoyos, además de transferir las fuerzas de la superestructura a la subestructura, son las de disipar y aislar los desplazamientos de traslación y rotación debido a expansión térmica, contracción por flujo plástico, deflexión en miembros estructurales, cargas dinámicas y vibraciones, entre otros.

Por su alta eficiencia para disipar los movimientos de traslación y rotación, estos dispositivos están siendo adoptados como una solución de aislamiento sísmico.

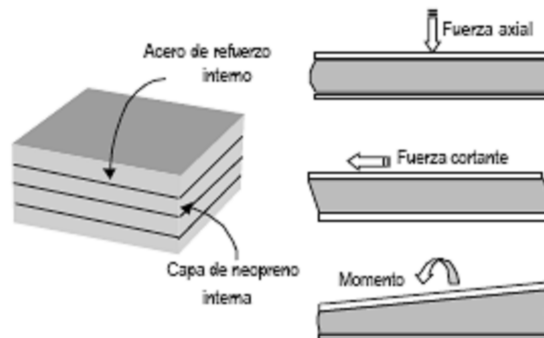
Gráfico 2.5.2.1



En la Figura se muestra una manera de apoyar las traves de un puente sobre otra trabe o sobre la sub-estructura. Estos apoyos se fabrican con materiales sintéticos con características de resistencia y flexibilidad que le permiten combinar rigidez y amortiguamiento en el mismo elemento.

Las ventajas del neopreno respecto al hule natural son su mejor comportamiento a baja temperatura, mayor resistencia a la acción del ozono y menor deterioro bajo condiciones ambientales. Aunque hay apoyos de neopreno sencillos, sin placas metálicas intercaladas, los más utilizados son los laminados conformados por varias placas de neopreno y acero estructural (como refuerzo interno) que se intercalan y vulcanizan entre sí.

Gráfico 2.5.2.1-2



La inclusión del refuerzo permite lograr una rigidez vertical alta, ya que las placas de acero disminuyen el efecto de pandeo en las caras laterales del elastómero, con lo cual es posible apoyar cargas estáticas de magnitud considerable con una deflexión mínima.

El movimiento de origen térmico total de diseño para un apoyo elastomérico, Δ , el cual no se desplazará durante el montaje, se deberá determinar según la fórmula 3.12.2.2a-1 de AASHTO 2004.

$$\Delta = 1,3 L (T_{\text{MáxDiseño}} - T_{\text{MinDiseño}})$$

L = longitud de expansión (mm)

α = coeficiente de expansión térmica (mm/mm/°C)

2.5.2.2 PILAS

Cuando el puente es muy largo se utilizan pilas como apoyos intermedios de la estructura.

Las pilas se proyectan para resistir las cargas muertas y vivas; las presiones del viento que actúen sobre la pila y la superestructura; las fuerzas debidas a la corriente del agua, al hielo y a cuerpos flotantes; así como las fuerzas longitudinales.

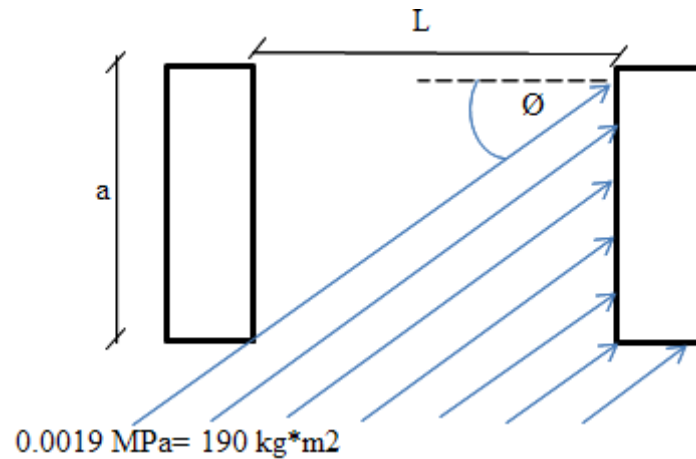
Si las pilas no sobrepasan los 5m, pueden construirse totalmente llenas a manera de muros por que dan estabilidad al puente e impiden la acumulación de ramas y basura, reduciendo de esta manera la socavación y el empuje de la corriente.

Cuando la pila es alta se aliviana su peso reduciendo su sección.

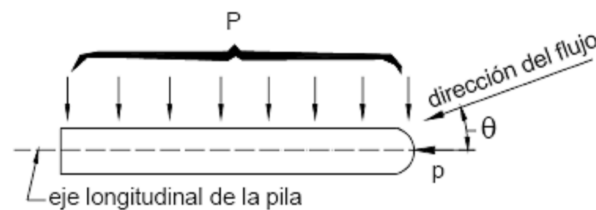
Además de resistir las fuerzas de la superestructura la pila debe ser diseñada para resistir las fuerzas eólicas e hidráulica.

Donde sea necesario, las pilas se protegen contra los efectos de la abrasión recubriéndolas con granito, ladrillos vitrificados, madera u otros materiales de protección adecuados, hasta una altura y límites donde no puedan causar daño los hielos o cuerpos flotantes.

La carga de viento horizontal en las pilas debe tener una presión de 0.0019 Mpa en la dirección más desfavorable:



También se deberá considerar las cargas hidráulicas que afectan a la pila, como se indicó en el inciso “cargas y factores de carga”.



2.5.2.3 ESTRIBOS

Los estribos se proyectan para resistir

- Los empujes laterales del suelo y las presiones hidrostáticas, incluyendo cualquier sobrecarga de suelo.
- El peso propio del estribo.
- Las cargas aplicadas por la superestructura del puente.
- Los efectos térmicos y la deformación por contracción.
- Las cargas sísmicas.

En el proyecto se debe analizar cualquier combinación de esas fuerzas que pueda producir la condición más desfavorable de carga.

En los estribos de mampostería o de concreto simple, la sección transversal se proporcionará adecuadamente, evitando los esfuerzos de tensión de los materiales.

Los materiales utilizados como relleno detrás de un muro de sostenimiento deberán ser granulares y permitir el libre drenaje.

Si se utilizan zapatas, a menos que se utilice un método más exacto, la proyección posterior se deberá diseñar como un voladizo soportado por el alma del estribo y cargado con la totalidad del peso del material superpuesto.

Se deberá proveer drenaje para los rellenos detrás de los estribos y muros de sostenimiento. Si no fuera posible proveer drenaje, el estribo o muro se deberá diseñar para las cargas debidas al empuje del suelo más la presión hidrostática total debida al agua en el relleno.

Para los cálculos de estabilidad se deberá despreciar la resistencia pasiva, a menos que la base del muro se extienda por debajo de la profundidad de máxima socavación, regiones potencialmente afectadas por ciclos de congelamiento y deshielo u otras perturbaciones. En este último caso sólo se deberá considerar efectiva la longitud embebida debajo de la mayor de estas profundidades.

Si para asegurar la adecuada estabilidad del muro se utiliza la resistencia pasiva, la resistencia pasiva calculada del suelo delante de los estribos y muros de sostenimiento convencionales deberá ser suficiente para impedir movimientos inaceptables del muro hacia delante.

Tanto los estribos como las pilas se diseñan para que estén del lado de la seguridad en lo que respecta al volteamiento alrededor de la arista frontal en el desplante del cimiento, al deslizamiento sobre la base del mismo y al aplastamiento del material del desplante en el punto de máxima presión.

La comprobación al vuelco es la relación entre los momentos estabilizantes y los desestabilizantes:

$$k_{\text{vuelco}} = \frac{\sum M_{\text{estabilizantes}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} \geq 2$$

La comprobación al deslizamiento es la relación entre las fuerzas estabilizantes y las desestabilizantes, mayormente la fuerza de rozamiento es la única fuerza que se opone al

deslizamiento de la estructura. En el caso de estribos de hormigón armado muchas veces la fuerza de rozamiento no es suficiente para resistir el empuje del terreno, en este caso se debe proveer de un dentellón en la zapata para resistir el deslizamiento.

$$k_{\text{deslizamiento}} = \frac{F_{\text{estabilizantes}}}{F_{\text{desestabilizantes}}} \cong \frac{F_r}{F_H} \geq 1.5$$

Para zapatas bajo muro continuo y fundación en suelo la normativa AASHTO 2004 en el artículo 11.6.3.2 indica que el esfuerzo máximo en la zapata es:

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e}$$

V = sumatoria de las fuerzas verticales mayoradas.

B= Base de la zapata.

e= excentricidad de la resultante.

Otra fórmula muy usada para distribución trapecial de esfuerzos bajo muro continuo es la siguiente:

$$\sigma = \frac{P}{a} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{a}\right)$$

P= Fuerzas verticales.

a= ancho de la zapata.

e= excentricidad de la resultante.

2.6 MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN

Cuando se habla de sistema se refiere a un conjunto de dispositivos que aplicados con alguna determinada tecnología que definen un método constructivo. Por ejemplo, un sistema de postesado, o bien un sistema de transporte y colocación de vigas prefabricadas mediante una viga de lanzamiento.

El método define el procedimiento en general, como ser hormigonado en sitio o prefabricado, pretensado o postesado, estos son métodos constructivos.

La clasificación general de los métodos constructivos es la siguiente: In situ, prefabricado y otros métodos.

In situ.- Ejecución de la estructura vaciando el hormigón fresco sobre un encofrado que aloja las armaduras, activas o pasivas que han sido previamente dispuestas. Es el método constructivo de estructuras de hormigón más antiguo. Desde el punto de vista de la ejecución de un puente, no siempre es aplicable, teniendo en cuenta que muchas veces se requiere el uso de puntales del encofrado (cimbra) que dependen del emplazamiento y de la geometría de la obra. Hoy en día se cuenta con sistemas de encofrados y cimbras metálicos que permiten lograr notables reducciones en los tiempos de montaje y menor costo por la posibilidad de reutilizar los mismos

Encofrado sobre cimbras fijas.- Es el sistema más antiguo para el encofrado, en los cuales se vierte el hormigón.

Las cimbras pueden ser de madera, aunque actualmente también se utilizan de metal.

Las cimbras deben fundarse en forma confiable y la deformación producida por el peso del hormigón debe ser previamente compensada con las contraflechas adecuadas.

Encofrado con cimbras desplazables.- Este tipo de encofrado resulta ventajoso cuando deben construirse más de tres tramos de puente de la misma sección transversal. En ese caso se hormigona un tramo de puente por vez, una vez terminado cada tramo se desciende el encofrado con su cimbra y se lo traslada hasta el tramo siguiente.

Este procedimiento se lleva a cabo si el terreno es más o menos plano, los suelos tienen la suficiente capacidad portante y el puente no está situado a mucha altura sobre el terreno.

Los encofrados para ser trasladados deben ser despegados con ayuda de gatos hidráulicos o a tornillo.

Hormigonado sobre cimbras.- las cimbras son generalmente dimensionadas con economía, aprovechando su capacidad portante y en consecuencia, se deforman bajo las pesadas cargas del hormigón.

Pero el hormigón es sensible a estas deformaciones y se fisura con facilidad. Por ello, es necesario tomar algunos recaudos:

- Cálculo previo de deformaciones y ejecución con la correspondiente contraflecha.
- División del proceso de hormigonado en sectores en forma tal que hayan terminado las deformaciones de los sectores de la cimbra antes de que comience el fraguado del hormigón.
- Cierre de las juntas entre diferentes sectores de hormigonado o unión a tramos ya endurecidos, siempre únicamente después de la deformación del tramo de cimbra que soporta el nuevo sector.
- Evitar la exposición de los montantes de acero altos, a radiaciones solares intensas, por las posibles deformaciones térmicas.

Construcción por voladizos sucesivos con hormigonado in situ.- El método consiste en construir la superestructura a partir de las pilas o pilones, agregando tramos parciales que se sostienen al tramo anterior. Esta maniobra se realiza de manera más o menos simétrica a partir de cada pilón, de manera que se mantenga equilibrado y no esté sometido a grandes momentos capaces de provocar su vuelco.

Puede utilizarse en puentes construidos con cualquier material, aunque lo común es que se reserve para puentes viga de sección hueca construidos en hormigón postensado, en los cuales las secciones parciales se construyen In-situ (en el sitio) mediante la técnica de encofrado deslizante o se construyen como dovelas prefabricadas que se llevan a su sitio mediante grúas de gran porte.

Para la estabilidad del proceso constructivo es necesario un empotramiento seguro de los brazos en voladizo en el pilar inicial, o mediante puntales auxiliares en su cimiento.

Prefabricación.- En este método constructivo las partes estructurales o la estructura completa son elaboradas en un lugar distinto al de emplazamiento del puente. Se pueden eliminar costosos apuntalamientos, cimbras y sortear obstáculos para la obra. Como contrapartida, se requieren equipamientos auxiliares para el transporte, izaje y colocación. En la actualidad, la tecnología aplicada a estos equipos ha permitido lograr notables avances en cuanto a las magnitudes de premoldeo.

Por tanto, en función del alcance de la prefabricación en la construcción del puente, se podrá definir:

- Prefabricación Parcial (vigas, dovelas, losetas, defensas, etc.)
- Prefabricación Total

Elementos prefabricados que cubren un tramo entero.- La construcción de puentes con elementos prefabricados es económica, tan pronto como sea necesario construir puentes con muchos tramos iguales o muchos puentes según un mismo proyecto-tipo y se disponga de elementos elevadores, medios y vías de transporte adecuadas, o bien se pueda amortizar en obra.

Sin embargo, la regla es la subdivisión del ancho del puente en franjas longitudinales (para el caso de las losas), o en vigas principales longitudinales, unidas por juntas de hormigón “in situ”. Para reducir el peso del montaje, las losas de tablero pueden no prefabricarse, total o parcialmente y ejecutarse posteriormente con hormigón “in situ”.

Para el caso de grandes puentes es conveniente instalar una fábrica temporaria.

El sistema constructivo “Schreck” se formó en 1970, desde entonces se obtuvieron ventajas económicas por el hecho de fabricar en su lugar definitivo de las vigas individuales de sección en T con encofrados de acero en voladizo, calefaccionables. Para el desplazamiento lateral de las vigas para el encofrado y las plataformas de trabajo, se utilizan dos grúas pórtico ubicadas sobre pilares. Diariamente se hormigona una viga. La losa del tablero se hormigona sobre un encofrado deslizante en el tramo anterior.

Dovelas.- En este método se subdividen las vigas en sentido transversal, es especialmente utilizado en vigas cajón.

La longitud de cada dovela es de 3 a 8 m, según se disponga de medios de transporte o de elevación. En general las dovelas se suspenden de vigas reticuladas de acero, o son colocadas sobre este tipo de vigas, hasta que puedan ser reunidas en sentido longitudinal, mediante tensores enhebrados y obtener su propia capacidad portante. Si la fábrica de campaña es eficiente se puede obtener un rápido progreso de la obra.

El problema de este procedimiento reside en las juntas. Por regla general se renuncia a una armadura longitudinal en las juntas porque esta sería molesta al utilizar el prefabricado y obligaría a dejar un empalme de 50 cm de ancho a rellenar “in situ”. Además, en realidad no se alcanzará la seguridad a la rotura calculada en forma usual, porque la adherencia establecida por inyección de mortero de cemento es deficiente.

• **Otros**

Se agrupan aquí métodos constructivos especiales, que en algunos casos combinan las características de los anteriores.

Es el caso de los tableros de puentes "Empujados". Son estructuras hormigonadas en sitio, pero posteriormente trasladadas a una posición definitiva distinta de la de su elaboración.

En otros casos, se trata de los puentes "Rotados" y "Desplazados". Luego de construidos en una determinada posición, son rotados o trasladados a su posición definitiva.

Los factores que inciden en la selección del método constructivo a utilizar son los siguientes:

- Tipo de obstáculo a salvar
- Magnitud de la obra
 - Volumen
 - Repetitividad
 - Geometría
- Emplazamiento de la obra
 - Distancia a centros de producción o abastecimiento
 - Accesibilidad
- Equipamiento disponible
 - Medios de transporte, izaje y montaje

CAPÍTULO III INGENIERÍA DEL PROYECTO

En esta sección se mostrará de forma resumida los cálculos y resultados de todos los elementos del puente. Los cálculos completos se encuentran en los anexos:

3.1 DATOS DEL PUENTE

Luz del tramo	Lc =	42.0	[m]
Longitud de cálculo	Lc =	21.0	[m]
Ancho de la calzada (ABC de 7 a 8m)	bc =	7.2	[m]
Altura de vereda	a =	0.28	[m]
Cota mínima en la parte mas baja de las vigas:		2169.30	msnm
Cota del terreno en el fondo del rio:		2165	msnm
Altura mínima de la base de la viga al terreno:		4.3m	
Cota de la crecida máxima mas altura de seguridad:		2169.3	(4.3 m sobre el terreno)

Tipo de terreno: Suelo A-1-a mezclas bien graduadas con mucha piedra y también grava, arena y muy poco fino.

Características del cauce: divagante.

3.2. ALTERNATIVAS DEL PROYECTO

Las alternativas seleccionadas para el proyecto son puente de vigas simplemente apoyadas, puente pretensado, puente de vigas continuas, puente pórtico, puente cajón, continuo, puente atirantado y puente en arco.

Con el puente en arco se hubiera eliminado la pila central, pero fue descartado por que el terreno de fundación es arena gravosa, los puentes arco son recomendados cuando el

terreno de fundación es rocoso y la altura del puente es considerable, ésto tampoco se cumple en nuestro caso, la altura del puente es de 4.3 m.

Los puentes atirantados son ideales para vanos con longitud considerable, estos resultan económicos si se usan varios vanos mayores a los 150 m.

Los puentes tipo cajón, resultan económicos a partir de los 45m de longitud.

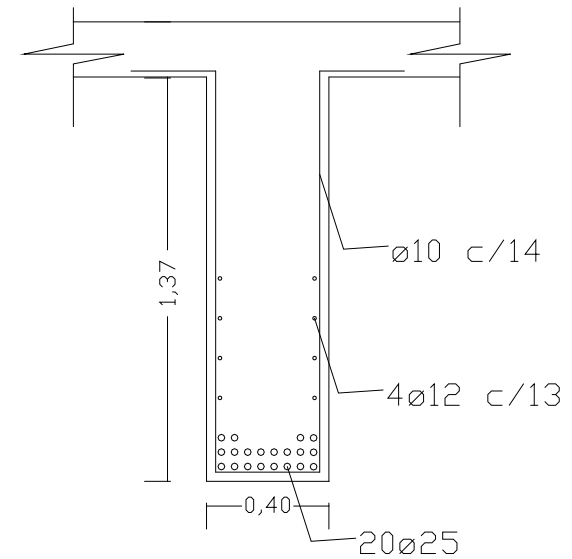
Los puentes de pórticos continuos tienen el defecto, de que por encontrarse toda la estructura unida como una sola pieza, si llega a fallar alguno de los elementos de soporte o transmisión de cargas, toda la estructura se hallará comprometida.

Las alternativas restantes se analizarán más profundamente:

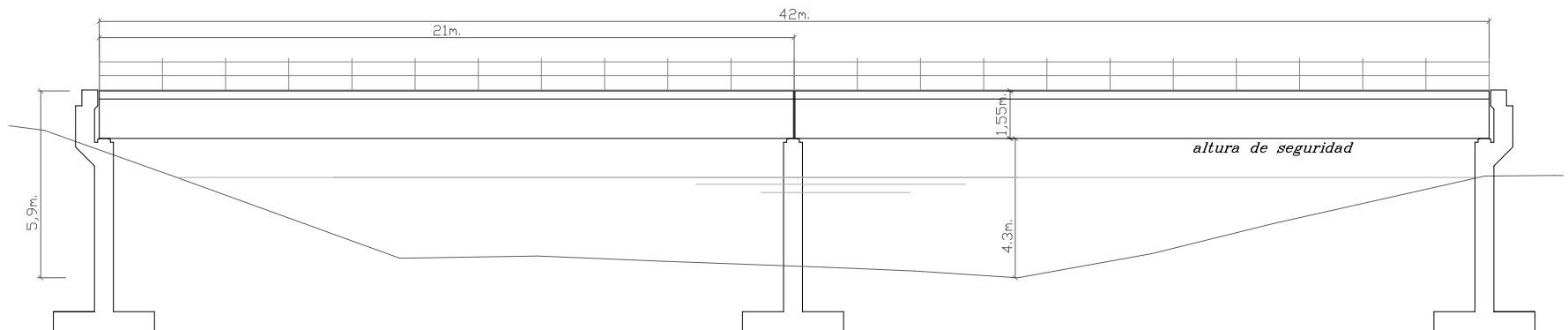
3.2.1 COMPARACION DE SECCIONES Y ARMADURA

4 VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS

Propiedades de la armadura	Propiedades del concreto
As flexión=101.5 cm ²	A sección=0.548 m ²
As mínima=20.5 cm ² , se usara la armadura de la losa	fc= 210kg/cm ²
As corte por metro= 9.89 cm ² /m	
As piel=3.14 cm ²	

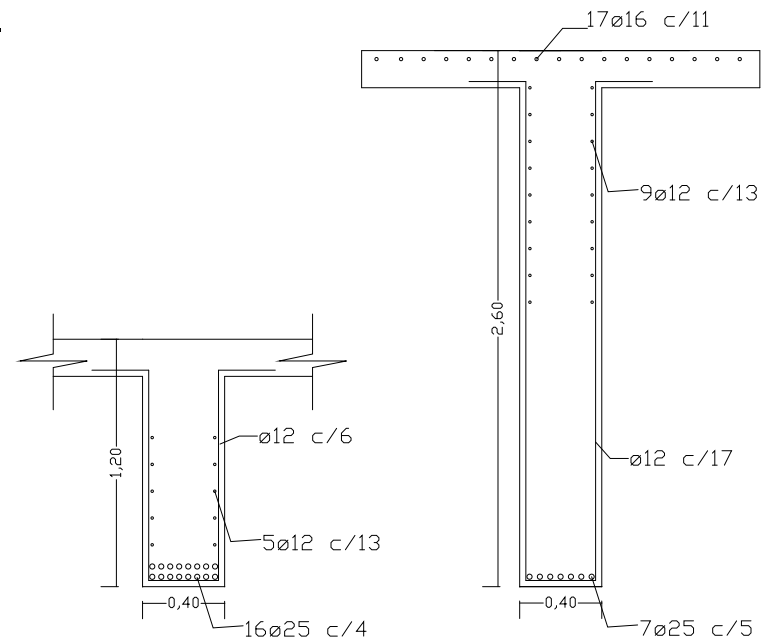


4 VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS



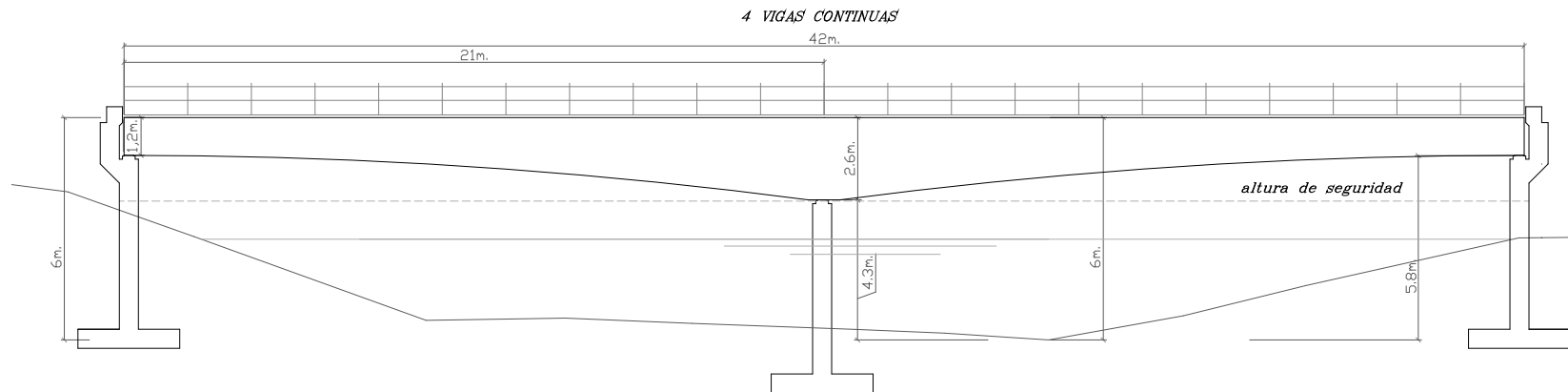
4 VIGAS CONTINUAS

Sección en M+	Sección en M-
As +=76.82cm ²	As -=36.87cm ²
As mínima + = 86.8 cm ² se usara la armadura de la losa	As mínima - = 34.32 cm ²
As corte por metro= 13.57 cm ² /m	As corte por metro= 5.65 cm ² /m
As piel=9.05 cm ²	As piel=4.01 cm ²
A sección=0.48 m ²	A sección=1.04 m ²
fc= 210 kg/cm ²	fc= 210 kg/cm ²



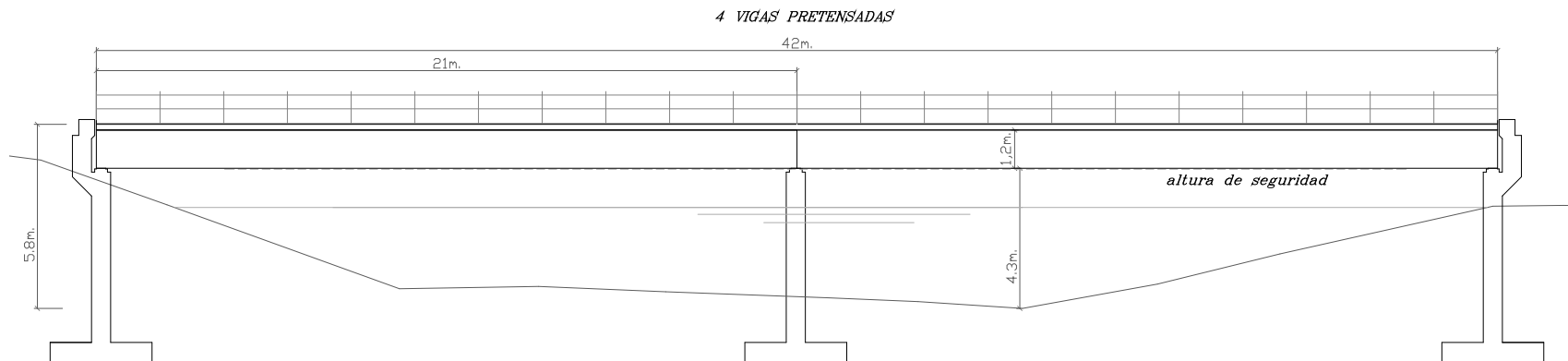
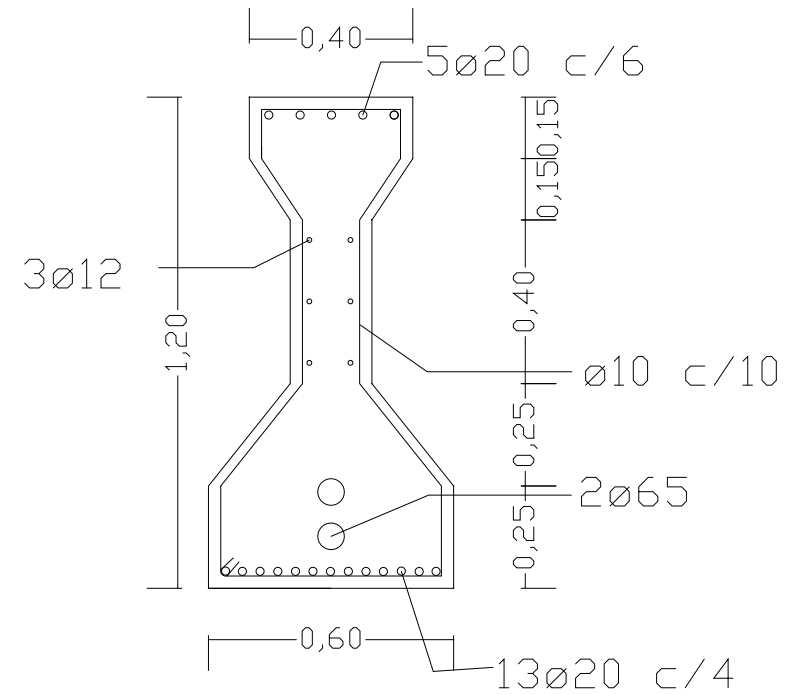
SECCION EN M+

SECCION EN M-



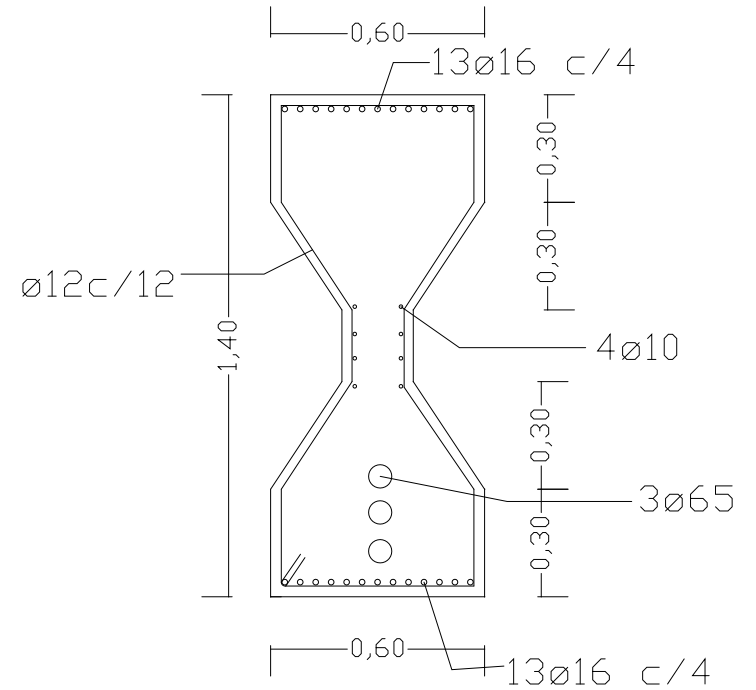
4 VIGAS PRETENSADAS

Propiedades de la armadura	Propiedades del concreto
As flexión=39.3cm ²	A sección=0.43 m ²
As mínima=15.84cm ²	fc= 350kg/cm ²
As corte por metro= 1.57 cm ² /m	
As piel=2.2 cm ²	
Fuerza de pretensado necesaria P=330 T	
No de torones=24	
No de vainas=2	

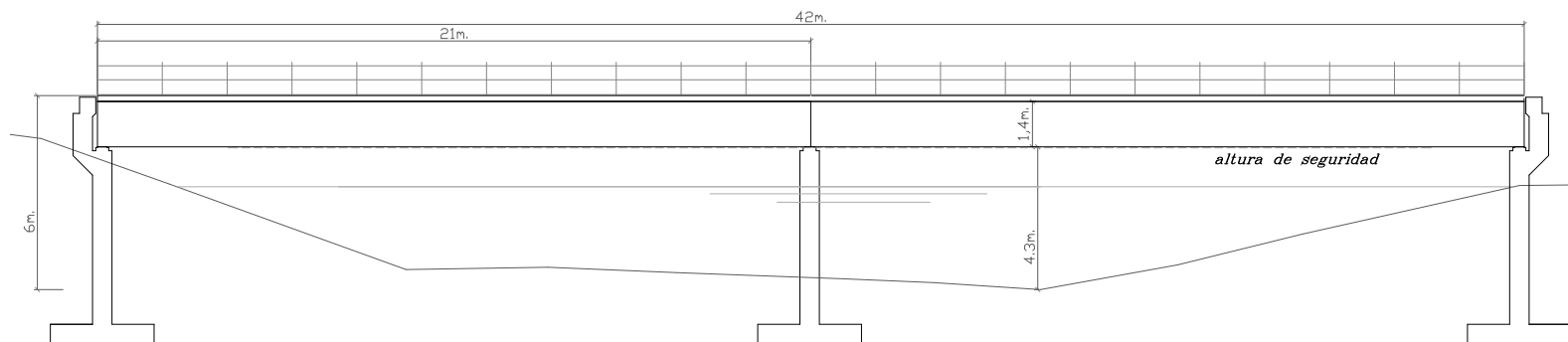


3 VIGAS PRETENSADAS

Propiedades de la armadura	Propiedades del concreto
As flexión=26.1cm ²	A sección=0.64 m ²
As mínima=27.72cm ²	fc= 350kg/cm ²
As corte por metro= 2.26 cm ² /m	
As piel=6.28cm ²	
Fuerza de pretensado necesaria P=450 T	
No de torones=36	
No de vainas=3	



3 VIGAS PRETENSADAS



3.2.2. COMPARACIÓN TÉCNICA

TIPO DE SUPERESTRUCTURA	VENTAJAS	DESVENTAJAS
4 VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS	<ul style="list-style-type: none"> • Es la menos costosa de todas las demás opciones. • No es necesaria la contratación de especialistas para su ejecución. • No es necesario realizar un control de calidad estricto. • No se necesitan aditivos ni maquinaria especial. 	<ul style="list-style-type: none"> • Se deberán realizar apuntalamientos de 4.3 m de altura. • El tiempo estimado de ejecución es mayor que si se usarían vigas pretensadas. • El encofrado resulta más costoso
4 VIGAS CONTÍNUAS	<ul style="list-style-type: none"> • No es necesario realizar un control de calidad estricto. • No se necesitan aditivos ni maquinaria especial. 	<ul style="list-style-type: none"> • Se deberá elevar el camino de acceso 2.9 m respecto al camino actual para que la parte más baja de la viga no sea alcanzada por la crecida máxima. • De todas las opciones analizadas, con la viga continua se necesitara más tiempo para su ejecución • El encofrado y armado de estas vigas resulta más costoso • Se deberán realizar apuntalamientos desde 2.5m hasta 5.2m de altura.
4 VIGAS PRETENSADAS	<ul style="list-style-type: none"> • Las vigas pretensadas pueden ser ejecutadas en un lugar adyacente a la obra, por lo tanto se necesitara menos encofrado • No se requerirá realizar apuntalamientos. 	<ul style="list-style-type: none"> • Aunque las vigas pretensadas no precisan ser apuntaladas, si es necesario el uso de maquinaria y materiales adicionales para su construcción. • Los materiales adicionales necesarios son aditivos para fluidificar el cemento y mejorar su resistencia, también es necesario el uso de cables de pretensado, vainas, cuñas y grasa • La maquinaria adicional son el gato de tesado y grúa para realizar el izaje. • Además es necesario hacer un control más riguroso en su construcción
3 VIGAS PRETENSADAS	<ul style="list-style-type: none"> • Se necesitaran construir menos vigas. • Su construcción es más rápida que todas las demás opciones. • No se requerirá realizar apuntalamientos y el encofrado será menos costoso. 	<ul style="list-style-type: none"> • El uso de 3 vigas pretensadas en una longitud de 21m resulta aun más costoso que el uso de 4 vigas pretensadas, ya que en esta se necesitaran 3 vainas por viga. • Se deberá usar mas hormigón para construir 3 vigas, que para construir 4 vigas más pequeñas que soportaran la misma carga. • Es la más costosa de todas las opciones

COMPARACIÓN DE COSTOS

4 VIGAS SIMPLEMETE APOYADAS	Descripción	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
		Bs.	Bs.	Bs.
	a.-Obras Preliminares	1 Glb.	33,701.41	33,701.41
	b.-Superestructura, tramo de 21 metros con 4 vigas de H°A° y losa de H°A° + viga de borde, aceras y barandado	2 tramos	38,8081.12	776,162.24
	c.- Estribos de hormigón armado	2 Estribos	1,019,543.716	2,039,087.43
	d.-Pilas de hormigón armado	1 pila	232,126.10	232,126.10
	e.- Camino de acceso (600m)	1Glb.	1,248,519.26	1,248,519.26
	f.- Obras complementarias	1 Glb.	268,179.19	268,179.19
	Total:			4,597,775.62
4 VIGAS CONTINUAS	Descripción	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
		Bs.	Bs.	Bs.
	a.-Obras Preliminares	1 Glb.	33,701.41	33,701.41
	b.-Superestructura, tramo de 42 metros con 4 vigas continuas y losa de H°A° + viga de borde, aceras y barandado	1 tramo continuo	503,122.04	893,999.35
	c.- Estribos de hormigón armado	2 Estribos	1,019,543.716	2,039,087.43
	d.-Pilas de hormigón armado	1 pila	232,126.10	232,126.10
	e.- Camino de acceso (600m)	1Glb.	1,248,519.26	1,248,519.26
	f.- Obras complementarias	1 Glb.	268,179.19	268,179.19
	Total:			4,715,612.73
4 VIGAS HoPo	Descripción	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
		Bs.	Bs.	Bs.
	a.-Obras Preliminares	1 Glb.	33,701.41	33,701.41
	b.-Superestructura, tramo de 21 metros con 4 vigas de H°P° y losa de H°A° + viga de borde, aceras y barandado	2 tramos	545,707.805	1,091,415.61
	c.- Estribos de hormigón armado	2 Estribos	1,019,543.716	2,039,087.43
	d.-Pilas de hormigón armado	1 pila	232,126.10	232,126.10
	e.- Camino de acceso (600m)	1Glb.	1,248,519.26	1,248,519.26
	f.- Obras complementarias	1 Glb.	268,179.19	268,179.19
	Total:			4,913,028.99
3 VIGAS HoPo	Descripción	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
		Bs.	Bs.	Bs.
	a.-Obras Preliminares	1 Glb.	33,701.41	33,701.41
	b.-Superestructura, tramo de 21 metros con 3 vigas de H°P° y losa de H°A° + viga de borde, aceras y barandado	2 tramos	593,897.51	1,187,795.02
	c.- Estribos de hormigón armado	2 Estribos	1,019,543.716	2,039,087.43
	d.-Pilas de hormigón armado	1 pila	232,126.10	232,126.10
	e.- Camino de acceso (600m)	1Glb.	1,248,519.26	1,248,519.26
	f.- Obras complementarias	1 Glb.	268,179.19	268,179.19
	Total:			5,009,408.4

3.2.4. JUSTIFICACIÓN DE LA ALTERNATIVA ELEGIDA

La alternativa elegida es el puente de 4 vigas simplemente apoyadas de HoAo de 1.55m de altura por las siguientes razones:

3.2.4.1. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA

Como se indicó anteriormente al usar las vigas simplemente apoyadas, la cota de la crecida máxima más la altura de seguridad se hallará al ras de la base de la viga y la cota de la capa rasante se encuentra a 2170.85 m.

Si elevamos aun más el puente el costo de los caminos de acceso se incrementarían, por que será necesario incrementar el relleno, aspecto que no será compensado con el material extraído en el corte realizado.

La alternativa de 4 vigas continuas requiere una altura de 2.6 m para momento negativo y 2 m para momento positivo, esto indica que se deberá elevar 1.2 m o más a toda la estructura para no ser afectada por la crecida máxima, es decir la altura desde del terreno a la base de la viga en su parte más alejada será de 5.7 y hasta la parte más cercana de la viga continua será de 4.3 m.

Esta altura es desfavorable ya que no solo encarecerá los caminos de acceso, la altura de los estribos y también la altura de los apuntalamientos ya que estos deberán alcanzar una altura de 5.7 m, lo que lo hace menos viable.

Además la forma curva del encofrado y armadura de las vigas continuas aumenta el tiempo y costo necesarios para su ejecución.

La alternativa más viable desde el punto de vista técnico es la de 4 vigas simplemente apoyadas de hormigón armado.

3.2.4.2. JUSTIFICACIÓN ECONÓMICA

En las tablas de comparación de costos se observa que las 4 vigas simplemente apoyadas y la alternativa de 4 vigas continuas son las opciones más económicas.

Ambas tienen el mismo procedimiento constructivo, por lo que será necesaria aproximadamente la misma cantidad de apuntalamiento.

La viga continua tiene forma de arco en su base lo que encarece el tiempo y dinero necesarios para su ejecución.

Por lo tanto se asopta la alternativa más económica que es la de 4 vigas simplemente apoyadas y una pila central.

3.2.4.3. JUSTIFICACIÓN CONSTRUCTIVA

Las dos opciones más económicas tienen el mismo procedimiento constructivo in situ, por lo tanto se requerirá aproximadamente la misma cantidad de apuntalamiento.

Si elegimos la alternativa de 4 vigas continuas, se debe considerar que estas vigas presentan una forma de arco debida a la distribución de momentos, esto influye en el tiempo y costo del encofrado, de otra manera las vigas simplemente apoyadas son rectas y de más fácil ejecución.

Las vigas pretensadas requieren mucho cuidado para su ejecución, lo que no siempre es posible en lugares muy alejados de la ciudad, como es el caso de la comunidad de Carlazo, distante a 50 km de la ciudad y 15 km de la carretera al Chaco, la localidad no posee electricidad ni agua potable continua. También cabe resaltar que se necesita de maquinaria especial para su construcción como gato hidráulico y grúa para su izaje.

La alternativa seleccionada es la de 4 vigas simplemente apoyadas de hormigón armado.

3.3. ESTUDIOS PRELIMINARES

3.3.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

El día 3 de agosto del 2008 a las 6:00 am nos dirigimos a la localidad de Carlazo para realizar el levantamiento de la zona, se hicieron 3 estaciones que son las siguientes:

EST1:	S 21°26'48.687"	O 64°28'27.356"
EST2:	S 21°26'49.852"	O 64°28'32.896"
EST3:	S 21°26'52.457"	O 64°28'38.943"

El levantamiento topográfico se encuentra en los planos anexos.

3.3.2. ANÁLISIS DE SUELOS

Se cavaron 2 calicatas en cada uno de los estribos y se obtuvieron los siguientes resultados:

	clasificación AASHO	clasificación SUCS	Resistencia admisible
Pozo Este	suelo A-1-a	GW	4.0 kg/cm2
Pozo Oeste	suelo A-1-a	SW	3.7 kg/cm2

Para el cálculo se uso el menor valor de resistencia admisible.

3.3.3. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Con las alturas de precipitación máximas anuales, obtenidas del SENAMHI se encontró la intensidad máxima para un periodo de retorno de 500 años.

Usando el mapa cartográfico de Carlazo y otras provincias se encontraron datos geométricos de la cuenca, como ser pendiente media, Área, perímetro, etc.

Los datos y resultados que se obtuvieron del análisis hidrológico son:

Datos de la cuenca:

Intensidad de la lluvia en la cuenca	I = 73.3 mm/h
Pendiente media de la cuenca	S = 6 %
Área de la cuenca	A = 80.3073066 Km ²
Caudal del río	Q= 442 m ³ /s

$$Q = \frac{1}{n} * R^{2/3} * S^{1/2} * A \qquad V = \frac{Q}{A}$$

Se debe interpolar con ayuda del caudal hasta obtener el tirante del río y el área en la sección de interés. Se encontró que:

Área de la sección del río.	As= 84.2 m ²
Velocidad	V= 5.26 m/s
Tirante máximo.	Y= 3.1 m
Altura de seguridad adoptada.	Hs= 1.2 m

Se usaron 4 fórmulas para encontrar la socavación del río, una de ellas es la de Froehlich:

$$d_s = 0.32K_f(a)^{0.62} h^{0.47} F_r^{0.22} D_{50}^{-0.09} + a$$

Los resultados de las 4 ecuaciones fueron similares, se adoptó el valor máximo de éstas que es:

$$ds = 2.99 \text{ m}$$

La normativa AASHTO 2004, recomienda fundar 0.6 m debajo de la línea de socavación.

Con estos datos se obtienen las siguientes cotas:

Cota del lecho del río:	2165.000 msnm
Cota mínima a la superestructura:	2169.300 msnm
Cota máxima de fundación:	2161.400 msnm

3.4. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

3.4.1. Predimensionamiento.- Se procedió al predimensionamiento de la superestructura, basado en los siguientes criterios:

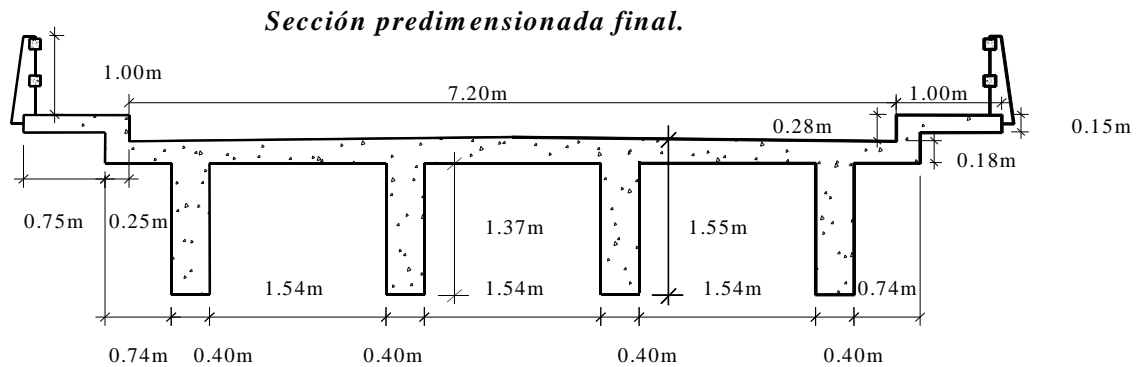
La norma AASHTO 2004 en el artículo 9,7,1,1 indica que la altura mínima para una losa es de 17,5 cm, se adoptó 18 cm de espesor.

La altura mínima según la norma es $h=L/10$, se adoptó 15 cm.

La altura mínima para vigas es $0.07 \times L$, esto da un valor de 1.47 m, se adoptó 1.55 m.

Con la ayuda de la fracción de carga se obtuvo la separación de las vigas.

La estructura predimensionada es la siguiente:



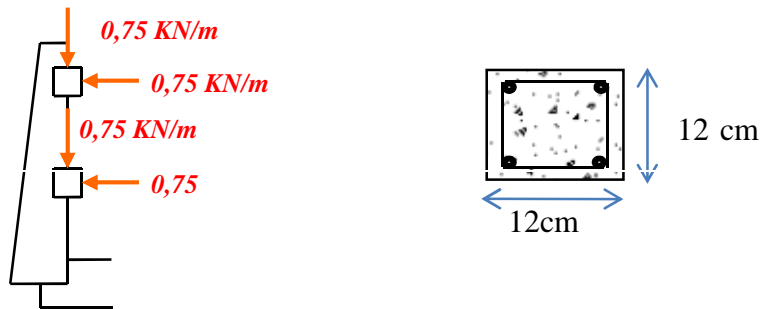
3.4.2. Pasamanos.-Para el cálculo de los pasamanos se debe aplicar una carga viva de:

$$Q_v = 0.75 \text{ KN/m.}$$

Espaciamiento entre postes es: $e = 2\text{m.}$

La sollicitación a flexión es: $M_u = 7186.54434 \text{ kg-cm}$

La sollicitación a corte es: $V_u = 180 \text{ kg}$



La armadura calculada: $A_s = 0.20\text{cm}^2$

La armadura mínima: $A_{mín} = 0.48\text{cm}^2$

Se usará: $2 \text{ } \varnothing \text{ 6 mm}$

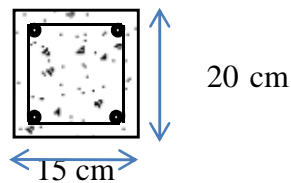
La armadura por construcción es: $2 \text{ } \varnothing \text{ 6 mm}$

La armadura necesaria a corte es: $\varnothing \text{ 6 mm C/ 10 cm}$

3.4.3. Poste.-Al poste se transfieren las cargas del pasamanos.

La sollicitación a flexión es: $M_u = 36123.8532 \text{ kg-cm}$

La sollicitación a corte es: $V_u = 535.168196 \text{ kg}$



La armadura calculada a flexión: $A_s = 0.56 \text{ cm}^2$

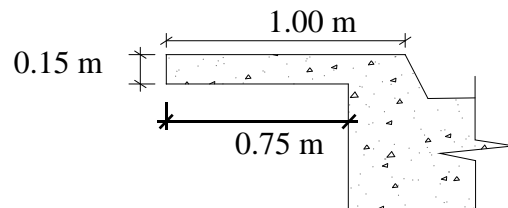
La armadura mínima a flexión: $A_{mín} = 0.99 \text{ cm}^2$

Se usará: $2 \ \phi \ 10 \text{ mm}$

La armadura por construcción es: $2 \ \phi \ 10 \text{ mm}$

La armadura necesaria a corte es: $\phi \ 6 \text{ mm} \ C/10 \text{ cm}$

3.4.4. Vereda.- En la vereda, como se indica, se analizaron los casos descarrilamiento del camión de diseño y carga peatonal.



Se encontraron las siguientes solicitaciones:

Momento por peso propio y sobrecarga peatonal. $M_u = 958.71 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Momento por descarrilamiento de camión de diseño. $M_u = 1474.80 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Se toma el mayor de ambos. La armadura por flexión es:

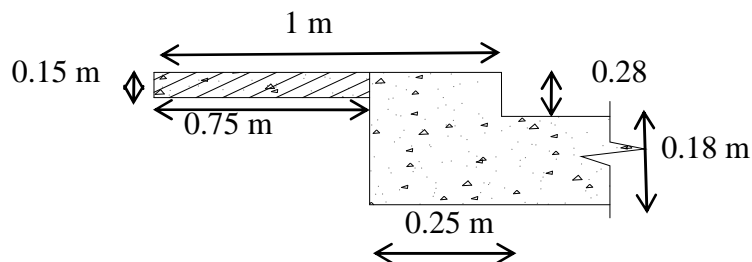
$$A_s = 3.40 \text{ cm}^2 > A_{s\text{min}} = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$7 \ \phi \ 8 \text{ mm} \ C/14 \text{ cm}$$

La armadura de distribución para la armadura en flexión.

$$A_{s \text{ distr.}} = 1.70 \text{ cm}^2 \quad \text{usar} \quad 4 \ \phi \ 8 \text{ mm} \ C/23 \text{ cm}$$

3.4.5. Bordillo.- Se analizaron 3 casos.



El Ing . Hugo Belmonte propone en su libro la siguiente ecuación, para determinar el momento flector que debe resistir el bordillo.

$$M_{LL} = 0.1 \cdot P \cdot L = 1173 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$L = \text{Separación efectiva entre diafragmas} = 6.7 \text{ m}$$

P= Carga en una rueda delantera= 1750 kg

MDC= Momento por elementos y accesorios = 3675 kg·m

Mu= 7323 kg·m

La armadura usada: $A_{smin} = 3.8 \text{ cm}^2 < A_s = 4.89 \text{ cm}^2$

Se distribuye la armadura de la siguiente manera: 3 \varnothing 16 mm

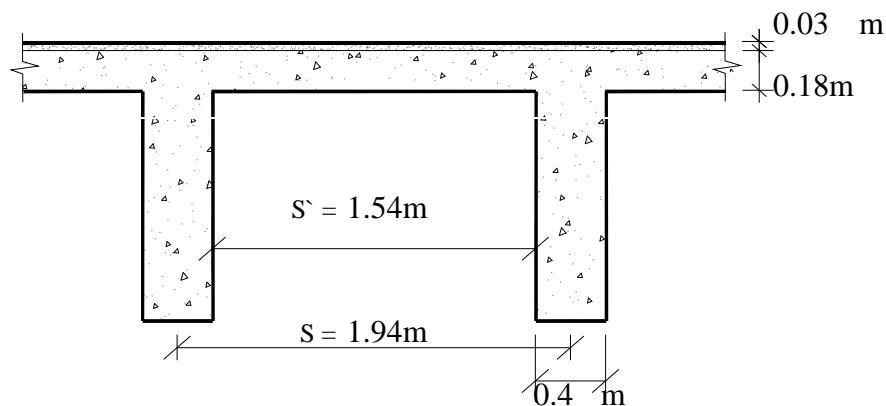
En la parte superior de la viga se coloco armadura mínima: 2 \varnothing 16 mm

Según el artículo 4.6.2.1.4 de AASHTO se debe cacula el bordillo para que soporte una lin de ruedas del camion de diseño:

La fuerza cortante ultima es la siguiente: $V_u = 25661.7397 \text{ kg}$

La armadura a corte para esta solicitudión es: \varnothing 8 mm C/ 8 cm

3.4.6. Losa del puente.- Los momentos y cortantes últimos de la losa se calcularon con ayuda del programa SAP 2000.



Momento último negativo: $M_{u-} = 4606.6975 \text{ kg·m}$

La armadura calculada en la sección:

$A_{smin} = 3.24 \text{ cm}^2 < A_s = 8.97 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ máx.}} = 23.89 \text{ cm}^2$

Se usaron: 8 \varnothing 12 mm C/ 14 cm

Según la norma AASHTO en el artículo 9.7.3.2, perpendicular a la armadura principal se debe colocar armadura de distribución.

Armadura de distribución: $A_{sdistr} = 6.01 \text{ cm}^2$

Se usaron: 6 \varnothing 12 mm C/ 20 cm

Momento último positivo: $M_{u+} = 5664.6 \text{ kg·m}$

La armadura calculada en la sección:

$$A_{smin} = 3.24 \text{ cm}^2 < A_s = 11.25 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ máx}} = 23.89 \text{ cm}^2$$

Se usaron: 10 \varnothing 12 mm C/ 11 cm

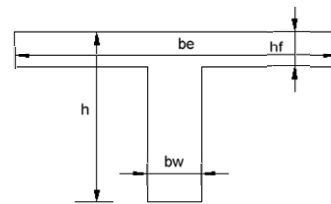
De la misma manera se debe colocar armadura perpendicular de distribución.

Armadura de distribución: $A_{sdistr} = 7.54 \text{ cm}^2$

Se usaron: 7 \varnothing 12 mm C/ 16 cm

3.4.7. Viga.- Es conveniente que la viga de la losa se diseñe como una viga T, para tomar en cuenta el área en compresión que aporta la losa, a la longitud del ala se la denomina ancho efectivo y es el menor de los siguientes valores:

$$\left. \begin{aligned} b_w + 12 \cdot h_f &= 2.56 \text{ [m]} \\ S &= 1.94 \text{ [m]} \\ L/4 &= 5.25 \text{ [m]} \end{aligned} \right\} b_e = 1.94 \text{ [m]}$$



Las solicitaciones máximas se calcularon de dos maneras.

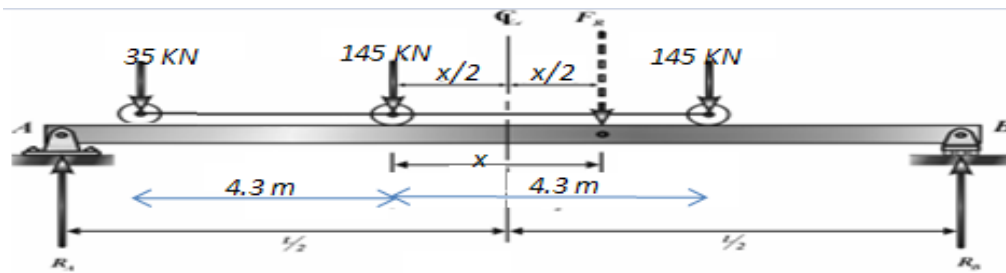
Una de las formas para encontrar las solicitaciones máximas es con ayuda de algún programa computacional, en este caso se usó el SAP 200 V.14 y se compararon los resultados con los obtenidos usando planillas Excel.

Con el programa SAP 2000 se puede hacer circular uno o más vehículos de diseño sobre el puente y arroja las solicitaciones máximas de cada elemento del puente.

El segundo método se realizó por medio de planillas Excel de esta manera:

Se sumó todos los elementos de la superestructura y se dividió entre el número de vigas, para encontrar el momento y cortante último.

La posición del camión para alcanzar el momento máximo en la viga simplemente apoyada se encontró usando el teorema de Barré que consiste en colocar la resultante del camión y el eje más cercano a la resultante a igual distancia del centro luz del puente:



El momento máximo se encuentra sobre el eje más cercano al centro luz del puente. Se debe multiplicar este valor por el factor de distribución para encontrar el efecto que tendrá en la viga más solicitada según 4.6.2.2.2 de AASHTO 2004:

Un carril de diseño cargado: $g1 = 0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lr_s^3}\right)^{0,1}$

Dos o más carriles de diseño cargados: $g2 = 0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{Lr_s^3}\right)^{0,1}$

El momento último debido a las cargas que afectan el puente, incluido el camión de diseño y la carga de carril especificada en 3.6.1.2.4 de AASHTO es la siguiente:

Para no prolongar la armadura más allá de donde ya no es necesaria, se dividió la viga de 21 m en 3 tramos, de 0 a 5 m, de 5 a 16 m y 16 a 21 m.

Para el tramo de 5 a 16 m se alcanzó los siguientes resultados:

- Momento último: $M_u = 521480.19 \text{ kg}\cdot\text{m}$
- Armadura necesaria: $A_s = 101 \text{ cm}^2$
- Armadura mínima: $A_{smin} = 20.5 \text{ cm}^2$
- Armadura máxima: $A_s = 450 \text{ cm}^2$
- Se dispone la armadura por flexión: $20 \phi 25 \text{ mm} \quad C/ 4.0 \text{ cm}$
- Cortante último en el tramo: $V_u = 64200 \text{ kg}$
- Armadura de corte: $A_v = 4.66 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Se dispone la armadura de corte: $\phi 10 \text{ mm} \quad c/ 30 \text{ cm}$
- La armadura de piel: $4 \phi 12 \text{ mm} \quad C/ 13 \text{ cm}$

Para el tramo de 0 a 5 m y 16 a 21 m se encontraron los siguientes resultados:

- Momento último: $M_u = 361900 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Armadura necesaria: $A_s = 69.4 \text{ cm}^2$

Se dispone la armadura por flexión: $14 \phi 25 \text{ mm } C/4.0 \text{ cm}$

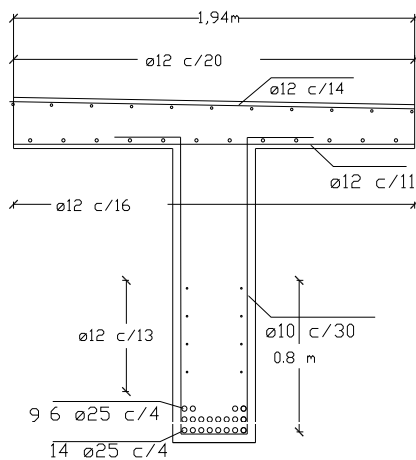
Para encontrar el cortante máximo debido al camión de diseño, se debe colocar el eje de 35 KN sobre uno de los apoyos.

Cortante último: $V_u = 96709.604 \text{ kg}$

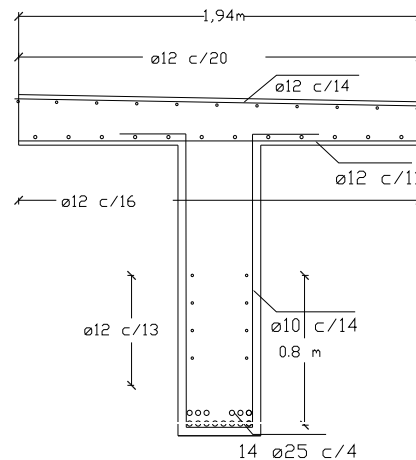
Armadura de corte: $A_v = 9.57 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se dispone la armadura de corte:

$\phi 10 \text{ mm } c/14.1 \text{ cm}$



Sección en el tramo 5 a 16 m.



Sección en el tramo 0 a 5 m y 16 a 21 m.

	Momentos [kg·m]			Cortantes [kg]		
	Excel	SAP 2000	% error	Excel	SAP	% error
El y accesorios	150463.0	145013.3	3.6	265.3	261	1.7
Rodadura	6697.7	6336.8	5.4	12.8	11	11.3
Q viva	4134.4	4092.3	1.0	7.9	8	1.7
Q peatonal	9922.5	9733.6	1.9	18.9	20	-3.7
Camión	130202.4	109405.1	16.0	187.3	184	1.5
carril	50284.6	40456.2	19.5	91.0	48	47.2
M último	613769.0	521480.2	15.0	992.7	967	2.6

3.4.7.1 Deflexiones en la viga

Resistencia del concreto: $f'_c = 21 \text{ MPa}$.

Peso específico del hormigón: $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3 = 2.50E-05 \text{ N/mm}^3$

Longitud $L = 21 \text{ m} = 21000 \text{ mm}$

Módulo elástico del acero: $E_s = 200000$ MPa.

CÁLCULO DE LA DEFLEXIÓN INMEDIATA EN LA ESTRUCTURA DEBIDO AL PESO PROPIO Y CARGAS MUERTAS

$$\gamma_{Ho} = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_{rod} = 22.5 \text{ KN/m}^3 \quad q = \text{carga}$$

Carga por elementos y accesorios: QDC= 25.3 KN/m

Carga por capa de rodadura QDW= 1.22 KN/m

$$Q_u = 33.4 \text{ KN/m} = 33.4 \text{ N/mm} = 3340 \text{ Kg/m}$$

El siguiente procedimiento está basado en los artículos 9.5.2.2 y 9.5.2.3 del código ACI-05.

Ig=inercia de la sección sin fisura= 0.1168 m⁴= 1.17E+11 mm⁴

c= distancia del eje neutro a la fibra extrema comprimida= 0.56 m= 563 mm

b=ancho del alma= 0.4 m

h=altura de la viga= 1.55 m

As=área del acero= 0.0101 m²

d=canto útil de la viga= 1.45 m

A's=área del refuerzo en compresión= 0

Ma = momento máximo no mayorado presente en el elemento en la etapa para la que se calcula la deflexión= 1178.7054 KN·m = 1178705391 N·mm

fr=módulo de ruptura del concreto

Mcr=momento de ruptura del concreto

yt=distancia desde el eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción, sin considerar el refuerzo= 0.91 m = 912 mm

n=Es/Ec= 9.29

$$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d - c)^2 + (n - 1)A'_s(c - d')^2 = 0.1 \text{ m}^4 = 9.7493E+10 \text{ mm}^4$$

$$f_r = 0.7\sqrt{f'_c} = 3.21 \text{ MPa.}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = 4.11E+08 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

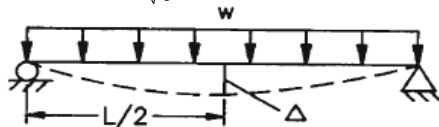
Inercia de la viga:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} = 9.83E+10 \text{ mm}^4 < I_g = 1.17E+11 \text{ mm}^4$$

$$I_e = 0.09831288 \text{ m}^4$$

Módulo elástico para la viga:

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'c} = 21538.1058 \text{ MPa} = 21538106 \text{ KN/m}^2$$



$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI} \quad i = 39.9 \text{ mm} = 0.040 \text{ m}$$

CALCULO DE LA DEFLEXIÓN A LARGO PLAZO EN LA ESTRUCTURA DEBIDO AL PESO PROPIO Y CARGAS MUERTAS.

La deflexión a largo plazo es provocada por el flujo plástico y retracción en elementos a compresión, para calcular la deflexión diferida se debe multiplicar la deflexión instantánea por el factor .

$$\Delta LP = \Delta i \cdot \lambda_{\Delta} \quad \lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

Cuantía del refuerzo en centro luz:

$$\rho' = \frac{A_s}{A_c} = 0.0113094$$

El valor de se obtiene de del articulo 9.5.2.5

considerando que las cargas actuaran mas de 5 años: = 2

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} = 1.28 \quad \longrightarrow \quad LP = 0.05103 \text{ m}$$

DEFLEXIÓN TOTAL DEBIDO AL PESO PROPIO Y CARGAS PERMANENTES

$$T = I + LP = 9.10 \text{ cm}$$

Por lo tanto se debe proveer una contraflecha en centro luz con magnitud igual a la deflexión esperada para contrarrestar su efecto.

DEFLEXIÓN DEBIDA A LAS CARGA VIVAS

Según la norma AASHTO 2004 en su artículo 2.5.2.6.2 la deflexión máxima permisible para vigas esta en función de la longitud:

$$\max = L/1000 = 0.021 \text{ m}$$

La deflexión máxima según el SAP 2000 es: 0.1484 m

En 3.6.1.3.2 de AASHTO 2005 se indica:

Si el Propietario invoca el criterio optativo referente a la deflexión por sobrecarga especificado en el Artículo 2.5.2.6.2, la deflexión se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La deflexión debida al camión de diseño solamente, o
- La deflexión debida al 25 por ciento del camión de diseño considerado juntamente con la carga del carril.

Deflexión debida al camión de diseño:

Según el artículo 3.6.1.1.2 si se utilizan los factores de distribución de 4.6.2.2 , para encontrar la deflexión las cargas se deberían dividir entre 1.2.:

$$P1 = 35 / 1.2 = 29.1666667 \text{ KN}$$

$$P2 = 145 / 1.2 = 120.8333333 \text{ KN}$$

$$P3 = 145 / 1.2 = 120.8333333 \text{ KN}$$

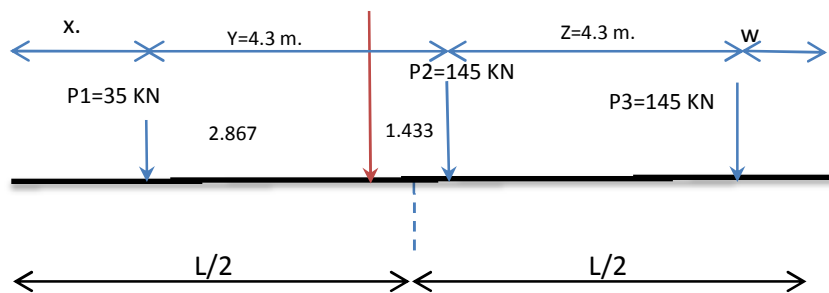
$$L = 21 \text{ m.}$$

$$W = 5.485 \text{ m.}$$

$$X = 6.915 \text{ m.}$$

$$Y = 4.3 \text{ m.}$$

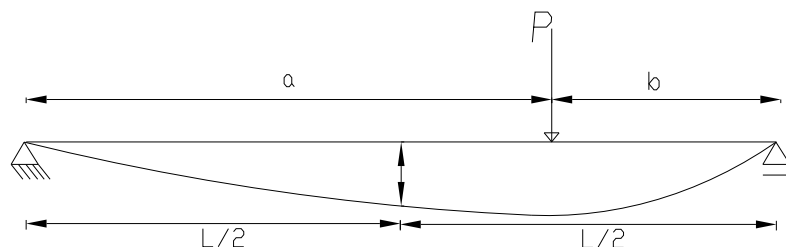
$$Z = 4.3 \text{ m.}$$



Para encontrar la deflexión máxima debida al camión tipo se colocara el camión en la posición del teorema de Barré.

La ecuación para encontrar la flecha en centro luz, debido a una carga puntual en cualquier posición en una viga simplemente apoyada en la viga es:

$$\Delta = \frac{P \cdot b}{48 \cdot E \cdot I} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot b^2)$$



Esta ecuación es aplicable para $a > b$.

Aplicando esta ecuación a cada una de las cargas:

- b1= 6.92 m 1= 0.0022 m
- b2= 9.79 m 2= 0.0109 m
- b3= 5.49 m 3= 0.0078 m

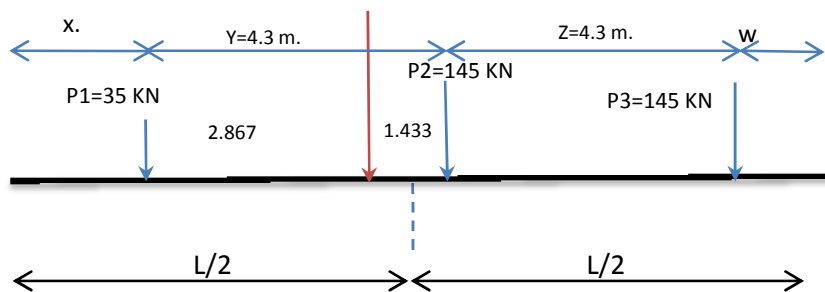
Por el principio de superposición, se suman las deflexiones en centro luz y se obtiene la deformación total:

$$T = 0.02090 \text{ m} < 0.0210 \text{ m} \text{ cumple.}$$

Deflexión debida al 25 % del camión de diseño y la carga de carril:

- P1= 0.25·35/1.2= 7.29 KN
- P2= 0.25·145/1.2= 30.2 KN
- P3= 0.25·145/1.2= 30.2 KN

- L= 21 m.
- W= 5.485 m.
- X= 6.915 m.
- Y= 4.3 m.
- Z= 4.3 m.



Para encontrar la deflexión máxima debida al camión tipo se colocara el camión en la posición del teorema de Barré.

La ecuación para encontrar la flecha en centro luz, debido a una carga puntual en cualquier posición en una viga simplemente apoyada en la viga es:

$$\Delta = \frac{P \cdot b}{48 \cdot E \cdot I} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot b^2)$$

Esta ecuación es aplicable para a>b.

Aplicando esta ecuación a cada una de las cargas:

- b1= 6.92 m 1= 0.0006 m
- b2= 9.79 m 2= 0.0027 m
- b3= 5.49 m 3= 0.002 m

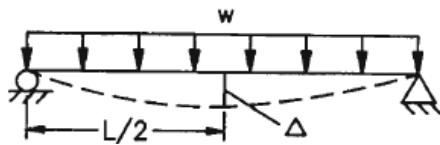
flexión debido a la carga de carril

$$I_e = 0.09831288 \text{ m}^4$$

Módulo elástico para la viga:

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} = 21538.1058 \text{ MPa} = 21538106 \text{ KN/m}^2$$

$$w = 9.5 \text{ KN/m} \cdot 0.25 = 2.325 \text{ KN/m} = 2.33 \text{ N/mm}$$



$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI} = 2.8 \text{ mm} = 0.003 \text{ m}$$

$$T = 1 + 2 + 3 + 4 = 0.008 \text{ m} < 0.0210 \text{ m} \text{ cumple.}$$

3.4.8. Diafragma.- Los diafragmas deben dar estabilidad lateral a las vigas y permitir la adecuada distribución de las cargas.

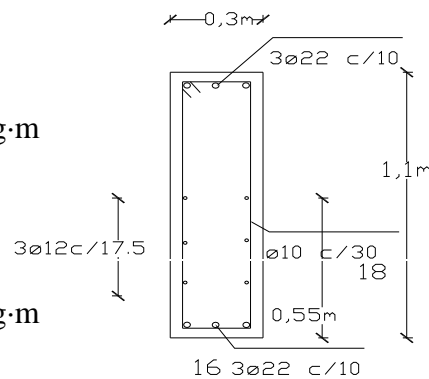
Momento último negativo: $M_{u-} = 2533 \text{ kg}\cdot\text{m}$

As necesaria: $A_s = 0.65 \text{ cm}^2$

As mínima: $A_s = 10.9 \text{ cm}^2$

Momento último positivo: $M_{u+} = 1092 \text{ kg}\cdot\text{m}$

As mínima: $A_s = 10.9 \text{ cm}^2$



Se debe colocar armadura mínima en ambas caras

$$3 \text{ } \phi \text{ } 22 \text{ mm}$$

Cortante último: $V = 6003 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$$3 \text{ } \phi \text{ } 10 \text{ mm } \text{ C/ } 30 \text{ cm}$$

Armadura de corte: $A_v = 4.58 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura de piel: $3 \text{ } \phi \text{ } 12 \text{ mm } \text{ C/ } 17.5 \text{ cm}$

3.4.9. Junta de dilatación.- Los resultados son los siguientes:

Longitud: $L = 21 \text{ m}$

Delta de temperatura: $T = 31 \text{ }^\circ\text{C}$

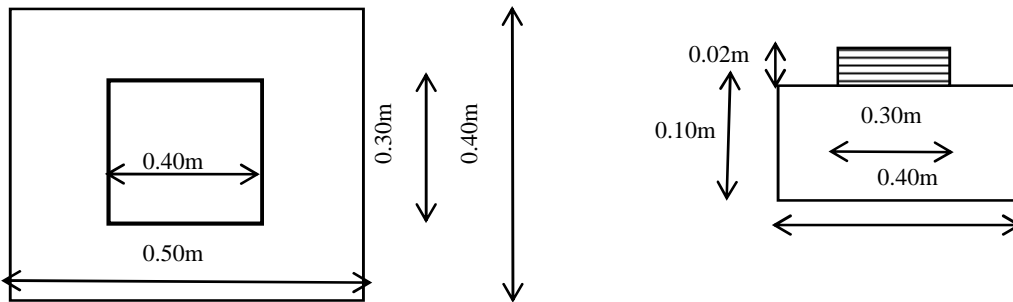
Ancho de la junta: $a = 5 \text{ cm}$

3.4.10. Aparato de apoyo.- Para el neopreno se debe comprobar su resistencia a la

reacción máxima de la superestructura y la distorsión horizontal.

Carga ultima sobre el neopreno:

$$R_u = 121485.854 \text{ kg}$$



3.5. Diseño de los estribos.- Ambos estribos tendrán la mismas dimensiones, sus datos son los siguientes:

Peso específico del suelo:

$$\gamma_{suelo} = 1800 \text{ kg/m}^3$$

Angulo de fricción interna:

$$\phi = 30^\circ$$

Resistencia del suelo:

$$\sigma_{cdsuelo} = 3.7 \text{ kg/cm}^2$$

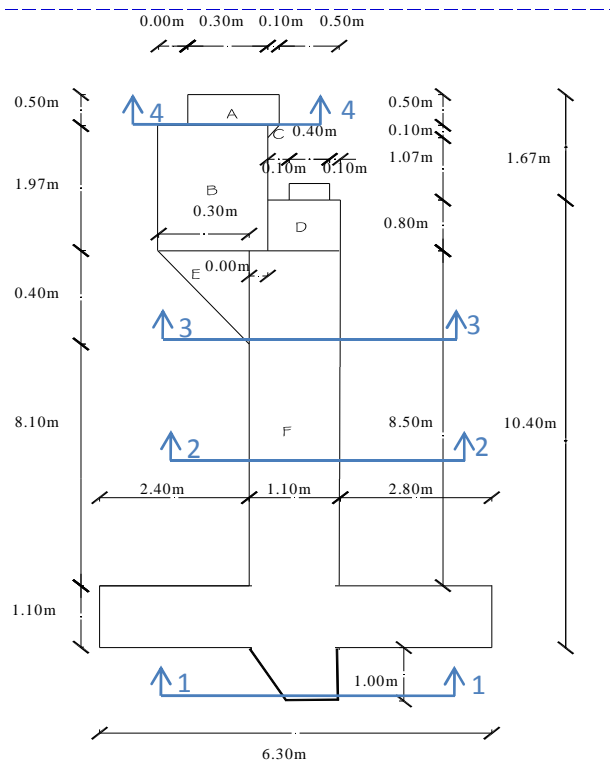
Reacción de la superestructura y cargas vivas:

$$R_u = 63109.5345 \text{ kg/m}$$

Peso propio del estribo:

$$P_p = 3364.06 \text{ kg/m}$$

3.5.1. Dimensiones de los estribos:



3.5.2. Comprobaciones con superestructura.- Se debe realizar sumatoria de momentos en la puntera del estribo.

3.5.2.1. Comprobación al vuelco

Momento estabilizante por superestructura y cargas vivas:	195640 kg·m
Momento estabilizante por peso propio:	144237 kg·m
Momento estabilizante por peso del terreno:	231376 kg·m
Momento desestabilizante por empuje horizontal del terreno:	129506 kg·m
Momento desestabilizante por frenado:	43920 kg·m
Coefficiente de vuelco:	<hr/> 3.3 > 2 ok

3.5.2.2. Comprobación al deslizamiento

Empuje del terreno (desestabilizante):	35416.3269 kg/m
Fuerza de frenado:	3600 kg/m
Fuerza de rozamiento (estabilizante):	60890.0444 kg/m
Empuje pasivo del dentellón (estabilizante):	17820 kg/m
Coefficiente al deslizamiento:	<hr/> 2.01736172 > 1.5 ok
3.5.2.3. Esfuerzo sobre el terreno:	36510.74 kg/m ² < 37000

3.5.3. Comprobaciones sin superestructura:

3.5.3.1. Comprobación al vuelco

Momento estabilizante por peso propio:	144237 kg·m
Momento estabilizante por peso del terreno:	231376 kg·m
Momento desestabilizante por empuje horizontal del terreno:	129506 kg·m
Coefficiente de vuelco:	<hr/> 2.9 > 2 ok

3.5.3.2. Comprobación al deslizamiento

Empuje del terreno (desestabilizante):	35416.3269 kg/m
Fuerza de rozamiento (estabilizante):	35646.2306 kg/m
Empuje pasivo del dentellón (estabilizante):	17820 kg/m
Coefficiente al deslizamiento:	<hr/> 1.50964923 > 1.5 ok

3.5.3.3. Esfuerzo sobre el terreno: 20230.04 kg/m² < 37000

3.5.4 Armadura en la zapata

Momento último: Mu= 293001.451 kg·m

Armadura en la zapata

As= 86.8 cm²/m 25 mm \varnothing C/ 5.0 cm

Armadura de distribución a la principal:

Adistr= 43.4 cm²/m 20 mm \varnothing C/ 7.0 cm

Armadura por contracción y temperatura:

Atemp= 3.18 cm²/m 10 mm \varnothing C/ 19.0 cm

3.5.5. Armadura en el cuerpo del estribo y cabezal.- Para el cálculo de la armadura en el cuerpo del estribo por flexión y corte, se dividió la estructura en 4 secciones.

Armadura en la sección 1-1

Momento último: Mu= 183102.49 kg·m

Asmin = 20 cm² < As = 52cm² As máx = 162.76 cm²

Distribución de la armadura: 20 mm \varnothing C/ 6 cm

Armadura por contracción y temperatura: \varnothing 10 mm C/ 19 cm

Armadura en la sección 2-2

Momento último: Mu= 125078.85 kg·m

Asmin = 20 cm² < As = 35cm² < As máx = 34.62 cm²

Distribución de la armadura: 20 mm \varnothing C/ 8 cm

Armadura por contracción y temperatura: \varnothing 10 mm C/ 19 cm

Armadura en la sección 3-3

Momento último: Mu= 34366.571 kg·m

Asmin = 19.8 > As = 9.19

Distribución de la armadura: 18 mm \varnothing C/ 12 cm

Armadura por contracción y temperatura: \varnothing 10 mm C/ 19 cm

Armadura en la sección 4-4

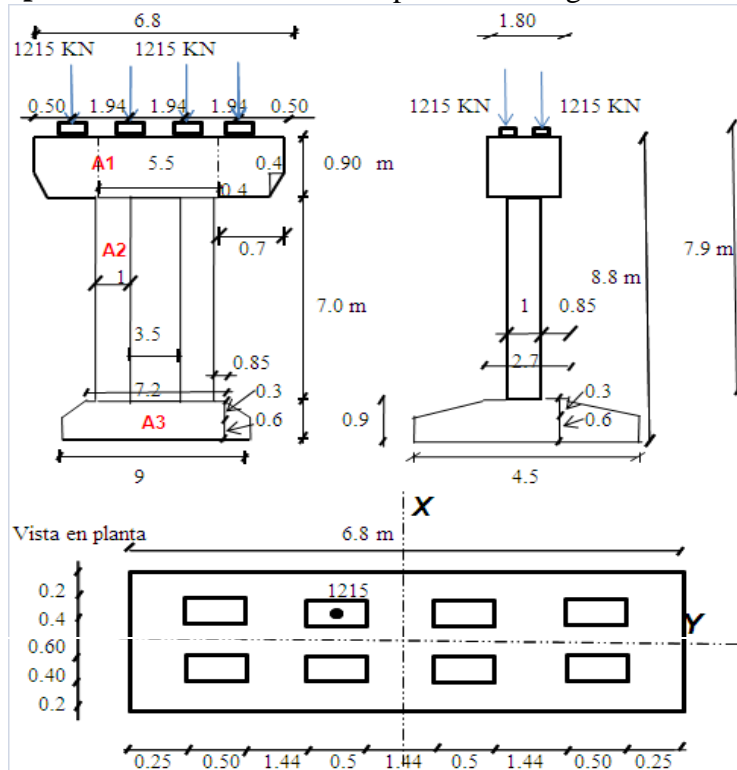
Momento último: Mu= 8291.8447 kg·m

$$A_{smin} = 7 \text{ cm}^2 < A_s = 7.2 \text{ cm}^2$$

Distribución de la armadura: 12 mm \varnothing C/ 14 cm

Armadura por contracción y temperatura: \varnothing 10 mm C/ 19 cm

3.6. Diseño de pila.- Las dimensiones de la pila son las siguientes:



3.6.1. Comprobación de la estabilidad con superestructura

3.6.1.1. Dirección 'x'

ORIGEN	FUERZA	MOMENTO	ACCIÓN
	Kg	Kg*m	
Peso propio	1128464.31	2539044.7	Estabilizante
Frenado	3600	43740	Desestabilizante
Viento-superestructura	4611.6	46300.464	Desestabilizante
Viento en pila	6905.30813	40511.141	Desestabilizante
Viento en vehículos	301	10.6	Desestabilizante
Agua	16636.6719	29114.176	Desestabilizante
Rozamiento	451385.724	0	Estabilizante

COMPROBACIÓN AL DESLIZAMIENTO

$$k_{\text{deslizamiento}} = \frac{\sum F_{\text{estabilizantes}}}{\sum F_{\text{desestabilizadores}}} = 14.1 \geq 2 \text{ cumple!!!}$$

3.6.2.1. Dirección 'x'

ORIGEN	FUERZA	MOMENTO	ACCIÓN
	Kg	Kg*m	
Peso propio	137139.741	308564.42	Estabilizante
Frenado	0	0	Desestabilizante
Viento	6905.30813	34296.364	Desestabilizante
Agua	16636.6719	29114.176	Desestabilizante
Rozamiento	54855.8966	0	Estabilizante

COMPROBACIÓN AL VUELCO

$$k_{vuelco} = \frac{\sum M_{estabilizantes}}{\sum M_{desestabilizadores}} = 2.33 \geq 2 \quad \text{cumple!!!}$$

COMPROBACIÓN AL DESLIZAMIENTO

$$k_{deslizamiento} = \frac{\sum F_{estabilizantes}}{\sum F_{desestabilizadores}} = 4.87 \geq 1.5 \quad \text{cumple!!!}$$

3.6.2.2. Dirección 'y'

ORIGEN	FUERZA	MOMENTO	ACCIÓN
	Kg	Kg*m	
Peso propio	137139.741	617128.84	Estabilizante
Frenado	0	0	Desestabilizante
Viento	3567.74253	20930.756	Desestabilizante
Agua	5946.33598	10406.088	Desestabilizante
Rozamiento	54855.8966	0	Estabilizante

COMPROBACIÓN AL DESLIZAMIENTO

$$k_{deslizamiento} = \frac{\sum F_{estabilizantes}}{\sum F_{desestabilizadores}} = 5.77 \geq 2 \quad \text{cumple!!!}$$

COMPROBACIÓN AL VUELCO

$$k_{vuelco} = \frac{\sum M_{estabilizantes}}{\sum M_{desestabilizadores}} = 19.7 \geq 1.5 \quad \text{cumple!!!}$$

3.6.2.3. Esfuerzo sobre el terreno

$$I_x = 273 \text{ m}^4 \qquad X = 2.25 \text{ m}$$

$$I_y = 68.3 \text{ m}^4 \qquad Y = 4.5 \text{ m}$$

$$P = 178281.664 \text{ kg}$$

$M_x = 63410.5395 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$M_y = 31336.8442 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{A} + \frac{M_x * X}{I_y} + \frac{M_y * Y}{I_x} = 7005 \text{ kg/m}^2 < 37000 \text{ kg/m}^2 \quad \text{cumple}$$

3.6.3. Armadura en la zapata

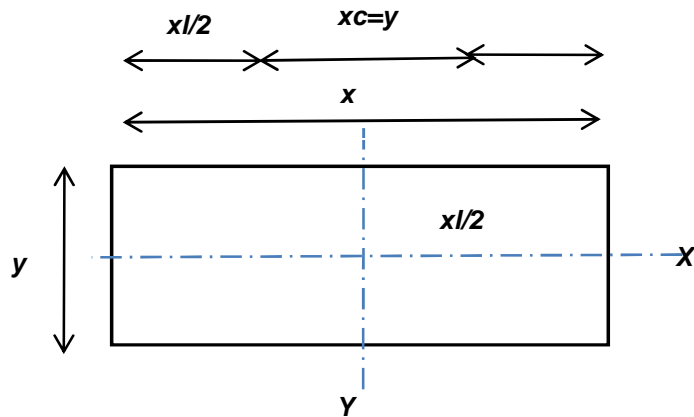
Distribución de la armadura en la dirección x.

Momento último: $M_u = 182460.76 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Armadura necesaria: $A_s = 60.8 \text{ cm}^2$

Armadura mínima: $A_{s\min} = 146 \text{ cm}^2$

La norma ACI-05 en su artículo 15.4.4.2 indica que para el refuerzo en la dirección corta, una porción del refuerzo total, $\psi \cdot A_s$, debe distribuirse en forma uniforme sobre una franja centrada con ancho igual al lado corto de la zapata.



Armadura en la franja central: $A_{s\ xc} = 97 \text{ cm}^2$

49 \varnothing 16 mm C/ 7 cm

Armadura en las franja laterales: $A_{s\ xl} = 49 \text{ cm}^2$

25 \varnothing 16 mm C/ 16 cm

Distribución de la armadura en la dirección y.

Momento último: $M_u = 182460.76 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Armadura necesaria: $A_s = 61.4 \text{ cm}^2$

Armadura mínima: $A_{s\min} = 72.9 \text{ cm}^2$

distribución de la armadura: 37 \varnothing 16 mm C/ 10 cm

Corte por punzonamiento.

Corte: $V_u = 40385.471 \text{ kg}$
 $V/U = 1.29 < 7.68$ No necesita armadura de corte colocar A_v mínima:
 $\phi \quad 16 \text{ mm} \quad C/12 \text{ cm}$

3.6.4. Armadura en la viga cabezal

Momento máximo positivo: $M_{u+} = 297000 \text{ kg}\cdot\text{m}$
 Armadura necesaria: $A_{s+} = 54.3 \text{ cm}^2$
 Armadura mínima: $A_{smin} = 53.5 \text{ cm}^2$
 Distribución de la armadura: $18 \phi \quad 20 \text{ mm} \quad C/10 \text{ cm}$
 Momento máximo negativo: $M_{u-} = 302400 \text{ kg}\cdot\text{m}$
 Armadura necesaria: $A_{s-} = 55.3 \text{ cm}^2$
 Armadura mínima: $A_{smin} = 53.5 \text{ cm}^2$
 Distribución de la armadura: $18 \phi \quad 20 \text{ mm} \quad C/10 \text{ cm}$
 Armadura de piel: $5 \phi \quad 12 \text{ mm} \quad C/20.0 \text{ cm}$

3.6.5. Armadura en la columna

$K \cdot l_u / r_g = 37.9 > 22 \longrightarrow M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$
 $P_u = 584803 \text{ kg} \quad M_{2s} = 21800 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad r_g = 0.25 \text{ m}$
 $= 0.8 \quad u = 7.9 \text{ m} \quad E = 2.5E+09 \text{ kg/m}^2$
 $M_{2b} = 29800 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad K = 1.2 \quad I = 0.05 \text{ m}^4$
 $A_g = 0.79 \text{ m}^2$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(K l_u)^2} = 16911927.8 \text{ kg}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} = 1.05$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} = 1.05$$

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} = 52946.2716 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\gamma = \frac{a - 12}{a} = 0.9$$

$$K_n = \frac{P}{A_g \cdot \phi \cdot f'_c} = 0.44$$

$$R_n = \frac{M_c}{A_g \cdot a \cdot \phi \cdot f'_c} = 0.04$$

$$R_n = \frac{M_c}{A_g \cdot a \cdot \phi \cdot f'_c} =$$

Con estos datos se puede ingresar al diagrama de Bresler y obtener la cuantía de la columna.

$$\rho = 0.01 \quad 16 \quad \phi \quad 25 \text{ mm} \quad C/ 14.5 \text{ cm}$$

$$P_n = 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_s) + f_y \cdot A_s = 1717784 \quad \text{kg}$$

$$\phi \cdot P_n > P_u \quad 1374227 \text{ kg} > 584803 \text{ kg} \quad \text{cumple!!!}$$

Según el artículo 7.10.5.1 del ACI-05 la armadura longitudinal en elementos a compresión debe estar confinada por estribos transversales de por lo menos No. 10, para barras longitudinales No. 32 o menores.

Distribución de la armadura de corte:

$$\phi \ 10 \quad \text{mm} \quad c/ \ 26 \quad \text{cm}$$

3.7. Detalles de los refuerzos

Longitud de ganchos.- Según AASHTO 2004 en su artículo 5.11.2.4 la longitud del gancho debe ser mayor a:

$$l_{dh} \geq \begin{cases} 100 \cdot db / \sqrt{f'_c} \\ 8 \cdot db \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

Longitud de anclaje en tracción.- según AASHTO 2004 en su artículo 5.11.2.1.1

$$l_d = F \cdot l_{db} \quad l_{db} \geq \begin{cases} 0.02 \cdot A_b \cdot f_y / \sqrt{f'_c} \\ 0.06 \cdot db \cdot f_y \end{cases}$$

F=1 si la armadura utilizada es igual a la necesaria

Longitud de anclaje en compresión.- de AASHTO 2004, artículo 5.11.2.2 .

$$l_d \geq \begin{cases} 0.24 \cdot db \cdot f_y / \sqrt{f'_c} \\ 0.044 \cdot db \cdot f_y \end{cases}$$

Empalmes en tracción.- Se calcula según 5.11.2

Para $As_{provisto}/As_{requerido} < 2$:

Si más del 50% de las barras en la sección es empalmada $l_e = 1.3 \cdot l_d$

Si menos del 50% de las barras en la sección es empalmada $l_e = 1.7 \cdot l_d$

Empalmes en compresión- del artículo 5.11.5.5: $l_e = 0.073 \cdot f_y \cdot db$

Resumen de ganchos, anclajes y empalmes necesarios en el proyecto

según diámetro de barras

f'c= 210kg/cm2

fy=4200kg/cm2

			Empalmes					
			Anclajes			Tracción		Compres.
ϕ	Área	Peso	Ganchos	Tracción	Compresión	% barras empalmadas		
mm	cm2	kg/m	cm	cm	cm	<50%	>50%	cm
6	0.28	0.22	15	15	13	20	26	18
8	0.50	0.39	17	15	18	19	25	25
10	0.79	0.62	22	18	22	24	31	31
12	1.13	0.89	26	22	26	29	38	37
16	2.01	1.58	35	37	35	48	63	49
20	3.14	2.47	44	58	44	75	98	61
22	3.80	2.98	48	70	48	91	118	67
25	4.91	3.85	55	90	55	117	153	77
32	8.04	6.31	70	147	70	192	251	98
40	12.6	9.86	87	230	88	299	392	123

3.8. Control de fisuras

Para controlar el ancho de fisuras la norma ACI 2005 en su artículo 10.6.4 recomienda que el espaciamiento máximo entre armaduras debe ser el siguiente:

$$s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5c_c$$

Cc= recubrimiento de los fierros

S= distancia mínima entre fierros

fs= 0.6·fy = 2520 kg/cm2

Por otra parte los recubrimientos usados en el proyecto están basados en los recubrimientos mínimos especificados por la normativa AASHTO 2004 en el artículo 5.12.3. Basados en estos recubrimientos se obtienen los espaciamientos máximos para los distintos elementos

	rmin	S <
	cm	cm
Hormigones contra el suelo	7.5	23.47
elementos con barras menores a No 36	4	32.22
elementos con barras de 43a 57	5	29.72
Pilares de Ho en sitio corrosivo	7.5	23.47
Pilares de Ho en sitio no corrosivo	4	32.22

CONCLUSIONES

- Después de haber realizado la comparación técnica, económica y constructiva de diferentes alternativas se llegó a la conclusión de que la alternativa adecuada es la construcción de un puente de 4 vigas por tramo, simplemente apoyado.
- Cada uno de los elementos del puente fueron calculados buscando garantizar la estructura y disminuir costos, usando métodos constructivos accesibles en nuestro medio.
- El emplazamiento del puente se realizó buscando el tramo más corto para el puente, y donde el flujo del agua no encuentre curvas.
- El suelo de la fundación es en su mayoría A-1-a, este suelo es bueno para el soporte de la estructura.
- En el análisis hidráulico se halló que la socavación puede llegar hasta los 2.9 m usando pilas circulares.
- Cuando las vigas son largas, es conveniente realizar el cálculo de los esfuerzos en distintas secciones de la viga para no prolongar la armadura más allá de donde ya no es necesaria, excepto por la longitud de anclaje.
- Todo resultado obtenido haciendo uso de planillas Excel o algún programa computacional deben ser analizado con criterio profesional.
- Dada que la socavación es una de las causas más comunes de falla en los puentes se debe ser muy cuidadoso en determinar esta profundidad y diseñar los elementos de soporte.
- Con la construcción del puente vehicular Carlazo las comunidades beneficiarias contarán con un medio seguro y confiable para cruzar el río Carlazo en toda época del año. Los habitantes de la zona podrán extraer sus productos aun en época de crecidas, sin sufrir perjuicios, demoras ni daños.

- Los puentes son estructuras muy útiles para la sociedad, ellos disminuyen el tiempo necesario para desplazarse, sin ellos la demora se puede contabilizar desde minutos hasta horas o días en época de lluvias, son tan comunes para la humanidad que muchas veces obviamos su presencia.

RECOMENDACIONES

- Es posible aumentar aún más la altura de la viga y de esta forma disminuir la armadura necesaria en la viga, pero se recomienda analizar si es conveniente disminuir el costo de la armadura e invertir en el relleno de los accesos, ya que se deberá elevar también los mismos.
- Los resultados de las comparaciones al vuelco y deslizamiento de la pila, indican que es posible reducir aun más las dimensiones de esta, siempre y cuando la estructura resultante sea más económica.
- El análisis de suelos se realizó a 2.5 m de profundidad, porque no se contó con los medios necesarios para realizar una excavación más profunda, se recomienda realizar sondajes de los estratos a la profundidad que se ubicaran las zapatas de la estructura, que es de 5 m en los estribos y 3.9 m en la pila, según el perfil topográfico del terreno.

BIBLIOGRAFÍA

La bibliografía consultada es la siguiente:

NILSON, ARTHUR	<i>“Diseño de Estructuras de Concreto”</i> . Duodécima Edición. Editorial Emma Ariza. 2001.
BELMONTE GONZALES, HUGO	<i>“Puentes”</i> . Cuarta edición. Bolivia. 1990.
LEONHARDT, FRITZ	<i>“Estructuras de Hormigón Armado”</i> . Tomo VI. Editorial el Ateneo. 1987.
AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS	<i>“Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD”</i> . 2004.
AMERICAN CONCRETE INSTITUTE	<i>“Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural”</i> (ACI 318-05). 2005.
GERWICK BEN C.	<i>“La Biblioteca del Ingeniero Civil”</i> . Noriega Editores. EEUU. 1992.
JUÁREZ BADILLO, RICO RODRÍGUEZ	<i>“Mecánica de Suelos”</i> . Tomo I y II. Editorial Limusa . Mexico.1995
DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS Y FERROCARRILES DEL PERÚ	<i>“Manual de Diseño de Puentes”</i> Editorial ICG. Perú. 2003.
VALLE RODAS, RAÚL	<i>“Carreteras. Calles y Aeropistas”</i> . 7° edición. México. 1992.
HARMSSEN, TEODORO E.	<i>“Diseño de estructuras de concreto Armado”</i> . 3° edición. 2002.
VILLON B, MÁXIMO.	<i>“Hidrología Estadística”</i> . Ediciones Villon. Costa Rica. 2003
BEER, FERDINAND Y JOHNSTON, RUSSELL	<i>“Mecánica de Materiales”</i> . Editorial McGraw- Hill. EEUU. 1982.
PEDRO JIMÉNEZ MONTOYA	<i>“Hormigón Armado”</i> . 14ª Edición. Editorial Gustavo Gili. S.A. España. 2000.