

ANEXOS 1
ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL

Predimensionamiento

Para el diseño estructural de un puente, se debe de predimensionar los elementos estructurales de manera que obedezcan a recomendaciones proporcionadas por las normas, en este caso la de AASHTO LRFD 2004, que son fruto de un riguroso análisis y además de experiencia:

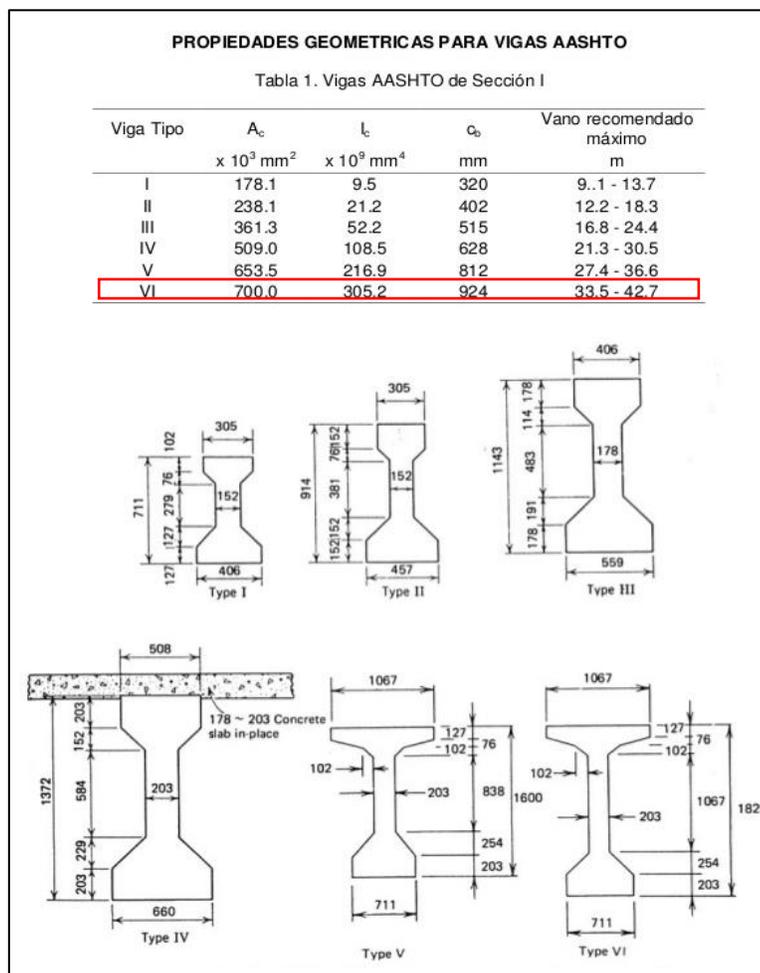
Tipo de viga AASHTO:

Luz de Cálculo:

$$L = 42,00 \text{ m}$$

De acuerdo a la longitud estimada del puente, se escoge la sección de viga AASHTO con la ayuda de la siguiente tabla:

Figura A1.1: Secciones AASHTO tipo I



Fuente: T.Y. Lin, "Designing of prestressed concrete structures", 3ª Edición, Ed. John Wiley & Sons

Altura de la viga

Según las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, se define la altura de la viga en función a su naturaleza y su luz:

Tabla A1.1: Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas cajón	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,033 L$	$0,030 L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,030 L$	$0,025 L$

Fuente: American Association of state highway and transportation officials (2004) AASHTO.

Para:

$$L = 42,00 \text{ m}$$

$$h \geq 0,045L$$

$$h \geq 1,950 \text{ m}$$

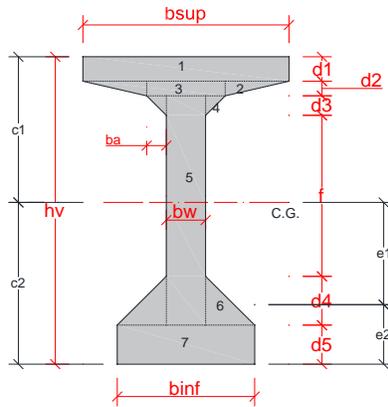
Si bien el canto de viga recomendado por la normativa es 1.89, se asumirá este valor, ya que una viga I tipo VI el canto es menor, tomando en cuenta el objetivo de aumentar inercia y así poder disminuir armadura de pretensado para vigas y controlar las deflexiones máximas permitidas por la normativa.

Entonces:

$$h = 1,95 \text{ m}$$

Sección predimensionada final

Figura A1.2: Sección transversal de la viga en centro luz



$bsup = 110 \text{ cm}$
 $binf = 90 \text{ cm}$
 $bw = 20 \text{ cm}$
 $ba = 10 \text{ cm}$
 $d1 = 15,00 \text{ cm}$
 $d2 = 10,00 \text{ cm}$
 $d3 = 10 \text{ cm}$
 $d4 = 20 \text{ cm}$
 $d5 = 25,00 \text{ cm}$
 $f = 115 \text{ cm}$
 $hv = 195,000 \text{ cm}$

Fuente: Elaboración propia.

Separación entre vigas:

Por carga viva:

Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

Figura A1.3: Factores de distribución interno para momento

Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado:	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Dos o más carriles de diseño cargados:	
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Fuente: American Association of state highway and transportation officials (2004) AASHTO.

La normativa señala que:

Para la etapa de diseño preliminar los términos $K_g/(L t_s^3)$ e IIJ se pueden tomar iguales a 1,0.

Art.4.6.2.2.2b

$S = 2.400,00 \text{ mm}$ cuando $hf = 180 \text{ mm}$

$t_s = 200,00 \text{ mm}$

$L = 42.000,00 \text{ mm}$

$N_b = 4$

Un carril de diseño cargado: $g_{interior} = 0,40$

Dos o más carriles de diseño cargados: $g_{interior} = 0,58$

Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores

Figura A1.4: Factores de distribución externo para momento

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

Fuente: American Association of state highway and transportation officials (2004) AASHTO.

$$d_e = 450,00 \text{ mm}$$

$$e = 0,93$$

Un carril de diseño cargado: $g = 0,37$

Dos o más carriles de diseño cargados: $g = 0,54$

Iterando el valor de la separación entre vigas hasta que el factor de distribución crítico de la viga exterior se iguale con el de la interior, tenemos:

Un carril de diseño cargado: $g_{interior} = g_{exterior}$
 $0,396 = 0,368$

Dos o más carriles de diseño cargados: $g_{interior} = g_{exterior}$
 $0,579 = 0,539$

Espesor de losa

Altura mínima:

La altura mínima de la losa deberá satisfacer las tres prescripciones de la normativa AASHTO - LRFD mencionadas a continuación:

1.- Art. 9.7.1.1

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

2.- Art. 13.7.3.1.2

Para vuelos de tablero de hormigón que soportan un sistema de postes montados en el tablero: 200 mm

3.- Profundidad mínima (Tabla 2.5.2.6.3-1)

$$hf = \frac{1,2 * (s + 3000)}{30} = 200,00 \text{ mm}$$

adoptamos hf = 200,00 mm

Viga diafragma:

Las vigas diafragma o riostra suelen dimensionarse con peralte igual al 75% o 70% del peralte las vigas longitudinales. Estas vigas podrán comenzar el tope las vigas o podrán estar ubicadas en la parte inferior de manera de dejar un vacío entre la superior de losa y la viga. En el caso de las vigas cabezales, las alturas podrán ser iguales a las vigas longitudinales para ayudar a la estabilidad de la superestructura.

Entonces:

$$h_{diafragma} = 0.75 * h_{viga}$$
$$h_{diafragma} = 146,25 \text{ cm}$$

Con el objetivo de lograr estabilidad en la estructura y rigidizar transversalmente a las vigas longitudinales se determina:

$$h_{diafragma} = 195,00 \text{ cm}$$

El alma de las vigas diafragma oscila entre los 200 y 300mm de ancho. Además, es recomendable que las vigas diafragma no se encuentren espaciadas a más de 15 m.

Se adopta:

$$b_{diafragma} = 35,00 \text{ cm}$$

Luego:

$$s_{diafragma} = \frac{L_{puente}}{3}$$

$$s_{diafragma} = 14,00 \text{ m}$$

Vereda:

1.- Predimensionamiento.

Según la normativa, la longitud mínima que debe tener una vereda es igual a 600 mm. **NEUFERT** recomienda los siguientes espaciamientos:

Figura A1.6: Anchos de vereda

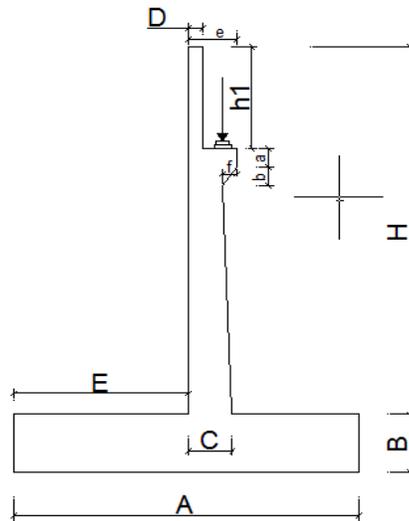


Fuente: https://www.google.com.bo/search?q=neufert&source=lnms&tbm=isch&sa=X&sqi=2&ved=0ahUKEwjAzoqJ4ebTAhVITZAKHZLHDhwQ_AUIBigB&biw=1920&bih=950#imgrc=wnu3O4fhJsPVYM.

Se adoptará un ancho de vereda igual a 800 mm, que es el espacio para que una persona transite con su bolso de mano, cuidando el confort pero también la economía del proyecto.

Estribo :

Figura A1.7: Predimensionamiento estribo



Fuente: Elaboración propia.

Altura de estribo:

Altura de socavación al pie del estribo =	0,50 m
Tirante máximo =	1,21 m
Altura de revancha =	1,50 m
Altura del aparato de apoyo =	0,09 m
Altura de la viga =	1,95 m
Altura de la losa =	0,20 m
Altura de seguridad =	1,00 m
Altura de estribo =	6,45 m
Altura asumida de estribo =	7,00 m

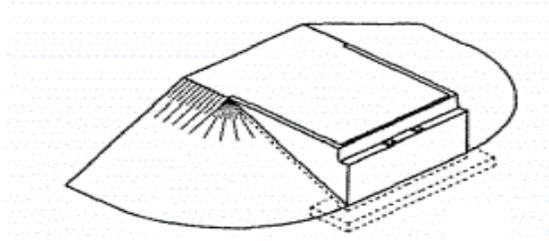
Los criterios de predimensionamiento fueron adoptados del Ing. Manterola.

$$\begin{aligned} A &= 0.4 \text{ a } 0.9H = 7,10 \text{ m} \\ B &= H/12 \text{ a } H/8 = 1,20 \text{ m} \\ C &= H/12 \text{ a } H/8 = 0,88 \text{ m} \\ D &= \text{máx. } (0.3, h1/8) = 0,30 \text{ m} \\ E &= 0.5A = 3,11 \text{ m} \\ a &= 0,50 \text{ m} \\ b &= 0,40 \text{ m} \\ e &= 1,00 \text{ m} \\ f &= 0,30 \text{ m} \\ h1 &= 2,34 \text{ m} \end{aligned}$$

Aleros:

Debido a la existencia de los defensivos en la zona y con los criterios adoptados del libro "Puentes Javier Manterola" se adopta la tipología mostrada a continuación:

Figura A1.8: Aleros



Fuente: Manterola Armisen, J.,(2006), *Puentes*, Madrid, España: Editorial Rugarte S.L.

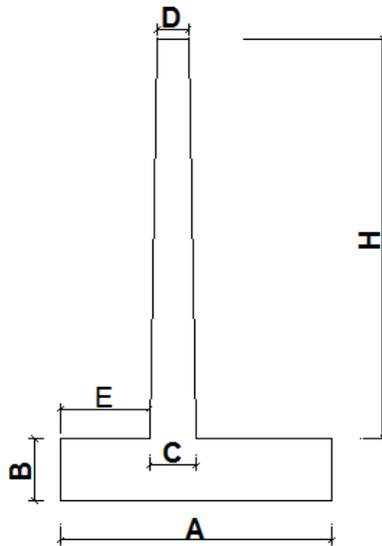
Laterales en este caso una ménsula vertical para soportar su propio peso y una ménsula horizontal, solicitud más importante, para resistir el empuje horizontal del terreno.

Entonces:

A = 5,20 m
B = 1,25 m
C = 0,90 m
D = 0,60 m
E = 1,70 m

Longitud alero = 6,00 m

Figura A1.9: Dimensiones del alero



Fuente: Elaboración propia.

Recubrimiento mínimo:

Tabla A1.2: Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas (mm)

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO (mm)
Exposición directa al agua salada	100
Hormigonado contra el suelo	75
Ubicaciones costeras	75
Exposición a sales anticongelantes	60
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60
Otras situaciones exteriores	50
Otras situaciones interiores	
• Hasta barras No. 36	40
• Barras No. 43 y No. 57	50
Fondo de losas hormigonadas in situ	
• Hasta barras No. 36	25
• Barras No. 43 y No. 57	50

Fuente: American Association of state highway and transportation officials (2004) AASHTO.

Entonces:

$r = 25,00 \text{ mm}$	Losas hormigonadas in situ
$r' = 75,00 \text{ mm}$	H° contra el suelo
$r'' = 40,00 \text{ mm}$	Otras situaciones interiores

Altura de la capa de rodadura (DW):

$$h_{DW} = 50,00 \text{ mm}$$

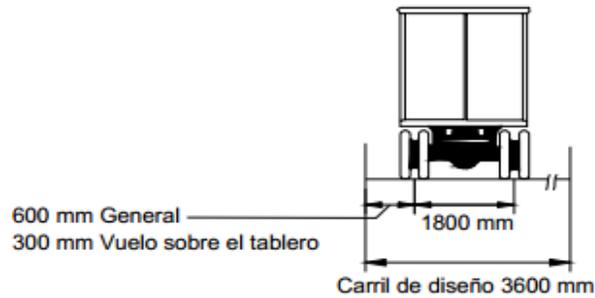
Número de carriles:

El número de carriles viene definido por la relación entre el ancho libre de la calzada y el carril de diseño:

$$\#_{carriles} = \frac{\text{Ancho libre puente}}{3600} = 2,250$$

$$\#_{carriles} = 2$$

Figura A1.10: Carril de diseño



Fuente: American Association of state highway and transportation officials (2004) AASHTO.

Ancho del puente:

Ancho de carril =	3.600,00 mm
Ancho de berma =	450,00 mm
Ancho del bordillo =	250,00 mm
Ancho de poste inferior =	200,00 mm
Ancho de la vereda =	800,00 mm

Materiales a utilizar:

Resistencia característica del H° para postes: $f'c = 210,00 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia característica del H° para tablero, estribos : $f'c = 280,00 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia característica del H° vigas longitud., transver: $f'c = 350,00 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia Característica del Acero: $f_y = 4.200,00 \text{ Kg/cm}^2$

Peso Especifico del H°A° $\gamma_{H^{\circ}} = 2.400,00 \text{ kg/m}^3$

Peso Especifico del acero: $\gamma_s = 7.850,00 \text{ kg/m}^3$

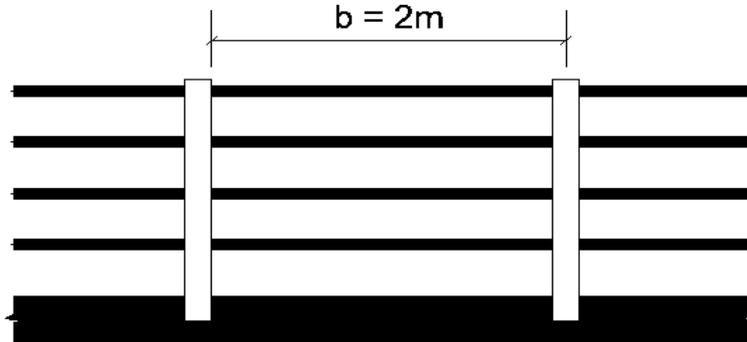
Diseño de los pasamanos de acero galvanizado

1.- Generalidades.

Para realizar el diseño del barandado, se debe determinar la separación entre postes y así elegir una sección para los pasamanos que resista las solicitaciones de diseño.

1.1.- Esquema longitudinal del barandado.

Figura A2.1: Esquema longitudinal del barandado



Fuente: Elaboración propia

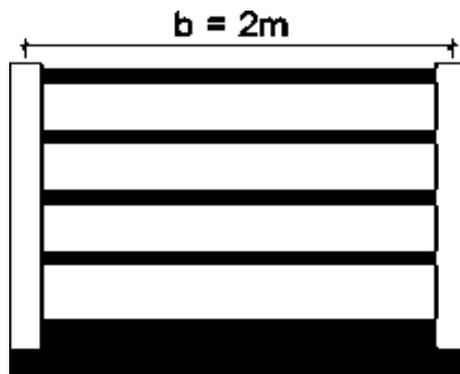
2.- Cálculo del número de postes.

2.1.- Distancia entre postes.

Se adoptará una separación entre postes de 2m.

$b = 2,00 \text{ m}$

Figura A2.2: Separación entre postes



Fuente: Elaboración propia

2.2.- Número de postes

$$N_{pos} = \frac{L}{2} + 1$$

Donde

Longitud del Puente:

$L = 42,00 \text{ m}$

Reemplazando la ecuación:

$N_{pos} = 22$

Se adopta un número de postes por lado de:

$N_{pos} = 22$

2.3.- Propiedades del hierro galvanizado.

Se presenta una tabla con diámetros de tubos de hierro galvanizado.

Tabla A2.1: Propiedades específicas de tubos de hierro galvanizado

Tipo de Tubería	Ø Nom (plg)	Ø Exterior (mm)	e nom (mm)	P. Teo kg/m	Presión kg/cm ²
Tubo de F.G	2,5"	76,1	2,11	5,71	175,8
Tubo de F.G	4"	114,3	2,11	9,75	155,4

Fuente: https://www.google.com.bo/search?q=esfuerzo+del+acero+galvanizado+seg%C3%BAn+el+diametro&biw=1920&bih=950&tbm=isch&tbo=u&source=univ&sa=X&ved=0ahUKEwjfncfp6ObTAhUDD5AKHVBXC0QQsAQITg#imgrc=bKI_euUecrfFcM

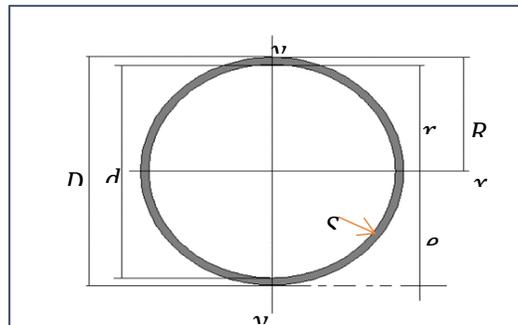
3.- Diseño de Pasamanos de hierro galvanizado.

Para el diseño de pasamanos se adoptará un diámetro de 2,5" y se verificará si es que cumple o no por corte y flexión. En caso de que no cumpliera se aumentará el diámetro de la sección.

Geometría de la Sección.

Se define la siguiente sección del pasamanos.

Figura A2.3: Esquema del tubo



Fuente: Elaboración propia

Propiedades geométricas de la tubería de F°G°:

Tabla A2.2: Propiedades específicas de tubos de hierro galvanizado

Descripción		Ecuación	Valor	Unidad
2,5"	Momento de Inercia.	$I_{XXC} = \frac{\pi}{64} * (D^4 - d^4)$	33,59	cm ⁴
	Distancia Al C.G	$y = \frac{\phi}{2}$	3,805	cm
4"	Momento de Inercia.	$I_{XXC} = \frac{\pi}{64} * (D^4 - d^4)$	117,05	cm ⁴
	Distancia Al C.G	$y = \frac{\phi}{2}$	5,715	cm

Fuente: https://www.google.com.bo/search?q=esfuerzo+del+acero+galvanizado+seg%C3%BAAn+el+diametro&biw=1920&bih=950&tbm=isch&tbo=u&source=univ&sa=X&ved=0ahUKEwjfncfp6ObTAhUDD5AKHVBXC0QQsAQITg#imgrc=bKI_euUecrfFcM

3.1.- Cargas para el diseño del barandado.

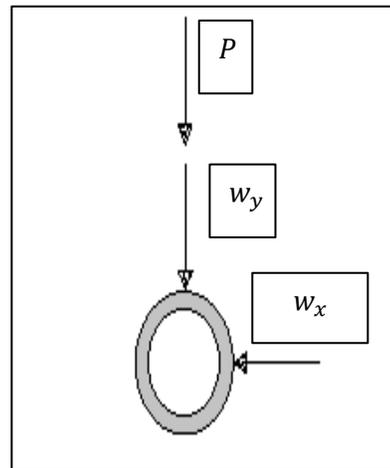
Carga distribuída debido al peso propio (DC).

El peso de la tubería por metro es:

Tubería de F.G de 2,5"	DC = 5,71	kg/m
Tubería de F.G de 4"	DC = 9,75	kg/m

Sobrecarga Viva debido al barandado. (LS)

La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como $w = 0,73 \text{ N/mm}$, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.

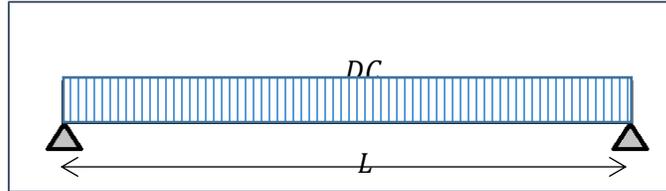


3.2.- Análisis de efectos.

Cálculo de Momento y Cortante debido a la carga permanente:

Esquema de carga:.

Figura A2.4: Fuerzas internas debido a la carga permanente



Fuente: Elaboración propia

Momento:

$$M_{DC} = \frac{DC * L^2}{8}$$

Cortante

$$V_{DC} = \frac{DC * L}{2}$$

Donde

Distancia entre postes:

$$L = 2,00 \text{ m}$$

Peso propio del barandado:

$$DC = 5,71 \text{ kg/m}$$

Para tubo de F°G° de 2,5"

Reemplazando la ecuación se tiene:

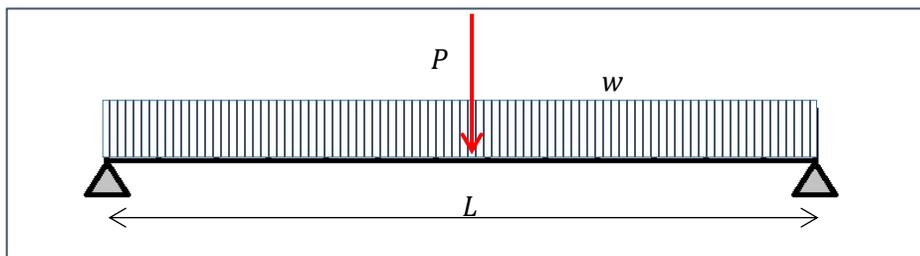
$$MDC = 2,86 \text{ kg.m}$$

$$VDC = 5,71 \text{ kg}$$

Cálculo de Momento y Cortante debido a la sobrecarga.

Esquema de carga:.

Figura A2.5: Fuerzas internas debido a la sobrecarga



Fuente: Elaboración propia

Momento:.

$$M_{LS} = \frac{wr * L^2}{8} + \frac{P * L}{4}$$

Cortante :

$$V_{LS} = \frac{wr * L}{2} + P$$

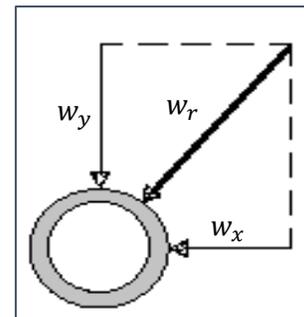
Donde

Distancia entre postes :

$$L = 2,00 \text{ m}$$

Sobrecarga distribuída :

$$w = 73 \text{ kg/m}$$



Sobrecarga resultante:

$$W_r = \sqrt{w_x^2 + w_y^2}$$

$$W_r = 103,24 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga concentrada: $P = 89 \text{ kg}$

Reemplazando la ecuación se tiene:

$$MLS = 96,12 \text{ kg.m}$$

$$VLS = 192,24 \text{ kg}$$

3.3.- Resumen de Efectos de Momento y Cortante.

Carga Permanente.

Momento debido al peso del barandado: $MDC_{bar} = 2,86 \text{ kg.m}$

Cortante debido al peso del barandado: $VDC_{bar} = 5,71 \text{ kg}$

Sobrecarga peatonal y Vehicular.

Momento debido a la sobrecarga del barandado: $MLS_{bar} = 96,12 \text{ kg.m}$

Cortante debido a la sobrecarga del barandado: $VLS_{bar} = 192,24 \text{ kg}$

4.- Combinación de cargas.

Para el diseño de los pasamanos se considerará la combinación de cargas y factores de carga para el ESTADO DE RESISTENCIA I.

4.1.- Factores de carga y combinaciones de carga.

La sollicitación mayorada total se tomará como:

Donde:
$$Q = n \sum \gamma_i q_i$$

n: Factor de modificación de carga que será considerado con un valor de 1 para valores de ductilidad normal y construcción convencional.

qi: carga especificada en la sección.

γ_i factores de carga mostrados a continuación

Cargas y factores de carga.

DC: Peso Propio de elementos estructurales y accesorios no estructurales.

LS: Sobrecarga viva (AASHTO)

Tabla A2.3: Combinaciones de carga y factores de carga.

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
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}	-	-	-	-

Fuente: American Association of state highway and transportation officials (2004) AASHTO.

Tabla A2.4: Factores de carga para cargas permanentes (γ_p).

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1.25	0,90

Fuente: American Association of state highway and transportation officials (2004)
AASHTO.

5.- Solicitaciones de diseño.

Las sollicitaciones de diseño se determinarán en el ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA, para el ESTADO DE RESISTENCIA I: "Combinación de carga básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento".

5.1.- Momento y cortante último de diseño para los pasamanos.

Tabla A2.4: Resultados primera combinación de carga

COMBINACIÓN DE CARGA	Mu (kg.m)	Vu (kg)
1º Combinación de Carga.	172	344

Fuente: Elaboración propia

6.- Verificación de esfuerzos.

Verificación a Flexión.

Para el diseño a flexión se deberá verificar la siguiente condición:

$$\text{Donde: } M_u \leq \phi * M_n$$

Mu: Momento último .

Mn: Momento nominal de resistencia.

Factor de reducción de resistencia : $\phi = 0,9$

Momento nominal de resistencia.

$$\text{Donde: } M_n = f_y * Z$$

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

Momento estático de la sección.

$$Z = \frac{I_{xxc}}{y}$$

Donde:

Momento de Inercia:	$I_{xxc} = 33,59 \text{ cm}^4$	Tubo de F°G° de
Distancia al centro de gravedad:	$y = 3,805 \text{ cm}$	2,5"
Reemplazando en la	$Z = 8,82786 \text{ cm}^3$	

Verificación:

Prescripción de diseño:

$$M_u \leq \phi M_n$$

172	\leq	334	kg.m	¡OK!
-----	--------	-----	------	-------------

Verificación a Corte.

Para el diseño a cortante, se deberá verificar la siguiente condición:

$$\tau_u \leq \phi * \tau_n$$

Donde:

τ_u : Esfuerzo de corte último.

τ_n : Esfuerzo de corte nominal.

Factor de reducción de resistencia : $\phi = 0,9$

Esfuerzo Cortante Nominal.

Según las especificaciones técnicas, las tubería de hierro galvanizado de 2.5" resiste :

Tubería de F.G de 2,5"	$\tau_n = 158$	Kg/cm^2
------------------------	----------------	------------------

Esfuerzo Cortante Último.

$$\tau_u = \frac{T}{A}$$

Donde:

Área transversal de la	$A = 4,9$	cm^2	Para tubo de F°G°
Reemplazando la ecuación:	$\tau_u = 70$	Kg/cm^2	de 2,5"

Verificación de la condición de cálculo:

Prescripción de diseño:

$$\tau_u \leq \phi * \tau_n$$

70	\leq	158,0	Kg/cm^2	¡OK
----	--------	-------	------------------	------------

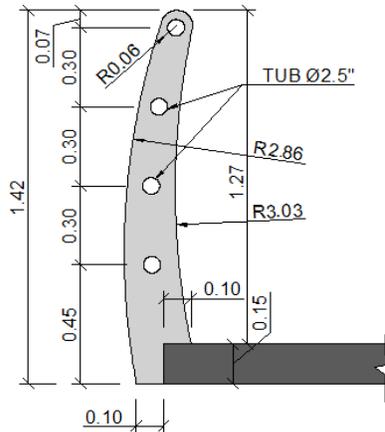
Diseño de postes de hormigón armado

1.- Predimensionamiento de los Postes.

Los postes a diseñar serán de protección únicamente peatonal, puesto que el tráfico vehicular por lo observado en las diferentes visitas al lugar, no justifica un barandado para ciclistas y no se dispondrá de barandas de protección vehicular.

El esquema del poste de hormigón armado a diseñar es:

Figura A3.1: Sección transversal del poste



Fuente: Elaboración propia.

2.Cargas de Diseño.

El diseño a flexión y corte se realiza en función a las cargas de diseño, cargas muertas y cargas vivas propuestas por la normativa AASTHO LRFD 2004.

2.1. Análisis de Cargas.

En el análisis de cargas se determinarán las cargas debido al peso propio del poste, cargas debido al peso propio del barandado, la sobre carga viva que propone la norma AASHTO y los efectos por impacto.

Carga puntual debido al peso propio del poste (DC).

Para determinar la carga debido al peso propio del poste se plantea la siguiente ecuación:

$$DC = A * b * \gamma H_o$$

Donde:

Peso Especifico del H°

$$\gamma H^{\circ} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

Base de la sección de diseño.

$$b = 0,2 \text{ m}$$

Área transversal del poste:

$$A = 0,284 \text{ m}^2$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$DC = 136,32 \text{ kg}$$

Carga puntual debido al peso propio del barando (DC).

El peso propio depende del diámetro de los pasamanos, por lo cual la carga distribuida para acero galvanizado de 2.5" es:

$$\text{Tubo de F}^\circ\text{G}^\circ \text{ de 2,5"} \quad q(2,5") = 5,71 \quad \text{kg/m}$$

Para determinar la carga puntual que transmite el pasamanos tenemos:

$$P_{psm} = \frac{q * L}{2}$$

Donde:

$$\text{Número de pasamanos:} \quad \#psm = 4$$

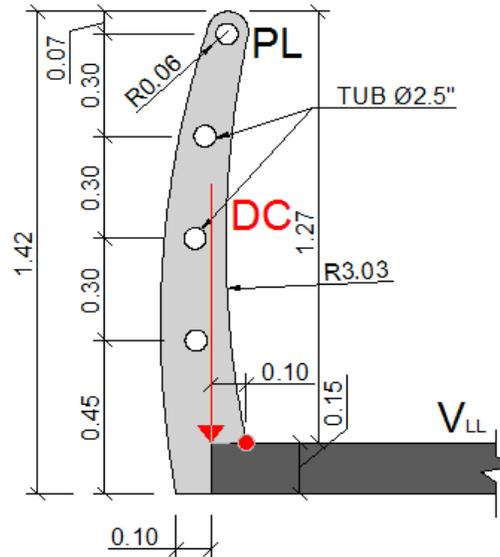
$$\text{Longitud de pasamanos:} \quad L = 2 \quad \text{m}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$\text{Tubo de F}^\circ\text{G}^\circ \text{ de 2,5"} \quad P_{psm} = 5,71 \quad \text{kg}$$

Esquema del punto de aplicación del Peso Propio:

Figura A3.2: Esquema del punto de aplicación del peso propio del poste



Fuente: Elaboración propia.

Momento y Cortante debido al peso propio (DC).

$$\text{Momento:} \quad M_{DC} = DC * s$$

$$\text{Cortante:} \quad V_{DC} = DC$$

Donde:

Carga puntual DC :

$$DC = 136,32 \quad \text{kg}$$

Distancia del centro de gravedad al punto crítico:

$$s = 0,1 \quad \text{m}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$MDC = 13,63 \quad \text{kg.m}$$

$$VDC = 136,32 \quad \text{kg}$$

Momento y Cortante debido al peso del barandado (DC).

Momento: $M_{psm} = P_{psm} * (d1 + d2 + d3 + d4)$

Cortante: $V_{DC} = P_{psm}$

Donde:

Distancia al punto de aplicación:	d1 =	0,14	m
Distancia al punto de aplicación:	d2 =	0,15	m
Distancia al punto de aplicación:	d3 =	0,12	m
Distancia al punto de aplicación:	d4 =	0,06	m
Reemplazando en la ecuación se tiene:	MDCps	2,68	kg.m
	VDCpsm	5,71	kg

Según la normativa AASTHO LRFD 2004, los postes de las barandas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño, aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior.

Carga viva de diseño (PLL).

$$P_{LL} = 89kg + w * L$$

Donde:

Sobrecarga de diseño del barandado:	w =	73	kg/m
Separación entre los postes:	L =	2	m
Reemplazando en la ecuación se tiene:	PLL =	235	kg

Momento y Cortante debido a la sobrecarga viva (LS).

Momento: $M_{LS} = P_{LL} * l$

Cortante: $V_{LS} = P_{LL}$

Donde:

Distancia al punto de aplicación de PLL:	l =	1,27	m
Carga puntual viva:	PLL =	235	kg
Reemplazando en la ecuación se tiene:	MLS =	298,5	kg.m
	VLS =	235	kg

2.2.- Resumen de momentos y cortantes.

Carga Permanente.

Momento debido al peso propio:	MDC =	13,63	kg.m
Cortante debido al peso propio:	VDC =	136,32	kg
Momento debido al barandado:	MDCpsm	2,68	kg.m
Cortante debido al barandado:	VDCpsm	5,71	kg

Sobrecarga Transitoria

Momento debido a la sobrecarga:	MLS =	298,5	kg.m
Cortante debido a la sobrecarga:	VLS =	235,0	kg

3.- Combinación de cargas.

Para el diseño del poste se considerará la combinación de cargas y factores de carga para Estado Límite de RESISTENCIA I.

3.1.- Factores de carga y combinaciones de carga.

La sollicitación mayorada total se tomará como

$$Q = n \sum \gamma_i q_i$$

Donde:

n: Factor de modificación de carga que será considerado con un valor de 1 para valores de ductilidad normal y construcción convencional.

q_i: carga especificada en la sección.

γ_i factores de carga

DC: Peso Propio de los componentes estructurales y accesorios no

LS: Sobrecarga viva.

3.2.- Combinaciones de Carga de diseño.

De acuerdo a las combinaciones de carga permanentes y transitorias brindadas por la norma AASTHO LRFD 04 (Tabla 3.4.1-2), se ha definido una combinación de carga, tomando en cuenta que en el diseño del poste todas las cargas actuantes son desfavorables.

Combinación de Carga.

En la combinación de cargas se toma en cuenta todas las cargas permanentes y la sobrecarga viva para el diseño del poste.

Tabla A3.1: Resultado combinación de carga

CARGAS DE DISEÑO	Momento (kg.m)	Cortante (kg)
<i>Carga Permanentes</i>		
DC	16,31	142,03
<i>Sobrecarga Viva</i>		
LS	298,45	235,0

Fuente: Elaboración propia.

4.- Sollicitaciones de Diseño.

Las sollicitaciones de diseño se determinarán en el ESTADO Límite DE RESISTENCIA, para el ESTADO DE RESISTENCIA I: "Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento".

4.1.- Momento y cortante último de diseño.

Momento último RESISTENCIA I.

$$M_u = n * [1,25 * M_{DC} + 1,75 * M_{LS}]$$

Cortante último RESISTENCIA I.

$$V_u = n * [1,25 * V_{DC} + 1,75 * V_{LS}]$$

Tabla de resultados:

Tabla A3.2: Resultados combinación de carga

COMBINACION DE CARGA	Mu (kg.m/m)	Vu (kg/m)
Combinación de Carga.	543	589

Fuente: Elaboración propia.

5.- Diseño a Flexión.

5.1.- Momento último de diseño.

$$Mu = 543 \text{ kg.m}$$

Para realizar el cálculo de la armadura a flexión se debe considerar los siguientes datos:

Momento último:	Mu = 54300	kg.cm
Resistencia característica del H°:	fc = 210	kg/cm ²
Resistencia característica del Acero:	fy = 4200	kg/cm ²
Recubrimiento mínimo:	r = 2,5	cm
Base de la sección transversal:	b = 20	cm
Altura de la sección transversal:	h = 20	cm
Diámetro adop. de barra:	Ø = 8	mm

5.2.- Cálculo de la altura efectiva (d).

Donde:	$d = h - r - \frac{\phi}{2}$	
Altura de la sección del Poste:	h = 20	cm
Diámetro adoptado de barra:	Ø = 0,8	cm
Reemplazando en la ecuación se tiene:	d = 17,1	cm

5.3.- Altura del bloque de compresión (a).

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{Mu}{fc * b * d^2}} \right)$$

Donde:		
Base de la sección del poste:	b = 20	cm
Momento último:	Mu = 54300	kg.cm
Resistencia característica del H°:	fc = 210	kg/cm ²
Reemplazando en la ecuación se tiene:	a = 1,019	cm

5.4.- Diseño de la armadura.

Armadura Necesaria (As).

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 * f_c * a * b}{f_y}$$

Donde:

Altura del bloque de compresión:

$$a = 1,019 \text{ cm}$$

Base de la sección del poste:

$$b = 20 \text{ cm}$$

Resistencia característica del H°:

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia característica del acero:

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$A_{s_{nec}} = 0,87 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima:

Una sección no sobre reforzada cumple con: $\frac{c}{d_e} \leq 0,42$ **Art. 5.7.3.3.1**

Donde:

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

c = Distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro

a = Altura al bloque de compresiones

Entonces:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 * \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right) \longrightarrow \text{para resistencias mayores a } 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 1,199$$

$$d_e = 17,1 \text{ cm}$$

Luego: $\frac{c}{d_e} \leq 0,07 \leq 0,42$ ¡OK!

Armadura mínima:

5.7.3.3.2 Armadura Mínima

Art. 5.7.3.3.2

A menos que se especifique lo contrario, en cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, M_r , como mínimo igual al menor valor entre:

- 1,2 veces el momento de fisuración, M_{cr} , determinado en base a la distribución elástica de tensiones y el módulo de rotura, f_r , del hormigón como se especifica en el Artículo 5.4.2.6, donde M_{cr} se puede tomar de la siguiente manera:
- 1,33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia aplicables especificados en la Tabla 3.4.1-1.

Entonces.

a)

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S$$

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f_c} \text{ [MPa]} = 2.01\sqrt{f_c} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S = \frac{I}{r}$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S = 1.2 * 2.01 * \sqrt{f_c} * \frac{I}{r}$$

$$1.2M_{cr} = 4,66E+04 = 0,466 \text{ t-m}$$

b)

$$1.33M_u = 0,722 \text{ t-m}$$

} Se debe de escoger el menor momento

Entonces:

$$M = 0,466 \text{ t-m}$$

Luego:

$$0,466 \text{ t-m} < 0,543 \text{ t-m} \quad \text{¡OK!}$$

5.5.- Disposición de Armadura.

Cálculo del número de Barras:

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \phi^2}$$

Donde:

Diámetro de la barra:

$$\phi = 0,8 \text{ cm}$$

Área de armadura:

$$A_s = 0,87 \text{ cm}^2$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$\#b = 1,731$$

Se asume un numero entero de barra:

$$\#b = 2$$

Disposición de las barras:

$$s = \frac{b - 2r - \#b * \phi}{\#b - 1}$$

Donde:

Número de barras:

$$\#b = 2$$

Ancho de la sección del poste:

$$b = 20 \text{ cm}$$

Recubrimiento mínimo:

$$r = 2,5 \text{ cm}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$s = 13,4 \text{ cm}$$

Se asume un espaciamiento de:

$$s = 12,5 \text{ cm}$$

Disposición de Armadura.

Para la solicitud a flexión se dispondrá de:

2	ϕ	8	c/	12,5	cm
---	--------	---	----	------	----

6.- Diseño a cortante.

6.1.- Cortante último.

$$V_u = 589 \text{ kg}$$

6.2.- Armadura de corte.

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

V_n : Resistencia nominal al corte.

V_u : Cortante último.

Factor de reducción de resistencia corte: $\phi = 0,9$

6.3.- Resistencia nominal al corte.

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c : Resistencia al corte debido al hormigón.

V_s : Resistencia al corte debido al acero.

6.4.- Resistencia de corte del hormigón (Vc).

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde:

Altura útil de la sección de diseño:

$$d = 17 \text{ cm}$$

Ancho de la sección de diseño:

$$b = 20 \text{ cm}$$

Resistencia característica del H°:

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$V_c = 2627 \text{ kg}$$

6.5.- Verificación de la resistencia al corte:

$$V_s \geq \frac{V_U}{\phi} - V_c$$

$$V_s \geq -1972,27 \text{ kg}$$

No requiere armadura de refuerzo a cortante, pero se deberá de disponer armadura mínima (Avmin)

6.6.- Cálculo para la armadura mínima de refuerzo.

$$A_{v,min} = \frac{0,2 * b_w * s}{f_{yt}} * \sqrt{f'_c} \geq 3,5 * \frac{b_w * s}{f_{yt}}$$

Donde:

Base de la sección del Poste:

$$b = 20 \text{ cm}$$

Resistencia característica del acero:

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del H°:

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Para simplificar el cálculo se supone una armadura y se determina el espaciamiento de los estribos, para lo cual se presenta la siguiente ecuación:

$$s = \frac{A_{v,min} * f_{yt}}{0,2 * b_w * \sqrt{f'_c}}$$

# de Piernas	Ø mm	Área unitaria	AvT cm ²	S cm	3,5*bw* s/fyt	Avmin. cm ²
2	6	0,283	0,566	41	0,68	0,68
2	8	0,5	1	72,5	1,21	1,21
2	10	0,79	1,58	114,5	1,91	1,91

Disposición de Armadura.

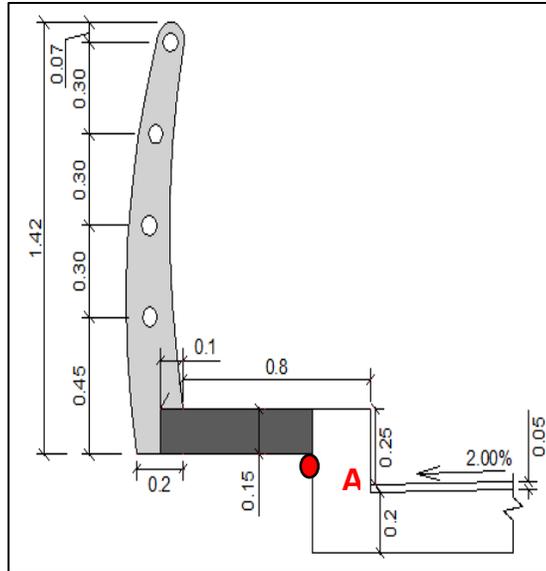
Se dispondrá una armadura de:

Ø	6	c/	25	cm
---	---	----	----	----

Diseño de la vereda

1.- Esquema de la Vereda.

Figura A4.1: Sección transversal de la vereda



Fuente: Elaboración propia.

1.1.- Cálculo de la altura de la vereda.

$$h = \frac{L}{10} \leq 10\text{cm}$$

Donde:

Longitud de la vereda:

$$L_v = 65 \text{ cm}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$h = 6,5 \text{ cm}$$

Conservadoramente se asume una altura:

$$h_v = 15 \text{ cm}$$

2.- Cargas de Diseño.

2.1.- Cargas actuantes en la vereda.

1. Carga distribuída debido al peso propio de la vereda, del poste y de los pasamanos.
2. Carga distribuída debido a la carga viva peatonal.
3. Carga puntual debido al caso extremo de que una rueda de camión tipo HL-93 se suba a la acera, igual 17.5 KN. Ésta carga actuará a 0.3m de la cara exterior del poste (Excepto para cuando se usa barreras de seguridad vehicular).

2.2.- Cargas permanentes.

Carga debido al peso propio (DC).

$$DC_v = h_v * b_v * \gamma_H^\circ$$

Donde:

Espesor de la acera:

$$h_v = 15 \text{ cm}$$

Ancho de la vereda:

$$b_v = 100 \text{ cm}$$

Peso específico del H°:

$$\gamma_H^\circ = 2400 \text{ kg/m}^3$$

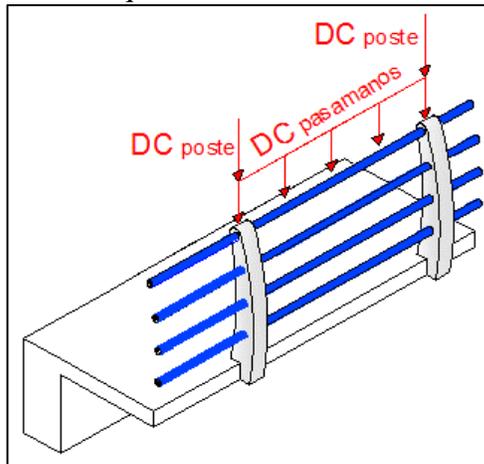
Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$DC_v = 360 \text{ kg/m}$$

Carga permanente distribuída debido a postes y barandas (DCbar).

Esquema del Barandado.

Figura A4.2: Esquema isométrico del barandado



Fuente: Elaboración propia.

Carga distribuída debido a los Postes (DCposte).

$$DC_{\text{poste}} = \frac{\#_{\text{poste}} * P_{\text{poste}}}{L}$$

Donde:

Número de postes:

$$\#_{\text{poste}} = 22$$

Peso Propio del Poste:

$$P_{\text{poste}} = 136,32 \text{ kg}$$

Longitud Total del Puente:

$$L = 42 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$DC_{\text{poste}} = 71,41 \text{ kg/m}$$

Carga distribuída debido al pasamanos (DCpasamanos).

$$DC_{pasamanos} = \#pasamanos * q_{pasamanos}$$

Donde:

Número de pasamanos: #pasamanos= 4
Tubo de F°G° de 2,5": q(2,5") = 5,71 kg/m
Reemplazando la ecuación: DCpasamanos = 22,84 kg/m

Entonces:

$$DC_{baranda} = DC_{poste} + DC_{pasamanos}$$

$$DC_{baranda} = 94 \text{ kg/m}$$

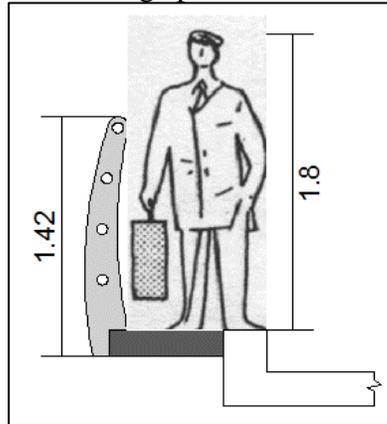
2.3.- Cargas transitorias.

Sobrecarga distribuída debido a la carga peatonal (PL)

Se deberá colocar una carga peatonal de 3,6x10³MPA en toda la acera y esta

carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Figura A4.3: Sobrecarga peatonal sobre la vereda



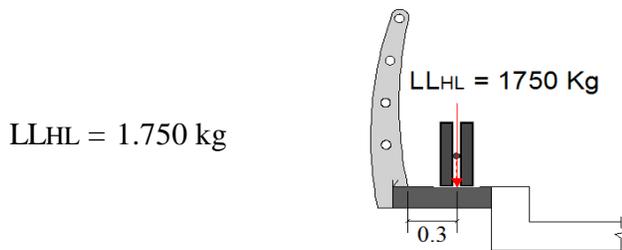
Fuente: Elaboración propia.

Transformando unidades se tiene: PL = 360 kg/m²

Sobrecarga Puntual debido al Camión de Diseño (LL)

Se deberá aplicar una carga puntual debido al caso extremo de que una rueda delantera de camión de diseño tipo HL-93 se suba a la acera igual a 17.5 KN, esta carga actuara a 0.3 m del comienzo de los pasamanos.

Figura A4.4: Carga de rueda sobre la vereda



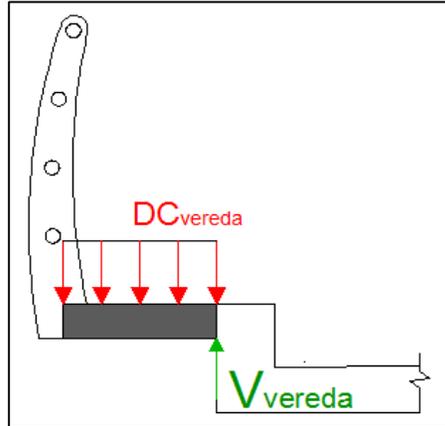
Fuente: Elaboración propia.

2.4.- Cálculo de efectos de Flexión y Corte.

Para el cálculo de momentos y cortantes se toma como sección crítica el punto "A" mostrado en el esquema transversal de la acera. (Ver Figura A4.1).

Momento y Cortante debido al peso propio de la acera (DC).

Figura A4.5: Fuerzas internas en la vereda



Fuente: Elaboración propia.

Momento:
$$M_{DCv} = DC_{vereda} * \frac{lv^2}{2}$$

Cortante:
$$V_{DCvereda} = DC_{vereda} * Lv$$

Donde:

Carga debido al peso propio. $DCv = 360 \text{ kg/m}$

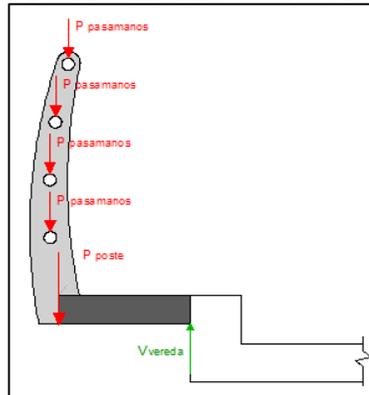
Longitud de la vereda: $Lv = 0,65 \text{ m}$

Reemplazando en las ecuaciones se $MDCv = 76 \text{ kg.m/m}$

tiene: $VDCv = 234 \text{ kg/m}$

Momento y Cortante debido a Postes y Pasamanos (DC).

Figura A4.6: Fuerzas internas debido al barandado

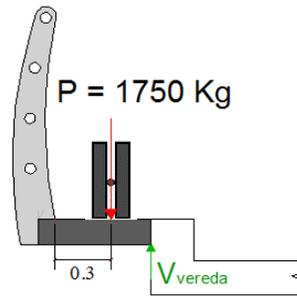


Fuente: Elaboración propia.

Momento: $M_{DCbar} = DC_{bar} * s$
 Cortante: $V_{DCbar} = DC_{bar}$
 Carga distribuída debido al barandado: DCbar = 94 kg/m
 Distancia al punto "A": s = 1 m
 Reemplazando en las ecuaciones se MDCbar = 94 kg.m/m
 VDCbar = 94 kg/m

Momento y cortante debido al camión HL-93 (LL).

Figura A4.7: Fuerzas internas debido a una rueda delantera



Fuente: Elaboración propia.

Momento: $M_{LL} = P * x$
 Donde: $x = Lv - 0.3$
 Cortante: $V_{LL} = P$

Sobrecarga Puntual HL-93: LLvHL = 1750 kg
 Distancia al punto de aplicación: x = 0,35 m
 Reemplazando en las ecuaciones se MHL = 612,5 kg.m
 tiene: VHL = 1750 kg

Ancho Equivalente para Aceras.

Para determinar el momento y cortante por unidad de longitud, se debe calcular un ancho equivalente, donde actúe la carga puntual del camión. Como se trata de la acera se considerará el ancho equivalente para vuelos de tablero, cuya ecuación es la siguiente:

Tabla A4.1: Ancho de faja primaria para vuelo

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: • Colado in situ	Vuelo	1140 + 0,833X

Fuente: American Association of state highway and transportation officials (2004) AASHTO.

Faja Equivalente:

$$E = 1140 + 0,833 * X$$

Donde:

Distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm): $X = 350$ mm

Reemplazando en la ecuación se tiene: $E = 1432$ mm

Una vez determinado el ancho de faja equivalente se determina el momento y cortante por unidad de longitud debido a la sobrecarga puntual del camión HL-93, cuya ecuaciones son las siguientes:

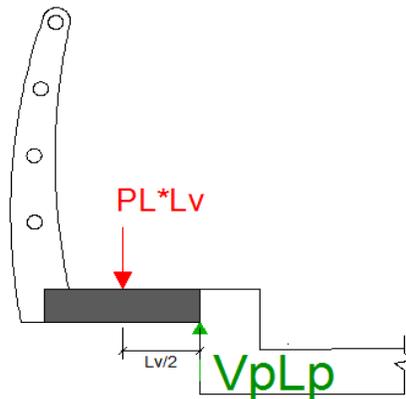
Momento: $M_{LLcam} = \frac{M_{HL-93}}{E}$ Cortante: $V_{LLcam} = \frac{V_{HL-93}}{E}$

Reemplazando en las ecuaciones se tiene: $M_{LL} = 428$ kg.m/m

$V_{LL} = 1222$ kg/m

Momento debido a la Sobrecarga distribuída peatonal (PL)

Figura A4.8 : Fuerzas internas por sobrecarga peatonal en la vereda



Fuente: Elaboración propia.

Momento: $M_{PLp} = PL * Lv * \frac{Lv}{2}$

Cortante: $V_{PLp} = PL * Lv$

Donde:

Carga superficial peatonal: $PL = 360$ kg/m²

Longitud de la vereda: $Lv = 0,65$ m

Reemplazando en las ecuaciones: $M_{PL} = 76$ kg.m/m

$V_{PL} = 234$ kg/m

2.5.- Resumen de momentos y cortantes por unidad de longitud.

Carga Permanente.

Momento debido al peso propio de la vereda:	MDC _v =	76	kg.m/m
Cortante debido al peso propio de la vereda:	VDC _v =	234	kg/m
Momento debido al peso del barandado:	MDC _{bar} =	94	kg.m/m
Cortante debido al peso del barandado:	VDC _{bar} =	94	kg/m

Sobrecarga.

Momento debido a la sobrecarga peatonal:	MPL =	76	kg.m/m
Cortante debido a la sobrecarga peatonal:	VPL =	234	kg/m
Momento debido al Camión HL-93 :	MLL =	428	kg.m/m
Cortante debido al Camión HL-93 :	VLL =	1222	kg/m

3.- Combinación de cargas.

Para el diseño de la veredra, se considerará la combinación de cargas y factores de carga para el Estado Limite de RESISTENCIA I.

3.1.- Factores de Carga y Combinaciones de Cargas.

La sollicitación mayorada es de la forma:

$$Q = n \sum \gamma_i q_i$$

Donde:

n: Factor de modificación de carga que será considerado con un valor de 1 para valores de ductilidad normal y construcción convencional.

q_i: carga especificada en la sección.

DC: Peso Propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

PL: Sobrecarga viva peatonal.

LL: Sobrecarga vehicular.

3.2.- Hipótesis de Carga de diseño.

De acuerdo a las combinaciones de cargas permanentes y transitorias brindadas por la norma AASTHO (Tabla 3.4.1-2), se han definido dos hipótesis de cargas, tomando en cuenta que en el diseño de la vereda todas las cargas actuantes son desfavorables.

1º Combinación de Carga.

En la primera combinación se tomará en cuenta todas las cargas permanentes y la sobrecarga puntual del camión de diseño HL-93. Con dicha combinación se determinará el momento y cortante de diseño en la vereda:

Tabla A4.2: Resultados primera combinación de carga

CARGAS DE DISEÑO	M (kg.m/m)	V (kg/m)
<i>Carga Permanentes</i>		
DC	170	328
<i>Sobrecarga Vehicular</i>		
LL	428	1222

Fuente: Elaboración propia.

2º Combinación de Carga.

En la segunda combinación se tomará en cuenta todas las cargas permanentes, más la sobrecarga distribuida peatonal. Con dicha combinación se determinará el momento y cortante de diseño en la vereda:

Tabla A4.3: Resultados segunda combinación de carga

CARGAS DE DISEÑO	M (kg.m/m)	V (kg/m)
<i>Carga Permanentes</i>		
DC	170	328
<i>Cargas Transitorias</i>		
PL	76	234,0

Fuente: Elaboración propia.

4.- Solicitaciones de Diseño.

Las solicitaciones de diseño se determinarán en el ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA, para el ESTADO DE RESISTENCIA I: "Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento".

4.1.- Momento y Cortante Ultimo de diseño.

Se determina los momentos y cortantes últimos de diseño para las siguientes combinaciones de carga, en Estado Limite de Resistencia.

Momento Ultimo RESISTENCIA I.

$$M_u = n * [1,25 * M_{DC} + 1,75 * M_{LS} + 1,75 * M_{LL}]$$

Cortante Ultimo RESISTENCIA I.

$$V_u = n * [1,25 * V_{DC} + 1,75 * V_{LS} + 1,75 * V_{LL}]$$

Siendo los resultados:

Tabla A4.4: Efectos máximos combinaciones de carga para Resistencia I

COMBINACIÓN DE CARGA	M_u (kg.m/m)	V_u (kg/m)
1° Combinación de Carga.	962	2549
2° Combinación de Carga.	346	820

Fuente: Elaboración propia.

5.- Diseño a Flexión:

Para el diseño a flexión se utiliza el momento último máximo de las dos combinaciones, como momento de diseño. Por lo cual se tiene:

5.1.- Momento último de diseño.

1° Combinación de Carga.

$$M_u = 962 \text{ kg.m/m}$$

Para realizar el cálculo de la armadura a flexión se debe considerar los siguientes datos:

Momento último:	$M_u = 96200 \text{ kg.cm/m}$
Resistencia característica del H°	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia característica del Acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Recubrimiento mínimo:	$r = 2,5 \text{ cm}$
Ancho de la sección:	$b = 100 \text{ cm}$
Altura de la vereda:	$h = 15 \text{ cm}$
Diámetro adop. de barra:	$\emptyset = 10 \text{ mm}$

5.2.- Cálculo de la Altura efectiva (d).

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

Altura de la sección de la acera:	$h = 15 \text{ cm}$
Diámetro adoptado de barra:	$\emptyset = 1 \text{ cm}$
Reemplazando en la ecuación se tiene:	$d = 12 \text{ cm}$

5.3.- Altura del bloque de Compresión (a).

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right)$$

Donde:

Ancho de la sección :	$b = 100 \text{ cm}$
Momento último :	$M_u = 96200 \text{ kg.cm/m}$
Resistencia característica del H°	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Reemplazando en la ecuación se tiene:	$a = 0,51 \text{ cm}$

5.4.- Armadura a Flexión.

Armadura Necesaria (As).

$$As_{nec} = \frac{0,85 * f_c * a * b}{fy}$$

Donde:

Altura del bloque de compresión:	a =	0,51	cm
Ancho de la sección :	b =	100	cm
Resistencia característica del H°	fc =	210	kg/cm ²
Resistencia característica del acero:	fy =	4200	kg/cm ²
Reemplazando en la ecuación se tiene:	Asnec =	2,17	cm ² /m

Armadura máxima:

Una sección no sobrerreforzada cumple con: $\frac{c}{d_e} \leq 0.42$ **Art. 5.7.3.3.1**

Donde:

de = altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (mm)

c = Distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro (mm)

a = Altura al bloque de compresiones

Entonces:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 * \left(\frac{f'_c - 280}{70}\right)$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 0,600$$

$$de = 15 \text{ cm}$$

luego: $\frac{c}{d_e} \leq 0,04 \leq 0.42$ ¡OK!

Armadura mínima:

Conforme a lo especificado en el Artículo 5.7.3.3.2 :

a)

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S$$

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f_c} \text{ [MPa]} = 2.01\sqrt{f_c} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S = \frac{I}{r}$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S = 1.2 * 2.01 * \sqrt{f_c} * \frac{I}{r}$$

$$1.2M_{cr} = 1,31E+05 = 1,311 \text{ t-m}$$

b)

$$1.33M_u = 1,279 \text{ t-m}$$

} Se debe de escoger el menor momento

Entonces:

$$M = 1,279 \text{ t-m}$$

Entonces la armadura mínima necesaria será calculada para 1.33Mu:

Momento último: $M_u = 127946 \text{ kg.cm/m}$

Resistencia característica del H°: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

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

Recubrimiento mínimo: $r = 2,5 \text{ cm}$

Ancho de la sección: $b = 100 \text{ cm}$

Altura de la vereda: $h = 15 \text{ cm}$

Diámetro adop. de barra: $\emptyset = 10 \text{ mm}$

5.5.- Cálculo de la Altura efectiva (d).

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

Altura de la sección: $h = 15 \text{ cm}$

Diámetro adoptado de barra: $\emptyset = 1 \text{ cm}$

Reemplazando en la ecuación se tiene: $d = 12,0 \text{ cm}$

5.6.- Altura del bloque de Compresión (a).

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right)$$

Donde:

Ancho de la sección: $b = 100 \text{ cm}$

Momento último : $M_u = 127946 \text{ kg.cm/m}$

Resistencia característica del H°: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Reemplazando en la ecuación se tiene: $a = 0,683 \text{ cm}$

5.7.- Armadura a Flexión.

Armadura Necesaria (A_s).

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 * f_c * a * b}{f_y}$$

Donde:

Altura del bloque de compresión:

$$a = 0,683 \text{ cm}$$

Ancho de la sección :

$$b = 100 \text{ cm}$$

Resistencia característica del H°:

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia característica del acero:

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$A_{s_{nec}} = 2,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.8.- Disposición de Armadura a Flexión.

Cálculo del número de Barras:

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \phi^2}$$

Donde:

Diámetro de la barra:

Área de armadura:

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

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$\#b = 5,8 \text{ barras/m}$$

Se asume un número entero de barra:

$$\#b = 6,0 \text{ barras/m}$$

Disposición de las barras:

Donde:

$$s = \frac{b}{\#b}$$

Número de barras:

$$\#b = 6,0 \text{ barras/m}$$

Ancho de la sección :

$$b = 100 \text{ cm}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$s = 16,67 \text{ cm}$$

Se asume un espaciamiento de :

$$s = 16 \text{ cm}$$

Disposición de Armadura.

Para la solicitud a flexión se dispondrá para un metro de acera de:

ϕ	10 mm	c/	16,0 cm
--------	-------	----	---------

5.9.- Cálculo de la armadura de contracción y temperatura.

Armadura de distribución:

9.7.3.2 Armadura de Distribución

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

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$1750/\sqrt{S} \leq 50 \text{ por ciento}$$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$3840/\sqrt{S} \leq 67 \text{ por ciento}$$

donde:

S = longitud de tramo efectiva considerada igual a la longitud efectiva especificada en el Artículo 9.7.2.3 (mm)

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

$$\% = 150,62 \%$$

$$\% = 67,00\%$$

Entonces:

$$A_s \text{ distrib} = 1,94 \text{ cm}^2$$

5.9.1.- Cálculo del número de barras:

Donde:

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \emptyset^2}$$

Diámetro de la barra:

$$\emptyset = 0,80 \text{ cm}$$

Área de armadura:

$$A_s = 1,94 \text{ cm}^2$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$\#b = 3,9$$

Se asume un número entero de barra:

$$\#b = 4$$

Disposición de las barras:

$$s = \frac{b - 2r - \#b * \emptyset}{\#b - 1}$$

Donde:

Número de barras:

$$\#b = 4 \text{ barras/m}$$

ancho de la sección :

$$b = 65,00 \text{ cm}$$

Recubrimiento mínimo:

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

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$s = 18,93 \text{ cm}$$

Se asume un espaciamiento de:

$$s = 18,00 \text{ cm}$$

Disposición de Armadura.

Se dispondrá una armadura de:

4	\emptyset	10 mm	c/	18,0 cm
---	-------------	-------	----	---------

As de temperatura

La normativa AASHTO especifica:

$A_s \geq 0,11 A_g / f_y$	(5.10.8.2-1)
donde:	
A_g = área bruta de la sección (mm ²)	
f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)	

$$A_s = 0,11 * \frac{A_g}{f_y}$$

$$A_s = 25,54 \text{ mm}^2$$

5.9.2.- Cálculo del número de barras:

Donde:

Diámetro de la barra:

Área de armadura:

Reemplazando en la ecuación se tiene:

Se asume un numero entero de barra:

Disposición de las barras:

Donde:

Número de barras:

Ancho de la sección :

Recubrimiento mínimo:

Reemplazando en la ecuación se tiene:

Se asume un espaciamiento de:

Disposición de Armadura.

Se dispondrá una armadura de:

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \phi^2}$$

$$\phi = 1,00 \text{ cm}$$

$$A_s = 2,55 \text{ cm}^2$$

$$\#b = 3,3$$

$$\#b = 4,0$$

$$s = \frac{b - 2r - \#b * \phi}{\#b - 1}$$

$$\#b = 4 \text{ barras/m}$$

$$b = 65,00 \text{ cm}$$

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

$$s = 18,00 \text{ cm}$$

$$s = 17,50 \text{ cm}$$

4	Ø	10 mm	c/	17,5 cm
---	---	-------	----	---------

Nota: Se asumirá como armadura de distribución la de temperatura para uniformizar diámetros y espaciamientos.

6.- Diseño a Corte.

Para el diseño a Corte se utiliza el cortante último máximo de las dos combinaciones como cortante de diseño. Por lo cual se tiene:

6.1.- Cortante último

1° Combinación de Carga.

$$V_u = 2549 \text{ kg/m}$$

6.2.- Verificación de diseño.

Se debe verificar que:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

V_n : Resistencia nominal al corte.

V_u : Cortante último.

Factor de reducción de resistencia para corte: $\phi = 0,9$

6.3.- Resistencia Nominal al Corte.

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c : Resistencia al corte del hormigón.

V_s : Resistencia al corte del acero.

6.4.- Resistencia de corte del hormigón (V_c).

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde:

Altura útil de la sección de la vereda: $d = 12,00 \text{ cm}$

Ancho de la sección de la vereda: $b = 100,00 \text{ cm}$

Resistencia característica del H°: $f_c = 210,00 \text{ Kg/cm}^2$

Reemplazando en la ecuación se tiene: $V_c = 9.217,00 \text{ Kg/cm}$

6.5.- Verificación de la resistencia al corte.

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s \geq -6385 \text{ kg}$$

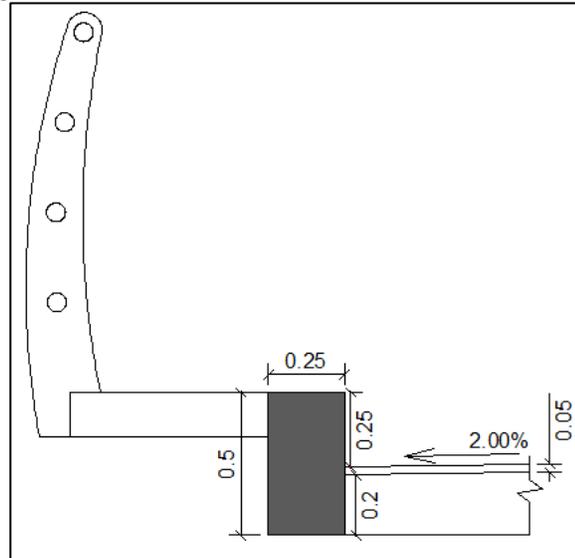
No requiere armadura de refuerzo a cortante.

Diseño del bordillo

1.- Predimensionamiento.

Para el diseño del bordillo se presenta las siguientes dimensiones.

Figura A5.1: Sección transversal del bordillo



Fuente: Elaboración propia.

Altura de la losa de hormigón armado:	$h =$	0,2	m
Ancho del bordillo:	$a =$	0,25	m
Altura total del bordillo:	$h_{bor} =$	0,5	m
Longitud de la vereda:	$L_v =$	0,65	m
Longitud de vereda + bordillo:	$L_v+b =$	0,9	m
Altura entre la capa de rodadura y el extremo superior del bordillo:	$h_{cr-b} =$	0,25	m

Nota: El Ing. Hugo Belmonte sugiere una altura máxima de 0,25 m por encima de la capa de rodadura para promover la seguridad y en caso de que el vehículo de diseño impactara contra el bordillo, éste no se subiese.

Altura de la capa de rodadura:	$h_{CR} =$	0,05	m
--------------------------------	------------	------	---

2.- Cargas de Diseño.

Carga debido al peso propio del bordillo (DCb).

Peso Especifico del H°	$\gamma H^{\circ} =$	2400	kg/m ³
Carga del bordillo	DCbor =	300	kg/m

Resumen de cargas.

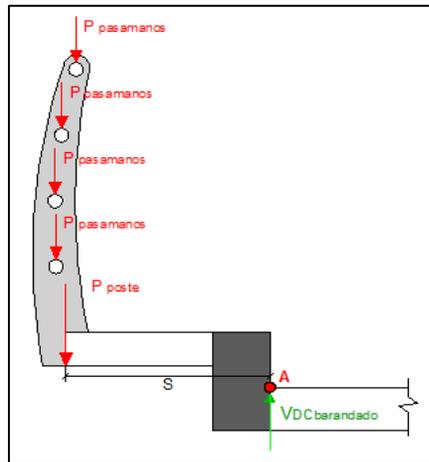
Carga debido al barandado :	Dcbarandado =	94	kg/m
Carga debido al peso propio de la vereda:	DCv =	360	kg/m
Sobrecarga debido a la carga peatonal:	PL =	360	kg/m ²
Sobrecarga puntual debido al vehículo HL-93:	LL =	1750	kg
Sobrecarga por fuerza de choque.	Fch =	750	kg/m

3.- Análisis de Esfuerzos.

Para el cálculo de momentos y cortantes se tomará como punto crítico el punto "A" que se muestra en el esquema transversal del bordillo.

3.1.- Análisis transversal de efectos.

Figura A5.2: Esquema transversal de cargas permanentes



Fuente: Elaboración propia.

Momento y Cortante debido a Postes y Pasamanos (DC).

Momento:

$$M_{DC \text{ barandado}} = DC_{\text{barandado}} * S$$

Cortante:

$$V_{DC \text{ barandado}} = DC_{\text{barandado}}$$

Carga debido al barandado peatonal:	DCbarandado =	94	kg/m
Distancia (S) al punto de aplicación "A":	S =	0,9	m
Reemplazando en las ecuaciones se tiene:	MDCbar =	84,6	kg.m/ m
	VDCbar =	94	kg/m

Momento y cortante debido al peso propio de la vereda (DCv).

Momento:

$$M_{DCv} = DCv * \left(\frac{Lv}{2} + a \right)$$

Cortante:

$$V_{DCv} = DCv$$

Carga debido al peso propio.

DCv = 360 kg/m

Longitud de la vereda:

Lv = 0,65 m

Ancho del bordillo:

a = 0,25 m

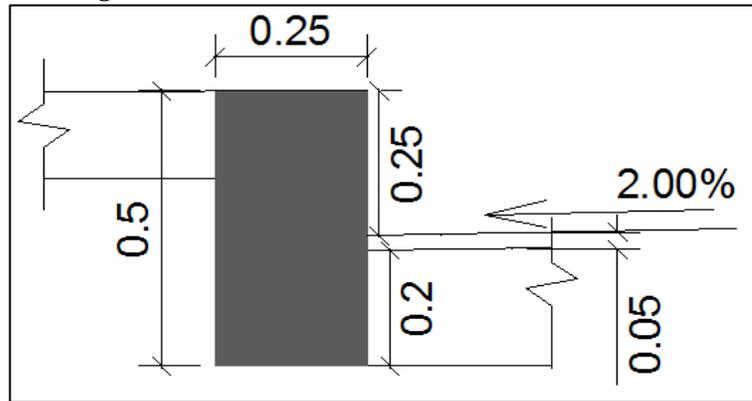
Reemplazando en las ecuaciones se tiene:

MDCv = 207 kg.m/m

VDCv = 360 kg/m

Momento y cortante debido al peso propio del bordillo (DCbor).

Figura A5.3: Sección transversal del bordillo



Fuente: Elaboración propia.

Momento:

$$M_{DCbor} = DCbor * \left(\frac{a}{2} \right)$$

Cortante:

$$V_{DCb} = DCbor$$

Peso propio:

DCbor = 300 kg/m

Ancho del bordillo:

a = 0,25 m

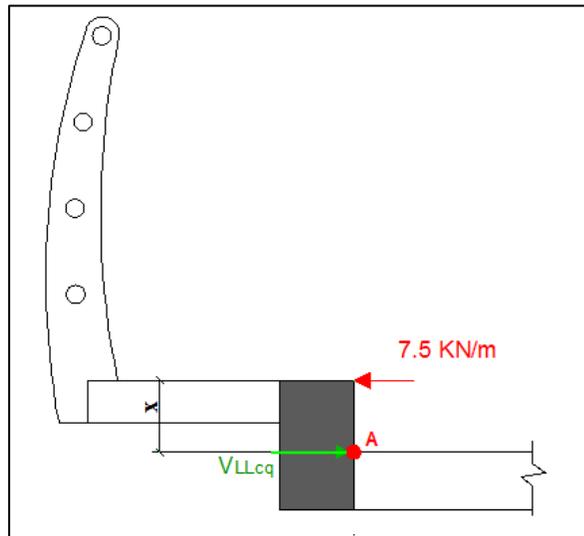
Entonces:

MDCb = 37,5 kg.m/m

VDCb = 300 kg/m

Momento y cortante debido a la fuerza de choque (LLcq).

Figura A5.4: Fuerzas internas por fuerza de choque



Fuente: Elaboración propia.

Momento: $M_{cq} = P * x$

Cortante: $V_{LLcq} = P$

Donde:

Altura entre la capa de rodadura y el extremo superior del bordillo:

$x = 0,25 \text{ m}$

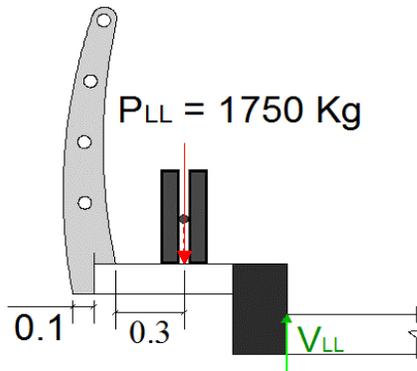
Fuerza de choque: $P = 750 \text{ kg/m}$

Reemplazando en las ecuaciones se tiene: $M_{LLcq} = 187,5 \text{ kg.m/m}$

$V_{LLcq} = 750 \text{ kg/m}$

Momento y cortante debido a la sobrecarga puntual del camión HL-93 (LL)

Figura A5.5: Fuerzas internas por sobrecarga de rueda



Fuente: Elaboración propia.

Momento: $M_{LL} = P_{LL} * (L_{v+b} - 0,3m - 0.1m)$

Cortante: $V_{LL} = P_{LL}$

Donde:

Sobrecarga puntual HL-93: $P_{LL} = 1750 \text{ kg}$

Longitud de vereda + bordillo: $L_{v+b} = 0,9 \text{ m}$

Reemplazando en las ecuaciones se tiene: $M_{LL} = 875 \text{ kg.m}$

$V_{LL} = 1750 \text{ kg}$

Ancho de faja equivalente para vuelo.

Faja Equivalente:

$$E = 1140 + 0,833 * X$$

Donde:

Distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm): $X = 600 \text{ mm}$

Reemplazando en la ecuación se tiene: $E = 1640 \text{ mm}$

Entonces:

Momento: $M_{LLcam} = \frac{M_{HL-93}}{E}$ Cortante: $V_{LLcam} = \frac{V_{HL-93}}{E}$

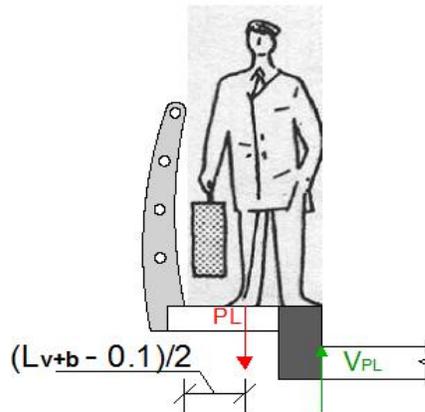
Reemplazando en las ecuaciones se tiene:

$M_{LLcam} = 534,0 \text{ kg.m/m}$

$V_{LLcam} = 1067,07 \text{ kg/m}$

Momento debido a la sobrecarga distribuida peatonal (PL)

Figura A5.6: Fuerzas internas por sobrecarga peatonal



Fuente: Elaboración propia.

Ecuación:

Momento: $M_{PL} = R_{PL} * (L_{v+b} - 0.1) * \left(\frac{L_{v+b} - 0.1}{2} \right)$

Cortante: $V_{PL} = PL * (L_{v+b} - 0.1)$

Donde:

Sobrecarga distribuida peatonal:	RPL =	360	kg/m ²
Longitud de vereda + bordillo:	Lv+b =	0,9	m
Reemplazando en las ecuaciones se tiene:	MPL =	115,2	kg.m/m
	VPL =	288	kg/m

Resumen de momentos y cortantes por unidad de longitud.

Carga Permanente.

Momento debido al peso del barandado:	MDCbar =	84,6	kg.m/m
Cortante debido al peso del barandado:	VDCbar =	94	kg/m
Momento debido al peso propio de la vereda:	MDCv =	207	kg.m/m
Cortante debido al peso propio de la vereda:	VDCv =	360	kg/m
Momento debido al peso propio del bordillo.	MDCb =	37,5	kg.m/m
Cortante debido al peso propio del bordillo.	VDCb =	300	kg/m

Sobrecarga peatonal y vehicular.

Momento debido a la sobrecarga peatonal:	MPL =	115,2	kg.m/m
Cortante debido a la sobrecarga peatonal:	VPL =	288	kg/m
Momento debido al vehículo HL-93 :	MLLcam =	534,0	kg.m/m
Cortante debido al vehículo HL-93 :	VLLcam =	1067,07	kg/m
Momento debido a la fuerza de choque:	MLLcq =	187,5	kg.m/m
Cortante debido a la fuerza de choque:	VLLcq =	750	kg/m

4.- Combinación de cargas.

Las solicitaciones de diseño se determinarán en el ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA, para el ESTADO DE RESISTENCIA I : "Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento".

4.1.- Factores y Combinaciones de carga.

La solicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = n \sum \gamma_i q_i$$

Donde:

n: Factor de modificación de carga que será considerado con un valor de 1 para valores de ductilidad normal y construcción convencional.

qi: Carga especificada en la sección.

γ_i Factores de carga.

DC: Peso Propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

LL: Sobrecarga vehicular.

PL: Sobrecarga peatonal.

4.2.- Hipótesis de carga de diseño.

Para el análisis de efectos se manejará dos hipótesis de carga para determinar la combinación más desfavorable, dichas combinaciones son las siguientes:

1° Combinación de carga.

En la primera combinación se tomará en cuenta todas las cargas permanentes del barandado, vereda, bordillo y la sobrecarga puntual del camión HL-93, con dicha combinación se determinará el momento y cortante de diseño en el bordillo:

Tabla A5.1: Resultados primera combinación de carga

CARGAS DE DISEÑO	Momento (kg.m/m)	Cortante (kg/m)
<i>Carga Permanentes</i>		
DC	329,1	754,000
<i>Sobrecarga Vehicular</i>		
LL	534,0	1067,073

Fuente: Elaboración propia.

2° Combinación de carga.

En la segunda combinación se tomará en cuenta todas las cargas permanentes, la sobrecarga peatonal y la fuerza de choque. Con dicha combinación se determinará el momento y cortante de diseño en el bordillo:

Tabla A5.2: Resultados segunda combinación de carga

CARGAS DE DISEÑO	Momento (kg.m/m)	Cortante (kg/m)
<i>Carga Permanentes</i>		
DC	329,1	754
<i>Carga Viva</i>		
PL	115,2	288,0
<i>Sobrecarga Transitoria</i>		
Fch	187,5	750

Fuente: Elaboración propia.

5.- Solicitaciones de Diseño.

5.1.- Momento y cortante último de diseño.

Se determina los momentos y cortantes últimos de diseño para las siguientes combinaciones de carga, en estado de resistencia.

Momento Ultimo RESISTENCIA I.

$$M_u = n * [1,25 * M_{DC} + 1,75 * M_{LS} + 1,75 * M_{LL}]$$

Cortante Ultimo RESISTENCIA I.

$$V_u = n * [1,25 * V_{DC} + 1,75 * V_{LS} + 1,75 * V_{LL}]$$

Siendo los resultados:

Tabla A5.3: Efectos máximos para las combinaciones de carga propuestas

COMBINACION DE CARGA	Mu (kg.m/m)	Vu (kg/m)
1° Combinación de carga.	1346	2810
2° Combinación de carga.	941	2759

Fuente: Elaboración propia.

6.- Diseño a flexión (Armadura a flexión transversal).

Para el diseño a flexión se utiliza el momento último máximo de las dos combinaciones como momento de diseño.

La armadura principal perpendicular al trafico.

1° Combinación de carga.

$$M_u = 1346 \text{ kg.m/m}$$

Momento último:	$M_u = 134600 \text{ kg.cm/m}$
Resistencia característica del H°	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia característica del Acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Recubrimiento mínimo:	$r = 2,5 \text{ cm}$
Ancho de la sección:	$b = 100 \text{ cm}$
Altura de la sección:	$h = 50 \text{ cm}$
Diámetro adop. de barra:	$\emptyset = 6 \text{ mm}$

6.1.- Calculo de la altura efectiva (d).

Donde:	$d = h - r - \frac{\emptyset}{2}$
Altura de la sección :	$h = 50 \text{ cm}$
Diámetro adoptado de barra:	$\emptyset = 0,6 \text{ cm}$
Reemplazando en la ecuación se tiene:	$d = 47 \text{ cm}$

6.2.- Altura del bloque de compresión (a).

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right)$$

Donde:

Ancho de la sección:	b = 100 cm
Momento último:	Mu = 134600 kg.cm/m
Resistencia característica del H°	fc = 210 kg/cm ²
Reemplazando en la ecuación se tiene:	a = 0,18 cm

6.3.- Armadura a flexión.

Armadura necesaria (As).

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 * f_c * a * b}{f_y}$$

Donde:

Altura del bloque de compresión:	a = 0,18 cm
Ancho de la sección :	b = 100 cm
Resistencia característica del H°	fc = 210 kg/cm ²
Resistencia característica del acero:	fy = 4200 kg/cm ²
Reemplazando en la ecuación se tiene:	Asnec = 0,77 cm ² /m

Armadura máxima:

Una sección no sobre reforzada cumple con: $\frac{c}{d_e} \leq 0,42$ **Art. 5.7.3.3.1**

Donde:

de = altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (mm)

c = Distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro (mm)

a = Altura al bloque de compresiones

Entonces:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42 \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 * \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right)$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 0,212$$

$$de = 47,2 \text{ cm}$$

luego: $\frac{c}{d_e} \leq 0,004 \leq 0,42$ ¡OK!

“e

Armadura mínima:

Conforme a lo especificado en el artículo 5.7.3.3.2 :

a)

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S$$

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f_c} \text{ [MPa]} = 2.01\sqrt{f_c} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S = \frac{I}{r}$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S = 1.2 * 2.01 * \sqrt{f_c} * \frac{I}{r}$$

$$1.2M_{cr} = 1,46E+06 = 14,564 \text{ t-m}$$

b)

$$1.33M_u = 1,790 \text{ t-m}$$

} Se debe de escoger el menor momento

Entonces:

$$M = 1,790 \text{ t-m}$$

Entonces la armadura mínima necesaria será calculada para 1.33Mu:

Momento último:	Mu = 179018	kg.cm/m
Resistencia característica del H°	fc = 210	kg/cm ²
Resistencia característica del Acero:	fy = 4200	kg/cm ²
Recubrimiento mínimo:	r = 2,5	cm
Ancho de la sección:	b = 100	cm
Altura del bordillo:	h = 50	cm
Diámetro adop. de barra:	Ø = 0,6	cm

6.4- Cálculo de la altura efectiva (d).

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

Donde:

Altura del bordillo:	h = 50	cm
Diámetro adoptado de barra:	Ø = 0,06	cm
Reemplazando en la ecuación se tiene:	d = 47,5	cm

6.5.- Altura del bloque de Compresión (a).

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right)$$

Donde:

Ancho de la sección :	b =	100	cm
Momento último:	Mu =	179018	kg.cm/m
Resistencia característica del H°	fc =	210	kg/cm ²
Reemplazando en la ecuación se tiene:	a =	0,235	cm

6.6.- Armadura a flexión.

Armadura Necesaria (As).

$$As_{nec} = \frac{0,85 * f_c * a * b}{f_y}$$

Donde:

Altura del bloque de compresión:	a =	0,235	cm
Ancho de la sección :	b =	100	cm
Resistencia característica del H°	fc =	210	kg/cm ²
Resistencia característica del acero:	fy =	4200	kg/cm ²
Reemplazando en la ecuación se tiene:	Asnec =	1,0000	cm ² /m

6.7.- Disposición de armadura a flexión.

Cálculo del número de barras:

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \phi^2}$$

Donde:

Diámetro de la barra:	Ø =	0,6	cm
Área de armadura:	As =	1,00	cm ² /m
Reemplazando en la ecuación se tiene:	#b =	3,5	barras/m
Se asume un número entero de barra:	#b =	4,0	barras/m

Disposición de las barras:

$$s = \frac{b}{\#b}$$

Donde:

Número de barras	#b =	4,0	barras/m
Ancho de la sección :	b =	100	cm
Reemplazando en la ecuación se tiene:	s =	25,00	cm
Se asume un espaciamiento de:	s =	25	cm

Disposición de Armadura.

Se dispondrá una armadura de:

\emptyset	6 mm	c/	25,0 cm
-------------	------	----	---------

NOTA: La armadura necesaria para los efectos de flexión transversal en el bordillo es menor que la armadura principal que se dispuso en la vereda, por lo que constructivamente se adopta la mayor armadura para los dos elementos.

7.- Diseño a cortante.

Para el diseño a cortante se utiliza el cortante último máximo de las dos combinaciones como cortante de diseño.

7.1.- Cortante último.

1º Combinación de carga.

$$V_u = 2810 \text{ kg/m}$$

7.2.- Verificación de diseño.

$$V_u \leq \emptyset V_n$$

V_n : Resistencia nominal al corte.

V_u : Cortante último.

Factor de resistencia para corte:

$$\emptyset = 0,9$$

7.3.- Resistencia nominal al corte.

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c : Resistencia al corte del hormigón.

V_s : Resistencia al corte del acero.

7.4.- Resistencia de corte del hormigón (V_c).

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Donde:

Altura útil de la sección del bordillo:

$$d = 47,2 \text{ cm}$$

Ancho de la sección:

$$b = 100 \text{ cm}$$

Resistencia característica del H°

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$V_c = 36252 \text{ kg/m}$$

7.5.- Verificación de la condición de diseño:

Reemplazando la siguiente ecuación:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\emptyset} - V_c$$

$$V_s \geq -33130 \text{ kg/m}$$

Nota: Teóricamente no requiere armadura de refuerzo a cortante, pero se debe colocar una armadura mínima (A_{vmin})

7.6.- Cálculo para la armadura mínima de refuerzo.

$$A_{V,min} = \frac{0,2 * b_W * s}{f_{yt}} * \sqrt{f'_c} \geq 3,5 * \frac{b_W * s}{f_{yt}}$$

Donde:

Ancho de la sección :

$$b = 100 \text{ cm}$$

Resistencia característica del acero

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia característica del H°

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Para simplificar el cálculo se supone una armadura y se determina el espaciamiento de los estribos, para lo cual se presenta la siguiente ecuación:

$$s = \frac{A_{v,min} * f_{yt}}{0,2 * b_W * \sqrt{f'_c}}$$

# de Piernas	Ø mm	Área unitaria	AvT cm ²	S cm	3,5*bw* s/fyt	Avmin. cm ²
2	6	0,283	0,566	8,2	0,68	0,68
2	8	0,5	1	14,5	1,21	1,21
2	10	0,79	1,58	22,9	1,91	1,91

Se adopta:

Ø	8	c/	12,5	cm
---	---	----	------	----

Nota: La armadura de corte para el bordillo es absorbida por la armadura de flexión transversal para la vereda, puesto que al servir de estribo para la armadura longitudinal del bordillo, absorbe los esfuerzos de corte y que además es mayor.

8.- Armadura mínima longitudinal.

Se asume la cuantía mínima de una viga para determinar la armadura longitudinal del bordillo.

Cálculo de la altura efectiva (d).

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

Donde:

Altura de la sección :

$$h = 50 \text{ cm}$$

Diámetro adoptado de barra:

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

Recubrimiento mínimo:

$$r = 2,5 \text{ cm}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$d = 46,9 \text{ cm}$$

Armadura mínima.

$$A_{min} = \rho_{min} * b * d$$

Donde:

Base de la sección:

$$b = 25 \text{ m}$$

Reemplazando la ecuación:

$$A_{min} = 3,91 \text{ cm}^2$$

Cálculo del número de barras:

Donde:

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \emptyset^2}$$

Diámetro de la barra:

$$\emptyset = 1,6 \text{ cm}$$

Área de armadura:

$$A_s = 3,91 \text{ cm}^2$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$\#b = 1,95$$

Se asume un número entero de barra:

$$\#b = 2,00$$

Disposición de las barras:

Donde:

$$s = \frac{b - 2r - \#b * \emptyset}{\#b - 1}$$

Número de barras

$$\#b = 2,00$$

Recubrimiento mínimo:

$$r = 2,5 \text{ cm}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$s = 16,8 \text{ cm}$$

Se asume un número entero de barra:

$$s = 15,0 \text{ cm}$$

Disposición de la armadura.

2	Ø	16	c/	15
---	---	----	----	----

Diseño de la losa interior

Altura de losa:

$$h = 0,20 \text{ m}$$

Nota:

Conforme a lo especificado en el Art. 9.5.3, no es necesario investigar el estado de fatiga en tableros de concreto en vigas múltiples.

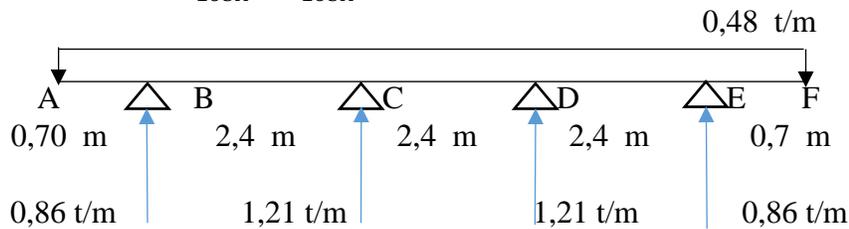
Momentos de flexión debido a las cargas:

Momento negativo de diseño:

1 Carga muerta (DC)

Peso propio de la losa (DC1) :

$$DC_{LOSA} = h_{LOSA} * 1m * \gamma_H = 0,48 \text{ t/m}$$



Ecuaciones de momento en función de la distancia:

Tramo:

$$\begin{aligned} BC &= -0,24x^2 + 0,86x + -0,60x^0 \\ CD &= -0,24x^2 + 2,06x + -4,34x^0 \end{aligned}$$

El artículo 4.6.2.1.6 especifica que:

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

- Para vigas de hormigón prefabricadas en forma de Te y doble Te – un tercio del ancho del ala, pero no más de 380 mm, a partir del eje del apoyo.

Entonces el momento flector negativo para el apoyo "C" y para puntos equidistantes separados de dicho apoyo una distancia igual a un tercio del ancho del patín, sin exceder 380 mm desde el eje de apoyo de la viga son:

$$\begin{aligned} MC &= -0,252 \text{ t - m} && \text{(En C)} \\ MC \text{ izq} &= -0,052 \text{ t - m} && \text{((b patín/3) a la izquierda)} \\ MC \text{ der} &= -0,074 \text{ t - m} && \text{((b patín/3) a la derecha)} \end{aligned}$$

Barandado (DC2) :

Poste:

Peso propio del poste

$$P_{\text{poste}} = 0,07 \text{ t/m}$$

Pasamanos:

Cargas verticales del pasamanos:

$$P_{\text{pasamanos}} = 0,01 \text{ t/m}$$

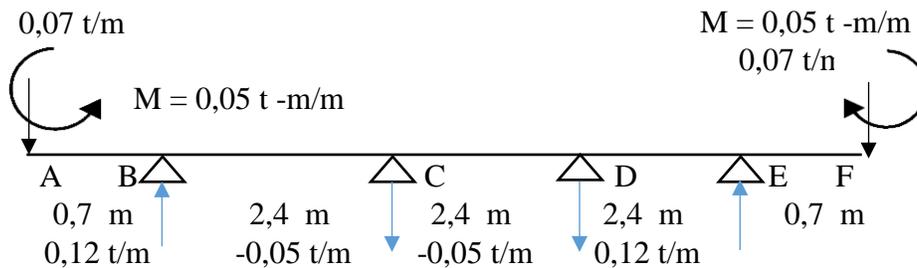
Entonces:

$$P_{\text{barandado}} = P_{\text{poste}} + P_{\text{pasamanos}} = 0,07 \text{ t/m}$$

Nota:

La carga del barandado no se ubica físicamente dentro de la losa pero la losa si debe sustentar dicho barandado, es por eso que la carga será trasladada como carga y efecto, es decir la carga linealmente distribuida del barandado y el momento producido a una distancia medida desde el centroide del poste hasta el

Distancia del centroide del poste hasta el principio de losa = 0,65 m



Ecuaciones de momento por barandado en función de la distancia:

Tramo:

$$BC = 0,05x + -0,13x^0$$

$$CD = 0,00x + 0,02x^0$$

Entonces el momento flector negativo para el apoyo "C" y para puntos equidistantes separados de dicho apoyo una distancia igual a un tercio del ancho del patín, sin exceder 380 mm desde el eje de apoyo de la viga son:

$$MC = 0,0198 \text{ t - m} \quad (\text{En C})$$

$$MC_{\text{izq}} = 0,0016 \text{ t - m} \quad ((b \text{ patín}/3) \text{ a la izquierda})$$

$$MC_{\text{der}} = 0,0198 \text{ t - m} \quad ((b \text{ patín}/3) \text{ a la derecha})$$

En la mayoración de cargas para el estado límite de Resistencia I, los valores positivos de momento serán multiplicados por $\gamma = 0.9$ para obtener en la combinación de cargas el máximo momento negativo.

Vereda (DC3) :

$$DC_V = h_V * L_V * \gamma_H^\circ$$

Donde:

$$L_V = 0,65 \text{ m}$$

$$h_V = 0,15 \text{ m}$$

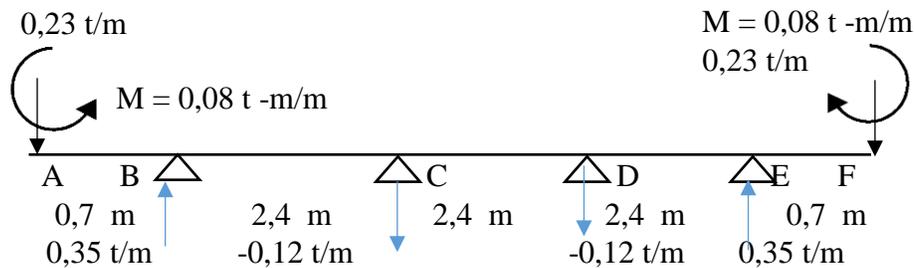
Entonces:

$$DC_V = 0,23 \text{ t/m}$$

Nota:

La carga de la vereda no se ubica físicamente dentro de la losa pero la losa si debe sustentar dicha vereda, es por eso que la carga será trasladada como carga y efecto, es decir la carga linealmente distribuida de la vereda y el momento producido a una distancia medida desde el centroide de la vereda hasta el principio de la losa.

Distancia del centroide de la vereda hasta el principio de losa = 0,33 m



Ecuaciones de momento por la vereda en función de la distancia:

Tramo:

$$BC = ,12x + -0,33x^0$$

$$CD = ,00x + 0,05x^0$$

Entonces el momento flector negativo para el apoyo "C" y para puntos equidistantes separados de dicho apoyo una distancia igual a un tercio del ancho del patín, sin exceder 380 mm desde el eje de apoyo de la viga son:

$$MC = 0,0482 \text{ t - m} \quad (\text{En C})$$

$$MC \text{ izq} = 0,0040 \text{ t - m} \quad ((b \text{ patín}/3) \text{ a la izquierda})$$

$$MC \text{ der} = 0,0482 \text{ t - m} \quad ((b \text{ patín}/3) \text{ a la derecha})$$

En la mayoración de cargas para el estado límite de Resistencia I, los valores positivos de momento serán multiplicados por $\gamma = 0.9$ para obtener en la combinación de cargas el máximo momento negativo.

Bordillo (DC4) :

$$DC_{bor} = h_{bor} * a * \gamma H^{\circ}$$

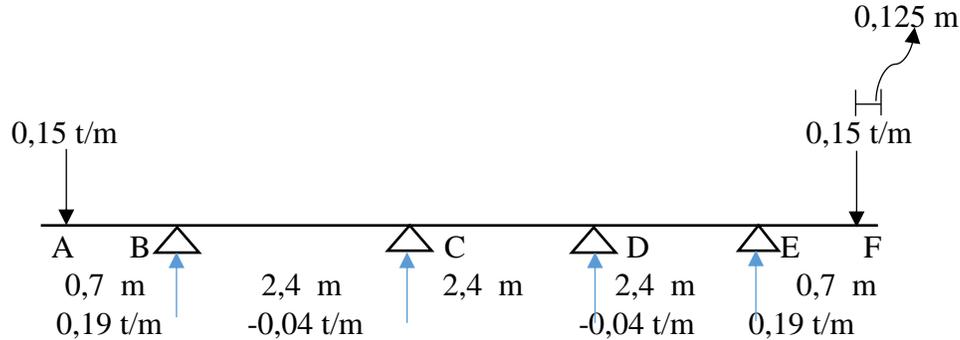
Donde:

$$h_{bor} = 0,25 \text{ m}$$

$$a = 0,25 \text{ m}$$

Entonces:

$$DC_{bor} = 0,15 \text{ t/m}$$



Ecuaciones de momento por la vereda en función de la distancia:

Tramo:

$$BC = ,04x + ,12x^0$$

$$CD = ,00x + ,02x^0$$

Entonces el momento flector negativo para el apoyo "C" y para puntos equidistantes separados de dicho apoyo una distancia igual a un tercio del ancho del patín, sin exceder 380 mm desde el eje de apoyo de la viga son:

$$MC = 0,0172 \text{ t - m}$$

(En C)

$$MC \text{ izq} = 0,0014 \text{ t - m}$$

((b patín/3) a la izquierda)

$$MC \text{ der} = 0,0173 \text{ t - m}$$

((b patín/3) a la derecha)

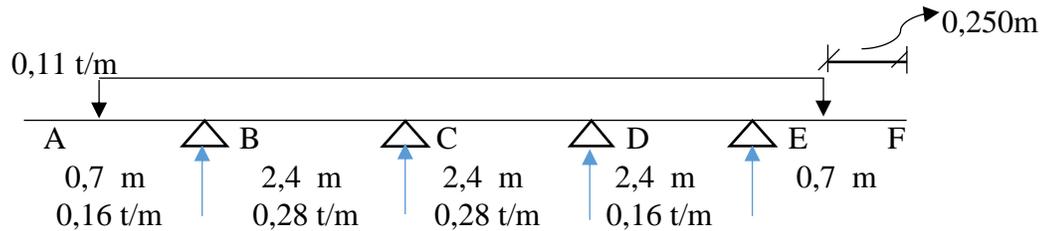
En la mayoración de cargas para el estado límite de Resistencia I, los valores positivos de momento serán multiplicados por $\gamma = 0.9$ para obtener en la combinación de cargas el máximo momento negativo.

2 Carga por superficie de rodadura (DW)

$$\gamma_{DW} = 2,25 \text{ t/m}^3$$

$$h_{dw} = 0,05 \text{ m}$$

$$W_{DW} = h_{DW} * 1 \text{ m} * \gamma_{DW} = 0,113 \text{ t/m}$$



Ecuaciones de momento en función de la distancia:

Tramo:

$$BC = -0,06x^2 + 0,19x + -0,12x^0$$

$$CD = -0,06x^2 + 0,47x + -1,00x^0$$

Entonces el momento flector negativo para el apoyo "C" y para puntos equidistantes separados de dicho apoyo una distancia igual a un tercio del ancho del patín, sin exceder 380 mm desde el eje de apoyo de la viga son:

$$M_C = -0,061 \text{ t - m} \quad (\text{En C})$$

$$M_{C \text{ izq}} = -0,012 \text{ t - m} \quad ((b \text{ patín}/3) \text{ a la izquierda})$$

$$M_{C \text{ der}} = -0,125 \text{ t - m} \quad ((b \text{ patín}/3) \text{ a la derecha})$$

3 Sobre carga peatonal (PL) :

Sobrecarga debido a la carga peatonal: 360 kg/m^2

Longitud donde se distribuye la sobrecarga peatonal: $0,80 \text{ m}$

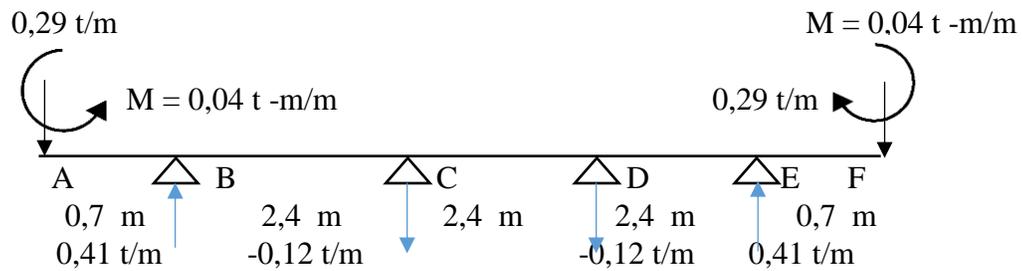
Entonces: $PL = 360 * 0,8 \text{ m}$

$$PL = 0,29 \text{ t/m}$$

Nota:

La sobrecarga peatonal no se ubica físicamente dentro de la losa pero la losa si debe sustentar dicha sobrecarga, es por eso que la carga será trasladada como carga y efecto, es decir la carga linealmente distribuida de la sobrecarga peatonal y el momento producido a una distancia medida desde el centroide de la vereda hasta el principio de la losa.

Distancia de la vereda hasta el principio de losa = 0,15 m



Ecuaciones de momento por la vereda en función de la distancia:

Tramo:

$$BC = ,12x + -,33x^0$$

$$CD = ,00x + ,04x^0$$

Entonces el momento flector negativo para el apoyo "C" y para puntos equidistantes separados de dicho apoyo una distancia igual a un tercio del ancho del patín, sin exceder 380 mm desde el eje de apoyo de la viga son:

$$MC = 0,0527 \text{ t - m}$$

(En C)

$$MC \text{ izq} = 0,0075 \text{ t - m}$$

((b patín/3) a la izquierda)

$$MC \text{ der} = 0,0540 \text{ t - m}$$

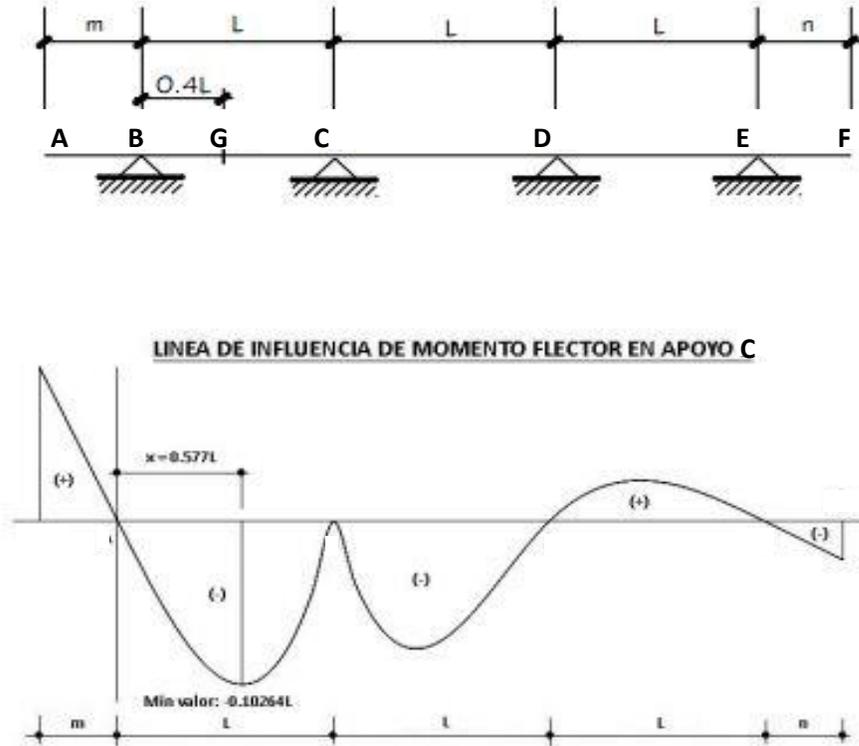
((b patín/3) a la derecha)

En la mayoración de cargas para el estado límite de Resistencia I, los valores positivos de momento serán multiplicados por $\gamma = 0.9$ para obtener en la combinación de cargas el máximo momento negativo.

4 Carga viva y efecto de carga dinámica (MLL+IM)

Utilizando el principio de Müller-Breslau (la línea de influencia cualitativa) tener

Figura A6.1: Línea de influencia de momento flector en el apoyo C

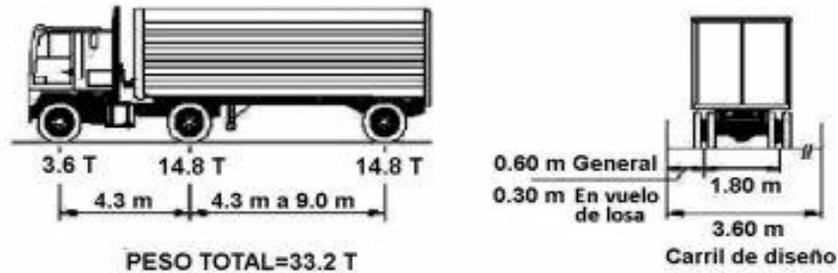


Fuente: RodriguezSerque, A., (2010)Puentes con AASHTO-LRFD, Peru

Conociendo la posición de cargas que genera el máximo momento negativo en C, calculamos también los momentos en la cara de la viga a la izquierda y derecha resolviendo la estructura hiperestática apoyada sobre las cuatro vigas, considerando el vehículo de diseño crítico y la situación crítica para un y dos carriles cargados.

Figura A6.2: Vehículo de diseño crítico

1.-Camión de diseño:



Fuente: American Association of state highway and transportation officials (2004)
AASHTO.

Análisis previo:

-El vehículo de diseño crítico es el camión de diseño puesto que el valor de la carga concentrada es mayor que la del tándem y naturalmente obtendrá mayor ordenada en la línea de influencia.

-La carga concentrada que llega a la sección de losa analizada es P/2 es decir 14.8/2 que es igual a 7.4t.

-Cargar un solo carril es la situación más crítica para obtener el máximo momento negativo, pues como se puede apreciar en la línea de influencia cualitativa, al cargar dos tramos el momento negativo se verá disminuido por la ordenada positiva del tramo adyacente "DE" de la línea de influencia.

-El espaciamiento mínimo que debe de haber entre dos ejes de camiones, asumiendo que estos están uno al lado de otro es 1.8 m.

-Se deberá de considerar el factor de presencia múltiple (Art. 36.6.1.1.2.)

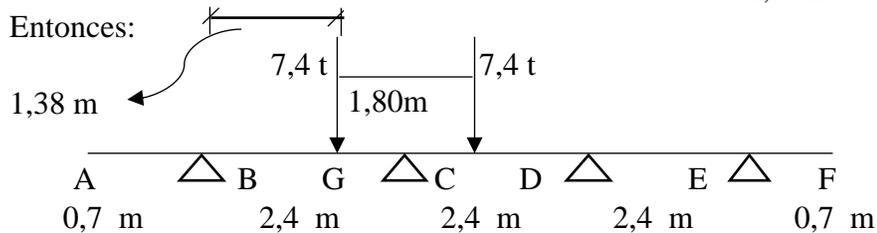
-El impacto a utilizar será del 33%

-Para el cálculo del momento por carga viva se deberá de utilizar el ancho de faja para obtener el momento por unidad de ancho.

-La distancia a la que se produce la máxima ordenada negativa medida desde al apoyo B es $0.577S'$.

$$0.577 * S' = 1,38m$$

Entonces:



Ecuaciones de Momento por carga viva:

Tramo:

$$GC = -5,60x + 14,13x^0$$

$$CD = 6,13x + -22,23x^0$$

Ancho de Faja:

$$E = 1820 \text{ mm} = 1,820 \text{ m}$$

Entonces el momento flector negativo para el apoyo "C" y para puntos equidistantes separados de dicho apoyo una distancia igual a un tercio del ancho del patín, sin exceder 380 mm desde el eje de apoyo de la viga son:

$$M = \frac{M(x) * m * IM}{E} \quad \begin{array}{l} m = 1,2 \\ IM = 1,33 \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{Un carril} \\ \text{cargado} \end{array}$$

$$MC = -2,82 \text{ t - m/m}$$

(En C)

$$MC \text{ izq} = -1,02 \text{ t - m/m}$$

((b patín/3) a la izquierda)

$$MC \text{ der} = -0,85 \text{ t - m/m}$$

((b patín/3) a la derecha)

Tabla A6.1: Resumen de Momentos negativos en "C":

	TIPO	M(-) izq (t-m)	M(-) eje (t-m)	M(-) der (t-m)	γ (Resistencia I)
LOSA	DC1	-0,05	-0,25	-0,07	1,25
BARANDA	DC2	0,00	0,02	0,02	0,9
VEREDA	DC3	0,00	0,05	0,05	0,9
BORDILLO	DC4	0,00	0,02	0,02	0,9
RODADURA	DW	-0,01	-0,06	-0,13	1,5
C.PEATONAL	PL	0,01	0,05	0,05	1,75
CARGA VIVA	LL+IM	-1,02	-2,82	-0,85	1,75

Fuente: Elaboración propia.

Luego:

$$Mu = \eta[(1.25 \text{ ó } 0.9)MDC + (1.50 \text{ ó } 0.65)MDW + 1.75M(LL+IM)] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

El valor de η adoptado será de 1, puesto que se diseñará para una ductilidad normal y será un diseño de manera convencional.

En el eje "C":

$$Mu = 1.25(M_{DC1}) + 0.9(M_{DC2}) + 1.50(M_{DW}) + 1.75(M_{LL+IM}) = -5,18 \text{ t - m}$$

A la izquierda:

$$Mu = 1.25(M_{DC1}) + 0.9(M_{DC2}) + 1.50(M_{DW}) + 1.75(M_{LL+IM}) = -1,86 \text{ t - m}$$

A la derecha:

$$Mu = 1.25(M_{DC1}) + 0.9(M_{DC2}) + 1.50(M_{DW}) + 1.75(M_{LL+IM}) = -1,60 \text{ t - m}$$

Nota:

Si bien la normativa permite utilizar el momento actuante a una distancia igual a 1/3 del patín pero no mayor a 380mm, se utilizará el momento actuante en el eje del apoyo "C", puesto que la armadura para distancias de 1/3 del patín resulta ser menor que la mínima especificada por la norma.

5.- Diseño a flexión (Armadura a Flexión Transversal).

Armadura principal perpendicular al tráfico.

	$M_u =$	5,18	t -m/m
Para realizar el cálculo de la armadura a flexión se debe considerar los siguientes d			
Momento último:	$M_u =$	517731,0115	kg.cm/m
Resistencia característica del H°	$f_c =$	210	kg/cm ²
Resistencia característica del acero:	$f_y =$	4200	kg/cm ²
Recubrimiento mínimo:	$r =$	2,5	cm
Ancho de la sección:	$b =$	100	cm
Altura de la sección:	$h =$	20	cm
Diámetro adop. de barra:	$\emptyset =$	10	mm
	$d = h - r - \frac{\emptyset}{2}$		

5.1.- Cálculo de la Altura efectiva (d).

Donde:

Altura de la sección:	$h =$	20	cm
Diámetro adoptado de barra:	$\emptyset =$	1,0	cm
Reemplazando en la ecuación se tiene:	$d =$	17	cm

5.2.- Altura del bloque de compresión (a).

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right)$$

Donde:

Ancho de la sección:	$b =$	100	cm
Momento último:	$M_u =$	517731,0115	kg.cm/m
Resistencia característica del H°	$f_c =$	210	kg/cm ²
Reemplazando en la ecuación se tiene:	$a =$	2,02	cm

5.3.- Armadura necesaria (As).

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 * f_c * a * b}{f_y}$$

Donde:

Altura del bloque de compresión:	a =	2,02	cm
Ancho de la sección:	b =	100	cm
Resistencia característica del H°	f _c =	210	kg/cm ²
Resistencia característica del acero:	f _y =	4200	kg/cm ²
Reemplazando en la ecuación se tiene:	A _{s_{nec}} =	8,6	cm ² /m

Armadura máxima:

Una sección no sobre reforzada cumple con: $c / d_e \leq 0.42$

Entonces:

Art. 5.7.3.3.1

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 * \left(\frac{f_c - 280}{70}\right)$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 2,376$$

$$d_e = 17 \text{ cm}$$

luego: $\frac{c}{d_e} \leq 0,14 \leq 0.42 \quad \text{¡OK!}$

Armadura mínima:

Art. 5.7.3.3.2

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S$$

$$S = \frac{I}{r}$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S = 1.2 * 2.01 * \sqrt[2]{f_c} * \frac{I}{r}$$

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f_c} \text{ [MPa]} = 2.01 * \sqrt{f_c} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

a) $1.2M_{cr} = 2,33E+05 = 2,330 \text{ t-m}$

b) $1.33M_u = 6,886 \text{ t-m}$

Se debe de escoger el menor momento

Entonces:

$$M = 2,330 \text{ t-m}$$

Luego:

$$2,330 \text{ t-m} < 5,177 \text{ t-m} \quad \text{¡OK!}$$

5.4.- Distribución de armadura a flexión.

Cálculo del número de barras:

Donde:

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \phi^2}$$

Diámetro de la barra :

$$\phi = 1,0 \quad \text{cm}$$

Área de armadura :

$$A_s = 8,6 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$\#b = 10,9$$

Se asume un número entero de barra:

$$\#b = 11 \quad \text{barras/m}$$

Disposición de las barras:

Donde:

$$s = \frac{b}{\#b}$$

Número de barras:

$$\#b = 11 \quad \text{barras/m}$$

Ancho de disposición longitudinal:

$$b = 100 \quad \text{cm}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$s = 9,1 \quad \text{cm}$$

Se asume un espaciamiento de:

$$s = 9 \quad \text{cm}$$

Disposición de armadura.

La armadura necesaria calculada por metro es:

ϕ	10 mm	c/	9,0 cm
--------	-------	----	--------

Nota: En las losas de tableros para puentes según lo especificado en la normativa

AASHTO LRFD 04, se debe de contar con cuatro capas de armadura, por lo que

la armadura calculada para momento negativo se dispondrá a lo ancho de la losa

en la región de momento negativo, así éste sea positivo o igual a cero.

As de temperatura

$$A_s = 0.11 * \frac{A_g}{f_y}$$

$$b = 1.000,00 \text{ mm}$$

$$h = 200,00 \text{ mm}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$A_s = 52,38 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 5,14 \text{ cm}^2$$

5.7.- Distribución de armadura de temperatura

Cálculo del número de barras:

Donde:	$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \emptyset^2}$	
Diámetro de la barra:	$\emptyset = 1,0$	cm
Área de armadura:	$A_s = 5,14$	cm ² /m
Reemplazando en la ecuación se tiene:	$\#b = 6,5$	
Se asume un número entero de barra:	$\#b = 7$	barras/m

Disposición de las barras:

	$s = \frac{b}{\#b}$	
Donde:		
Número de barras :	$\#b = 7$	barras/m
Ancho de disposición:	$b = 100$	cm
Reemplazando en la ecuación se tiene:	$s = 14,3$	cm
Se asume un espaciamiento de:	$s = 14$	cm

Disposición de Armadura.

La armadura necesaria calculada por metro es:

\emptyset	10 mm	c/	14,0 cm
-------------	-------	----	---------

Momento positivo de diseño:

1 Carga muerta (DC):

De las ecuaciones de momento obtenidas en función de la distancia para una distancia igual a $0.4 * S'$:

Losa (DC1) :

$$MDC1 = 0,161 \text{ t - m}$$

Barandado (DC2) :

$$MDC2 = -0,051 \text{ t - m}$$

Vereda (DC3) :

$$MDC3 = -0,125 \text{ t - m}$$

Bordillo (DC4) :

$$MDC4 = -0,045 \text{ t - m}$$

En la mayoración de cargas para el estado límite de Resistencia I, al momento por barandado, por ser negativo, debe de multiplicarse por $\gamma = 0.9$ para obtener en la combinación de cargas el máximo momento positivo.

2 Superficie de rodadura (DW):

De las ecuaciones de momento obtenidas en función de la distancia para una distancia igual a $0.4 \cdot S'$:

$$MDW = 0,045 \text{ t - m}$$

3 Sobrecarga Peatonal (PL):

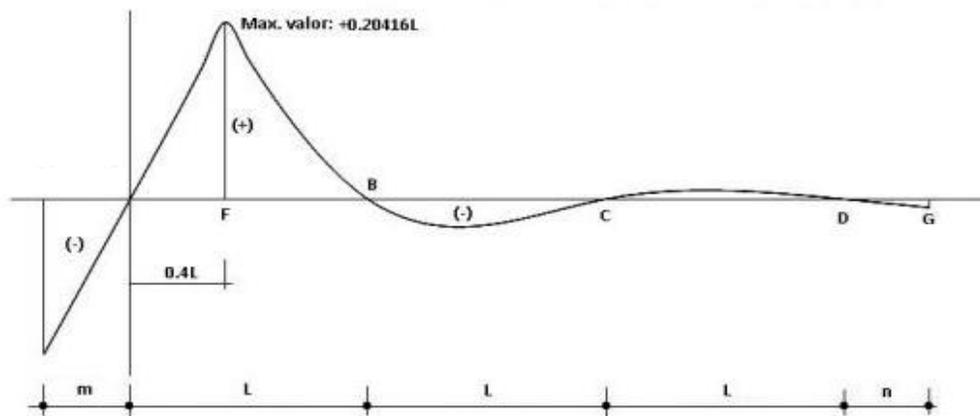
De las ecuaciones de momento obtenidas en función de la distancia para una distancia igual a $0.4 \cdot S'$:

$$MPL = -0,125 \text{ t - m}$$

4 Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM):

Utilizando el principio de Müller-Breslau (la línea de influencia cualitativa) para la obtención del máximo momento positivo:

Figura A6.3: Línea de influencia de una viga continua para máximo momento positivo



Fuente: RodríguezSerque, A., (2010) Puentes con AASHTO-LRFD, Peru

Para obtener el máximo momento positivo se debe de ubicar el vehículo crítico de diseño en el valor de la o las ordenadas máximas, además de hacer el análisis si es que se debe de cargar uno o dos tramos para así obtener el máximo momento positivo.

Análisis previo:

-El vehículo de diseño crítico es el camión de diseño puesto que el valor de la carga concentrada es mayor que el del tándem y naturalmente obtendrá mayor ordenada en la línea de influencia.

- La carga concentrada que llega a la sección de losa analizada es P/2 es decir 14.8/2 que es igual a 7.4t.

-Se adoptará el valor máximo de momento positivo de las dos situaciones de carga, un carril cargado y dos carriles cargados, tomando en cuenta el factor de presencia múltiple (Art. 3.6.1.1.2-1)

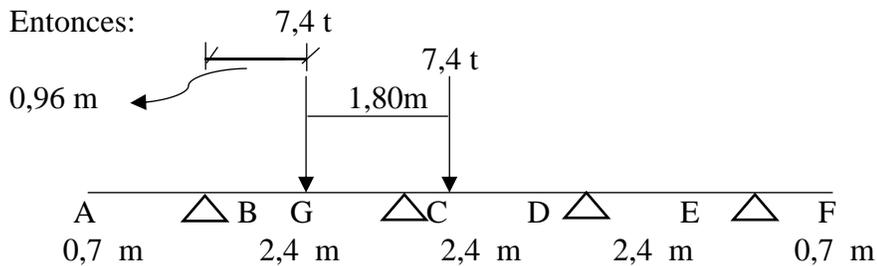
-El espaciamiento mínimo que debe de haber entre dos ejes de camiones, asumiendo que estos están uno al lado de otro es 1.8m.

-La distancia a la que se produce la máxima ordenada positiva es $0.4S'$ (Ver Figura A6.3)

$$0.4 * S' = 0,96 \text{ m}$$

Para un carril cargado:

Entonces:



Ecuaciones de momento por carga viva:

Tramo:

$$BG = 3,38x + -2,37x^0$$

Ancho de faja

$$E = 1820 \text{ mm} = 1,820 \text{ m}$$

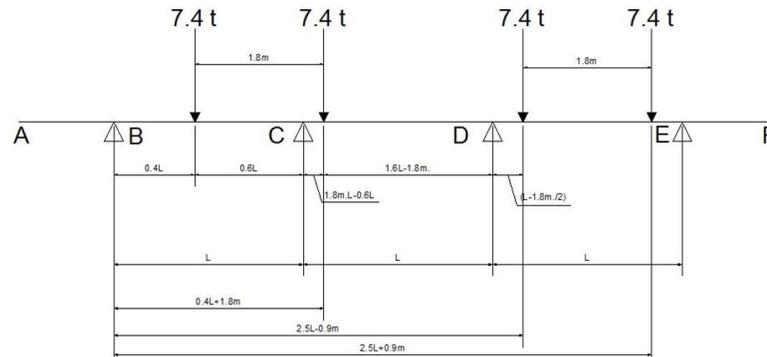
Entonces:

Un carril cargado

$$M_{x=0.4*S'} = \frac{M_{(x=0.4*S')} * m * IM}{E} \quad \begin{matrix} m = 1,2 \\ IM = 1,33 \end{matrix}$$

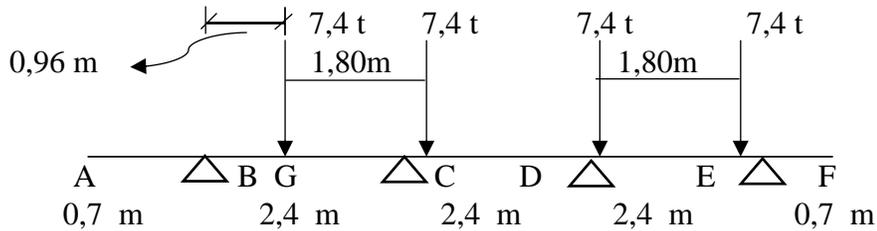
$$M_{x=0.4*S'} = 2,85 \text{ t - m} \quad (\text{En } 0.4*S')$$

Para dos carriles cargados:



$$0.4 * S' = 0,96m$$

Entonces:



Ecuaciones de momento por carga viva:

Tramo:

$$BG = 3,55x + -2,48x^0$$

El ancho de faja en el que se distribuye es:

$$E(+)= 660+0.55 S' \quad (\text{Tabla 4.6.2.1.3-1})$$

$$E(+)= 1.980 \text{ mm} = 1,98 \text{ m}$$

Entonces:

$$M_{x=0.4*S'} = \frac{M_{(x=0.4*S')} * m * IM}{E}$$

Dos carriles cargados

$$m= 1$$

$$IM= 1,33$$

$$M_{x=0.4*S'} = 2,29 \text{ t - m/m}$$

(En 0.4*S)

El máximo momento para las dos situaciones de carga viva es :

$$MLL+IM(+)\text{ max} = 2,849 \text{ t - m/m}$$

A continuación se presenta una tabla con el resumen de los momentos:

Tabla A6.2: Resumen de Momentos positivos den "X = 0.4*S":

	TIPPO	M(+) (t-m)	γ Resistencia I
LOSA	DC1	0,161	1,25
BARANDA	DC2	-0,051	0,9
VEREDA	DC3	-0,125	0,9
BORDILLO	DC4	-0,045	0,9
RODADURA	DW	0,045	1,5
C.PEATONAL	PL	-0,125	1,5
CARGA VIVA	LL+IM	2,849	1,75

Fuente: Elaboración propia.

Luego:

$$Mu = \eta [(1.25 \text{ ó } 0.9)MDC + (1.50 \text{ ó } 0.65)MDW + 1.75M(LL+IM)] \text{ (Tabla 3.4.1-1)}$$

El valor de η adoptado será de 1, puesto que se diseñará para una ductilidad normal

En $X = 0.4*S$:

$$Mu = 1.25(M_{DC1}) + 0.9(M_{DC2}) + 1.50(M_{DW}) + 1.75(M_{LL+IM}) = 4,87 \text{ t - m}$$

6.- Diseño a flexión (Armadura a flexión transversal).

Para el diseño a flexión se utiliza el momento último máximo calculado líneas arriba:

La armadura principal perpendicular al tráfico.

Momento último:	$Mu = 4,87$	t -m/m
Resistencia característica del H°	$Mu = 486680,0846$	kg.cm/m
Resistencia característica del Acero:	$f_c = 210$	kg/cm ²
Recubrimiento mínimo:	$f_y = 4200$	kg/cm ²
Ancho de la sección:	$r = 2,5$	cm
Altura de la sección:	$b = 100$	cm
Diámetro adoptado de barra:	$h = 20$	cm
	$\emptyset = 12$	mm

6.1.- Cálculo de la altura efectiva (d).

Donde:	$d = h - r - \frac{\emptyset}{2}$	
Altura de la sección:	$h = 20$	cm
Diámetro adoptado de barra:	$\emptyset = 1,2$	cm
Reemplazando en la ecuación se tiene:	$d = 17$	cm

6.2.- Altura del bloque de compresión (a).

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right)$$

Donde:

Ancho de la sección:

$$b = 100 \text{ cm}$$

Momento último:

$$M_u = 486680,085 \text{ kg.cm/m}$$

Resistencia característica del H°

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$a = 1,90 \text{ cm}$$

6.3.- Armadura a Flexión.

Armadura Necesaria (As).

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 * f_c * a * b}{f_y}$$

Donde:

Altura del bloque de compresión:

$$a = 1,90 \text{ cm}$$

Ancho de la sección:

$$b = 100 \text{ cm}$$

Resistencia característica del H°

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia característica del acero:

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$A_{s_{nec}} = 8,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura máxima:

Una sección no sobre reforzada cumple con: $c / d_e \leq 0,42$ **Art. 5.7.3.3.1**

Entonces:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 * \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right)$$

$$\beta_1 = 0,9$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 2,111$$

$$d_e = 16,9 \text{ cm}$$

luego:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,12 \leq 0,42 \quad \text{¡OK!}$$

Armadura mínima:

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S$$

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f_c} \text{ [MPa]} = 2.01\sqrt{f_c} \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad \text{Art. 5.7.3.3.2}$$

Entonces.

a) $S = \frac{I}{r}$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S = 1.2 * 2.01 * \sqrt{f_c} * \frac{I}{r}$$

$$1.2M_{cr} = 2,33E+05 = 2,330 \text{ t-m}$$

b) $1.33M_u = 6,473 \text{ t-m}$

Entonces:

$$M = 2,330 \text{ t-m}$$

} Se debe de escoger el menor momento

Luego:

$$2,330 \text{ t-m} < 4,867 \text{ t-m} \quad \text{¡OK!}$$

6.4.- Disposición de armadura a flexión.

Cálculo del número de Barras:

Donde:

Diámetro de la barra:

$$\emptyset = 1,2 \text{ cm}$$

Área de armadura:

$$A_s = 8,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$\#b = 7,1$$

Se asume un número entero de barra:

$$\#b = 8 \text{ barras/m}$$

Disposición de las barras:

Donde:

$$s = \frac{b}{\#b}$$

Número de barras

$$\#b = 8 \text{ barras/m}$$

Ancho de disposición:

$$b = 100 \text{ cm}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$s = 12,5 \text{ cm}$$

Se asume un espaciamiento de:

$$s = 12,5 \text{ cm}$$

Disposición de Armadura.

La armadura necesaria calculada por metro es:

\emptyset	12 mm	c/	12,5 cm
-------------	--------------	----	----------------

Nota: Se dispondrá de un espaciamiento de 12,5cm para la armadura de momento positivo con el objetivo de uniformizar espaciamientos respecto a la armadura para momento negativo.

Armadura de distribución:

9.7.3.2 Armadura de Distribución

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

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$1750/\sqrt{S} \leq 50 \text{ por ciento}$$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$3840/\sqrt{S} \leq 67 \text{ por ciento}$$

donde:

S = longitud de tramo efectiva considerada igual a la longitud efectiva especificada en el Artículo 9.7.2.3 (mm)

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

$$\% = 78,38 \%$$

$$\text{Asumo: } \% = 67$$

$$\text{As distrib} = 5,41 \text{ cm}^2$$

6.4.- Disposición de armadura de distribución:

Cálculo del número de barras:

Donde:

Diámetro de la barra:

Área de armadura:

Reemplazando en la ecuación se tiene:

Se asume un número entero de barra:

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \phi^2}$$

$$\phi = 1,0 \quad \text{cm}$$

$$A_s = 5,4 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\#b = 6,9$$

$$\#b = 7 \quad \text{barras/m}$$

Disposición de las barras:

Donde:

Número de barras:

Ancho de disposición:

Reemplazando en la ecuación se tiene:

Se asume un espaciamiento de:

$$s = \frac{b}{\#b}$$

$$\#b = 7 \quad \text{barras/m}$$

$$b = 100 \quad \text{cm}$$

$$s = 14,3 \quad \text{cm}$$

$$s = 14 \quad \text{cm}$$

Disposición de la armadura.

La armadura calculada por metro es:

ϕ	10 mm	c/	14,0 cm
--------	-------	----	---------

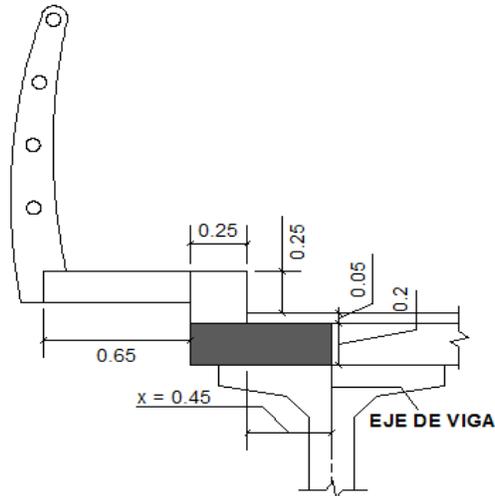
Nota:

El Art. 5.14.4.1 señala que las losas y los puentes de losa diseñados para momento de acuerdo con el Art. 4.6.2.3 se pueden considerar satisfactorios desde el punto de vista del corte. Por tales consideraciones no efectuará en este caso la revisión por corte.

Diseño en losa exterior

1.- Esquema de la losa exterior:

Figura A7.1: Esquema de la losa exterior



Fuente: Elaboración propia.

Altura de la losa de hormigón armado:	$h =$	0,2	m
Ancho del bordillo:	$a =$	0,25	m
Altura total del bordillo:	$hb =$	0,5	m
Longitud de la vereda:	$L_v =$	0,65	m
Longitud de vereda + bordillo:	$L_{v+b} =$	0,9	m
Altura entre la capa de rodadura y extremo superior del bordillo:	$h_{cr-b} =$	0,25	m
Altura de la capa de rodadura:	$h_{CR} =$	0,05	m
Distancia entre el principio de calzada y el eje de la viga	$x =$	0,45	m
Altura entre el bordillo y el final de losa:	$h_{bl} =$	0,5	m

2.- Cargas de diseño.

Carga debido al peso propio del bordillo (DCb).

Peso específico del H°	$\gamma_{H^\circ} =$	2400	kg/m^3
Peso específico de la capa de rodadura	$\gamma_{DW} =$	2250	kg/m^3

Resumen de cargas.

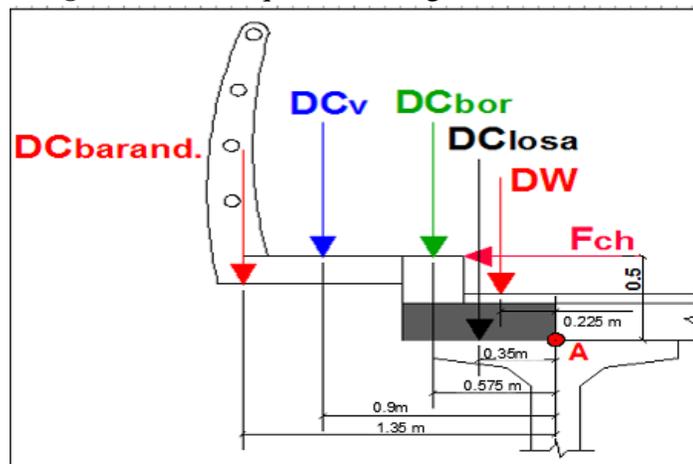
Carga debido al barandado :	DCbarandado =	94	kg/m
Carga debido al peso propio de la vereda:	DCv =	360	kg/m
Carga debido al peso propio del bordillo:	DCbor =	300	kg/m
Carga debido al peso propio de la losa:	DC losa =	336	kg/m
Carga de la capa de rodadura:	DW =	50,625	kg/m
Sobrecarga peatonal:	PL =	360	kg/m ²
Sobrecarga Puntual debida al vehículo HL-93.	LL =	1750	kg
Sobrecarga por la Fuerza de Choque.	Fcq =	750	kg/m

3.- Análisis de carga.

Esquema de cargas muertas actuantes:

Para el cálculo de momentos y cortantes se tomará como punto crítico el punto "A" mostrado en la figura A7.2.

Figura A7.2: e esquema de cargas muertas actuantes

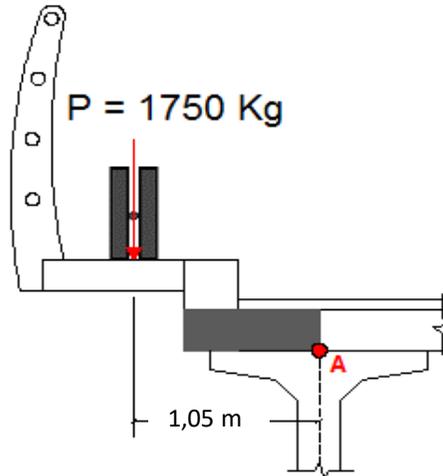


Fuente: Elaboración propia.

Esquema de cargas vivas actuantes:

Carga debido al vehículo HL-93 sobre la acera:

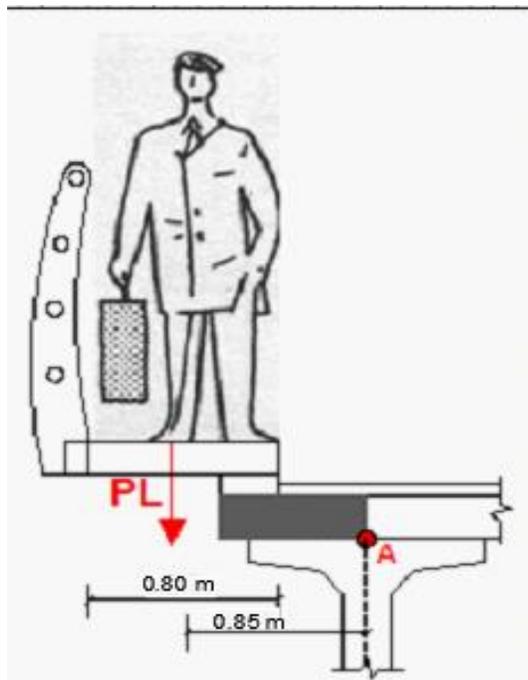
Figura A7.3: Rueda delantera del camión sobre la vereda



Fuente: Elaboración propia.

Debido a la sobrecarga peatonal:

Figura A7.4: Sobrecarga peatonal



Fuente: Elaboración propia.

Momento debido a las carga permanente (DC)

$$M_{DC} = DC_{barand.} * (1.35) + DC_v * (0,9) + DC_{bor} * (0,575) + DC_{losa} * (0,35)$$

Donde:

Carga debido al barandado :	DCbarandado =	94	kg/m
Carga debido al peso propio de la vereda:	DCv =	360	kg/m
Carga debido al peso propio del bordillo:	DCbor =	300	kg/m
Carga debido al peso propio de la losa:	DC losa =	336	kg/m
Reemplazando en las ecuaciones se tiene:	$M_{DC} =$	741	kg.m/m

Momento debido a la superficie de rodadura (DW)

Momento:

$$M_{DW} = DW * (0.225)$$

Donde:

Carga de la capa de rodadura:	DW =	50,625	kg/m
Reemplazando en las ecuaciones se tiene:	$M_{DW} =$	11,39	kg.m/m

Momento debido a la fuerza de choque (Fch)

Momento:

$$M_{LLcq} = Fcq * (0.5)$$

Donde:

Sobrecarga por fuerza de choque.	Fcq =	750	kg/m
Reemplazando en las ecuaciones se tiene:	$M_{LLch} =$	375	kg.m/m

Momento debido al vehículo HL-93 sobre la acera:

Momento:

$$M_{LL} = \frac{1750 * X}{E}$$

Ancho de faja equivalente para vuelo.

Para determinar el momento y cortante por unidad de longitud, se debe calcular un ancho de faja equivalente donde actúe la carga puntual del camión. Se considerará el ancho equivalente para vuelos de tablero, cuya ecuación es la siguiente:

Faja Equivalente:

$$E = 1140 + 0,833 * X$$

Donde:

Distancia entre la carga y el apoyo (mm): $X = 1050$ mm

Reemplazando en la ecuación se tiene: $E = 2015$ mm

Una vez determinado el ancho equivalente se determina el momento por unidad de longitud debido a la sobrecarga puntual del camión HL-93.

Reemplazando en las ecuaciones se tiene:

$$M_{LL} = 911,91 \text{ kg.m/m}$$

Momento debido a la sobrecarga distribuída peatonal (PL)

Momento:

$$M_{PL} = PL * (0,8) * (0,85)$$

Donde:

Sobrecarga debido a la carga peatonal: $PL = 360$ kg/m²

Reemplazando en las ecuaciones se tiene:
 $M_{PL} = 244,8$ kg.m/m

Resumen de momentos y cortantes por unidad de longitud.

Carga Permanente.

Momento debido a cargas permanentes : $MDC = 741$ kg.m/m

Momento debido a la capa de rodadura: $MDW = 11,39$ kg.m/m

Sobrecarga peatonal y Vehicular.

Momento debido a la sobrecarga peatonal: $MPL = 244,8$ kg.m/m

Momento debido al vehículo HL-93 : $MLLcam = 911,9$ kg.m/m

Momento debido a la Fuerza de Choque: $MLLcq = 375$ kg.m/m

4.- Combinación de cargas.

Las solicitaciones de diseño se determinarán en el ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA para el ESTADO DE RESISTENCIA I : "Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento".

4.1.- Factores de Carga y Combinaciones de Cargas.

La solicitación mayorada total se tomará como

$$Q = n \sum \gamma_i q_i$$

Donde:

n: Factor de modificación de carga que será considerado con un valor de 1 para valores de ductilidad normal y construcción convencional.

q_i: Carga especificada en la sección.

γ_i Factores de carga

DC: Peso Propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

LL: Sobrecarga vehicular.

PL: Sobrecarga peatonal.

4.3.- Hipótesis de carga.

Para el análisis de efectos se utilizarán los factores de carga de la Tabla 3.4.1-2 de la normativa AASHTO 04 y se manejará dos combinaciones de carga para determinar la combinación más desfavorable, dichas combinaciones son las siguientes:

1º Combinación de Carga.

En la primera combinación se tomará en cuenta todas las cargas permanentes y la sobrecarga puntual del camión HL-93, con dicha combinación se determinará el momento de diseño en la losa exterior:

Tabla A7.1: Resultado primera combinación de carga

CARGAS DE DISEÑO	Momento (kg.m/m)
<i>Carga Permanentes</i>	
DC	741
<i>Capa de rodadura</i>	
DW	11,4
<i>Sobrecarga Vehicular</i>	
LL	911,9

Fuente: *Elaboración propia.*

2° Combinación de Carga.

En la segunda combinación se tomará en cuenta todas las cargas permanentes, la sobrecarga peatonal y la fuerza de choque. Con dicha combinación se determinará el momento de diseño en la losa exterior.

Tabla A7.2: Resultado segunda combinación de carga

CARGAS DE DISEÑO	Momento (kg.m/m)
<i>Carga Permanentes</i>	
DC	741
<i>Carga Viva</i>	
PL	244,8
<i>Sobrecarga Transitoria</i>	
Fch	375
<i>Capa de rodadura</i>	
DW	11,39

Fuente: Elaboración propia.

5.- Solicitaciones de Diseño.

5.1.- Momento último de diseño.

Momento Ultimo RESISTENCIA I.

$$Mu = n * [1,25 * M_{DC} + 1,75 * M_{LS} + 1,75 * M_{LL}]$$

A continuación se resume los resultados de las combinaciones de carga:

Tabla A7.3: Resumen de resultados de las combinaciones de carga

COMBINACION DE CARGA	Mu (kg.m/m)
1° Combinación de Carga.	2539
2° Combinación de Carga.	2028

Fuente: Elaboración propia.

Nota:

El momento producido en la losa exterior es menor que el producido en la interior, entonces se dispondrá para la totalidad de la losa la armadura calculada para el momento negativo crítico, el de la losa interior.

VERIFICACION DE FATIGA Y RUPTURA

Revisión de fisuración por distribución de armadura (Art. 5.7.3.4)

Acero negativo

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c * A)^{1/3}} \leq 0,6 * f_y \quad (\text{Art.5.7.3.4-1})$$

donde

$$d_c = \text{recubrimiento} + \frac{\emptyset}{2}$$

$$A = \frac{(2d_c) * b}{n_v}$$

b= espaciamiento del acero

n_v= numero de varillas

Z= 30591 kg/m condicion moderada (Art.5.7.3.4)

b= 9,0 cm

n_v= 1

∅= 10,00 mm

entonces:

d_c= 3,0 cm

A= 54,00 cm²

f_{sa} = 2.520 kg/cm²

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$F_s = \frac{M_s * c}{I}$$

donde

M_s= -0,270 t - m

E_s= 200.000 MPa 2.039.400 kg/cm² (Art.5.4.3,2)

$$E_c = 15344 * \sqrt{f_c} = 222.356 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Art.5.4.2.4-1})$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 9,1718$$

Área de acero transformada:

$$A_{st} = n * A_s = 7,20 \text{ cm}^2$$

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada:

$$I = Ast * d^2 + \frac{b * a^3}{3} = 2.106,54 \text{ cm}^4$$

$$d = 17,0 \text{ cm}$$

$$a = 2,02 \text{ cm}$$

luego:

$$F_s = 1.996,94 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s < F_{sa}$$

$$1.997 \text{ kg/cm}^2 < 2.520 \text{ kg/cm}^2$$

cumple

Acero positivo:

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c * A)^{1/3}} \leq 0,6 * f_y \quad (\text{Art.5.7.3.4-1})$$

donde

$$d_c = \text{recubrimiento} + \frac{\emptyset}{2}$$

$$A = \frac{(2d_c) * b}{nv}$$

b= espaciamento del acero

nv= numero de varillas

$$Z = 30591 \text{ kg/m} \quad \text{condicion moderada} \quad (\text{Art.5.7.3.4})$$

$$b = 12,5 \text{ cm}$$

$$nv = 1$$

$$\emptyset = 12,00 \text{ mm}$$

entonces:

$$d_c = 0,6 \text{ cm}$$

$$A = 15,00 \text{ cm}^2$$

$$f_{sa} = 2.520 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$F_s = \frac{M_s * c}{I}$$

donde

$$M_s = 0,338 \text{ t - m}$$

$$E_s = 200.000 \text{ MPa} \quad 2.039.400 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Art.5.4.3,2})$$

$$E_c = 15344 * \sqrt{f_c} = 222.356 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Art.5.4.2.4-1})$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = 9,1718$$

Área de acero transformada:

$$Ast = n * As = 10,37 \text{ cm}^2$$

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada:

$$I = Ast * d^2 + \frac{b * a^3}{3} = 2.991,23 \text{ cm}^4$$

$$d = 16,9 \text{ cm}$$

$$a = 1,90 \text{ cm}$$

luego:

$$Fs = 1.754,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fs < Fsa$$

$$1.754 \text{ kg/cm}^2 < 2.520 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{cumple}$$

por lo tanto no es necesario realizar un estudio de fatiga y ruptura

FATIGA

Considerando la distribución g de sobrecarga para un solo carril, y eliminando el factor de presencia múltiple de 1.2 (Art. 3.6.1.1.2)

$$g_{fat} = 0,56458$$

$$MLL = 183,019 \text{ t - m}$$

Luego, para el diseño por fatiga con IM=0.15 (Tabla 3.6.2.1-1):

$$M_{fat} = 0,75 * 1,15 * MLL = 157,854 \text{ t-m}$$

Sección fisurada

Se utiliza la sección fisurada si la suma de esfuerzos debido a cargas permanentes no mayoradas más 1.5 veces la carga de fatiga, da por resultado una tensión de tracción mayor que 0.25 fc (Art. 5.5.3):

Esfuerzo debido a cargas permanentes no mayoradas más 1.5 veces la carga de fatiga en una viga interior:

$$M'_{fat} = 1,0 * DC + 1,0 * DW + 1,5 * M_{fat} = 519,042 \text{ t - m}$$

$$F_{tracc} = 0,8 * \sqrt{f_c} = 12 \text{ kg/cm}^2$$

$$fat = M_{fat}/s$$

$$fat = 16,892 \text{ kg/cm}^2$$

$$fat > F_{tracc}$$

verificacion de esfuerzos

$$F_{LL} = \frac{M_{fat}}{A_s * (j * d)} = 365 \text{ kg/cm}^2$$

rango maximo de esfuerzo

el esfuerzo minimo es el esfuerzo por carga viva minimo combinado con el esfuerzo por carga permanente

$$MDL = 370,308 \text{ t - m}$$

$$F_{DL} = \frac{M_{DL}}{A_s * jd} = 855,10 \text{ kg/cm}^2$$

por ser simplemente apoyada, el esfuerzo por carga viva minima es cero

entonces: $f_{min} = 855 \text{ kg/cm}^2$

el esfuerzo maximo es el esfuerzo por carga viva combinado con el esfuerzo por cargas permanentes:

$$f_{max} = 1.219,61 \text{ kg/cm}^2$$

el rango de esfuerzos es: $f = f_{max} - f_{min}$

$$f = 364,51 \text{ kg/cm}^2$$

el rango de limite es:

$$F = 1479 - 0,33 * f_{min} + 56\left(\frac{r}{h}\right) \quad (5,5,3,2-1)$$

para $r/h=0,3$ (Art. 5,5,3)

$$F = 1.365 \text{ kg/cm}^2$$

$$F > f$$

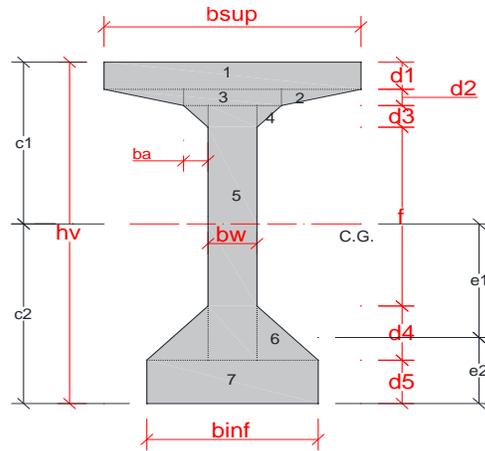
$$1.365 \text{ kg/cm}^2 > 364,51 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{cumple}$$

Propiedades de la sección de la viga

Estadio 2 (t=0)

Sección bruta

Figura A8.1: Sección transversal en centro luz en el tiempo inicial



bsup =	1100 mm
binf =	900 mm
bw =	200 mm
ba =	102 mm
hv =	1950 mm
d1 =	150 mm
d2 =	100 mm
d3 =	100 mm
d4 =	200 mm
d5 =	250 mm

f =	1150 mm
-----	---------

Fuente: Elaboración propia.

Nº	A_i (mm ²)	Y_{cgi} (mm)	$A*Y_{cg}^2$	I_{xi} (mm ⁴)	p (mm)
1	165000,00	1875,00	5,80E+11	3,09E+08	300,00
2	34800,00	1766,67	1,09E+11	1,93E+07	724,17
3	40400,00	1750,00	1,24E+11	3,37E+07	0,00
4	10200,00	1666,67	2,83E+10	5,67E+06	285,69
5	290000,00	975,00	2,76E+11	5,08E+10	2300,00
6	70000,00	316,67	7,02E+09	1,56E+08	806,23
7	225000,00	125,00	3,52E+09	1,17E+09	1400,00
Total	835400,00		1,13E+12	5,25E+10	

Area de la sección	Ao =	835400,00 mm ²
Altura de la viga	ho =	1950 mm
Momento de inercia	Io =	4,29E+11 mm ⁴
Distancia del C.G. a la fibra superior	c 10 =	1002,43 mm
Distancia del C.G. a la fibra inferior	c 20 =	947,57 mm
Módulo resistente fibra superior	W1 =	428.340.651,98 mm ³
Módulo resistente fibra inferior	W2 =	453.143.317,92 mm ³
Recubrimiento mínimo	r min	140,00 mm

N° de vainas

Diámetro de la vaina

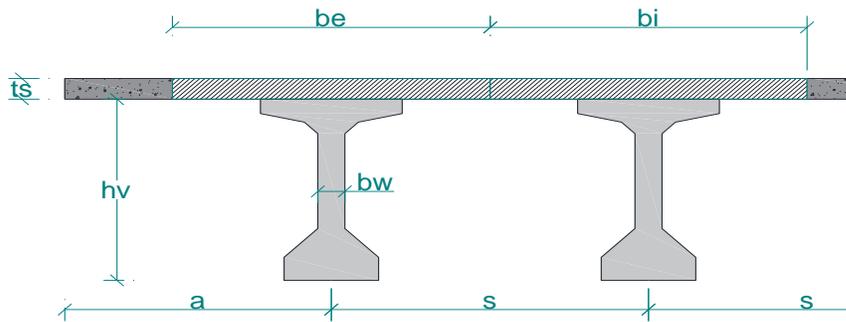
Excentricidad máxima inferior

Perímetro

N° vaina =	3,00
∅ vaina =	85,00 mm
eo =	680,07 mm
Po =	6916,08 mm

Estadio 4($t=\infty$)

Figura A8.2: Sección transversal en centro luz en el tiempo infinito



Fuente: Elaboración propia.

Materiales

Hormigón			Acero		
f'c(Losa)=	28,00	MPa	fy(Losa)=	420,00	MPa
f'c (viga)=	35,00	MPa	fpu(viga)=	1.898,29	MPa
γH°=	2.400,00	kg/m ³	γA°=	7.850,00	kg/m ³
Ec (Losa)=	26.752,50	MPa	Es (Losa)=	20.700,00	MPa
Ec (Viga)=	29.910,20	MPa	Ep (Viga)=	19.700,00	MPa

Ancho de ala efectivo "bi" (Vigas interiores)

$$\begin{array}{ll}
 L = 42.000 \text{ mm} & b_i \leq b_w + 12t_s = 2.600 \text{ mm} \\
 s = 2.400 \text{ mm} & b_i \leq s = 2.400 \text{ mm} \\
 b_w = 200 \text{ mm} & b_i \leq L/4 = 10.500 \text{ mm} \\
 \text{Altura de} & \\
 \text{losa } t_s = 200 \text{ mm} & \text{Entonces: } \mathbf{b_i = 2.400 \text{ mm}}
 \end{array}$$

Para poder homogenizar los materiales se calcularán las relaciones modulares como se muestra a continuación:

Relaciones Modulares:

$$\eta_1 = \frac{E_{p\text{viga}}}{E_{c\text{viga}}}$$

$$\eta_1 = 0,659$$

$$\eta_2 = \frac{E_{c\text{losa}}}{E_{c\text{viga}}}$$

$$\eta_2 = 0,894$$

Area de la sección
 Altura de la viga
 Momento de inercia
 Distancia del C.G. a la fibra superior
 Distancia del C.G. a la fibra inferior
 Módulo resistente fibra superior
 Módulo resistente fibra inferior
 Recubrimiento mínimo
 N° de vainas
 Diámetro de la vaina
 Excentricidad max. Inf

A_∞ =	1260575,63 mm ²
h_∞ =	2150,00 mm
I_∞ =	7,71E+11 mm ⁴
c 1_∞ =	824,67 mm
c 2_∞ =	1325,33 mm
W1 =	934.507.390,53 mm ³
W2 =	581.488.277,19 mm ³
r min	140,00 mm
N° vaina =	3,00
∅ vaina =	85,00 mm
eo =	1057,83 mm

Ancho de ala efectivo "be" (Vigas exteriores)

$L = 42.000 \text{ mm}$	$be \leq bi/2 + L/8 =$	6.450 mm
$a = 700 \text{ mm}$	$be \leq (bi+bw)/2 + 6ts =$	2.500 mm
$bw = 200 \text{ mm}$	$be \leq a + bi/2 =$	1.900 mm
$t_s = 200 \text{ mm}$	Entonces:	be = 1.900 mm

Para poder homogenizar los materiales se calcularán las relaciones modulares como se muestra a continuación:

Relaciones Modulares:

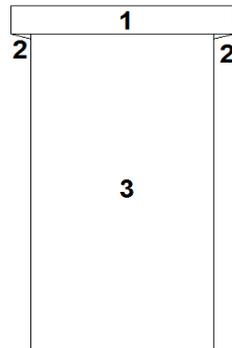
$$\eta_1 = \frac{E_{p\text{viga}}}{E_{c\text{viga}}} \quad \eta_2 = \frac{E_{c\text{losa}}}{E_{c\text{viga}}}$$
$$\eta_1 = 0,659 \quad \eta_2 = 0,894$$

Area de la sección
 Altura de la viga
 Momento de inercia
 Distancia del C.G. a la fibra superior
 Distancia del C.G. a la fibra inferior
 Módulo resistente fibra superior
 Módulo resistente fibra inferior
 Recubrimiento mínimo
 N° de vainas
 Diámetro de la vaina
 Excentricidad max. Inf

$A_{\infty} =$	1173766,17 mm ²
$h_{\infty} =$	2150,00 mm
$I_{\infty} =$	7,23E+11 mm ⁴
$c_{1\infty} =$	882,31 mm
$c_{2\infty} =$	1267,69 mm
$W1 =$	818.942.480,61 mm ³
$W2 =$	569.978.069,07 mm ³
r min	140,00 mm
N° vaina =	3,00
Ø vaina =	85,00 mm
eo =	1000,19 mm

Sección en los apoyos:

Figura A8.3: Sección transversal en los apoyos



Fuente: Elaboración propia.

bsup =	1100 mm
binf =	900 mm
d1 =	150 mm
d2 =	100 mm
ba =	102 mm
hv =	1950 mm
N°	A_i (mm ²)
1	165000
2	1530
3	1620000
Total	1788060

Factores de distribución de momento

A continuación se calculará los factores de distribución de momento, que son la fracción de carga por carril de el momento flector por sobrecarga para vigas:

Propiedades de la sección:

Tabla A9.1: Propiedades geométricas de la viga

A=	835400,00	mm ²
h_v =	1950,00	mm
I =	4,29E+11	mm ⁴
c 1 =	1002,43	mm
c 2 =	947,57	mm
e 0 =	680,07	mm
W1 =	428340651,98	mm ³
W2 =	453143317,92	mm ³

Fuente: Elaboración propia.

Separación entre vigas

Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

Figura A9.1: Factor de distribución interno

Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lr_s^2}\right)^{0,1}$	1100 ≤ S ≤ 4900 110 ≤ L ≤ 300 6000 ≤ L ≤ 73.000 N _b ≥ 4 4 × 10 ⁹ ≤ K _g ≤ 3 × 10 ¹²
		Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{Lr_s^2}\right)^{0,1}$	
Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con N _b = 3 o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor		N _b = 3	

Fuente: American Association of state highway and transportation officials (2004) AASHTO.

$$S = 2.400 \text{ mm}$$

$$t_s = 200 \text{ mm}$$

$$L = 42.000 \text{ mm}$$

$$N_b = 4$$

Parámetro de rigidez longitudinal (kg) **Art. 4.6.2.2.1**

$$K_g = n \cdot (I + A \cdot e_g^2)$$

Donde:
$$n = \frac{E_c \text{ (Viga)}}{E_c \text{ (Losa)}}$$

Materiales

Hormigón			Acero		
f'c(Losa)=	28,00	MPa	fy(Losa)=	420,00	MPa
f'c (viga)=	35,00	MPa	fpu(viga)=	1.898,29	MPa
γH°=	2.400,00	kg/m ³	γA°=	7.850,00	kg/m ³
Ec (Losa)=	26.752,50	MPa	Es (Losa)=	200.000,00	MPa
Ec (Viga)=	29.910,20	MPa	Ep (Viga)=	197.000,00	MPa

Ec (Viga)= 29.910,2 MPa Módulo de elasticidad del material de la viga

Ec (Losa)= 26.752,5 MPa Módulo de elasticidad del material del tablero

$\eta =$ 1,11803 Relación modular

$A =$ 835400,00 mm² Área de la viga no compuesta

$I =$ 4,29E+11 mm⁴ Momento de inercia de la viga no compuesta

$$e_g = c_{10} + \frac{t_s}{2}$$

$t_s =$ 200 mm Profundidad de la losa

$c_{10} =$ 1002,43 mm Distancia del C.G. a la fibra superior

$e_g =$ 1102,43 mm Distancia entre los centros de gravedad de la viga

Entonces:

$$Kg = 1,61522E+12 \text{ mm}^4$$

Un carril de diseño cargado: $g_{\text{interior}} = 0,453$

Dos o más carriles de diseño cargados: $g_{\text{interior}} = 0,664$

Distribución de sobrecarga por carril para momento en vigas longitudinales exteriores

Figura A9.2: Factor de distribución externo

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

Fuente: American Association of state highway and transportation officials (2004) AASHTO.

$$d_e = 700 \text{ mm}$$

$$e = 1,020$$

Un carril de diseño cargado:

$$g = 0,462$$

Dos o más carriles de diseño cargados:

$$g = 0,677$$

Luego:

VIGA INTERIOR

Un carril cargado

Dos carriles cargados

Factores de distribución

0,453

0,664

Máximo = 0,664

VIGA EXTERIOR

Un carril cargado

Dos carriles cargados

Factores de distribución

0,462

0,677

Máximo = 0,677

Entonces :

$g = 0,677$

Diseñar viga EXTERIOR

Factor de distribución para cortante

Vigas interiores:

Figura A10.1: Factor de distribución interno para corte

		Un carril cargado	Dos o más carriles cargados	
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_r \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

Fuente: American Association of state highway and transportation officials (2004)
AASHTO.

$$S = 2.400 \text{ mm}$$

Un carril cargado: $g_{\text{interior}} = 0,68$

Dos o más carriles cargados: $g_{\text{interior}} = 0,82$

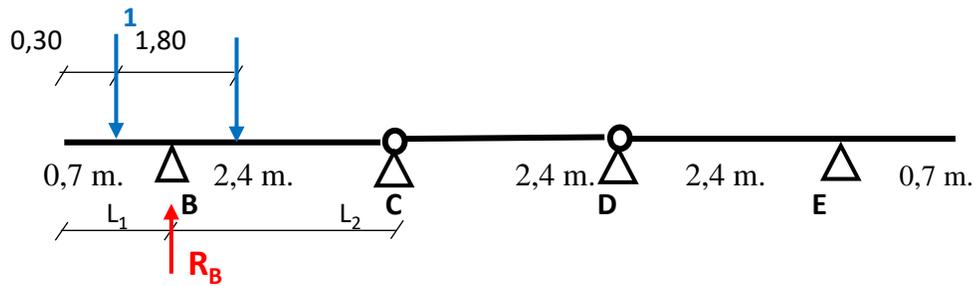
Vigas exteriores:

Figura A10.2: Factor de distribución externo para corte

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

Fuente: American Association of state highway and transportation officials (2004)
AASHTO.

Un carril cargado



$$\sum MC_i = 0$$

$$R_B * L_2 - 1*(L_1 + L_2 - 0,30) - 1*(L_1 + L_2 - 2,10) = 0$$

$$R_B = 1,58$$

Como $R = 2$, entonces: $1,58 / 2 = 0,792$

Tabla A10.1: Factor de presencia múltiple (m)

Número de carriles	Factor de presencia
1	1,2
2	1
3	0,85
> 3	0,65

Fuente: American Association of state highway and transportation officials

Un carril de diseño cargado: $g_{\text{exterior}} = 0,95$

$$d_e = 700 \text{ mm}$$

$$e = 0,83$$

Dos o más carriles cargados: $g_{\text{exterior}} = 0,68$

Luego: VIGA INTERIOR
Un carril cargado
Dos carriles cargados

Factor de distribución
0,676
0,816
Máximo = 0,816

VIGA EXTERIOR
Un carril cargado
Dos carriles cargados

Factor de distribución
0,950
0,680
Máximo = 0,950

Si la línea de apoyo es oblicua, se deberá ajustar el corte en la viga exterior en la esquina obtusa del puente:

Tabla A10.2: Factor de corrección para corte en el apoyo de la

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factor de corrección	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$1,0 + 0,20 \left(\frac{L t_s^3}{K_g} \right)^{0,3} \tan \theta$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$

Fuente: American Association of state highway and transportation officials (2004) AASHTO.

Luego:

$$FC = 1 + 0.2 \left(\frac{L t_s^3}{k_g} \right)^{0.3} \tan \theta$$

Donde :

$$\theta = 10^\circ$$

$$FC = 1,02201817$$

Entonces:

$$g' = g_{\text{máx}} * FC$$

$$g_{\text{máx}} = 0,950$$

$g' = 0,97$ Diseñar viga EXTERIOR

A continuación se hará un resumen de las reacciones linealmente distribuidas en la losa, del tipo DC,DW,LL,PL.

Resumen de reacciones:

CARGA	REACCIÓN EN APOYO (t/m)			
	B	C	D	E
R_{DClosa}	0,86 t/m	1,21 t/m	1,21 t/m	0,86 t/m
$R_{DCbarand.}$	0,12 t/m	-0,05 t/m	-0,05 t/m	0,12 t/m
R_{DCv}	0,35 t/m	-0,12 t/m	-0,12 t/m	0,35 t/m
R_{DCbor}	0,19 t/m	-0,04 t/m	-0,04 t/m	0,19 t/m
R_{DW}	0,16 t/m	0,285	0,285	0,161
R_{DC}	1,679	1,280	1,280	1,679

R_{PL}	0,413	-0,120	-0,120	0,413
----------	-------	--------	--------	-------

TOTAL	2,093	1,161	1,161	2,093
--------------	--------------	--------------	--------------	--------------

**NOTA: No se considera la sobrecarga de carril porque la separación entre vigas es menor a 4600 mm. (Art. 3.6.1.3.3.)*

Reacciones para la viga interior

Viga interior

Datos

$$L = 42 \text{ m.}$$

$$t_s = 0,20 \text{ m}$$

$$S = 2,40 \text{ m}$$

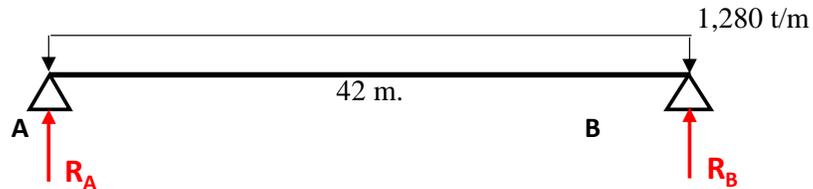
$$h_v' = 1,95 \text{ m}$$

$$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$A_o = 0,84 \text{ m}^2$$

Reacciones por carga muerta:

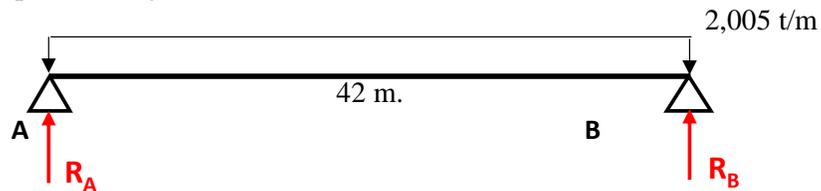
- Carga muerta de la losa:



$$w_{DC} = 1,280 \text{ t/m}$$

$$R_A = R_B = w_{DC} * L / 2 = 26,88 \text{ t}$$

- Peso propio de la viga:



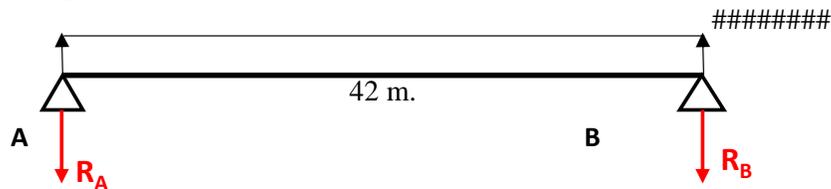
$$w_{viga} = A_o * \gamma_c = 2005 \text{ kg/m}$$

$$w_{DCviga} = 2,005 \text{ t/m}$$

$$R_A = R_B = w_{DC} * L / 2 = 42,10 \text{ t}$$

Reacciones por carga viva:

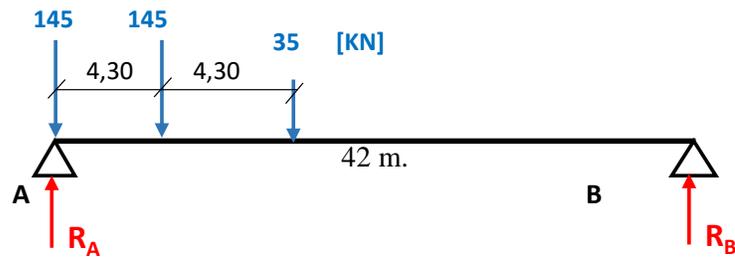
- Sobrecarga peatonal:



$$w_{PL} = -0,120 \text{ t/m}$$

$$R_A = R_B = w_{DC} * L / 2 = -2,51 \text{ t}$$

- HL-93:



$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A * L - 145 * L - 145 * (L - 4,30) - 35 * (L - 8,60) = 0$$

$$R_A = 302,99 \text{ KN}$$

$$R_A = 30,89 \text{ t}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$R_B * L - 35 * 8,60 - 145 * 4,30 = 0$$

$$R_B = 22,01 \text{ KN}$$

$$R_B = 2,24 \text{ t}$$

Considerando el efecto de impacto (33%) :

$$R_A = 41,08 \text{ t}$$

$$R_B = 2,98 \text{ t}$$

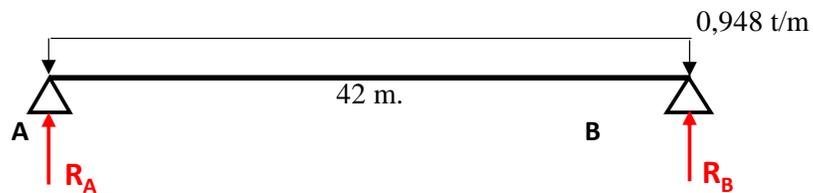
Factor de distribución interno:

$$g = 0,816$$

$$R_A = g * R_A = 33,53 \text{ t}$$

$$R_B = g * R_B = 2,44 \text{ t}$$

- Sobrecarga de carril



$$w_{SC} = 9,30 \text{ N/mm} = 948 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{SC} = 0,948 \text{ t/m}$$

$$R_A = R_B = w_{DC} * L / 2 = 19,91 \text{ t}$$

Factor de distribución interno:

$$g = 0,816$$

$$R_{SC} = g * R_{SC} = 16,25 \text{ t}$$

Resumen de reacciones:

Tabla A11.1: Resumen de reacciones viga interior

CARGA	REACCIÓN EN APOYO (t)	
	A	B
Carga muerta: $R_{DC\ losa}$	26,88	26,88
$R_{DC\ viga}$	42,10	42,10
Carga viva: R_{PL}	-2,51	-2,51
R_{LL}	33,53	2,44
R_{SC}	16,25	16,25
TOTAL	100,01	68,91

Fuente: Elaboración propia.

Reacciones para la viga exterior

Viga exterior

Datos

$$L = 42 \text{ m.}$$

$$t_s = 0,20 \text{ m}$$

$$S = 2,40 \text{ m}$$

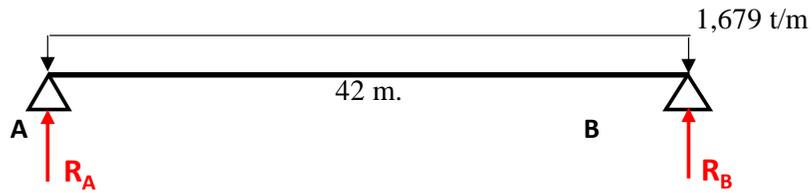
$$h_v' = 1,95 \text{ m}$$

$$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$A_o = 0,84 \text{ m}^2$$

Reacciones por carga muerta:

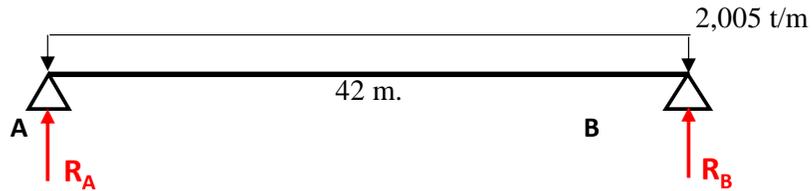
- Carga muerta de la losa:



$$w_{DC} = 1,679 \text{ t/m}$$

$$R_A = R_B = w_{DC} * L / 2 = 35,27 \text{ t}$$

- Peso propio de la viga:



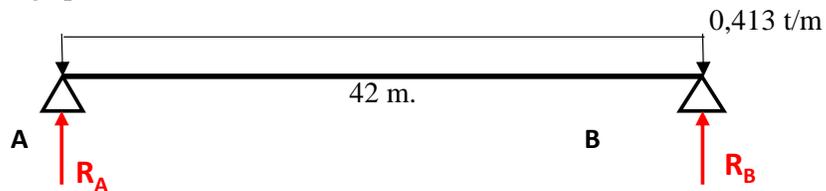
$$w_{viga} = A_o * \gamma_c = 2005 \text{ kg/m}$$

$$w_{DCviga} = 2,005 \text{ t/m}$$

$$R_A = R_B = w_{DC} * L / 2 = 42,10 \text{ t}$$

Reacciones por carga viva:

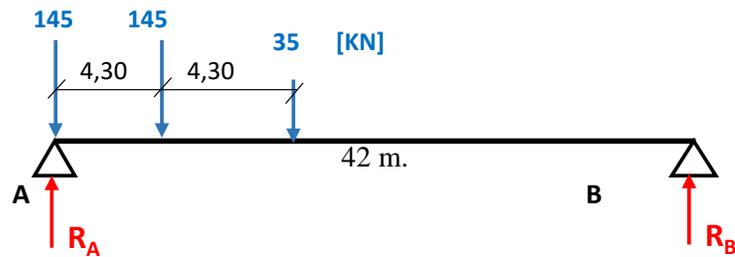
- Sobrecarga peatonal:



$$w_{PL} = 0,413 \text{ t/m}$$

$$R_A = R_B = w_{DC} * L / 2 = 8,68 \text{ t}$$

- HL-93:



$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A * L - 145 * L - 145 * (L - 4,30) - 35 * (L - 8,60) = 0$$

$$R_A = 302,99 \text{ KN}$$

$$R_A = 30,89 \text{ t}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$R_B * L - 35 * 8,60 - 145 * 4,30 = 0$$

$$R_B = 22,01 \text{ KN}$$

$$R_B = 2,24 \text{ t}$$

Considerando el efecto de impacto (33%) :

$$R_A = 41,08 \text{ t}$$

$$R_B = 2,98 \text{ t}$$

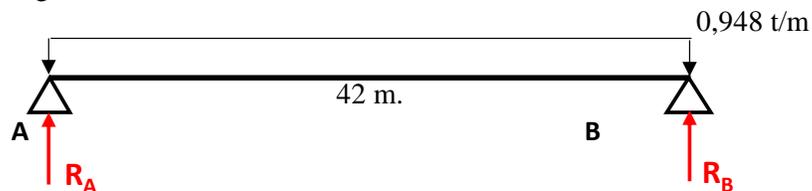
Factor de distribución externo:

$$g = 0,950$$

$$R_A = g * R_A = 39,02 \text{ t}$$

$$R_B = g * R_B = 2,84 \text{ t}$$

- Sobrecarga de carril



$$w_{SC} = 9,30 \text{ N/mm} = 948 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{SC} = 0,948 \text{ t/m}$$

$$R_A = R_B = w_{DC} * L / 2 = 19,91 \text{ t}$$

Factor de distribución externo:

$$g = 0,950$$

$$R_{SC} = g * R_{SC} = 18,91 \text{ t}$$

Resumen de reacciones:

Tabla A12.1: Resumen de reacciones viga exterior

CARGA	REACCIÓN EN APOYO (t)	
	A	B
Carga muerta: $R_{DC\ losa}$	35,267	35,267
$R_{DC\ viga}$	42,104	42,104
Carga viva: R_{PL}	8,677	8,677
R_{LL}	39,024	2,835
R_{SC}	18,913	18,913
TOTAL	125,073	88,884

Fuente: Elaboración propia.

Momento máximo en la viga interior

Viga interior

Datos

$$L = 42 \text{ m.}$$

$$t_s = 0,2 \text{ m.}$$

$$S = 2,4 \text{ m.}$$

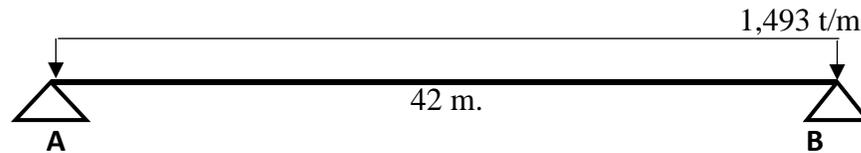
$$h_v' = 1,95 \text{ m}$$

$$\gamma_c = 2.400,00 \text{ kg/m}^3$$

$$A_o = 0,84 \text{ m}^2$$

Momentos por carga muerta:

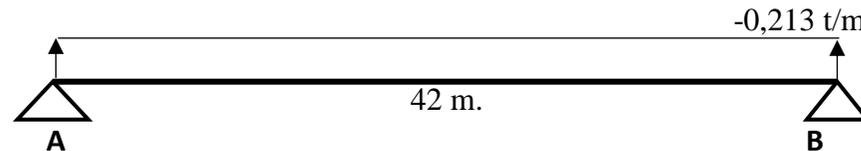
- Carga muerta de la losa desfavorables:



$$w_{DC \text{ losa}} = 1,493 \text{ t/m}$$

$$M_{DC \text{ losa}} = w_{DC \text{ losa}} * L^2 / 8 = 329,25 \text{ t - m}$$

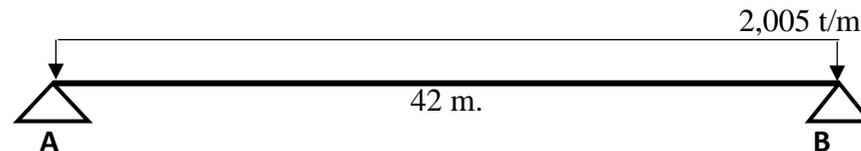
- Carga muerta de la losa favorables:



$$w_{DC \text{ losa}} = -0,213 \text{ t/m}$$

$$M_{DC \text{ losa}} = w_{DC \text{ losa}} * L^2 / 8 = -46,99 \text{ t - m}$$

- Peso propio de la viga:



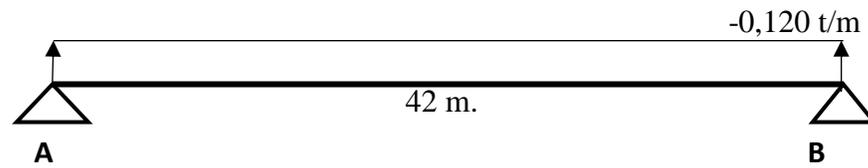
$$w_{viga} = A_o * \gamma_c = 2005 \text{ kg/m}$$

$$w_{DC \text{ viga}} = 2,005 \text{ t/m}$$

$$M_{DC \text{ viga}} = w_{DC \text{ viga}} * L^2 / 8 = 442,09 \text{ t - m}$$

Momentos por carga viva:

- Sobrecarga peatonal:



$$w_{PL} = -0,120 \text{ t/m}$$

$$M_{PL} = w_{PL} * L^2 / 8 = -26,37 \text{ t - m}$$

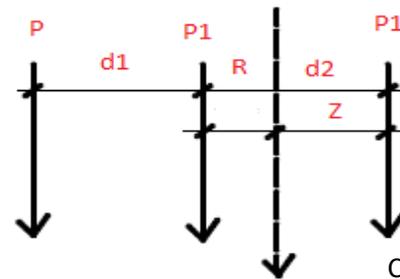
- HL-93:

Teorema de Barré:

Figura A13.1: Tren de cargas

Datos:

- P = 3568 kg
- P1 = 14781 kg
- d1 = 4,30 m
- d2 = 4,30 m
- L = 42 m
- R = 33129 kg



Fuente: Elaboración propia

Para hallar la ubicación de la resultante, se hace sumatoria de momentos en "C".

Momentos con la resultante:

$$Z = \frac{P * (d1 + d2) + P1 * d2}{R}$$

$$Z = 2,84 \text{ m}$$

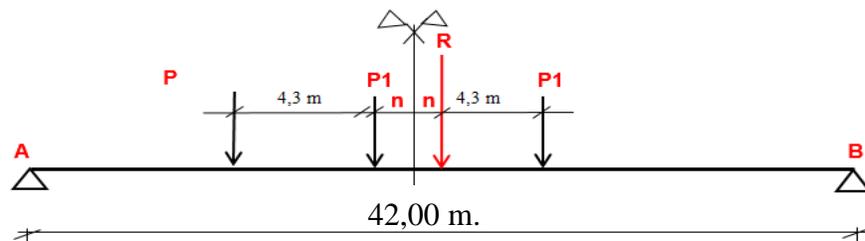
$$2n + Z = d2$$

$$n = 0,73 \text{ m}$$

Donde "n" es la distancia de la resultante a centro luz

Despejando "n" :

Figura A13.1: Teorema de Barré



Fuente: Elaboración propia

Encontrando la reacción en A:

$$R_A = 15.990,73 \text{ Kg}$$

Según el teorema de Barré el momento máximo por carga viva se encuentra debajo de la carga más cercana a centro luz

Momento debajo de P1:	MHL-93=	308827,48	kg.m
Momento en centro luz:	MHL-93=	307111,66	kg.m

$$M_{LL} = 308,83 \text{ t - m}$$

Considerando el efecto de impacto (33%) :

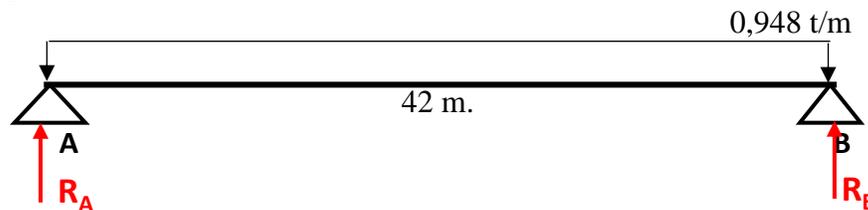
$$M_{LL+IM} = M_{LL} * 1,33 = 410,7 \text{ Tn-m}$$

Factores de distribución interno para momento:

$$g = 0,664$$

$$M_{LL+IM} = g * M_{LL+IM} = 272,8 \text{ Tn-m}$$

- Sobrecarga de carril



$$w_{SC} = 9,30 \text{ N/mm} = 948,01 \text{ kg/m}$$

$$w_{SC} = 0,948 \text{ t/m}$$

$$M_{PL} = w_{PL} * L^2 / 8 = 209,04 \text{ t - m}$$

Factores de distribución interno para momento:

$$g = 0,664$$

$$M_{SC} = g * M_{SC} = 138,8 \text{ Tn-m}$$

Resumen de momentos:

Tabla A13.1: Resumen de momentos viga interior

MOMENTO MÁX. (+) [t-m]		γ	
Carga muerta:	$M_{DC\ losa}$	329,251	1,25
	$M_{DC\ losa}$	-46,989	0,9
Carga viva:	$M_{DC\ viga}$	442,094	1,25
	M_{PL}	-26,372	0,9
	M_{LL+IM}	272,818	1,75
	M_{SC}	138,84	1,75

Fuente: Elaboración propia.

Calculando el momento último para el estado límite de resistencia:

Resistencia I: $U = n * [1,25 * DC + 1,50 * DW + 1,75 * ((LL+IM)+PL)]$

$$M_U = 1618,56 \text{ Tn-m}$$

Momento máximo en la viga exterior

Viga exterior:

Datos

$$L = 42 \text{ m.}$$

$$t_s = 0,2 \text{ m.}$$

$$S = 2,4 \text{ m.}$$

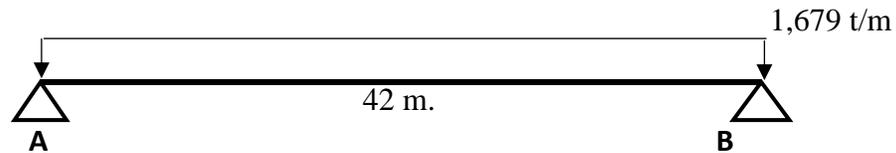
$$h_v' = 1,95 \text{ m}$$

$$\gamma_c = 2.400,00 \text{ kg/m}^3$$

$$A_o = 0,84 \text{ m}^2$$

Momentos por carga muerta:

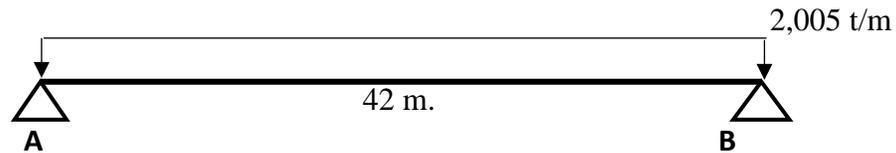
- Carga muerta de la losa:



$$w_{DC \text{ losa}} = 1,679 \text{ t/m}$$

$$M_{DC \text{ losa}} = w_{DC \text{ losa}} * L^2 / 8 = 370,308 \text{ Tn-m}$$

- Peso propio de la viga:



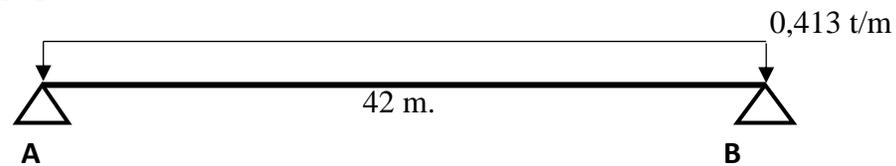
$$w_{\text{viga}} = A_o * \gamma_c = 2005 \text{ kg/m}$$

$$w_{DC \text{ viga}} = 2,005 \text{ t/m}$$

$$M_{DC \text{ viga}} = w_{DC \text{ viga}} * L^2 / 8 = 442,094 \text{ Tn-m}$$

Momentos por carga viva:

- Sobrecarga peatonal:



$$w_{PL} = 0,413 \text{ t/m}$$

$$M_{PL} = w_{PL} * L^2 / 8 = 91,1106 \text{ Tn-m}$$

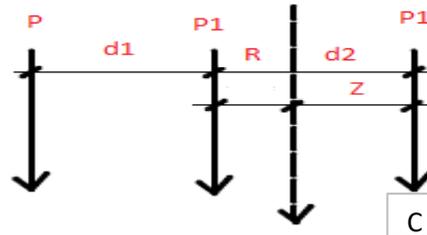
- HL-93:

Teorema de Barré:

Datos:

- P = 3568 kg
- P1 = 14781 kg
- d1 = 4,30 m
- d2 = 4,30 m
- L = 42 m
- R = 33129 kg

Figura A14.1: Tren de cargas



Fuente: Elaboración propia

Para hallar la ubicación de la resultante, se hace sumatoria de momentos en "C".

Momentos con la resultante:

$$Z = \frac{P * (d1 + d2) + P1 * d2}{R}$$

$$Z = 2,84 \text{ m}$$

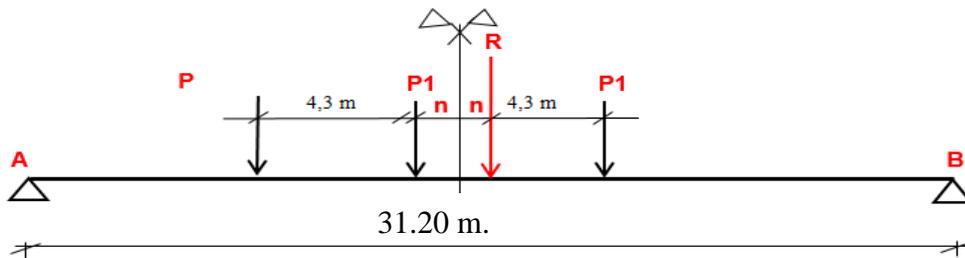
$$2n + Z = d2$$

$$n = 0,73 \text{ m}$$

Donde "n" es la distancia de la resultante a centro luz

Despejando "n" :

Figura A14.1: Teorema de Barré



Fuente: Elaboración propia

Encontrando la reacción en A:

$$R_A = 15.990,73 \text{ Kg}$$

Según el teorema de Barré el momento máximo por carga viva se encuentra debajo de la carga más cercana a centro luz

Momento debajo de P1:	MHL-93=	308827,48	kg.m
Momento en centro luz:	MHL-93=	307111,66	kg.m

$$M_{LL} = 308,827 \text{ Tn-m}$$

Considerando el efecto de impacto (33%) :

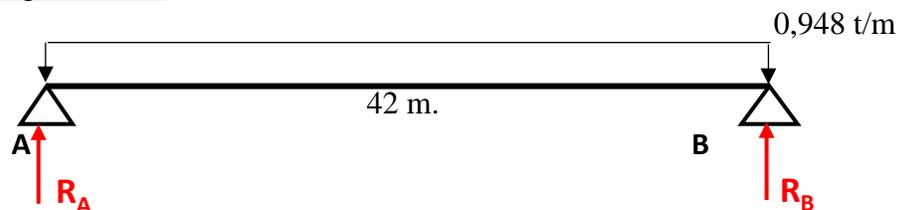
$$M_{LL+IM} = M_{LL} * 1,33 = 410,7 \text{ Tn-m}$$

**Factor de distribución
externo para momento:**

$$g = 0,677$$

$$M_{LL+IM} = g * M_{LL+IM} = 278,3 \text{ Tn-m}$$

- Sobrecarga de carril



$$w_{SC} = 9,30 \text{ N/mm} = 948,012 \text{ kg/m}$$

$$w_{SC} = 0,948 \text{ t/m}$$

$$M_{PL} = w_{PL} * L^2 / 8 = 209,037 \text{ Tn-m}$$

**Factor de distribución
externo para momento:**

$$g = 0,677$$

$$M_{SC} = g * M_{SC} = 141,6 \text{ Tn-m}$$

Resumen de momentos:

Tabla A14.1: Resumen de momentos viga exterior

		MOMENTO MÁX. (+) [t-m]	γ
Carga muerta:	$M_{DC \text{ losa}}$	370,308	1,25
	$M_{DC \text{ viga}}$	442,094	1,25
Carga viva:	M_{PL}	91,111	1,75
	M_{LL+IM}	278,274	1,75
	M_{SC}	141,62	1,75

Fuente: Elaboración propia.

Calculando el momento último para el estado límite de resistencia:

$$\text{Resistencia } U = n * [1,25 * DC + 1,50 * DW + 1,75 * ((LL+IM)+PL)]$$

$M_U =$	1909,76 Tn-m
---------	--------------

Cálculo de la fuerza de pretensado

1. Propiedades Geométricas

$$L = 42,00 \text{ m}$$

Estadio 2 (t=0)

$$A_0 = 8.354,00 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = 42.938.321,76 \text{ cm}^4$$

$$C_{10} = 100,24 \text{ cm}$$

$$C_{20} = 94,76 \text{ cm}$$

$$e_0 = 68,01 \text{ cm}$$

Estadio 4 (t=∞)

$$A_{\infty} = 12.605,76 \text{ cm}^2$$

$$I_{\infty} = 77.066.245,89 \text{ cm}^4$$

$$c_{1\infty} = 82,47 \text{ cm}$$

$$c_{2\infty} = 132,53 \text{ cm}$$

$$e_{\infty} = 105,78 \text{ cm}$$

Pérdida total de pretensado:

$$\eta = 19,23\%$$

Donde:

A₀: Área de la sección transversal en el estadio 2

I₀: Inercia de la sección transversal en el estadio 2

e₀: Distancia del centroide de la sección transversal al punto de aplicación de la fuerza de Po

A_∞: Área de la sección transversal en el estadio 4

I_∞: Inercia de la sección transversal en el estadio 4

e_∞: Distancia del centroide de la sección transversal al punto de aplicación de la fuerza Po

η: Pérdidas de pretensado en razón a uno

C₁₀: Distancia desde el centroide de la sección hasta la fibra superior en el estadio 2

C₂₀: Distancia desde el centroide de la sección hasta la fibra inferior en el estadio 2

c_{1∞}: Distancia desde el centroide de la sección hasta la fibra superior en el estadio 4

c_{2∞}: Distancia desde el centroide de la sección hasta la fibra inferior en el estadio 4.

Resumen de momentos flectores

$$M_{DC \text{ losa}} = 370,3 \text{ t-m} = 37.030.770,00 \text{ kg-cm}$$

$$M_{DC \text{ viga}} = 442,1 \text{ t-m} = 44.209.368,00 \text{ kg-cm}$$

$$M_{LL+IM} + PL + SC = 511,0 \text{ t-m} = 51.100.560,45 \text{ kg-cm}$$

$$M_{\text{total}} = 1.323,4 \text{ t-m} = 132.340.698,45 \text{ kg-cm}$$

Esfuerzos admisibles

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'ci = 0.7 f'c$$

Donde:

$f'ci$: Resistencia característica del H° el día del tesado

$f'c$: Resistencia característica del H°

Entonces:

$$f'ci = 245 \text{ kg/cm}^2$$

Estadio 2 (t=0)

Fibra superior:

$$f_{10} = 0.8 \sqrt{f'ci}$$

Donde:

f_{10} = Esfuerzo admisible del H° a la tracción en el tiempo cero

Entonces:

$$f_{10} = 13 \text{ kg/cm}^2$$

Fibra inferior:

$$f_{20} = -0.6 * f'ci$$

Donde:

f_{20} = Esfuerzo admisible del H° a la compresión en el tiempo cero

Entonces:

$$f_{20} = -147 \text{ kg/cm}^2$$

Estadio 4 (t=∞)

Fibra inferior:

$$f_{2\infty} = 1.6 * \sqrt{f'c}$$

Donde:

$f_{2\infty}$ = Esfuerzo admisible del H° a la tracción en el tiempo infinito

Entonces:

$$f_{2\infty} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

Fibra superior:

$$f_{1\infty} = 0,45 * f'c$$

Donde:

$f_{1\infty}$ = Esfuerzo admisible del H° a la compresión en el tiempo infinito

Entonces:

$$f_{1\infty} = -158 \text{ kg/cm}^2$$

Inecuaciones de condición

En el t = 0

$$1. P_o \leq \left(\frac{f_{10} + \frac{M_o * c_{10}}{I_o}}{\frac{e_o * c_{10}}{I_o} - \frac{1}{A_o}} \right)$$

$$2. P_o \leq \left(\frac{-f_{20} + \frac{M_o * c_{20}}{I_o}}{\frac{e_o * c_{20}}{I_o} + \frac{1}{A_o}} \right)$$

En el t = ∞

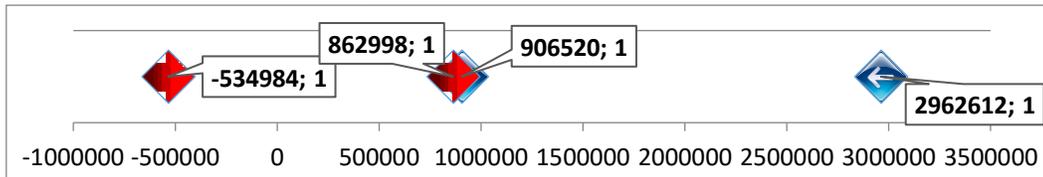
$$3. P_o \geq \left(\frac{f_{1\infty} + \frac{M_t * c_{1\infty}}{I_\infty}}{\eta * \left(\frac{e_\infty * c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{1}{A_\infty} \right)} \right)$$

$$4. P_o \geq \left(\frac{-f_{2\infty} + \frac{M_t * c_{2\infty}}{I_\infty}}{\eta * \left(\frac{e_\infty * c_{2\infty}}{I_\infty} + \frac{1}{A_\infty} \right)} \right)$$

Entonces:

1. $P_o \leq$	2962612	Kg	
2. $P_o \leq$	906520	Kg	
3. $P_o \geq$	-534984	Kg	
4. $P_o \geq$	862998	Kg	

Figura A15.1: Conjunto solución de las inecuaciones de condición



Fuente: Elaboración propia.

Fuerza de pretensado adoptada:

Tabla A15.1: Fuerza máxima detesado

Tipo	Area	Grado	fpu	Se puede tesar hasta (kg)
Torón	(cm ²)		(Kg/cm ²)	
Torón 15.2 mm	1,5	270 ksi	18982,5	21070,62
Torón 0.6"	1,4			19665,91

Fuente: Elaboración propia.

Según el conjunto solución se obtiene el número máximo y mínimo de torones:

Tabla A15.2: Número de torones máximos y mínimos

Torón	#min Torones	#max Torones
Torón 15.2 mm	40,957	43,023
Torón 0.6"	43,883	46,096

Fuente: Elaboración propia.

Adoptando un número de torones comercial y que además satisfaga el conjunto

solución previamente calculado se elige:

Tabla A15.3: *Número de torones adoptado*

Número de torones adoptado	
Tipo:	0,6"
Grado:	270ksi
Cantidad:	45

Fuente: Elaboración propia.

Recalculando la fuerza de pretensado inicial para el número de torones asumido se tiene:

Tabla A15.4: *Fuerza de tesado máximo para el número de torones adptado*

Fuerza de tesado máxima	
Po=	884966,01 kg
0.74fpu=	14047,08 Kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A15.5: *Número de tronos por vaina*

Nro de vainas:	3
Nro de torones por vaina:	15
Fuerza de tesado por vaina Kg:	294989

Fuente: Elaboración propia.

Trayectoria de las vainas

Ecuaciones de momento en función de la distancia:

t = 0 Cuando actúa solo el peso propio:

$$M_o(x) = \frac{q_o * L}{2} * x - \frac{q_o * x^2}{2}$$

t = ∞ Cuando actúan las cargas de servicio además del peso propio:

$$M_t(x) = \frac{q_t * L}{2} * x - \frac{q_t * x^2}{2}(x)$$

Excentricidades permisibles para definir la trayectoria del cable:

$$e(x) \leq \frac{f_{10} * I_o}{P_o * c_{10}} + \frac{I_o}{c_{10} * A_o} + \frac{M_o(x)}{P_o}$$

$$e(x) \leq -\frac{f_{20} * I_o}{P_o * c_{20}} - \frac{I_o}{c_{20} * A_o} + \frac{M_o(x)}{P_o}$$

t = ∞

$$e(x) \geq \frac{f_{1\infty} * I_\infty}{\eta * P_o * c_{1\infty}} + \frac{I_\infty}{c_{1\infty} * A_\infty} + \frac{M_t(x)}{\eta * P_o}$$

$$e(x) \geq -\frac{f_{2\infty} * I_\infty}{\eta * P_o * c_{2\infty}} - \frac{I_\infty}{c_{2\infty} * A_\infty} + \frac{M_t(x)}{\eta * P_o}$$

1. Propiedades Geométricas

$$L = 4.200 \text{ cm}$$

Estadio 2 (t=0)

$$A_o = 8.354,00 \text{ cm}^2$$

$$I_o = 42.938.321,76 \text{ cm}^4$$

$$C_{1o} = 100,24 \text{ cm}$$

$$C_{2o} = 94,76 \text{ cm}$$

$$e_o = 68,01 \text{ cm}$$

Estadio 4 (t=∞)

$$A_\infty = 12.605,76 \text{ cm}^2$$

$$I_\infty = 77.066.245,89 \text{ cm}^4$$

$$c_{1\infty} = 82,47 \text{ cm}$$

$$c_{2\infty} = 132,53 \text{ cm}$$

$$e_\infty = 105,78 \text{ cm}$$

Pérdida total de pretensado:

$$\eta = 0,755$$

Resumen de momentos flectores

$$\begin{aligned} M_{DC \text{ losa}} &= 370,3 \text{ t-m} = & 37.030.770,00 \text{ kg-cm} \\ M_{DC \text{ viga}} &= 442,1 \text{ t-m} = & 44.209.368,00 \text{ kg-cm} \\ M_{LL+IM} + PL+SC &= 511,0 \text{ t-m} = & 51.100.560,45 \text{ kg-cm} \\ M_{\text{total}} &= 1.323,4 \text{ t-m} = & 132.340.698,45 \text{ kg-cm} \end{aligned}$$

Resumen de cargas linealmente distribuidas actuantes:

$$\begin{aligned} q_0 &= 20,05 \text{ kg/cm} \\ q (\text{losa} + \text{viga} + LL+IM+PL+SC) &= q_t = 60,02 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

Esfuerzos admisibles

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'ci = 0.7 f'c$$

Donde:

$f'ci$: Resistencia característica del H° el día del tesado

$f'c$: Resistencia característica del H°

Entonces:

$$f'ci = 245 \text{ kg/cm}^2$$

Estadio 2 (t=0)

Fibra superior:

$$f_{10} = 0.8 \sqrt{f'ci}$$

Donde:

f_{10} = Esfuerzo admisible del H° a la tracción en el tiempo cero

Entonces:

$$f_{10} = 13 \text{ kg/cm}^2$$

Fibra inferior:

$$f_{20} = -0.6 * f'ci$$

Donde:

f_{20} = Esfuerzo admisible del H° a la compresión en el tiempo cero

Entonces:

$$f_{20} = -147 \text{ kg/cm}^2$$

Estadio 4(t=∞)

Fibra inferior:

$$f_{2\infty} = 1.6 * \sqrt{f'c}$$

Donde:

 $f_{2\infty}$ = Esfuerzo admisible del H° a la tracción en el tiempo infinito

Entonces:

$$f_{2\infty} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

Fibra superior:

$$f_{100} = -0.45 * f'c$$

Donde:

 f_{100} = Esfuerzo admisible del H° a la compresión en el tiempo infinito

Entonces:

$$f_{100} = -158 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza de pretensado adoptada:

$$P_o = 884.966 \text{ kg}$$

De las inequaciones de las excentricidades permisibles:

Tabla A16.1: Excentricidades permisibles

Distancia X (cm)	t=0		t=∞		t=0		t=∞	
	Mo(x) (kg-cm)	Mt(x) (kg-cm)	e(x) (cm)	e(x) (cm)	e(x) (cm)	e(x) (cm)	e(x) (cm)	e(x) (cm)
0	0	0	57,33	21,03	-115,57	-68,56		
20	838073,3	2508771,517	58,28	21,98	-112,34	-65,33		
100	4110168	12303783,76	61,98	25,67	-99,72	-52,70		
200	8019840	24007382,94	66,40	30,09	-84,63	-37,62		
300	11729016	35110797,55	70,59	34,28	-70,32	-23,31		
400	15237696	45614027,58	74,55	38,25	-56,78	-9,77		
500	18545880	55517073,04	78,29	41,98	-44,02	2,99		
600	21653568	64819933,93	81,80	45,50	-32,03	14,98		
700	24560760	73522610,25	85,09	48,78	-20,81	26,20		
800	27267456	81625101,99	88,15	51,84	-10,37	36,64		
900	29773656	89127409,16	90,98	54,67	-0,70	46,31		
1000	32079360	96029531,75	93,58	57,28	8,20	55,21		
1100	34184568	102331469,8	95,96	59,66	16,32	63,33		
1200	36089280	108033223,2	98,12	61,81	23,67	70,68		

1300	37793496	113134792,1	100,04	63,73	30,25	77,26
1400	39297216	117636176,4	101,74	65,43	36,05	83,06
1500	40600440	121537376,1	103,21	66,91	41,08	88,09
1600	41703168	124838391,3	104,46	68,15	45,33	92,34
1700	42605400	127539221,9	105,48	69,17	48,81	95,82
1800	43307136	129639867,9	106,27	69,96	51,52	98,53
1900	43808376	131140329,3	106,84	70,53	53,45	100,46
2000	44109120	132040606,2	107,18	70,87	54,61	101,62
2100	44209368	132340698,4	107,29	70,98	55,00	102,01
2200	44109120	132040606,2	107,18	70,87	54,61	101,62
2300	43808376	131140329,3	106,84	70,53	53,45	100,46
2400	43307136	129639867,9	106,27	69,96	51,52	98,53
2500	42605400	127539221,9	105,48	69,17	48,81	95,82
2600	41703168	124838391,3	104,46	68,15	45,33	92,34
2700	40600440	121537376,1	103,21	66,91	41,08	88,09
2800	39297216	117636176,4	101,74	65,43	36,05	83,06
2900	37793496	113134792,1	100,04	63,73	30,25	77,26
3000	36089280	108033223,2	98,12	61,81	23,67	70,68
3100	34184568	102331469,8	95,96	59,66	16,32	63,33
3200	32079360	96029531,75	93,58	57,28	8,20	55,21
3300	29773656	89127409,16	90,98	54,67	-0,70	46,31
3400	27267456	81625101,99	88,15	51,84	-10,37	36,64
3500	24560760	73522610,25	85,09	48,78	-20,81	26,20
3600	21653568	64819933,93	81,80	45,50	-32,03	14,98
3700	18545880	55517073,04	78,29	41,98	-44,02	2,99
3800	15237696	45614027,58	74,55	38,25	-56,78	-9,77
3900	11729016	35110797,55	70,59	34,28	-70,32	-23,31
4000	8019840	24007382,94	66,40	30,09	-84,63	-37,62
4100	4110168	12303783,76	61,98	25,67	-99,72	-52,70
4200	0	0	57,33	21,03	-115,57	-68,56

Fuente: Elaboración propia.

Para poder graficar las trayectorias para las cuatro inecuaciones se plantea:

$$y = e - C$$

Entonces:

Tabla A16.2: Cálculo de alturas respecto de la base de la viga

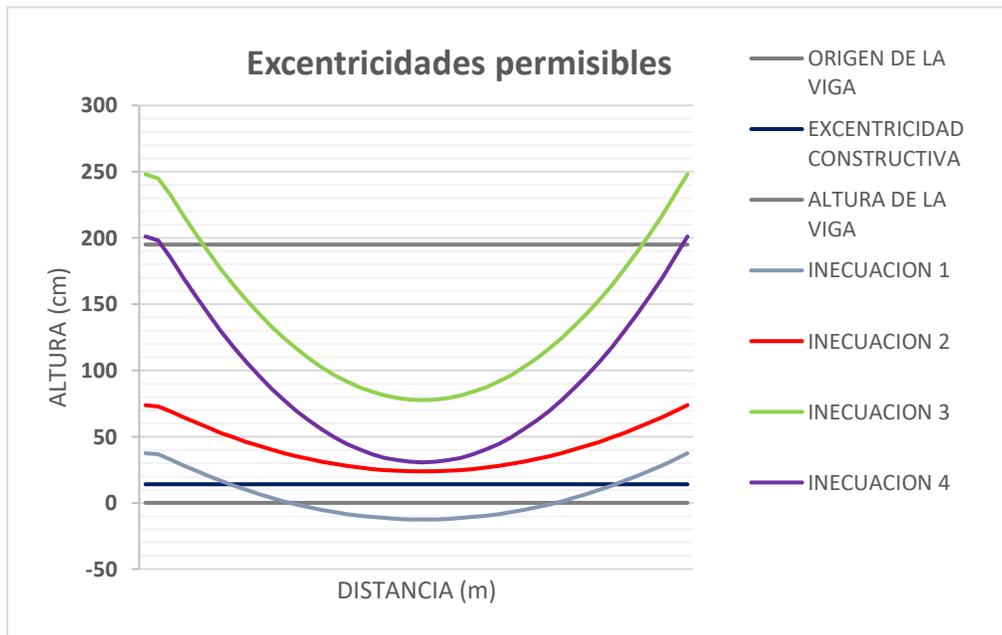
x (cm)	Base de la viga	Recubrimi- ento mínimo (cm)	Altura de la viga (cm)	y1 (cm)	y2 (cm)	y3 (cm)	y4 (cm)
0	0	14	195	37,42	73,73	248,11	#####
20	0	14	195	36,47	72,78	244,87	#####
100	0	14	195	32,78	69,08	232,25	#####
200	0	14	195	28,36	64,67	217,16	#####
300	0	14	195	24,17	60,47	202,85	#####
400	0	14	195	20,20	56,51	189,31	#####
500	0	14	195	16,47	52,77	176,55	#####
600	0	14	195	12,95	49,26	164,56	#####
700	0	14	195	9,67	45,98	153,34	#####
800	0	14	195	6,61	42,92	142,90	95,89
900	0	14	195	3,78	40,08	133,23	86,22
1000	0	14	195	1,17	37,48	124,33	77,32
1100	0	14	195	-1,21	35,10	116,21	69,20
1200	0	14	195	-3,36	32,95	108,86	61,85
1300	0	14	195	-5,28	31,02	102,29	55,28
1400	0	14	195	-6,98	29,32	96,48	49,47
1500	0	14	195	-8,46	27,85	91,46	44,45
1600	0	14	195	-9,70	26,60	87,20	40,19
1700	0	14	195	-10,72	25,58	83,72	36,71
1800	0	14	195	-11,51	24,79	81,01	34,00
1900	0	14	195	-12,08	24,23	79,08	32,07
2000	0	14	195	-12,42	23,89	77,92	30,91
2100	0	14	195	-12,53	23,77	77,53	30,52
2200	0	14	195	-12,42	23,89	77,92	30,91
2300	0	14	195	-12,08	24,23	79,08	32,07
2400	0	14	195	-11,51	24,79	81,01	34,00
2500	0	14	195	-10,72	25,58	83,72	36,71
2600	0	14	195	-9,70	26,60	87,20	40,19
2700	0	14	195	-8,46	27,85	91,46	44,45
2800	0	14	195	-6,98	29,32	96,48	49,47
2900	0	14	195	-5,28	31,02	102,29	55,28
3000	0	14	195	-3,36	32,95	108,86	61,85
3100	0	14	195	-1,21	35,10	116,21	69,20
3200	0	14	195	1,17	37,48	124,33	77,32
3300	0	14	195	3,78	40,08	133,23	86,22
3400	0	14	195	6,61	42,92	142,90	95,89

3500	0	14	195	9,67	45,98	153,34	#####
3600	0	14	195	12,95	49,26	164,56	#####
3700	0	14	195	16,47	52,77	176,55	#####
3800	0	14	195	20,20	56,51	189,31	#####
3900	0	14	195	24,17	60,47	202,85	#####
4000	0	14	195	28,36	64,67	217,16	#####
4100	0	14	195	32,78	69,08	232,25	#####
4200	0	14	195	37,42	73,73	248,11	#####

Fuente: Elaboración propia.

A continuación se grafica las excentricidades permisibles:

Figura A16.1: Excentricidades permisibles



Fuente: Elaboración propia.

Trayectoria de los cables:

Determinación de ecuaciones:

Cable 1

Valores:

X1= 0,00 m	Y1= 1,63 m
X2= 21,00 m	Y2= 0,28 m
X3= 42,00 m	Y3= 1,63 m

Cable 2

X1= 0,00 m	Y1= 1,33 m
X2= 21,00 m	Y2= 0,21 m
X3= 42,00 m	Y3= 1,33 m

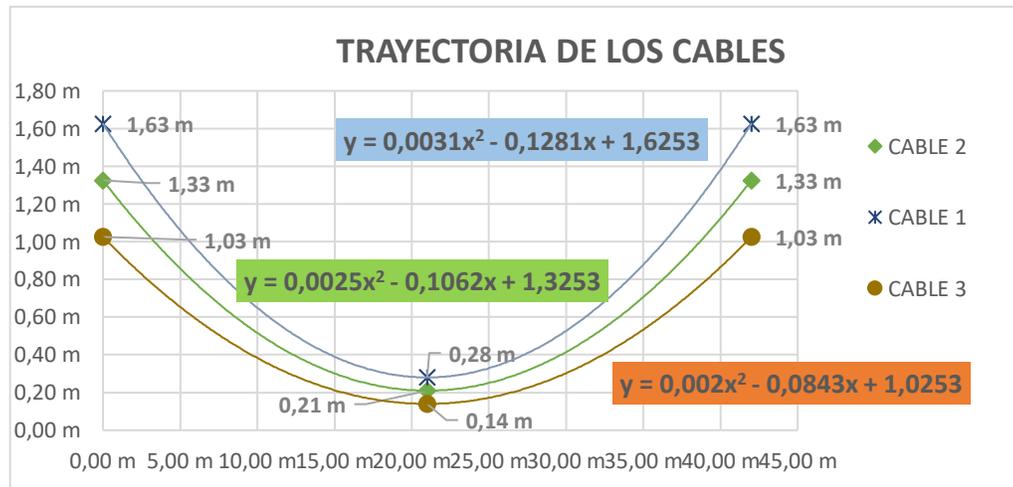
Cable 3

Valores:

X1= 0,00 m	Y1= 1,03 m
X2= 21,00 m	Y2= 0,14 m
X3= 42,00 m	Y3= 1,03 m

Graficando los puntos con sus coordenadas (x,y) y ajustando a una regresión del tipo $y = Ax^2 + Bx + C$:

Figura A16.2: Trayectoria de los Cables



Fuente: Elaboración propia.

Ecuaciones:

CABLE 1:

$$y = 0,0031x^2 + -0,1281x + 1,63$$

CABLE 2:

$$y = 0,0025x^2 + -0,1062x + 1,33$$

CABLE 3:

$$y = 0,0020x^2 + -0,0843x + 1,03$$

Estimación de las pérdidas de pretensado

Datos de diseño:

$$A_o = 0,8354 \text{ m}^2$$

$$A_{TT} = 67,50 \text{ cm}^2$$

$$I_o = 0,42938 \text{ m}^4$$

$$k = 0,00000066 \text{ 1/m}$$

$$\mu = 0,2$$

Coefficientes

Tabla 5.9.5.2.2b-1

Donde:

$$A_{TT} = \text{Área de pretensado}$$

Esfuerzo al que trabaja el acero para el número de torones asumido:

$$P_{pj} = 884.966,01 \text{ kg}$$

$$A_{TT} = 67,50 \text{ cm}^2$$

$$f_{pj} = 13.111 \text{ kg/cm}^2$$

1 Pérdida por fricción según AASHTO LRFD 04

El cálculo de la pérdida por fricción se realizará a cada 1/10 de la luz:

Nota: La pérdida de pretensado por fricción será calculada para cada cable

CABLE 1

Entonces:

$$y = 0,0031x^2 + -0,1281x + 1,63$$

Sabiendo que:

$$\alpha = \frac{dy}{dx} = 2Ax + B$$

Entonces:

Ángulo formado con la horizontal

X	Y2 (Cable)	$\alpha 2$
0,00	1,63	0,1281
0,20	1,60	0,1269
3,00	1,27	0,1095
6,00	0,97	0,0909
9,00	0,72	0,0723
12,00	0,53	0,0537
15,00	0,40	0,0351
18,00	0,32	0,0165
21,00	0,30	0,0021
24,00	0,34	0,0207
27,00	0,43	0,0393
30,00	0,57	0,0579
33,00	0,77	0,0765
36,00	1,03	0,0951
39,00	1,34	0,1137
42,00	1,71	0,1323

Nota:

" α " esta dada en radianes con respecto a la horizontal

Variación angular:

Variación angular

X	Cable	X	Cable
0	0,0000	27	0,0888
0,2	0,0012	30	0,0702
3	0,0186	33	0,0516
6	0,0372	36	0,0330
9	0,0558	39	0,0144
12	0,0744	42	0,0042
15	0,0930		
18	0,1116		
21	0,1260		
24	0,1074		

Entonces la pérdida generada por fricción es:

$$\Delta fpF = fpj(1 - e^{-(k*x + \mu*\alpha)}) \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

Perdida de pretensado por

X	Cable
0,00	0,00
0,20	4,98
3,00	74,52
6,00	148,61
9,00	222,29
12,00	295,54
15,00	368,38
18,00	440,80
21,00	502,23
24,00	480,27
27,00	458,27
30,00	436,24
33,00	414,17
36,00	392,06
39,00	369,91
42,00	369,14
$\Delta fpF = 502,23 \text{ kg/cm}^2$	

CABLE 2

Entonces:

$$y = 0,0025x^2 + -0,1062x + 1,3253$$

Sabiendo que:

$$\alpha = \frac{dy}{dx} = 2Ax + B$$

Entonces:

Tabla A17.1: Ángulo formado con la horizontal

X	Y2 (Cable)	α2
0,00	1,33	0,1062
0,20	1,30	0,1052
3,00	1,03	0,0912
6,00	0,78	0,0762
9,00	0,57	0,0612
12,00	0,41	0,0462
15,00	0,29	0,0312
18,00	0,22	0,0162
21,00	0,20	0,0012
24,00	0,22	0,0138
27,00	0,28	0,0288
30,00	0,39	0,0438
33,00	0,54	0,0588
36,00	0,74	0,0738
39,00	0,99	0,0888
42,00	1,27	0,1038

Nota:

"α" esta dada en radianes con respecto a la horizontal

Variación angular:

Variación angular

X	Cable	X	Cable
0	0,0000	24	0,0924
0,2	0,0010	27	0,0774
3	0,0150	30	0,0624
6	0,0300	33	0,0474
9	0,0450	36	0,0324
12	0,0600	39	0,0174
15	0,0750	42	0,0024
18	0,0900		
21	0,1050		

Entonces la pérdida generada por fricción es:

$$\Delta fpF = fpj(1 - e^{-(k*x+\mu*\alpha)}) \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

Tabla A17.3: Pérdida de pretensado por fricción

X	Cable
0,00	0,00
0,20	4,35
3,00	65,13
6,00	129,93
9,00	194,42
12,00	258,58
15,00	322,42
18,00	385,95
21,00	449,16
24,00	442,32
27,00	429,39
30,00	416,45
33,00	403,50
36,00	390,53
39,00	377,55
42,00	364,55
$\Delta fpF = 449,16 \text{ kg/cm}^2$	

CABLE 3

Entonces:

$$y = 0,0020x^2 + -0,0843x + 1,03$$

Sabiendo que:

$$\alpha = \frac{dy}{dx} = 2Ax + B$$

Entonces:

Ángulo formado con la horizontal

X	Y2 (Cable)	α 2
0,00	1,03	0,0843
0,20	1,01	0,0835
3,00	0,79	0,0723
6,00	0,59	0,0603
9,00	0,43	0,0483
12,00	0,30	0,0363
15,00	0,21	0,0243
18,00	0,16	0,0123
21,00	0,14	0,0003
24,00	0,15	0,0117
27,00	0,21	0,0237
30,00	0,30	0,0357
33,00	0,42	0,0477
36,00	0,58	0,0597
39,00	0,78	0,0717
42,00	1,01	0,0837

Nota:

" α " esta dada en radianes con respecto a la horizontal

Variación angular:

Variación angular

X	Cable	X	Cable
0	0,0000	24	0,0726
0,2	0,0008	27	0,0606
3	0,0120	30	0,0486
6	0,0240	33	0,0366
9	0,0360	36	0,0246
12	0,0480	39	0,0126
15	0,0600	42	0,0006
18	0,0720		
21	0,0840		

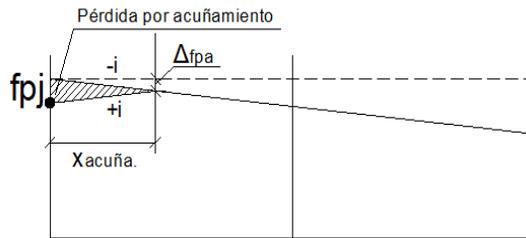
Entonces la pérdida generada por fricción es:

$$\Delta fpF = fpj(1 - e^{-(k*x+\mu*\alpha)}) \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

Tabla A17.3: Perdida de pretensado por fricción

X	Cable
0,00	0,00
0,20	3,83
3,00	57,30
6,00	114,35
9,00	171,15
12,00	227,70
15,00	284,00
18,00	340,06
21,00	395,87
24,00	392,06
27,00	386,71
30,00	381,37
33,00	376,02
36,00	370,67
39,00	365,32
42,00	359,97
$\Delta fpF =$	395,87 kg/cm²

2 Pérdida por acuñaamiento



CABLE 1

Nota:

Se deberá verificar si es que la longitud de acuñaamiento "x acuña." llega centro luz o no, es decir: $x_{acuña.} \geq L/2$

$$x_{acuña.} = \sqrt{\frac{\Delta L * E_s}{\Delta f_{pf}}}$$

$$x_{acuña.} = 22,23m$$

En centro luz SI afecta el acuñaamiento

Entonces:

$$\Delta f_{pa} = \frac{\Delta L}{L} * E_s \quad [Kg/cm^2]$$

Donde:

$\Delta L = 0,60cm$ Valor de deslizamiento recomendado para anclajes FREYSSINET

$L = 4.200,00cm$

$E_s = 1.970.000,00 kg/cm^2$

Entonces:

$$\Delta f_{pa} = 0,00 kg/cm^2$$

CABLE 2

Nota:

Se deberá verificar si es que la longitud de acuñaamiento "x acuña." llega centro luz

$$x_{acuña.} = \sqrt{\frac{\Delta L * E_s}{\Delta f_{pf}}}$$

$$x_{acuña.} = 33,25m$$

En centro luz SI afecta el acuñaamiento

Entonces:

$$\Delta f_{pa} = \frac{\Delta L}{L} * E_s \quad [Kg/cm^2]$$

Donde:

$$\begin{aligned} \Delta L &= 0,60\text{cm} && \text{Valor de deslizamiento recomendado para anclajes} \\ & && \text{FREYSSINET} \\ L &= 4.200,00\text{cm} \\ E_s &= 1.970.000,00 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Entonces:

$$\Delta f_{pa} = 281,43 \text{ kg/cm}^2$$

CABLE 3

Nota:

Se deberá verificar si es que la longitud de acuñaamiento "x acuña." llega centro luz

$$x_{acu\tilde{n}a.} = \sqrt{\frac{\Delta L * E_s}{\Delta f_{pf}}}$$

$$x_{acu\tilde{n}a.} = 25,04\text{m}$$

En centro luz SI afecta el acuñaamiento

Entonces:

$$\Delta f_{pa} = \frac{\Delta L}{L} * E_s \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

Donde:

$$\begin{aligned} \Delta L &= 0,60\text{cm} && \text{Valor de deslizamiento recomendado para anclajes} \\ & && \text{FREYSSINET} \\ L &= 4.200,00\text{cm} \\ E_s &= 1.970.000,00 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Entonces:

$$\Delta f_{pa} = 281,43 \text{ kg/cm}^2$$

3 Pérdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pES} = K_{es} * E_s * \frac{f_{cgp}}{E_{ci}}$$

$$f_{cgp} = K_{cir} * f_{cpi} - f_g$$

$$K_{es} = \frac{N - 1}{2N}$$

$$f_{cpi} = \left| -\frac{P_{pi}}{A_c} - \frac{P_{pi} * e^2}{I_c} \right|$$

$$f_g = \left| +\frac{M_o * e}{I_c} \right|$$

Kes= 0,3 Entre 0 y 0.5

Es= 1.970.000,00 kg/cm²

Eci= 237.917,63 kg/cm²

Donde:

Kes= Para elementos postesados en los cuales los cables se tesan secuencialmente. Para otros procedimientos Kes varia entre 0 y 0.5

Eci= Módulo de elasticidad del hormigón el día de tesado.

fcgp= Tensión de compresión neta en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del acero de pretensado, inmediatamente después de aplicar el pretensado al hormigón.

Kcir= 1 para elementos postesados
0.9 Para elementos pretensados

fcpi= Tensión en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del acero de pretensado, debida a la fuerza de pretensado inicial "Ppi".

fg= Tensión en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del acero de pretensado, debida al peso de la estructura en el momento en el que se aplica el pretensado.

Entonces:

fg= 58,65 kg/cm²

fcpi= 107,33 kg/cm²

fcgp= 48,68 kg/cm²

$$\Delta fpES = 134,37 \text{ kg/cm}^2$$

4 Pérdida por fluencia lenta del hormigón

$$\Delta fpCR = Kcr * \frac{Es}{Ec} * (fcir - fcds)$$

Donde:

Kcr = 1.6 para elementos postesados
2 para elementos pretensados

fcds = Tensión en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del acero de pretensado, debida a todas las cargas permanentes sobrepuestas que se aplican al elemento una vez que ha sido pretensado. Se entiende como "cargas permanentes sobrepuestas" a aquellas que permanecerán en la estructura por tiempos prolongados, son generalmente las concargas más una fracción de las sobrecargas que se suponen que actuarán permanentemente sobre la estructura (entre el 15% al 40% de la sobrecarga de diseño).

Entonces:

$$\begin{aligned}Kcr &= 1,6 \\Es &= 1.970.000,00 \text{ kg/cm}^2 \\Ec &= 299.102,02 \text{ kg/cm}^2 \\e\infty &= 0,00 \text{ cm} \\I\infty &= 77.066.245,89 \text{ cm}^4 \\fcir &= 48,68 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Mcds &= M_{DC\ losa} + 0.15 * (M_{LL+IM+PL+SC}) \\Mcds &= 44.695.854,07 \text{ kg-cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}fcds &= \frac{Mcds * e\infty}{I\infty} \\fcds &= 0,00 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\Delta fpCR = Kcr * \frac{Es}{Ec} * (fcir - fcds)$$

$$\Delta fpCR = 513,05 \text{ kg/cm}^2$$

5 Pérdida por contracción del hormigón

para elementos postesados

$$\Delta fpSR = (93 - 0,85H) \text{ MPa}$$

donde:

H = Humedad relativa ambiente media alrededor del elemento de hormigón

H = 70 Un valor promedio para la ciudad de Tarija

$$\Delta fpSR = (93 - 0,85 * H) * 10,1972 = \frac{kg}{cm^2}$$

$$\Delta fpCR = 341,61 \text{ Kg/cm}^2$$

6 Pérdida por relajación de los cables

$$\Delta fpR = 138 - 0,3\Delta fp_{ff} - 0,4\Delta fp_{ES} - 0,2(\Delta fp_{SR} + \Delta fp_{CR})$$

Donde:

ΔF_{pf} = pérdida por fricción

ΔF_{pCR} = Pérdida de tensión debida a la fluencia lenta del hormigón

ΔF_{pSR} = Pérdida de tensión debida a la contracción del hormigón

ΔF_{pES} = Pérdida de tensión debida al acortamiento elástico del hormigón

cable 1 $\Delta F_{pf} = 449,16 \text{ kg/cm}^2$
 cable 2 $\Delta F_{pf} = 502,23 \text{ kg/cm}^2$
 cable 3 $\Delta F_{pf} = 395,87 \text{ kg/cm}^2$

$\Delta F_{pSR} = 513,05 \text{ kg/cm}^2$
 $\Delta F_{pCR} = 341,61 \text{ kg/cm}^2$
 $\Delta F_{pES} = 134,37 \text{ kg/cm}^2$

cable 1 $\Delta f_{pR} = 314,34 \text{ kg/cm}^2$
 cable 2 $\Delta f_{pR} = 314,30 \text{ kg/cm}^2$
 cable 3 $\Delta f_{pR} = 314,30 \text{ kg/cm}^2$

Resumen de las pérdidas

	Cable 1	Cable 2	Cable 3
Tipo de pérdida	Perdidas (kg/cm²)	Perdidas (kg/cm²)	Perdidas
Friccion	502,23	449	395,87
Acuñamiento	0,00	281	281,43
Acortamiento Elastico	134,37	134	134,37
Fluencia Lenta	341,61	342	341,61
Contraccion del H°	513,05	513	513,05
Relajacion de los Cables	314,30	314	314,30
Total	3.213 kg/cm²		

$$\% \text{ pérdida} = \frac{\text{pérdida } i}{fpj}$$

	Cable 1	Cable 2	Cable 3
Tipo de pérdida	% pérdida	% pérdida	% pérdida
Friccion	0,0383	0,0343	0,0302
Acuñamiento	0,0000	0,0215	0,0215
Acortamiento Elastico	0,0102	0,0102	0,0102
Fluencia Lenta	0,0261	0,0261	0,0261
Contraccion del H°	0,0391	0,0391	0,0391
Relajacion de los Cables	0,0240	0,0240	0,0240
Total	0,2451		

Entonces el porcentaje de pérdidas es: 24,51%

Verificación de esfuerzos en la fibras críticas

En $t = 0$

Datos:

$$A_0 = 8.354,00 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = 42.938.321,76 \text{ cm}^4$$

$$C_{10} = 100,24 \text{ cm}$$

$$C_{20} = 94,76 \text{ cm}$$

$$e_0 = 68,01 \text{ cm}$$

$$M_0 = 44.209.368,00 \text{ kg-cm}$$

$$f'_{ci} = 245 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_0 = 884.966,01 \text{ kg}$$

Fibra superior

$$-\frac{M_0 * C_{10}}{I_0} + \frac{P_0 * e_0 * c_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq 0.8 * \sqrt{f'_{ci}}$$

$$-69 \text{ kg/cm}^2 \leq 12,52 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{¡Ok cumple!}$$

Fibra Inferior

$$\frac{M_0 * C_{20}}{I_0} - \frac{P_0 * e_0 * c_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq -0.6 * f'_{ci}$$

$$-141 \text{ kg/cm}^2 \leq -147 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{¡Ok cumple!}$$

En $t = \infty$

Datos:

$$A_{\infty} = 12.605,76 \text{ cm}^2$$

$$I_{\infty} = 77.066.245,89 \text{ cm}^4$$

$$c_{1\infty} = 82,47 \text{ cm}$$

$$c_{2\infty} = 132,53 \text{ cm}$$

$$e_{\infty} = 105,78 \text{ cm}$$

$$M_t = 132.340.698,45 \text{ kg-cm}$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\eta = 0,75$$

$$P_0 = 884966$$

Fibra superior

$$-\frac{M_T * C_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{\eta * P_0 * e_\infty * c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta * P_0}{A_\infty} \leq -0.45 * f'_c$$

$$-115 \text{ kg/cm}^2 \leq -158 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{;Ok cumple!}$$

Fibra Inferior

$$\frac{M_T * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta * P_0 * e_\infty * c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta * P_0}{A_\infty} \leq 1.6 * \sqrt{f'_c}$$

$$25 \text{ kg/cm}^2 \leq 30 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{;Ok cumple!}$$

Diseño a cortante

Longitud del puente:

$$L = 42.000,00 \text{ mm}$$

Altura de la viga::

$$h \text{ viga} = 2.150,00 \text{ mm}$$

Resumen de momentos flectores:

$$M_{DC \text{ losa}} = 3.632.718.537,00 \text{ N-mm}$$

$$M_{DC \text{ viga}} = 4.336.939.000,80 \text{ N-mm}$$

$$M_{LL+IM+PL+SC} = 5.012.964.979,67 \text{ N-mm}$$

Resumen de momentos flectores:

$$q_{DC \text{ losa}} = 16,47 \text{ N/mm}$$

$$q_{DC \text{ viga}} = 19,67 \text{ N/mm}$$

$$q_{(LL+IM+PL+SC)} = 22,73 \text{ N/mm}$$

Cortantes en la viga:

Para elementos de H°P° se permite calcular el "Vu" para una distancia "h viga/2" medida desde la cara del apoyo.

Tabla A19.1: Cortantes a lo largo de la viga

X (m)	VDC viga (N)	VDClosa (N)	VLL (N)
0	413041,81	345973,2	477425
1075,00	391898	328262,7	452986
14303,71	131707,07	110320,8	152237
21000	0	0	0
40925,00	-391898	-328263	-452986
42000	-413041,8	-345973	-477425

Fuente: Elaboración propia.

Entonces el cortante para una distancia "h viga/2":

Tabla A19.2: Cortante a una distancia igual a h viga/2

X (m)	VDC viga (N)	VDClosa (N)	VLL (N)
1075	391898	328262,7	439812

Fuente: Elaboración propia.

Momentos en la viga:**Tabla A19.3:** Momentos a lo largo de la viga

X (m)	MDC viga (N-mm)	MDClosa (N-mm)	MLL (N-mm)
0	0	0	0
1075	432655149	3,62E+08	5E+08
21000	4,337E+09	3,63E+09	5E+09
42000	0	0	0

Fuente: Elaboración propia.

Entonces el momento para una distancia "h viga/2":

Tabla A19.4: Momento a una distancia igual a h viga/2

X (m)	MDC viga (N-mm)	MDClosa (N-mm)	MLL (N-mm)
1075	432655149	3,62E+08	5E+08

Fuente: Elaboración propia.

$$M_u = 1.25(M_{DC}) + 1.75(M_{LL}) =$$

$$V_u = 1.25(V_{DC}) + 1.75(V_{LL}) =$$

Tabla A19.5: Momento a una distancia igual a h viga/2

Combinación	Mmáx (N-mm)	Vmáx (N)	V _U (N)
	1,869E+09	1179999	1669871

Fuente: Elaboración propia.

Cortante de agrietamiento por cortante y flexión

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c}}{20} * b_w * d_p + V_{DCviga} + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \geq \frac{\sqrt{f_c}}{7} b_w d$$

Donde:

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{yt} \right) \left(\frac{\sqrt{f_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

$$f_{pe} = \left| -\frac{Pe * e * c_2}{I} - \frac{Pe}{A} \right|$$

$$f_d = \left| \frac{M_o * e}{I} \right|$$

$$d_{p1} = c_{1\infty} + e_{\infty}$$

$$d_{p2} = 0.8 * h_{viga}$$

$$d_p \geq 0.8 * h_{viga}$$

Entonces:

$$f_c = 35,00 \text{ N/mm}^2$$

$$b_w = 200,00 \text{ mm}$$

$$d_{p1} = 1.882,50 \text{ mm}$$

$$d_{p2} = 1.560,00 \text{ mm}$$

$$d_p \text{ adoptado} = 1.882,50 \text{ mm}$$

$$V_{DC \text{ viga}} = 391.898,00 \text{ N}$$

$$x = 1,075 \text{ m}$$

$$V_i = V_{m\acute{a}x} = 1.179.998,53 \text{ N}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 1.868.988.854,84 \text{ N-mm}$$

$$e = 1.057,83 \text{ mm}$$

$$I = 770.662.458.893,83 \text{ mm}^4$$

$$A = 1.260.575,63 \text{ mm}^2$$

$$c_2 = 1.325,33 \text{ mm}$$

$$P_e = 7.611.089,81 \text{ N}$$

$$y_t = 1.325,33 \text{ mm}$$

Entonces:

$$f_d = \left| \frac{M_o * e}{I} \right| = 5,95 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{pe} = \left| -\frac{P_e * e * c_2}{I} - \frac{P_e}{A} \right| = 19,88 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) \left(\frac{\sqrt{f_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right) = 9.820.605.199,60 \text{ N-mm}$$

Luego:

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c}}{20} * b_w * d_p + V_{DCviga} + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \geq \frac{\sqrt{f_c}}{7} b_w d_p$$

$$6.703.572,56 \text{ N} \geq 318.200,58 \text{ N} \quad \text{¡OK!}$$

$$V_{ci} = 6.703.572,56 \text{ N}$$

Cortante por agrietamiento por cortante en el alma (V_{cw})

$$V_{cw} = (0.3\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pe}) * b_w * d_p + V_p$$

Ecuación de la trayectoria del cable:

$$y = 0,0025x^2 + -0,106x + 1,3253$$

$$y' = 0,005x + -0,1062$$

Para :

$$x = 1,08 \text{ m}$$

$$y' = 0,1035 \text{ rad}$$

$$\alpha = y' = 5,93^\circ$$

Datos:

$$f'_c = 35,00 \text{ N/mm}^2$$

$$b_w = 200,00 \text{ mm}$$

$$d_p \text{ adoptado} = 1.882,50 \text{ mm}$$

$$V_p = P_e * \text{sen}(\alpha) = 786.436,75 \text{ N}$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A} = 6,04 \text{ N/mm}^2$$

Entonces:

$$V_{cw} = 2.136.626,24 \text{ N}$$

Como el objetivo del diseño es evitar el agrietamiento diagonal, la resistencia nominal a cortante proporcionada por el hormigón "Vc" es el menor valor entre

$$V_c = 2.136.626,24 \text{ N}$$

Diseño del refuerzo para cortante:

$$V_u = 1.669.871,04 \text{ N}$$

$\phi = 0,75$ Factor de reducción de resistencia para el cortante (Sección 9.3.2.3)

1 :

$$\begin{array}{l} \text{Si} \\ 1.669.871,04 \text{ N} \end{array} \quad \begin{array}{l} V_u < \\ < \end{array} \quad \begin{array}{l} 0.5*\phi*V_c \\ 801.234,84 \text{ N} \end{array} \quad \begin{array}{l} \\ \text{no cumple} \end{array}$$

2 :

$$\begin{array}{l} \text{Si} \\ 801.234,84 \text{ N} \end{array} \quad \begin{array}{l} 0.5*\phi*V_c < \\ < \end{array} \quad \begin{array}{l} V_u \\ 1.669.871,04 \text{ N} \end{array} \quad \begin{array}{l} < \\ < \end{array} \quad \begin{array}{l} \phi V_c \\ 1.602.469,68 \text{ N} \end{array} \quad \begin{array}{l} \\ \text{no cumple} \end{array}$$

3 :

$$\begin{array}{l} \text{Si} \\ 1.669.871,04 \text{ N} \end{array} \quad \begin{array}{l} V_u > \\ > \end{array} \quad \begin{array}{l} \phi V_c \\ 1.602.469,68 \text{ N} \end{array} \quad \begin{array}{l} \\ \text{cumple} \end{array}$$

Entonces:

3 DEBE CALCULARSE EL AREA NECESARIA DE REFUERZO Y NO DEBERA SER MENOR QUE EL Avmin

Cálculo de la armadura de refuerzo "Av" para el cortante último

Tabla A19.6: Momento a una distancia igual a h viga/2

N° piernas	ϕ (mm)	A. unitaria (mm ²)	Av (mm ²)
2	6	28,274	56,5487
2	8	50,265	100,531
2	10	78,540	157,08
2	12	113,097	226,195
2	16	201,062	402,124
2	18	254,469	508,938

Fuente: Elaboración propia.

Donde:

$$f_{yt} = 420,00 \text{ N/mm}^2$$

$$d_p = 1.882,50 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,9$$

$$A_v = 157,08 \text{ mm}^2$$

$$V_c = 2.136.626,24 \text{ N}$$

$$V_u = 1.669.871,04 \text{ N}$$

Entonces:

$$s \leq \frac{\phi A_v f_{yt} d_p}{(V_u - \phi V_c)}$$

$$s = 441,64 \text{ mm}$$

Constructivamente:

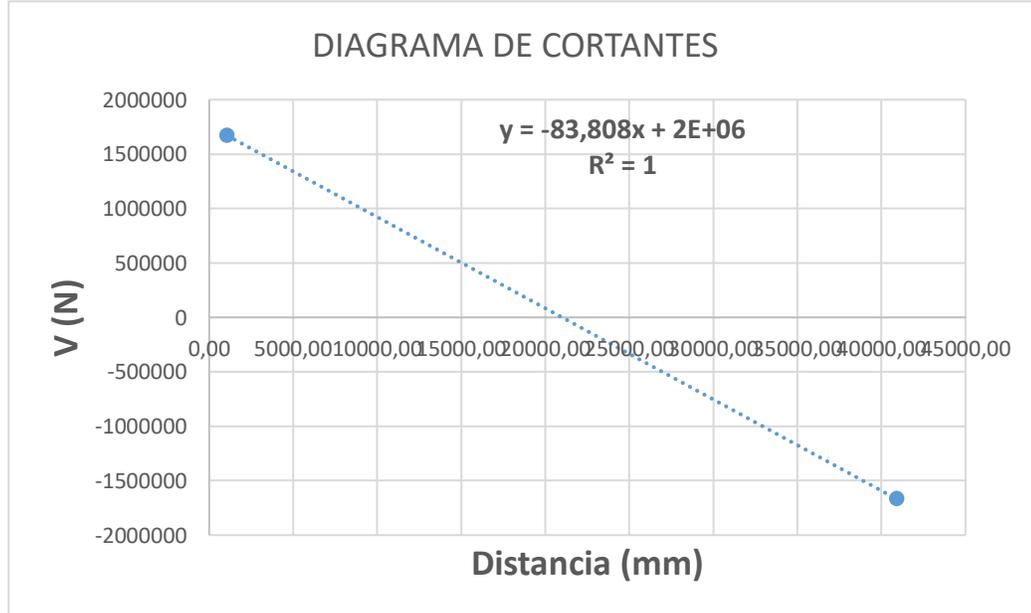
$$s = 300,00 \text{ mm}$$

Se adopta:

\emptyset	10 mm	c/	30,00 cm
-------------	-------	----	----------

Cálculo de armadura para la disminución de cortante

Figura A19.1: Diagrama de cortantes



Fuente: Elaboración propia.

Ecuación del cortante en función de la distancia:

$$V = -83,808x + 2000000$$

El cortante que genera cálculo de AV mín es $0.5 * \phi * V_c$:

$$0.5 * \phi * V_c = 801.234,84 \text{ N}$$

Entonces:

$$X = \frac{2.000.000,00 - 801.234,84 \text{ N}}{83,808}$$

$$X = 14.303,71 \text{ mm}$$

Cálculo de la armadura de refuerzo "Av" para el cortante último

Tabla A19.7: Áreas de corte

Nº piernas	ϕ (mm)	A. unitaria (mm ²)	Av (mm ²)
2	6	28,274	56,5487
2	8	50,265	100,531
2	10	78,540	157,08
2	12	113,097	226,195
2	16	201,062	402,124
2	18	254,469	508,938

Fuente: Elaboración propia.

Donde:

$$f_{yt} = 420,00 \text{ N/mm}^2$$

$$A_v = 56,55 \text{ mm}^2$$

$$V_c = 2.136.626,24 \text{ N}$$

$$V = 801.234,84 \text{ N}$$

$$b_w = 200,00 \text{ mm}$$

$$f'_c = 35,00 \text{ N/mm}^2$$

Entonces:

$$A_{v,min} \geq \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * s}{f_{yt}} \geq \frac{0.33 b_w s}{f_{yt}}$$

$$s \leq \frac{16 * A_{v,min} * f_{yt}}{b_w * \sqrt{f'_c}} \leq \frac{A_{v,min} * f_{yt}}{b_w * 0.33}$$

$$s \leq 321,16457 \leq 359,855$$

Constructivamente:

$$s = 300,00 \text{ mm}$$

Se adopta:

\emptyset	6 mm	c/	30,00 cm
-------------	-------------	----	-----------------

Diseño de la armadura pasiva:

Para la determinación de la armadura pasiva, primero se verificará en el estado límite de Resistencia I si es que el momento resistente de la viga preesforzada luego de efectuadas todas la pérdidas, es capaz o no de resistir el momento último de resistencia.

Momentos en estado de servicio en centro luz:

$$\begin{aligned}M_{DC\ losa} &= 37.030.770,00\text{kg-cm} \\M_{DC\ viga} &= 44.209.368,00\text{kg-cm} \\M_{LL+IM+PL+SC} &= 51.100.560,45\text{kg-cm}\end{aligned}$$

Momento de Resistencia I en centro luz:

$$M_{Resistencia\ I} = 1.25(M_{DC}) + 1.75(M_{LL+IM}) = 190.976.153,28\text{kg-cm}$$

Longitud efectiva de cálculo:

$$L = 4.200,00\text{ cm}$$

Momento resistente de la viga:

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

Donde:

$$\begin{aligned}k &= 0,28 && \text{Tabla C5.7.3.1.1.1} \\ &&& \text{para cables de baja relajacion} \\ d_p &= 188,25\text{ cm}\end{aligned}$$

$$c = \frac{A_{ps} * f_{pu} + A_s * f_y - A'_s * f'_y}{0.85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad \text{Art.5.7.3.1.1.-4}$$

Donde:

$$\begin{aligned}A_{ps} &= 69,30\text{ cm}^2 \\ f_{pu} &= 18.982,54\text{ kg/cm}^2 \\ f'_c &= 350,00\text{ kg/cm}^2 \\ \beta_1 &= 0.85 - 0.05 * \left(\frac{f'_c - 280}{70}\right) \geq 0.65 \\ \beta_1 &= 0,8 \\ b &= \text{Ancho efectivo para la viga exterior}\end{aligned}$$

Como hipótesis de diseño, se asumirá que la viga trabaja como viga rectangular y posteriormente se verificará dicha hipótesis.

Además no se dispondrá de armadura no tesa de compresión ni tracción.

Cálculo del ancho efectivo para la viga interior (Art. 4.6.2.6.):

$$\begin{aligned}
 hf &= 20,00 \text{ cm} \\
 b_{\text{sup}} &= 110,00 \text{ cm} \\
 be_{\text{interior}} &< \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{\text{efectiva}}}{4} = 1.050 \text{ cm} \\ 12hf + \frac{b_{\text{sup}}}{2} = 295,00 \text{ cm} \\ S = 240,00 \text{ cm} \end{array} \right. \\
 be_{\text{interior}} &= 240,00 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Cálculo del ancho efectivo para la viga exterior:

$$\begin{aligned}
 be_{\text{exterior}} &= \frac{be_{\text{interior}}}{2} + < \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{\text{efectiva}}}{8} = 525,00 \text{ cm} \\ 6hf + \frac{b_{\text{sup}}}{4} = 147,50 \text{ cm} \\ \text{Ancho de vuelo} = 70,00 \text{ cm} \end{array} \right. \\
 be_{\text{exterior}} &= 190,00 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Entonces:

$$c = \frac{A_{ps} * f_{pu}}{0.85f'_c \beta_1 b + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} = 27,88 \text{ cm}$$

Alto del ala superior de la viga: $d_1 = 15,00 \text{ cm}$

Altura equivalente de losa: $h_e = \frac{E_{\text{losa}}}{E_{\text{viga}}} * h_f = 17,89 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}
 c &< h_e + d_1 \\
 27,88 \text{ cm} &< 32,89 \text{ cm} \quad \text{Trabaja como viga rectangular}
 \end{aligned}$$

Luego:

$$f_{ps} = f_{pu} * \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right) = 18.195,24 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia nominal a la flexión:

Cuando $A_s = 0$

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Art.5.7.3.2.2}$$
$$a = \beta_1 c = 22,31 \text{ cm}$$

Entonces:

$$M_n = 223.306.060,73 \text{ kg-cm}$$

Luego:

$$M_u \geq \phi M_n$$

Donde:

$$\phi = 0,90$$

$$M_u = 200.975.454,66 \text{ kg-cm}$$

$$M_u \geq M_{\text{Resistencia I}}$$

$$200.975.454,66 \text{ kg-cm} \geq 190.976.153,28 \text{ kg-cm}$$

El momento máximo de Resistencia I es resistido por la viga

se dispondrá una armadura constructiva

Se opta por colocar barras de 12 mm de diámetro alrededor de toda la sección, separadas 30 cm una de otra, tanto en el perímetro exterior como en el interior.

Diseño de los aparatos de apoyo de neopreno compuesto

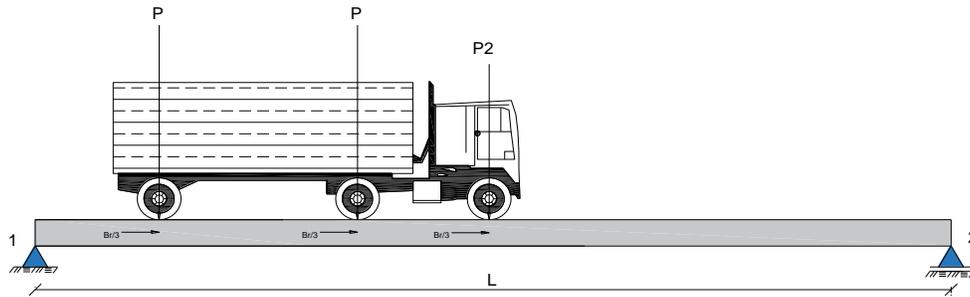
-Cálculo de la fuerza de frenado:

La fuerza de frenado es la mayor de

-25% de los pesos por eje de camión o tandem de diseño

-5% del camión o tandem de diseño + la carga de carril

Figura A21.1: Esquema de frenado longitudinal



Fuente: Elaboración propia.

Donde:

$$\begin{aligned} P &= 145 \text{ KN} \\ P2 &= 35 \text{ KN} \\ SC &= 9,30 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Entonces:

25% de los pesos por eje de camión o tandem de diseño = 81,25 KN

5% del camión o tandem de diseño + la carga de carril = 16,72 KN

La fuerza de frenado máxima es de:

$$BR = 81,25 \text{ KN}$$

Luego:

$$N^{\circ} \text{ de carriles cargados} = 2$$

La fuerza de frenado para cada carril es:

$$BR' = 40,63 \text{ KN}$$

1.- Las reacciones establecidas de la super estructura son:

Viga exterior

Tabla A21.1: Reacciones vigas exterior

V_{DC}	V_{PL}	V_{LL}	V_{SC}
773,7156	86,772	390,2400187	189,1284404

Fuente: Elaboración propia.

Viga interior

Tabla A21.2: Reacciones vigas interior

V_{DC}	V_{PL}	V_{LL}	V_{SC}
689,8626	-25,116	335,3421192	162,5223682

Fuente: Elaboración propia.

$$H = 20,3125$$

$$V_{ext.} = \mathbf{1439,856059}$$

$$V_{int.} = \mathbf{1162,611087}$$

$$V_{m\acute{a}x} = \mathbf{1439,856059}$$

Para iniciar el proceso iterativo se toma como fatiga de contacto con el hormigón $\beta_n =$

$$\beta_{nm} < 10 \quad \text{Mpa}$$

$$A = \frac{N}{\beta_{nm}}$$

$$A = 143.985,61 \text{ mm}^2$$

El área es de:

$$A = 1.439,86 \text{ cm}^2$$

Un primer valor de una de las dimensiones está dado por:

$$a = \sqrt{A}$$

$$a = 37,95 \text{ cm}$$

$$a = 38,00 \text{ cm}$$

Conocido el valor de a, se adopta un espesor unitario "e" de las placas de neopreno de modo que satisfaga la condición:

$$12 < \frac{a}{e} < 22$$

$$e = 2,00 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{e} = 19 \quad \mathbf{¡Cumple!}$$

Se puede establecer la fatiga máxima admisible (β_n) con la siguiente expresión:

$$\beta_{nm} \leq 0.6 * \frac{a}{e} < 13.2 \text{ MPa}$$

$$10 \leq 11,4 < 13,2 \quad \mathbf{¡Cumple!}$$

El área requerida será:

$$A_{req} = \frac{N}{\beta n}$$

$$A_{req} = 126.303,16 \text{ mm}^2$$

Con lo que ya es posible determinar la otra dimensión de la placa:

$$b = \frac{A_{req}}{a}$$

$$b = 332,85 \text{ mm}$$

$$b = 33,29 \text{ cm}$$

$$b = 34,00 \text{ cm}$$

6.-La fatiga media en el aparato de apoyo será:

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

$$11,1444 \text{ Mpa} < \beta n = 11,4 \quad \text{¡Cumple!}$$

7.- Distorsión (con $G = 0.90 \text{ Mpa}$)

$$\mu = \frac{H}{a * b * G}$$

$$H = 20.312,50 \text{ N}$$

$$G = 0,90 \text{ MPa}$$

G= Módulo de elasticidad transversal del neopreno

Si H corresponde a influencia permanente (retracción, deformación lenta, etc.)

$$\mu < 0,7$$

Si H corresponde a esfuerzos instantáneos (frenado, viento ,etc.)

$$\mu < 1,2$$

El coeficiente de rozamiento entre la cara de la viga y la superficie del neopreno debe ser menor que 0.4

$$\mu = 0,17469 \quad \text{¡Cumple!}$$

La deformación horizontal máxima "d", se calcula para los efectos contemplados por medio de la estática y resistencia de materiales. Por ejemplo:

a) Deformación horizontal que ocasionan las reacciones instantáneas, es suficiente considerar que el estribo es infinitamente rígido:

$$\Delta L = (L * \alpha * \Delta T)$$

L= Longitud de la viga
Coeficiente de dilatación térmica

ΔT = Incremento de temperatura

Entonces:

L= 42,00 m

α = 0,00001 1/ °C

ΔT = 30 °C

Sabiendo que en la ciudad de Tarija en la época de invierno puede llegar a descender a -5°C en la madrugada y ascender a 25 °C en horas de la tarde.

$$\Delta L = 0,01260 \text{ m}$$

Con los valores de μ y d calculados se determina la altura total "h" del aparato de apoyo:

$$\tan \mu \approx \mu = \frac{d}{h}$$

$$h = \frac{d}{\mu}$$

$$h = 0,0180 \text{ m}$$

$$h = 1,80 \text{ cm}$$

$$\text{Pero : } t \geq \frac{a}{5} = 7,60 \text{ cm}$$

Espesor según el número de capas de neopreno:

n= 4

e = 2,00 cm

$$h = 8,00 \text{ cm}$$

Usar:

$$\mathbf{h = 8,60 \text{ cm}}$$

Verificaciones:

La rotación total del apoyo es de:

$$\Omega = 3.3 * \left(\frac{e}{a}\right)^3 * \beta n$$

$$\Omega = 0,005485 \text{ rad}$$

$$h * \Omega = 0,047169 \text{ rad}$$

Fricción:

$$\mu = \frac{H}{N} = 0,01411 \leq 0.40 \quad \text{¡Cumple!}$$

Tensión de tracción en las planchas:

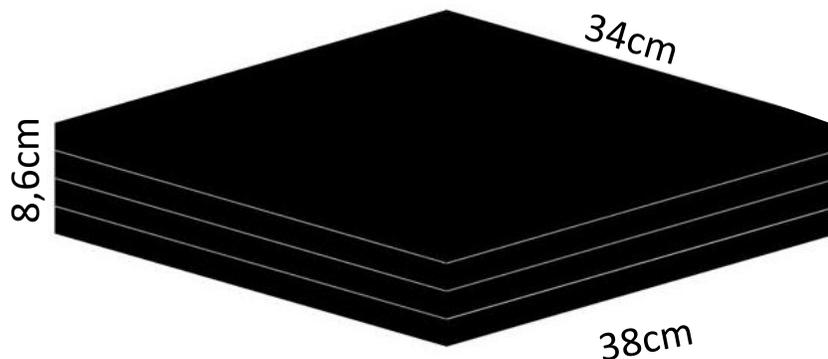
Espesor de plancha = 2 mm

$$\beta a = 0.75 * \frac{e}{s} * \beta m$$

$$\beta a = 71,05 \text{ MPa} \quad \text{¡Cumple!}$$

Esquema:

Figura A21.2: Esquema de la placa de neopreno compuesto



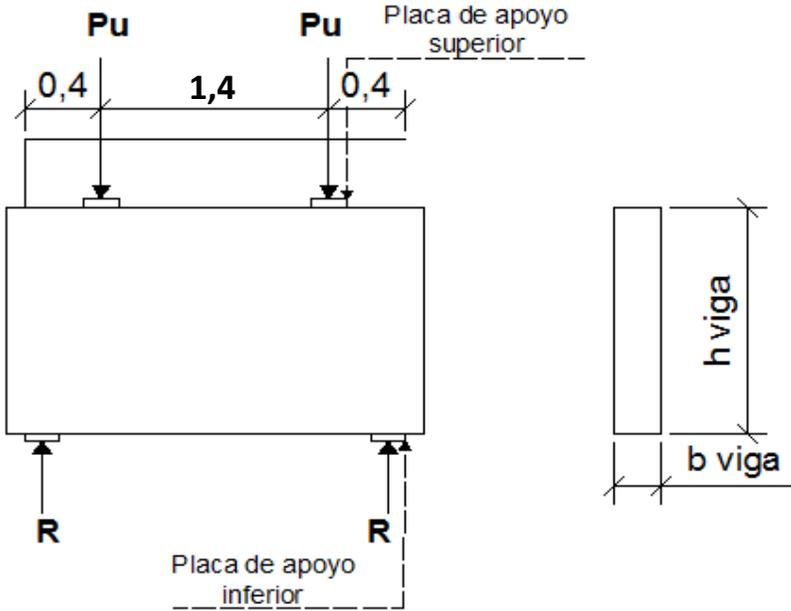
Fuente: Elaboración propia.

Placa de apoyo inferior:

$$a = 0,19$$

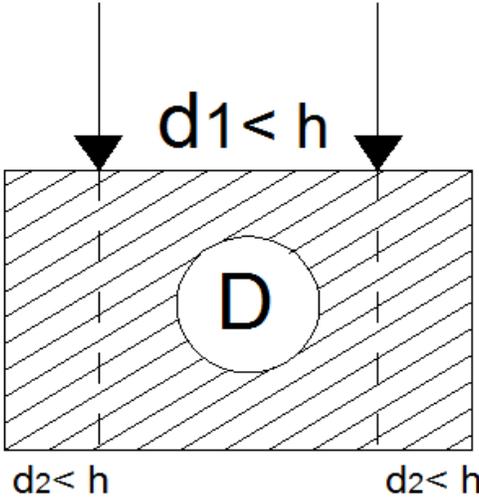
$$b = 0,35 \text{ m}$$

Figura A22.2: Perfil longitudinal, sección transversal y cargas del diafragma:



Fuente: Elaboración propia.

Figura A22.3: Identificación de las zonas "B" y "D"



Fuente: Elaboración propia.

Aceptando como criterio general que las zonas afectadas por las discontinuidades geométricas o de cargas tienen una extensión igual a la mayor dimensión de la sección transversal en la figura A22.3, se muestra una región completamente discontinua.

1.- Verificación de la capacidad portante en los puntos de carga y apoyo

Tipos nodales:

En el modelo se presentan dos tipos de nodos asociados a las siguientes tipos de esfuerzos y resistencias:

Tipo 1: CCC

Tipo 2: CCT

Donde:

C= Fuerza de compresión

T= Fuerza de tracción

Factor de resistencia:

Figura A22.4: Factores de resistencia

5.5.4.2.1 Construcción Convencional

Art. 5.5.4.2

El factor de resistencia ϕ se deberá tomar como:

- Para flexión y tracción del hormigón armado..... 0,90
- Para flexión y tracción del hormigón pretensado..... 1,00
- Para corte y torsión:
 - hormigón de densidad normal 0,90
 - hormigón de baja densidad 0,70
- Para compresión axial con espirales o zunchos:
a excepción de lo especificado en el Artículo 5.10.11.4.1b para Zonas Sísmicas 3 y 4 en el estado límite correspondiente a evento extremo 0,75
- Para apoyo sobre hormigón.....0,70
- Para compresión en modelos de bielas y tirantes..... 0,70

Fuente: American Association of state highway and transportation officials (2004)
AASHTO.

Luego:

f_{cu} = Tensión de compresión límite del hormigón para el diseño mediante modelos de bielas y tirantes (MPa)

Para el tipo "1" (CCC):

Según el artículo 5.6.3.5 :

Para regiones nodales limitadas por bielas comprimidas y áreas de apoyo: $0,85 \phi f'_c$

$$f_{cu} = 0,85 * 0,7 * f'_c = 20,83 \text{ MPa}$$

Para el tipo "2" (CCT):

Según el artículo 5.6.3.5 :

Para regiones nodales que anclan tirantes traccionados en una dirección: $0,75 \phi f'_c$

$$f_{cu} = 0,75 * 0,7 * f'_c = 18,38 \text{ MPa}$$

Placa superior:

$$\sigma = \frac{P_u}{a * b} = 7,33 \text{ MPa}$$

Nota:

La zona nodal debajo de los puntos de carga, constituye un nodo totalmente comprimido (CCC).

Entonces:

$$\sigma < f_{cu_{CCC}}$$
$$7,33 \text{ MPa} < 20,83 \text{ MPa} \quad \text{¡OK!}$$

Placa inferior:

$$\sigma = \frac{R}{a * b} = 6,94 \text{ MPa}$$

Nota:

La zona nodal sobre los puntos de apoyo, constituye un nodo tanto comprimido como traccionado (CCT).

Entonces:

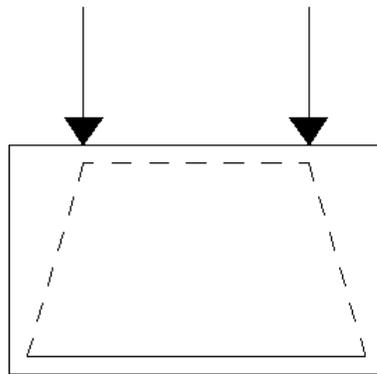
$$\sigma < f_{cu_{CCT}}$$

6,94 MPa < 18,38 MPa ¡OK!

2.- Elección del modelo de bielas y determinación de las fuerzas del reticulado:

Modelo "a"

Figura A22.5: Modelo "a"



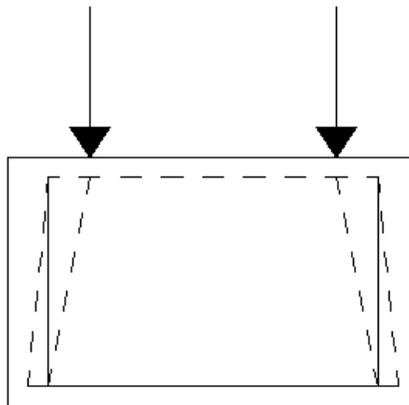
Fuente: *Elaboración propia.*

Características del modelo:

- No tiene armadura resistente vertical
- Se debe de anclar el 100 % del tensor inferior en nodos extremos

Modelo "b"

Figura A22.5: Modelo "b"



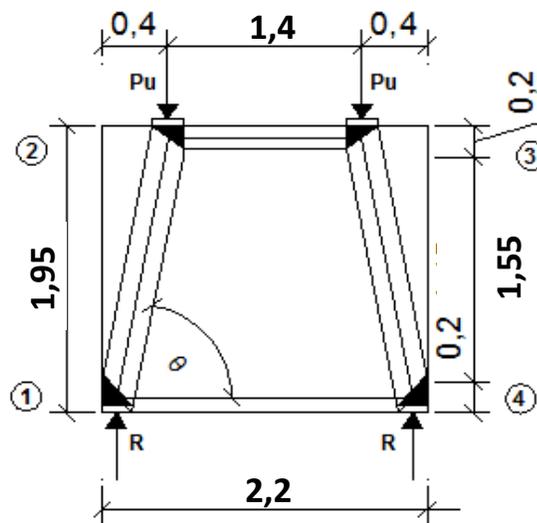
Fuente: *Elaboración propia.*

Características del modelo:

- Requiere de armadura de alma
- Menor fuerza de anclaje en los nodos
- Menor longitud de tirante

El modelo elegido es el "a", puesto que si bien el modelo "b", es un modelo reticulado que aparentemente distribuye mejor los esfuerzos, geoméricamente no es el adecuado para una luz efectiva de diafragma de 2,2 m, causando que las zonas traccionadas y comprimidas se superpongan.

Figura A22.6: Geometría general y fuerzas en las bielaas y tirantes



Fuente: Elaboración propia.

Donde:

Distancia entre la fibra superior y la biela 2-3:

$$d_{2-3} = 0,080 \text{ m}$$

Distancia entre la fibra inferior y el tirante 1-4:

$$d_{1-4} = 0,100 \text{ m}$$

Diferencia de distancia entre la aplicación de la carga y su reacción:

$$d = 0,312 \text{ m}$$

Luego:

$$\theta = \arctan\left(\frac{h_{viga} - d_{2-3} + d_{1-4}}{d}\right) = 80,02^\circ$$

Resolución de las fuerzas internas:

Equilibrio de fuerzas verticales Nodo "1":

$$F_{1-2} = \frac{R}{\text{sen}(\theta)} = 468,88 \text{ KN}$$

Equilibrio de fuerzas horizontales Nodo "1":

$$F_{1-4} = F_{1-2} * \cos(\theta) = 81,27 \text{ KN}$$

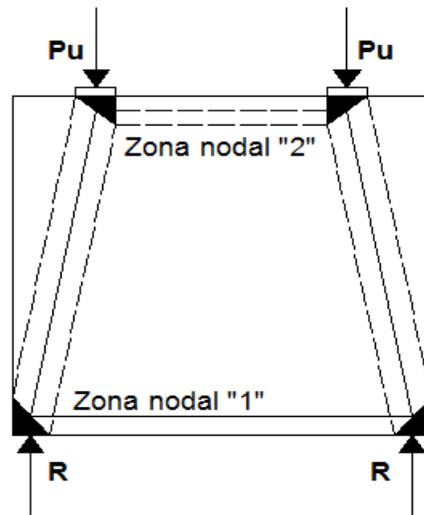
Equilibrio de fuerzas horizontales Nodo "2":

$$F_{2-3} = F_{1-2} * \cos(\theta) = 81,27 \text{ KN}$$

Las fuerzs máximas (biela 2-3 y tirante 1-4) pueden verificarse mediante la expresión:

$$Fu_{\text{máx}} = \frac{Mu_{\text{máx}}}{z} = R * \frac{d}{h_{\text{vigas}} - d_{2-3} + d_{1-4}} = 81,27 \text{ KN}$$

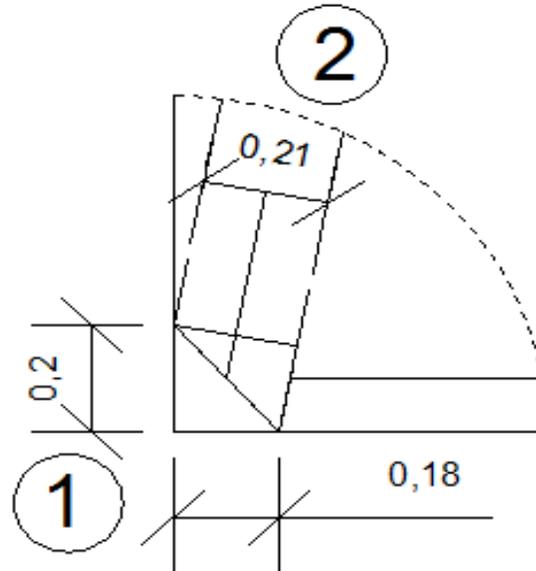
Figura A22.7: Dimensiones de bielas, tirantes y zonas nodales



Fuente: Elaboración propia.

Zona nodal "1" ; biela 1-2:

Figura A22.8: Zona nodal "1" ; biela 1-2



Fuente: Elaboración propia.

Ancho de biela 1-2= 0,21 m

Según el Art. 5.6.3.3.3

Figura A22.8: Tención de compresión en el hormigón

La tensión de compresión limitante, f_{cw} , se deberá tomar como:

$$f_{cw} = \frac{f'_c}{0,8 + 170\varepsilon_1} \leq 0,85 f'_c \quad (5.6.3.3.3-1)$$

siendo:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0,002) \cot^2 \alpha_s \quad (5.6.3.3.3-2)$$

donde:

α_s = menor ángulo entre la biela comprimida y los tirantes traccionados adyacentes (°)

ε_s = deformación específica por tracción del hormigón en la dirección del tirante traccionado (mm/mm)

f'_c = resistencia a la compresión especificada (MPa)

Fuente: American Association of state highway and transportation officials (2004)
AASHTO.

Donde:

$$\epsilon_s = 0,004 \text{ mm/mm}$$

$$\alpha_s = 80,0188^\circ$$

$$\epsilon_1 = \epsilon_s + (\epsilon_s + 0.002) * \cot^2 \alpha_s = 0,00422$$

$$f_{cu} = 23,06 \text{ MPa}$$

Adoptando el menor valor mínimo entre $f_{cu_{ccc}}$ y f_{cu}

$$f_{cu} = 20,83 \text{ MPa}$$

luego:

$$F_u = F_{cu} * A = f_{cu} * \text{ancho biela} * \text{ancho viga} = 1530,64 \text{ KN}$$

$$F_{1-2} < F_u$$

$$468,88 \text{ KN} < 1530,64 \text{ KN} \quad \text{¡OK!}$$

Zona nodal "1" (Tipo CCT)

Por la acción de la biela "F₁₋₂":

No es necesario realizar la verificación ya que las secciones transversales son las mismas al igual que el esfuerzo de verificación que el caso anterior.

Por la acción de "R":

$$R = 461,78 \text{ KN}$$

$$F_{cu \text{ CCT}} = 18,38 \text{ MPa}$$

$$F_u = F_{cu} * A = 1.221,94 \text{ KN}$$

Entonces:

$$R < F_u$$

$$461,78 \text{ KN} < 1221,94 \text{ KN} \quad \text{¡OK!}$$

Por acción del tirante "F₁₋₄"

$$F_{1-4} = 81,27 \text{ KN}$$

$$F_{cu \text{ CCT}} = 18,38 \text{ MPa}$$

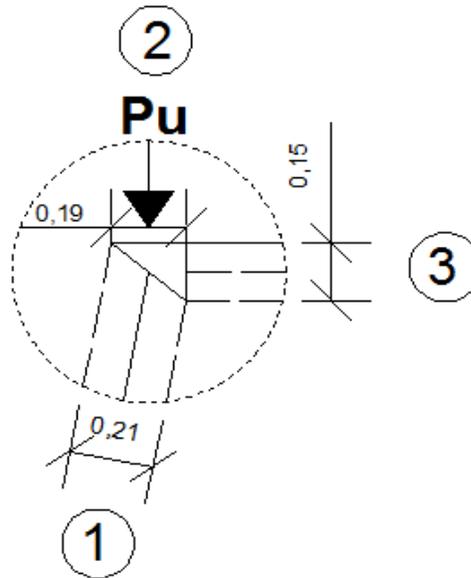
$$F_u = F_{cu} * A = 1.286,25 \text{ KN}$$

Entonces:

$$F_{1-3} < F_u$$
$$81,27 \text{ KN} < 1286,25 \text{ KN} \quad ;\text{OK!}$$

Zona nodal "2" (Tipo CCT)

Figura A22.9: Zona nodal "2" (Tipo CCT)



Fuente: Elaboración propia.

Por acción de la biela F_{2-3} :

$$F_{2-3} = 81,27 \text{ KN}$$
$$F_{cu \text{ CCT}} = 18,38 \text{ MPa}$$
$$F_u = F_{cu} * A = 1.029,00 \text{ KN}$$

Entonces:

$$F_{2-3} < F_u$$
$$81,27 \text{ KN} < 1029,00 \text{ KN} \quad ;\text{OK!}$$

Por acción de la biela F_{2-1} :

$$F_{2-1} = 468,88 \text{ KN}$$

$$F_{cu} \text{ CCT} = 18,38 \text{ MPa}$$

$$F_u = F_{cu} * A = 1.286,25 \text{ KN}$$

Entonces:

$$F_{2-1} < F_u$$
$$468,88 \text{ KN} < 1286,25 \text{ KN} \quad \text{¡OK!}$$

Por acción del la carga "Pu":

$$P_u = 461,78 \text{ KN}$$

$$F_{cu} \text{ CCT} = 18,38 \text{ MPa}$$

$$F_u = F_{cu} * A = 1.221,94 \text{ KN}$$

Entonces:

$$F_{2-4} < F_u$$
$$461,78 \text{ KN} < 1221,94 \text{ KN} \quad \text{¡OK!}$$

Armaduras necesarias para el tirante 1-4:

$$F_u \leq \phi F_n = 0.7 * A_s f_y$$

$$A_s = \frac{F_u}{\phi f_y} = 2,76 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de:

$$1 \text{ fila de:} \quad 3 \phi 16 \text{ mm}$$

$$A_s = 6,03 \text{ cm}^2$$

Verificación de la zona de anclajes:

Para anclar el tirante 1-4 se utilizará un gancho normal a 90° . La longitud de anclaje requerida es :

$$l_{dh} = \frac{0.02 A_b f_y}{\sqrt{f'c}} \geq 0.06 d_b f_y$$

Donde:

$$A_b = 201,06 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$f'c = 35 \text{ MPa}$$

$$d_b = 16 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = 285,48 \text{ mm} \geq 282,24 \text{ mm}$$

Entonces: $l_{dh} = 280,00 \text{ mm}$

Armadura mínima requerida para limitar la fisuración:

Según lo especificado en el artículo 5.6.3.6 de la normativa AASHTO LRFD 04, se deberá de contar con una malla ortogonal de barras de armadura próxima a cada cara. La separación máxima de las barras no deberá ser mayor a 300 mm.

En cada dirección:

$$\frac{A_s}{A_g} \geq 0.003$$

$$A_s \geq 0.003A_g$$

Donde:

$$A_g = b_{viga} * h_{viga} = 6.825,00 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 20,48 \text{ cm}^2$$

Distribucion de Armadura por fisuración.

Calculo del numero de Barras:

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \phi^2}$$

Donde:

Diametro de la barra:

$$\phi = 1,0 \text{ cm}$$

Área de armadura:

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

Reemplazando en la ecuacion se tiene:

$$\#b = 13$$

Se asume un número entero de barra:

$$\#b = 13 \text{ barras}$$

Disposicion de las barras:

$$s = \frac{b - 2r - \#b * \phi}{\#b - 1}$$

Donde:

Número de barras

$$\#b = 13 \text{ barras}$$

Ancho de disposición:

$$b = 195 \text{ cm}$$

Recubrimiento mínimo:

$$r = 4 \text{ cm}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$s = 14,5 \text{ cm}$$

Se asume un espaciamento de:

$$s = 14 \text{ cm}$$

Disposicion de Armadura.

La armadura necesaria calculada :

ϕ	10 mm	c/	14,0 cm
--------	-------	----	---------

Diseño del dado de apoyo

1.- Geometría del Dado.

La geometría del dado está en función del área en planta del neopreno, es recomendable que la superficie del dado sea igual o mayor que la del neopreno, para lo cual se plantea la siguiente geometría:

Dimensiones del dado

Donde:

Dimension del dado en el eje longitudinal: $a = 50 \text{ cm}$

Dimension del dado en el eje transversal: $b = 40 \text{ cm}$

Altura del dado: $h = 10 \text{ cm}$

2.- Solicitaciones Diseño.

2.1.- Solicitaciones en Estados Límites de Resistencia.

Para el diseño del dado de apoyo, se utilizarán las solicitaciones máximas determinadas en el análisis estructural, considerando las combinaciones de carga en estado límites de resistencia.

2.1.1.-Reacciones en las vigas.

En la siguiente tabla se presentan las reacciones máximas tanto para las vigas exteriores como interiores.

Tabla A23.1: Reacciones máximas en las vigas

VIGA	R (kg)
Viga exterior izquierda	
RA	125072,76
RB	88883,83
Viga exterior derecha	
RA	125072,76
RB	88883,83
Viga interior izquierda	
RA	100008,87
RB	68910,90
Viga interior derecha	
RA	100008,87
RB	68910,90

Fuente: Elaboración propia.

Entonces la máxima reacción es:

$$R_{\text{máx}} = 125.072,76 \text{ kg}$$

3.- Diseño de la armadura.

Para el diseño de los dados de apoyo se determinará la armadura paralela y perpendicular al tráfico de acuerdo a las siguientes expresiones de cálculo.

3.1.- Armadura paralela al tráfico.

Se determina con la siguiente ecuación:

$$A_{sa} = 0,25 * \frac{N_u}{f_y} * \left(\frac{a - a_o}{a} \right)$$

Donde:

Carga máxima de diseño:	Nu =	125072,76	kg
Largo del neopreno (paralelo al tráfico):	ao =	34	cm
Largo del dado (paralelo al tráfico):	a =	40	cm
Resistencia característica del acero :	fy =	4200	kg/cm ²
Reemplazando la ecuación:	Asa =	1,12	cm ²

Cálculo del número de barras.

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \phi^2}$$

Donde:

Diámetro de la barra:	φ =	0,8	cm
Área de armadura:	As =	1,1	cm ²
Reemplazando en la ecuación se tiene:	#b =	2,23	barras
Se asume un número entero de barra:	#b =	2	barras

Disposición de Armadura.

Disposicion de las barras:

$$s = \frac{b - 2r - \#b * \phi}{\#b - 1}$$

Donde:

Número de barras	#b =	2	barras
Ancho de disposicion:	b =	40,00	cm
Recubrimiento mínimo:	r =	2,5	cm
Reemplazando en la ecuación se tiene:	s =	27,7	cm
Se asume un espaciamiento de:	s =	14	cm

Disposicion de Armadura.

La armadura necesaria calculada por metro es:

2	Ø	8 mm	c/	14,0 cm
---	---	------	----	---------

Nota:

Si bien el espaciamiento calculado para la armadura paralela al tráfico es mucho mayor, se busco la uniformización de armaduras y espaciamientos para ambas

3.2.- Armadura Perpendicular al Tráfico.

Se determina con la siguiente ecuación:

$$A_{sb} = 0,25 * \frac{N_u}{f_y} * \left(\frac{b - b_o}{b} \right)$$

Donde:

Carga máxima de diseño:	Nu =	125072,76	kg
Largo del neopreno (perpendicular al tráfico)	ao =	38	cm
Largo del dado (perpendicular al tráfico):	a =	50	cm
Resistencia característica del acero :	fy =	4200	kg/cm ²
Reemplazando la ecuación:	Asb =	1,79	cm ²

Cálculo del número de barras.

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \phi^2}$$

Donde:

Diámetro de la barra:	$\phi =$	0,8	cm
Área de armadura:	As =	1,8	cm ²
Reemplazando en la ecuación se tiene:	#b =	3,56	barras
Se asume un número entero de barra:	#b =	4	barras

Disposición de armadura.

Disposición de las barras:

$$s = \frac{b - 2r - \#b * \phi}{\#b - 1}$$

Donde:

Número de barras	#b =	4	barras
Ancho de disposición:	b =	50,00	cm
Recubrimiento mínimo:	r =	2,5	cm
Reemplazando en la ecuación se tiene:	s =	16,2	cm
Se asume un espaciamiento de:	s =	15	cm

Disposicion de Armadura.

La armadura neceseria calculada es:

4	Ø	8 mm	c/	15,0 cm
---	---	------	----	---------

Nota:

Tanto la armadura paralela como perpendicular al tráfico, se prolongará hasta la carga vertical opuesta, con el objetivo de formar una malla similar a la armadura de distribución y temperatura colocada en la viga diafragma.

Resistencia al aplastamiento

$$Pr = \phi P_n \quad \text{Art. 5.7.5-1}$$

Donde:

P_n = Resistencia nominal al aplastamiento (N)

A_1 = Área debajo del dispositivo de apoyo (mm^2)

m = Factor de modificación

A_2 = Área ideal aquí definida (mm^2)

$$\phi = 0,7 \quad \text{Art. 5.5.4.2}$$

$$f'_c = 35 \text{ Mpa}$$

$$\text{Luego:} \quad P_n = 0.85 f'_c A_1 m \quad \text{Art. 5.7.5-2}$$

$$m = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \quad \text{Art. 5.7.5-3}$$

Entonces:

$$A_1 = a_{dado} * b_{dado} = 200.000,00 \text{ mm}^2$$

Entonces;

$$A_2 = 800.000,00 \text{ mm}^2$$

Luego:

$$m = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$P_n = 0.85 f'_c A_1 m = 11.900.000 \text{ N} = 1.190.000,00 \text{ kg}$$

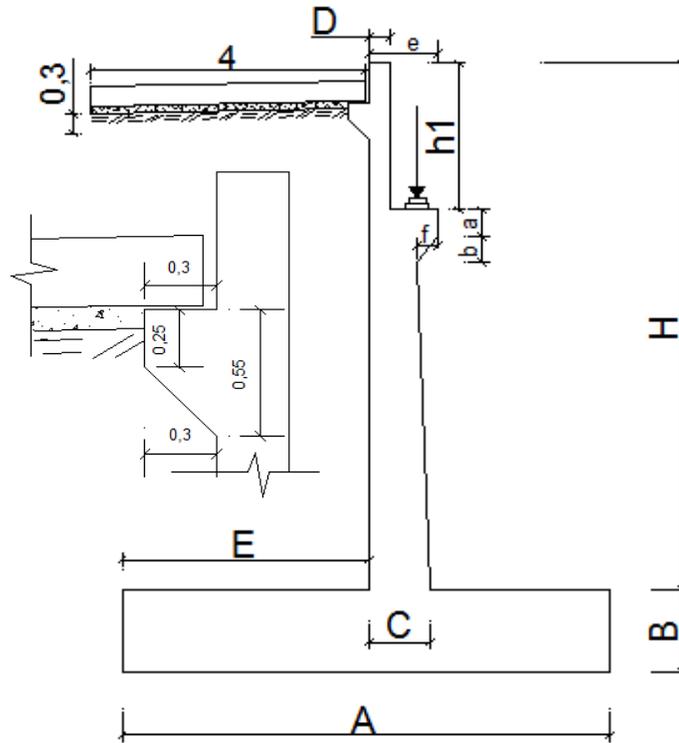
Entonces:

$$Pr = \phi P_n = 833.000,00 \text{ kg}$$

$$Pr \geq Pu$$

$$833.000,00 \text{ kg} \geq 125.072,8 \text{ kg} \text{ ¡OK!}$$

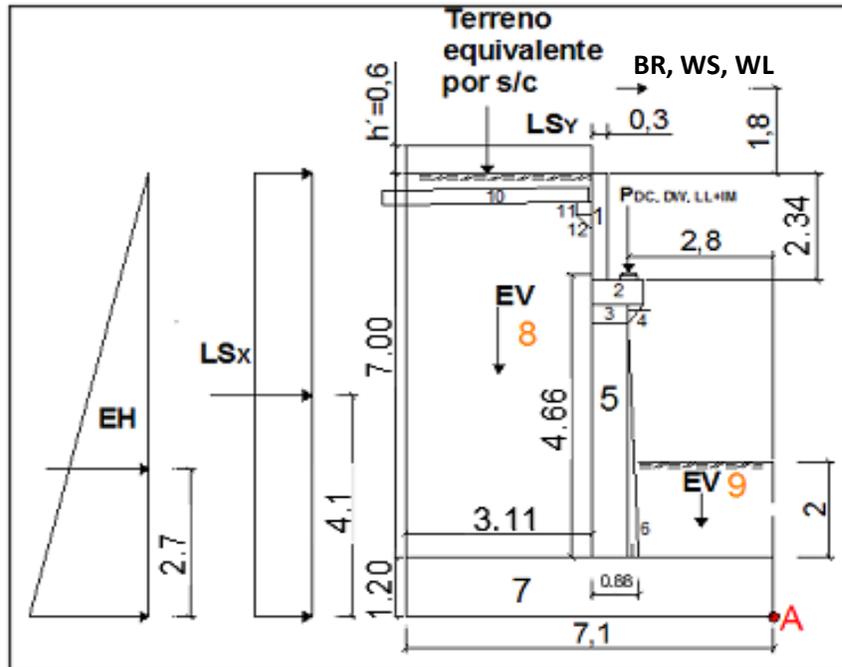
Diseño del estribo tipo ménsula
Figura A24.1: Dimensiones del estribo



Fuente: Elaboración propia.

Altura de estribo = 7,00 m	Propiedades de los materiales:
$q \text{ adm} = 2,60 \text{ kg/cm}^2$	$H^\circ A^\circ = \gamma H^\circ = 2,40 \text{ t/m}^3$
FS = 3,5	Terreno= $\gamma t = 1,80 \text{ t/m}^3$
$A = 0.4 \text{ a } 0.9H = 7,10 \text{ m}$	altura losa= 0,20 m
$B = H/12 \text{ a } H/8 = 1,20 \text{ m}$	altura de viga= 1,95 m
$C = H/12 \text{ a } H/8 = 0,88 \text{ m}$	altura de neupreno= 0,09 m
$D = \text{máx} (0.3, h1/8) = 0,30 \text{ m}$	altura del dado de apoyo= 0,10 m
E = 3,11 m	<hr/>
h1 = 2,336 m	h1= 2,34 m
h terr.puente. = 2,00 m	
a = 0,50 m	
b = 0,40 m	
e = 1,00 m	
f = 0,30 m	

Figura A24.2: Cargas actuantes en el estribo



Fuente: Elaboración propia.

Caso 1: Estribo con puente

Cargas verticales(Considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

Cargas DC :

Tabla A24.1: Cargas peso propio

Elemento	Volumen (m ³)	DC (t/m)	X _A (m)	Y _A (m)
1	0,70	1,68	3,84	7,03
2	0,50	1,20	3,49	5,61
3	0,28	0,67	3,64	5,16
4	0,06	0,14	3,19	5,23
5	2,63	6,32	3,64	3,08
6	0,33	0,79	3,23	2,45
7	8,52	20,45	3,55	0,60
10	1,20	2,88	6,04	7,74
11	0,08	0,18	4,14	7,48
12	0,05	0,11	4,09	7,25
Suma		34,43		

Fuente: Elaboración propia.

Entonces:

$$X_A = \frac{X_A * DC}{\sum DC} = 3,78 \text{ m}$$

$$Y_A = \frac{Y_A * DC}{\sum DC} = 2,35 \text{ m}$$

Peso propio de la superestructura:

$$P_{DC} = \frac{2 * PDC_{ext} + 2 * PDC_{int}}{L_{distribución}}$$

$$PDC_{ext} = 77,37 \text{ t}$$

$$PDC_{int} = 68,99 \text{ t}$$

$$L_{distribuc.} = 7,20 \text{ m}$$

$$PDC = 40,65 \text{ t/m}$$

$$X_A = 3,290 \text{ m}$$

Cargas EV (Peso del terreno)

Tabla A24.2: Peso del terreno

Elemento	Volumen (m ³)	EV (t)	X _A (m)	Y _A (m)
8	21,77	39,19	5,55	4,70
9	6,23	11,21	1,56	2,20
Suma		50,40		

Fuente: Elaboración propia.

Entonces:

$$X_A = \frac{X_A * DC}{\sum DC} = 4,66 \text{ m}$$

$$Y_A = \frac{Y_A * DC}{\sum DC} = 4,14 \text{ m}$$

Cargas PL, LL+IM :

$$P_{PL,(LL+IM)} = \frac{2 * P_{PL,(LL+IM)ext} + 2 * P_{PL,(LL+IM)int}}{L_{distribución}}$$

$$P_{PL,LL+IM ext.} = 66,61 \text{ t}$$

$$P_{PL,LL+IM int.} = 47,27 \text{ t}$$

$$L_{distribuc.} = 7,20 \text{ m}$$

$$P_{PL,LL+IM} = 31,64 \text{ t/m}$$

$$X_A = 3,29 \text{ m}$$

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Altura equivalente de suelo por S/C (Tabla 3.11.6.4-1)

Para: $H = 7,00 \text{ m}$ $h' = 0,60 \text{ m}$

Entonces:

$$LS_y = h' * E * 1m * \gamma_t = 3,36 \text{ t/m}$$

$$X_A = 5,55 \text{ m}$$

Resumen de cargas verticales:

Tabla A24.3: Resumen de cargas verticales

Carga	Tipo	V (t/m)	X _A (m)	M _v (T-m/m)
DC	DC	34,43	3,78 m	130,30
PDC	DC	40,65	3,29 m	133,75
EV	EV	50,40	4,66 m	234,75
P(PL,LL+IM)	LL+IM	31,64	3,29 m	104,08
LSY	LS	3,36	5,55 m	18,62
Suma		160,48		621,51

*Fuente: Elaboración propia.***Cargas Horizontales(Considerando franjas de 1m de longitud):**

mezcla de grava y

$$\phi_f = \text{Ángulo de fricción interna} = 30^\circ$$

arena

$$\delta = \text{Ángulo de fricción entre el suelo y el muro} = 0^\circ$$

$$\beta = \text{Ángulo del material del suelo con la horizontal} = 0^\circ$$

$$\theta = \text{ángulo de inclinación del muro del lado del terreno} = 90^\circ$$

Debido a que se asume que $\delta = \beta$ y a que para la estabilidad interna β se supone igual a cero, en el caso de un muro vertical la expresión de Coulomb se puede simplificar matemáticamente y expresar como la forma más sencilla de la expresión de Rankine, convirtiéndose las ecuaciones 3.11.5.3-1y 3.11.5.3-2 en:

$$k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_f}{2} \right) = 0,33$$

Cargas actuantes:**Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)**

Componente horizontal:

$$LS_x = H * k_a * h' * \gamma_t = 2,52 \text{ t/m}$$

$$Y_A = 4,40 \text{ m}$$

Cargas BR (Frenado)

$$BR = 5,64 \text{ t/m}$$

$$YA = 10,00 \text{ m}$$

Carga EH (presión lateral del terreno):

$$P = H * k_a * \gamma_t = 4,20 \text{ t/m}^2$$

$$EH = \frac{1}{2} H * P = 14,70 \text{ t/m}$$

$$YA = 2,93 \text{ m}$$

Carga WS (viento en la superestructura):

carga transversal (WS t) 2,4 KPa 0,24 tn/m²

carga longitudinal (WS l) 0,6 KPa 0,06 tn/m²

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

donde:

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.

V0 = velocidad friccional, característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla 1 para diferentes características de la superficie contra el viento (km/h).

Zo = longitud de fricción del fetch o campo de viento aguas arriba, una característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla a continuación (mm).

Tabla A24.4: Valores de V0 y Z0 para diferentes condiciones de la superficie contra el viento

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

Fuente: American Association of state highway and transportation officials (2004) AASHTO.

V10= 90 km/h
 VB= 160 km/h
 Z= 7 m
 Zo= 1 m
 Vo= 17,6 km/h

entonces: $V_{DZ} = 48,16 \text{ km/h}$

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

PB = presión básica del viento especificada en la Tabla 1 (MPa)

Tabla A24.4: Presiones básicas, PB, correspondientes a VB = 160 km/h

COMPONENTE ESTRUCTURAL	CARGA A BARLOVENTO, MPa	CARGA A SOTAVENTO, MPa
Cerchas, columnas y arcos	0,0024	0,0012
Vigas	0,0024	NA
Grandes superficies planas	0,0019	NA

Fuente: American Association of state highway and transportation officials (2004) AASHTO.

PB= 0,0024 MPa
 PD= 0,0002 MPa

$WS = P_D = 1,19 \text{ tn/m}$

Carga WL (viento en la carga viva):

carga transversal (WL t) 1,5 KN/m = 0,15 tn/m
 carga longitudinal (WL l) 0,6 KN/m = 0,06 tn/m

YA= 10,00 m
 carga transversal (WL t) 0,58 tn/m
 carga longitudinal (WL l) 0,24 tn/m

Resumen de cargas horizontales:

Tabla A24.4: Resumen de cargas horizontales

Carga	Tipo	H (t/m)	YA (m)	Mv (T- m/m)
LSX	LS	2,52	4,40 m	11,09
BR	BR	5,64	10,00 m	56,42
EH	EH	14,70	2,93 m	43,12
PD	WS	1,19	10,00 m	11,85
WLt	WL	0,584	10,00 m	5,84
Suma		22,86		128,32

Fuente: Elaboración propia.

Estados límites aplicables y combinaciones de carga:

Se aplicará el estado límite de Resistencia I, el estado límite de resistencia III, el estado límite de resistencia V y el de Servicio I con un factor modificador de carga igual a 1.

Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento se utilizará los factores γ máximos para las cargas horizontales que generan vuelco alrededor del punto A y deslizamiento en la base (EH y LS) y los factores de carga γ mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad (DC y EV), para de esta manera maximizar las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura, llamando esta combinación Resistencia Ia.

Para el chequeo de presiones en la base empleamos los factores γ máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar efectos. A este caso lo denominaremos Resistencia Ib .

Para el agrietamiento por distribución de armadura en la pantalla se realizará para el estado límite de Servicio I.

Cargas verticales

Tabla A24.5: Cargas verticales y factores de carga

Tipo	DC		EV	PL,LL+IM	LS
Carga	DC	PDC	EV	P(PL,LL+IM)	LSV
V (t)	34,43	40,65	50,40	31,64	3,36
Resistencia Ia	0,9	0,9	1	0	1,75
Resistencia Ib	1,25	1,25	1,35	1,75	1,75
Resistencia III	1,25	1,25	1,35	0	0
Resistencia V	1,25	1,25	1,35	1,35	1,35
Servicio I	1	1	1	1	1

Fuente: Elaboración propia.

Entonces:

Tabla A24.6: Cortante último

Combinación	Vu (t)
Resistencia Ia	123,85
Resistencia Ib	223,13
Resistencia III	161,89
Resistencia V	209,14
Servicio I	160,48

Fuente: Elaboración propia.

Momento estabilizador:

Tabla A24.7: Momentos y factores de carga

Tipo	DC		EV	PL,LL+IM	LS
Carga	DC	PDC	EV	P(PL,LL+IM)	LSV
Mv (t-m)	130,30	133,75	234,75	104,08	18,62
Resistencia - Ia	0,9	0,9	1	0	1,75
Resistencia - Ib	1,25	1,25	1,35	1,75	1,75
Resistencia III	1,25	1,25	1,35	0	0
Resistencia V	1,25	1,25	1,35	1,35	1,35
Servicio I	1	1	1	1	1

Fuente: Elaboración propia.

Entonces:

Tabla A24.8: Momento último

Combinación	Mvu (t-m)
Resistencia - Ia	504,99
Resistencia - Ib	861,72
Resistencia - III	646,98
Resistencia - V	812,63
Servicio I	621,51

Fuente: Elaboración propia.

Cargas horizontales:**Tabla A24.9:** Cargas horizontales y factores de carga

Tipo	EH	BR	LS	WS	WL
Carga	EH	BR	LSH	PD	WLt
H (t)	14,70	5,64	2,52	1,19	0,58
Resistencia-Ia	1,5	1,75	1,75	0	0
Resistencia-Ib	1,5	1,75	1,75	0	0
Resistencia III	1,5	0	0	1,4	0
Resistencia V	1,5	1,35	1,35	0,4	1
Servicio I	1	1	1	1	2

Fuente: Elaboración propia.

Entonces:

Tabla A24.10: Cortante último

Combinación	Hu (t)
Resistencia-Ia	36,33
Resistencia-Ib	36,33
Resistencia III	23,71
Resistencia V	34,13
Servicio I	9,35

Fuente: Elaboración propia.

Momento de vuelco

Tabla A24.11: Momentos de vuelco y factores decarga

Tipo	EH	BR	LS	WS	WL
Carga	EH	BR	LSH	PD	WLt
MH (t-m)	43,12	56,42	11,09	11,85	5,84
Resistencia-Ia	1,5	1,75	1,75	0	0
Resistencia-Ib	1,5	1,75	1,75	0	0
Resistencia III	1,5	0	0	1,4	0
Resistencia V	1,5	1,35	1,35	0,4	1
Servicio I	1	1	1	1	1

Fuente: Elaboración propia.

Entonces:

Tabla A24.12: Momento último

Combinación	Mhu (t-m)
Resistencia -Ia	182,83
Resistencia I-b	182,83
Resistencia III	137,70
Resistencia V	166,40
Servicio I	128,32

Fuente: Elaboración propia.

Estabilidad y esfuerzos:**a) Vuelco alrededor del punto "A" mostrado en la figura A24.2:**Cálculo de $e_{máx}$ para el estado límite de Resistencia I,III y V:

Art. 11.6.3.3

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ($e \leq A/4$), excepto el caso de suelo rocoso en la que se mantendrá en los $\frac{3}{4}$ centrales ($e \leq 3/8A$).

$$A = 7,10 \text{ m}$$

$$e_{máx} = \frac{A}{4} = 1,78 \text{ m}$$

Tabla A24.13: Exentricidades máximas

Estado	Vu (t/m)	MVu (t-m/m)	MHu (t-m/m)	$x_0 = \frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u}$	$e = \left \frac{A}{2} - x_0 \right $
Resistencia-Ia	123,85	504,99	182,83	2,60	0,95
Resistencia-Ib	223,13	861,72	182,83	3,04	0,51
Resistencia-III	161,89	646,98	137,70	3,15	0,40
Resistencia-V	209,14	812,63	166,40	3,09	0,46
Servicio I	160,48	621,51	128,32	3,07	0,48

Fuente: Elaboración propia.

Entonces:

Tabla A24.14: Verificación de la exentricidad para las hipótesis de diseño

e	Cumple/ No cumple
Resistencia- Ia	¡Cumple!
Resistencia- Ib	¡Cumple!
Resistencia- III	¡Cumple!
Resistencia- V	¡Cumple!
Servicio I	¡Cumple!

Fuente: Elaboración propia.

b) Deslizamiento en la base del estribo:

Art.10.6.3.3

luego: $\mu = tg\phi_f = 0,58$

$\phi_\tau =$ Factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación

$\phi_\tau = 0,8$ Tabla 10.5.5-1

Tabla A24.15: Deslizamiento en la base del estribo

Estado	Vu (t/m)	Resistente $F_f = \mu(\phi_\tau Vu)$	Actuante Hu	Cumple/N o Cumple
Resistencia- Ia	123,85	57,20	36,33	¡Cumple!
Resistencia- Ib	223,13	103,06	36,33	¡Cumple!
Resistencia- III	161,89	74,78	23,71	¡Cumple!
Resistencia- V	209,14	96,60	34,13	¡Cumple!

Fuente: Elaboración propia.

c) Presiones actuando en la base del estribo:

Capacidad de carga factorada del terreno (q_R):

Para el estado límite de Resistencia I:

ϕ_b = Factor de resistencia para capacidad de carga para procedimientos semiempíricos utilizando datos de ensayo SPT:

$$\phi_b = 0,45 \quad \text{Tabla 10.5.5-1}$$

luego:

$$q_R = \phi_b * q_N = \phi_b * FS * q_{adm}$$

Donde:

$$q_{adm} = 2,60 \text{ kg/cm}^2$$

$$FS = 3,5$$

$$q_R = 4,10 \text{ kg/cm}^2$$

Para el estado de Servicio I:

$$q_{adm} = 2,60 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

Tabla A24.16: Verificación de esfuerzos admisibles

Estado	$q = \frac{V_u}{A-2e} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	$q_R / q_{dm} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	Cumple/No Cumple
Resistencia Ia	2,38	4,10	¡Cumple!
Resistencia Ib	3,67	4,10	¡Cumple!
Resistencia III	2,445	4,10	¡Cumple!
Resistencia V	3,215	4,10	¡Cumple!
Servicio I	2,480	2,60	¡Cumple!

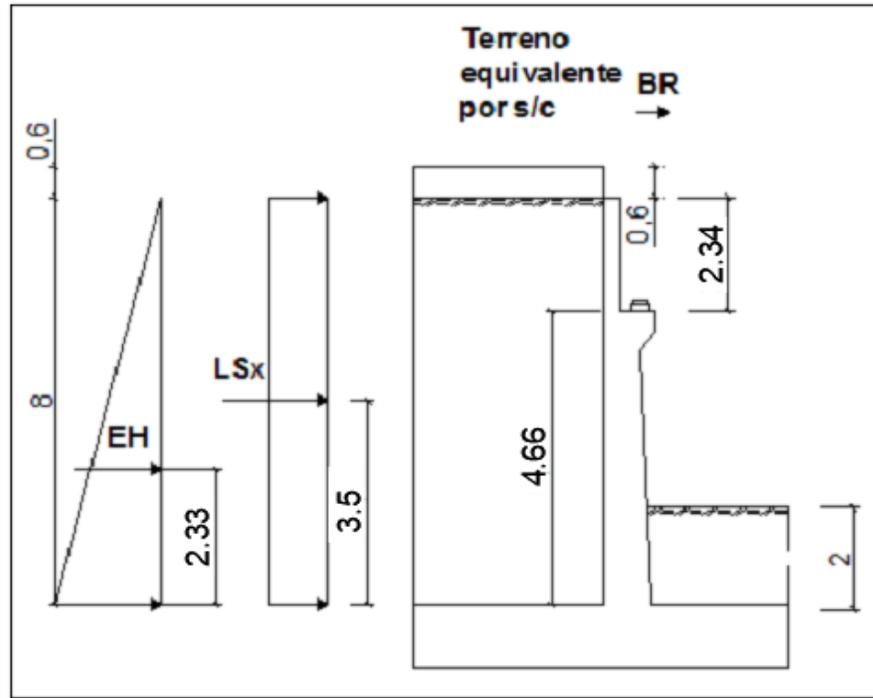
Fuente: Elaboración propia.

para el calculo de acero se aplicara la combinacion de carga en resistencia I, por ser el valor de maxima solicitud de carga a comparacion de resistencia III y V.

Cálculo del acero de refuerzo:

Diseño de la pantalla:

Figura A24.3: Cargas actuantes para el diseño de la pantalla



Fuente: Elaboración propia.

$$K_a = 0,33$$

$$\gamma_t = 1,80 \text{ t/m}^3$$

$$H = 7,00 \text{ m}$$

Cargas en base de pantalla:

Tabla A24.29: Cargas en la base de la pantalla

Carga	Carga distribuída (t/m)	Carga (t)	Yp (m)	M (t-m)
LS	0,36	2,52	3,5	8,82
EH	4,2	14,7	2,33	34,3
BR	-	5,64	7,00	39,50

Fuente: Elaboración propia.

Entonces para el estado límite de Resistencia I:

$$M_u = n[1.75MLS + 1.50MEH + 1.75MBR] \text{ (Tabla 3.4.1-1)}$$

$$M_u = 136,00 \text{ t-m}$$

Entonces:

Momento último: $M_u = 13600392,4 \text{ kg.cm/m}$

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

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

Recubrimiento mínimo: $r = 7,5 \text{ cm}$

Ancho de la sección: $b = 100 \text{ cm}$

Altura de la sección: $h = 87,5 \text{ cm}$

Diámetro adop. de barra: $\emptyset = 25 \text{ mm}$

Cálculo de la altura efectiva (d).

Donde: $d = h - r - \frac{\emptyset}{2}$

Altura de la sección: $h = 87,5 \text{ cm}$

Diámetro adoptado de barra: $\emptyset = 2,5 \text{ cm}$

Reemplazando en la ecuación se tiene: $d = 79 \text{ cm}$

Altura del bloque de compresión (a).

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right)$$

Donde:

Ancho de la sección: $b = 100 \text{ cm}$

Momento último de resistencia: $M_u = 13600392,4 \text{ kg.cm/m}$

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

Reemplazando en la ecuación se tiene: $a = 8,52 \text{ cm}$

Armadura a flexión.

Armadura necesaria (As).

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 * f_c * a * b}{f_y}$$

Donde:

Altura del bloque de compresión: $a = 8,52 \text{ cm}$

Ancho de la sección: $b = 100 \text{ cm}$

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

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

Reemplazando en la ecuación se tiene: $A_{s_{nec}} = 48,3 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura máxima:

Una sección no sobrerreforzada cumple con: $c / d_e \leq 0.42$

Entonces:

Art. 5.7.3.3.1

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 * \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right)$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 10,024$$

$$d_e = 78,75 \text{ cm}$$

luego: $\frac{c}{d_e} \leq 0,13 \leq 0.42 \quad \text{¡OK!}$

Armadura mínima:

Art. 5.7.3.3.2

Entonces.

a)

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S$$

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f_c} \text{ [MPa]} = 2.01\sqrt{f_c} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S = \frac{I}{r}$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S = 1.2 * 2.01 * \sqrt{f_c} * \frac{I}{r}$$

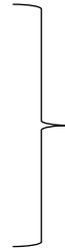
$$1.2M_{cr} = 5,15E+06 \quad 51,502 \text{ t-m}$$

b)

$$1.33M_u = 180,885 \text{ t-m}$$

Entonces:

$$M = 51,502 \text{ t-m}$$



Se debe de escoger el menor momento

Luego:

$$51,502 \text{ t-m} < 136,004 \text{ t-m ;OK!}$$

Disposición de armadura a flexión.

Cálculo del número de barras:

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \emptyset^2}$$

Donde:

Diámetro de la barra:

$$\emptyset = 2,5 \quad \text{cm}$$

Área de armadura:

$$A_s = 48,3 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$\#b = 9,8$$

Se asume un número entero de barra:

$$\#b = 10 \quad \text{barras/m}$$

Disposición de las barras:

$$s = \frac{b}{\#b}$$

Donde:

Número de barras

$$\#b = 10 \quad \text{barras/m}$$

Ancho de disposición:

$$b = 100 \quad \text{cm}$$

Recubrimiento mínimo:

$$r = 7,5 \quad \text{cm}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$s = 10,0 \quad \text{cm}$$

Se asume un espaciamiento de:

$$s = 10 \quad \text{cm}$$

Disposición de Armadura.

La armadura necesaria calculada por metro es:

\emptyset	25 mm	c/	10,0 cm
-------------	-------	----	---------

As de temperatura

$$A_s = 0,11 * \frac{A_g}{f_y}$$

$$b = 1.000,00 \text{ mm}$$

$$h = 875,00 \text{ mm}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$A_s = 229,17 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 22,48 \text{ cm}^2$$

Disposición de Armadura de temperatura

Cálculo del número de barras:

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \emptyset^2}$$

Donde:

Diámetro de la barra:

$$\emptyset = 1,6 \quad \text{cm}$$

Área de armadura:

$$A_s = 11,24 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$\#b = 5,6$$

Se asume un número entero de barra:

$$\#b = 6 \quad \text{barras/m}$$

Disposición de las barras:

Donde:	$s = \frac{b}{\#b}$	
Número de barras	#b = 6	barras/m
Ancho de disposición :	b = 100	cm
Recubrimiento mínimo:	r = 7,5	cm
Reemplazando en la ecuación se tiene:	s = 16,7	cm
Se asume un espaciamiento de:	s = 15	cm

Disposición de armadura.

La armadura necesaria calculada por metro es:

Ø	16 mm	c/	15,0 cm
---	-------	----	---------

Revisión por corte:

El cortante actuante en la pantalla para el estado límite de Resistencia I es:

$$V_u = 1.75MLS + 1.50MEH + 1.75MBR]$$

$$V_u = 36,33 \text{ t}$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \phi V_n \quad \text{Art. (5.8.2.1-2)}$$

$$\phi = 0,9 \quad \text{Art. (5.5.4.2)}$$

luego:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_v d_v$$

Donde:

$$b_v = 100,00 \text{ cm}$$

$$d_e = 78,75 \text{ cm}$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} \quad \text{Art. 5.8.2.9}$$

$$d_v = 74,49 \text{ cm}$$

$$d_v \geq \begin{cases} 0.9 * d_e = 70,875 \text{ cm} \\ 0.72h = 63 \text{ cm} \end{cases}$$

$$V_n \leq \begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p & \text{Art. 5.8.3.3.-1} \\ V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p & \text{Art. (5.8.3.3-2)} \end{cases}$$

$$V_n \leq \begin{cases} 66,06 \text{ t} \\ 521,43 \text{ t} \end{cases} \longrightarrow V_n = 66,06 \text{ t}$$

La resistencia del concreto es:

$$V_r = \phi V_n$$

$$V_r = 62,10 \text{ t}$$

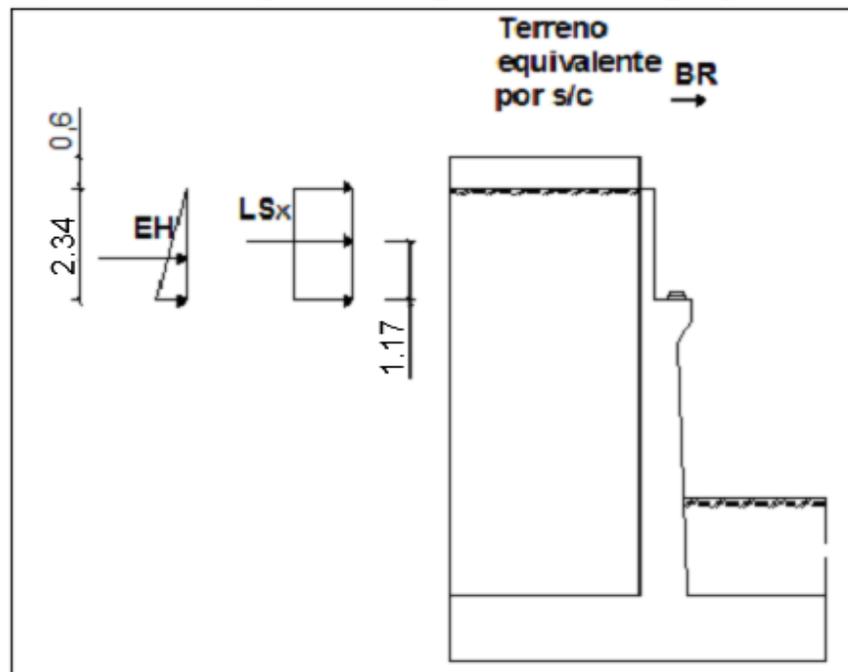
Luego:

$$V_r > V_u$$

$$62,10 \text{ t} > 36,33 \text{ t} \quad \text{¡OK!}$$

Diseño del parapeto:

Figura A24.4: Cargas actuantes para el diseño del parapeto



Fuente: Elaboración propia.

$$K_a = 0,33$$

$$\gamma_t = 1,80 \text{ t/m}^3$$

$$h_1 = 2,34 \text{ m}$$

Cargas en el parapeto:

Tabla A24.30: Cargas en el parapeto

Carga	Carga distribuída (t/m)	Carga (t)	Yp (m)	M (t-m)
LS	0,36	0,84	1,17	0,98
EH	1,402	1,64	0,78	1,27
BR	-	5,64	2,34	13,18

Fuente: Elaboración propia.

Entonces para el estado límite de Resistencia I:

$$M_u = n[1.75MLS + 1.50MEH + 1.75MBR] \text{ (Tabla 3.4.1-1)}$$

$$M_u = 26,70 \text{ t-m}$$

Entonces:

Momento último:	$M_u = 2669699,08$	kg.cm/m
Resistencia característica del H°	$f_c = 280$	kg/cm ²
Resistencia característica del Acero:	$f_y = 4200$	kg/cm ²
Recubrimiento mínimo:	$r = 2,5$	cm
Ancho de la sección:	$b = 100$	cm
Altura de la sección:	$h = 30$	cm
Diámetro adop. de barra:	$\emptyset = 20$	mm

Cálculo de la altura efectiva (d).

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

Altura de la sección:	$h = 30$	cm
Diámetro adoptado de barra:	$\emptyset = 2,0$	cm
Reemplazando en la ecuación se tiene:	$d = 27$	cm

Altura del bloque de compresión (a).

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right)$$

Donde:

Ancho de la sección:	$b = 100$	cm
Momento último de resistencia:	$M_u = 2669699,08$	kg.cm/m
Resistencia característica del H°	$f_c = 280$	kg/cm ²
Reemplazando en la ecuación se tiene:	$a = 5,22$	cm

Armadura a flexión.

Armadura necesaria (As).

Donde:	$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 * f_c * a * b}{f_y}$	
Altura del bloque de compresion:	$a = 5,22$	cm
Ancho de la sección:	$b = 100$	cm
Resistencia característica del H°	$f_c = 280$	kg/cm ²
Resistencia característica del acero:	$f_y = 4200$	kg/cm ²
Reemplazando en la ecuación se tiene:	$A_{s_{nec}} = 29,6$	cm ² /m

Armadura máxima:

Una sección no sobrerreforzada cumple con: $c / d_e \leq 0.42$

Entonces:

Art. 5.7.3.3.1

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 * \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right)$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 6,141$$

$$d_e = 26,5 \text{ cm}$$

luego: $\frac{c}{d_e} \leq 0,23 \leq 0.42 \quad \text{¡OK!}$

Armadura mínima:

Art. 5.7.3.3.2

Entonces.

a)

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S$$

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f_c} \text{ [MPa]} = 2.01\sqrt{f_c} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S = \frac{I}{r}$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S = 1.2 * 2.01 * \sqrt{f_c} * \frac{I}{r}$$

$$1.2M_{cr} = 6,05E+05 \quad 6,054 \text{ t-m}$$

b)

$$1.33M_u = 35,507 \text{ t-m}$$

Se debe de escoger el menor momento

Entonces: $M = 6,054 \text{ t-m}$

Luego:

$$6,054 \text{ t-m} < 26,697 \text{ t-m} \quad \text{¡OK!}$$

Disposición de armadura a flexión.

Cálculo del número de barras:

Donde:

Diámetro de la barra:

Área de armadura:

Reemplazando en la ecuación se tiene:

Se asume un número entero de barra:

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \emptyset^2}$$

$$\emptyset = 2,0 \quad \text{cm}$$

$$A_s = 29,6 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\#b = 9,4$$

$$\#b = 10 \quad \text{barras/m}$$

Disposición de las barras:

Donde:

Número de barras

Ancho de Disposición:

Recubrimiento mínimo:

Reemplazando en la ecuación se tiene:

Se asume un espaciamiento de:

$$s = \frac{b}{\#b}$$

$$\#b = 10 \quad \text{barras/m}$$

$$b = 100 \quad \text{cm}$$

$$r = 2,5 \quad \text{cm}$$

$$s = 15,0 \quad \text{cm}$$

$$s = 15 \quad \text{cm}$$

Disposición de armadura.

La armadura necesaria calculada por metro es:

\emptyset	20 mm	c/	15,0 cm
-------------	-------	----	---------

As de temperatura

$$A_s = 0.11 * \frac{A_g}{f_y}$$

$$b = 1.000,00 \text{ mm}$$

$$h = 300,00 \text{ mm}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$A_s = 78,57 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 7,71 \text{ cm}^2$$

Distribución de armadura de temperatura

Cálculo del número de barras:

Donde:

Diámetro de la barra:

Área de armadura:

Reemplazando en la ecuación se tiene:

Se asume un número entero de barra:

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \emptyset^2}$$

$$\emptyset = 0,8 \quad \text{cm}$$

$$A_s = 3,85 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\#b = 7,7$$

$$\#b = 8 \quad \text{barras/m}$$

Disposición de las barras:

Donde:	$s = \frac{b}{\#b}$	
Número de barras	#b = 8	barras/m
Ancho de disposición:	b = 100	cm
Recubrimiento mínimo:	r = 2,5	cm
Reemplazando en la ecuación se tiene:	s = 12,5	cm
Se asume un espaciamiento de:	s = 12,5	cm

Disposición de armadura.

La armadura necesaria calculada por metro es:

Ø	8 mm	c/	12,5 cm
---	------	----	---------

Revisión por corte:

El cortante actuante en el talón para el estado límite de Resistencia I es:

$$V_u = 1.75MLS + 1.50MEH + 1.75MBR]$$

$$V_u = 13,80 \text{ t}$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \phi V_n \quad \text{Art. (5.8.2.1-2)}$$

$$\phi = 0,9 \quad \text{Art. (5.5.4.2)}$$

luego:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_v d_v$$

Donde:

$$b_v = 100,00 \text{ cm}$$

$$d_e = 26,5 \text{ cm}$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} \quad \text{Art. 5.8.2.9}$$

$$d_v = 23,89 \text{ cm}$$

$$d_v \geq \begin{cases} 0.9 * d_e = 23,85 \text{ cm} \\ 0.72h = 21,6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_v = 23,89 \text{ cm}$$

$$V_n \leq \begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p & \text{Art. 5.8.3.3.-1} \\ V_n = 0.25f'c b v d_v + V_p & \text{Art. (5.8.3.3-2)} \end{cases}$$

$$V_n \leq \begin{cases} 21,19 \text{ t} \\ 167,23 \text{ t} \end{cases}$$

$$V_n = 21,19 \text{ t}$$

La resistencia del concreto es:

$$V_r = \phi V_n$$

$$V_r = 19,92 \text{ t}$$

Luego:

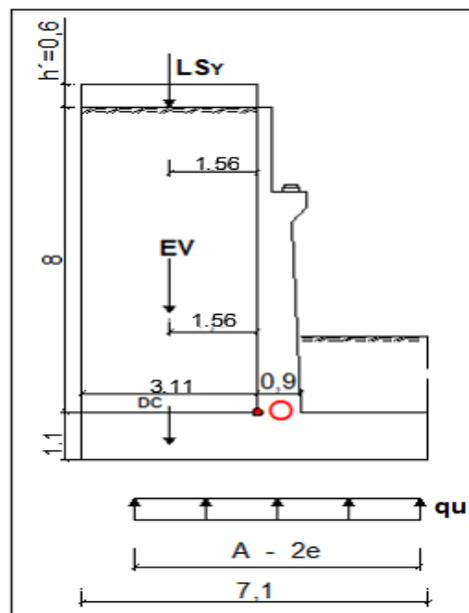
$$V_r > V_u$$

$$19,92 \text{ t} > 13,80 \text{ t} \quad \text{¡OK!}$$

Diseño de la cimentación

a) Acero superior:

Figura A24.5: Cargas actuantes en el talón de la zapata



Fuente: Elaboración propia.

Donde:

$$\begin{aligned}EV &= 39,19 \text{ t} \\LSy &= 3,36 \text{ t} \\DC &= 8,96 \text{ t} \\E &= 3,11 \text{ m}\end{aligned}$$

Para el cálculo del momento último de Resistencia I, se despreciará la reacción del suelo de manera conservadora por ser favorables.

Entonces:

$$\begin{aligned}Mu &= 1.25 \text{ MDC} + 1.35 \text{ MEV} + 1.75 \text{ MLS} \\Mu &= 108,81 \text{ t-m}\end{aligned}$$

Entonces:

Momento último:	$Mu = 10881112,5 \text{ kg.cm/m}$
Resistencia característica del H°	$fc = 280 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia característica del Acero:	$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Recubrimiento mínimo:	$r = 7,5 \text{ cm}$
Ancho de la sección:	$b = 100 \text{ cm}$
Altura de la sección:	$h = 120 \text{ cm}$
Diámetro adop. de barra:	$\emptyset = 25 \text{ mm}$

Cálculo de la altura efectiva (d).

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

Altura de la sección:	$h = 120 \text{ cm}$
Diámetro adoptado de barra:	$\emptyset = 2,5 \text{ cm}$
Reemplazando en la ecuación se tiene:	$d = 111 \text{ cm}$

Altura del bloque de Compresión (a).

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{Mu}{fc * b * d^2}} \right)$$

Donde:

Ancho de la sección:	$b = 100 \text{ cm}$
Momento último :	$Mu = 10881112,5 \text{ kg.cm/m}$
Resistencia característica del H°	$fc = 280 \text{ kg/cm}^2$
Reemplazando en la ecuación se tiene:	$a = 4,66 \text{ cm}$

Armadura a Flexión.
Armadura Necesaria (As).

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 * f_c * a * b}{f_y}$$

Donde:

Altura del bloque de compresión:

$$a = 4,66 \quad \text{cm}$$

Ancho de la sección:

$$b = 100 \quad \text{cm}$$

Resistencia característica del H°

$$f_c = 280 \quad \text{kg/cm}^2$$

Resistencia característica del acero:

$$f_y = 4200 \quad \text{kg/cm}^2$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$A_{s_{nec}} = 26,4 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Armadura máxima:

Una sección no sobrerreforzada cumple con: $c / d_e \leq 0.42$

Entonces:

Art. 5.7.3.3.1

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 * \left(\frac{f_c - 280}{70}\right)$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 5,482$$

$$d_e = 111,25 \text{ cm}$$

luego: $\frac{c}{d_e} \leq 0,05 \leq 0.42 \quad \text{¡OK!}$

Armadura mínima:

Art. 5.7.3.3.2

Entonces.

a) $1.2M_{cr} = 1.2f_r * S$

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f_c} \text{ [MPa]} = 2.01\sqrt{f_c} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S = \frac{I}{r}$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S = 1.2 * 2.01 * \sqrt{f_c} * \frac{I}{r}$$

$$1.2M_{cr} = 9,69\text{E}+06 \quad 96,865 \text{ t-m}$$

b)

$$1.33M_u = 144,719 \text{ t-m}$$

Se debe de escoger el menor momento

Entonces:

$$M = 96,865 \text{ t-m}$$

Luego:

$$96,865 \text{ t-m} < 108,811 \text{ t-m} \text{ ¡OK!}$$

Disposición de armadura a flexión.

Cálculo del número de barras:

Donde:

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \phi^2}$$

Diámetro de la barra: $\phi = 2,5 \text{ cm}$

Área de armadura: $A_s = 26,4 \text{ cm}^2/\text{m}$

Reemplazando en la ecuación se tiene: $\#b = 5,4$

Se asume un número entero de barra: $\#b = 6 \text{ barras/m}$

Disposición de las barras:

Donde:

$$s = \frac{b}{\#b}$$

Número de barras: $\#b = 6 \text{ barras/m}$

Ancho de disposición: $b = 100 \text{ cm}$

Recubrimiento mínimo: $r = 7,5 \text{ cm}$

Reemplazando en la ecuación se tiene: $s = 16,7 \text{ cm}$

Se asume un espaciamiento de: $s = 15,0 \text{ cm}$

Disposición de Armadura.

La armadura necesaria calculada por metro es:

ϕ	25 mm	c/	15,0 cm
--------	-------	----	---------

As de distribución

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{s}} \leq 67 \%$$

$$\% = 45,57 \%$$

$$\text{Asumo: } \% = 45,572$$

$$\text{As distrib} = 12,04 \text{ cm}^2$$

Disposición de la armadura de distribución:

Cálculo del número de barras:

Donde:	$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \varnothing^2}$	
Diámetro de la barra:	$\varnothing = 2,0$	cm
Área de armadura:	$A_s = 12,04$	cm ² /m
Reemplazando en la ecuación se tiene:	$\#b = 3,8$	
Se asume un número entero de barra:	$\#b = 4$	barras/m

Disposición de las barras:

	$s = \frac{b}{\#b}$	
Donde:		
Número de barras	$\#b = 4$	barras/m
Ancho de disposición:	$b = 100$	cm
Recubrimiento mínimo:	$r = 7,5$	cm
Reemplazando en la ecuación se tiene:	$s = 25,0$	cm
Se asume un espaciamiento de:	$s = 20$	cm

Disposición de armadura.

La armadura necesaria calculada por metro es:

\varnothing	20 mm	c/	20,0 cm
---------------	-------	----	---------

Revisión por corte:

El cortante actuante en el talón para el estado límite de Resistencia I es:

$$V_u = 1.25 V_{DC} + 1.35 V_{EV} + 1.75 V_{LS}$$

$$V_u = 69,98 \text{ t}$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \varnothing V_n \quad \text{Art. (5.8.2.1-2)}$$

$$\varnothing = 0,9 \quad \text{Art. (5.5.4.2)}$$

luego:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

Donde:

$$b_v = 100,00 \text{ cm}$$

$$d_e = 111,25 \text{ cm}$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} \quad \text{Art. 5.8.2.9}$$

$$d_v = 108,92 \text{ cm}$$

$$d_v \geq \begin{cases} 0.9 * d_e = 100,125 \text{ cm} \\ 0.72h = 86,4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_v = 108,92 \text{ cm}$$

$$V_n \leq \begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p & \text{Art. 5.8.3.3.-1} \\ V_n = 0.25f'c b d_v + V_p & \text{Art. (5.8.3.3-2)} \end{cases}$$

$$V_n \leq \begin{cases} 96,60 \text{ t} \\ 762,44 \text{ t} \end{cases}$$

$$V_n = 96,60 \text{ t}$$

La resistencia del concreto es:

$$V_r = \phi V_n$$

$$V_r = 90,80 \text{ t}$$

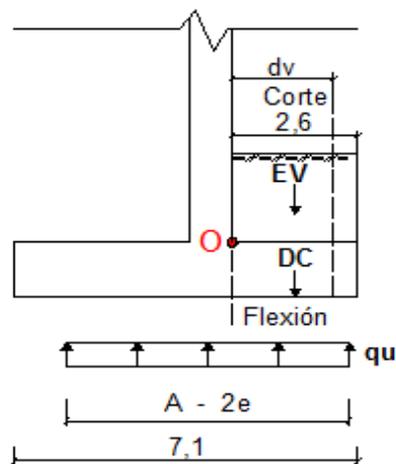
Luego:

$$V_r > V_u$$

$$90,80 \text{ t} > 69,98 \text{ t} \quad \text{¡OK!}$$

b) Acero inferior:

Figura A24.6: Cargas actuantes en la puntera de la zapata



Fuente: Elaboración propia.

Donde:

$$q_u = 4,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$L \text{ punta} = 3,12 \text{ m}$$

Para el cálculo del momento último de Resistencia I, se despreciará la reacción

Entonces:

$$M_u = q_u * 1m * \frac{Lp^2}{2}$$

$$M_u = 198,67 \text{ t-m}$$

Entonces:

Momento último:

$$M_u = 19867353,2 \text{ kg.cm/m}$$

Resistencia característica del H°

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia característica del Acero:

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Recubrimiento mínimo:

$$r = 7,5 \text{ cm}$$

Ancho de la sección:

$$b = 100 \text{ cm}$$

Altura de la seccion:

$$h = 120 \text{ cm}$$

Diámetro adop. de barra:

$$\emptyset = 25 \text{ mm}$$

Cálculo de la Altura efectiva (d).

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

Altura de la sección:

$$h = 120 \text{ cm}$$

Diámetro adoptado de barra:

$$\emptyset = 1,0 \text{ cm}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$d = 112 \text{ cm}$$

Altura del bloque de Compresión (a).

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right)$$

Donde:

Ancho de la sección:

$$b = 100 \text{ cm}$$

Momento último de resistencia:

$$M_u = 19867353,2 \text{ kg.cm/m}$$

Resistencia característica del H°

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$a = 8,61 \text{ cm}$$

Armadura a Flexión.

Armadura Necesaria (As).

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 * f_c * a * b}{f_y}$$

Donde:

Altura del bloque de compresion:

$$a = 8,61 \quad \text{cm}$$

Ancho de la sección:

$$b = 100 \quad \text{cm}$$

Resistencia característica del H°

$$f_c = 280 \quad \text{kg/cm}^2$$

Resistencia característica del acero:

$$f_y = 4200 \quad \text{kg/cm}^2$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$A_{s_{nec}} = 48,8 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Armadura máxima:

Una sección no sobrerreforzada cumple con: $c / d_e \leq 0.42$

Entonces:

Art. 5.7.3.3.1

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 * \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right)$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 10,129$$

$$d_e = 112 \text{ cm}$$

luego: $\frac{c}{d_e} \leq 0,09 \leq 0.42 \quad \text{¡OK!}$

Armadura mínima:

Art. 5.7.3.3.2

Entonces.

a)

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S$$

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f_c} \text{ [MPa]} = 2.01\sqrt{f_c} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S = \frac{I}{r}$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S = 1.2 * 2.01 * \sqrt{f_c} * \frac{I}{r}$$

$$1.2M_{cr} = 9,69E+06 = 96,865 \text{ t-m}$$

b)

$$1.33M_u = 264,236 \text{ t-m}$$

} Se debe de escoger el menor momento

Entonces:

$$M = 96,865 \text{ t-m}$$

Luego:

$$96,865 \text{ t-m} < 198,674 \text{ t-m} \text{ ¡OK!}$$

Disposición de armadura a flexión.

Cálculo del número de barras:

Donde:

Diámetro de la barra:

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \phi^2}$$

$$\phi = 2,5 \text{ cm}$$

Área de armadura:

$$A_s = 48,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$\#b = 9,9$$

Se asume un número entero de barra:

$$\#b = 10 \text{ barras/m}$$

Disposición de las barras:

Donde:

$$s = \frac{b}{\#b}$$

Número de barras

$$\#b = 10 \text{ barras/m}$$

Ancho de disposición:

$$b = 100 \text{ cm}$$

Recubrimiento mínimo:

$$r = 7,5 \text{ cm}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$s = 10,0 \text{ cm}$$

Se asume un espaciamiento de:

$$s = 10,0 \text{ cm}$$

Disposición de Armadura.

La armadura necesaria calculada por metro es:

ϕ	25 mm	$c/$	10,0 cm
--------	-------	------	---------

As de distribución

$$A_s = 0.11 * \frac{A_g}{f_y}$$

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

$$\% = 45,57 \%$$

$$\text{Asumo: } \% = 45,572$$

$$\text{As distrib} = 22,23 \text{ cm}^2$$

Disposición de armadura de distribución:**Cálculo del número de barras:**

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \emptyset^2}$$

Donde:

Diámetro de la barra:

$$\emptyset = 2,0 \text{ cm}$$

Área de armadura:

$$A_s = 22,23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$\#b = 7,1$$

Se asume un número entero de barra:

$$\#b = 8 \text{ barras/m}$$

Disposición de las barras:

$$s = \frac{b}{\#b}$$

Donde:

Número de barras:

$$\#b = 8 \text{ barras/m}$$

Ancho de disposición :

$$b = 100 \text{ cm}$$

Recubrimiento mínimo:

$$r = 7,5 \text{ cm}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$s = 12,5 \text{ cm}$$

Se asume un espaciamiento de:

$$s = 12,5 \text{ cm}$$

Disposición de armadura.

La armadura necesaria calculada por metro es:

\emptyset	20 mm	c/	12,5 cm
-------------	-------	----	---------

Revisión por corte:

El cortante actuante en el punta para el estado límite de Resistencia I es:

$$V_u = q_u(L_{punta} - d_v)$$

Donde:

$$q_u = 4,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_{punta} = 3,12 \text{ m}$$

$$b_v = 100,00 \text{ cm}$$

$$d_e = 112 \text{ cm}$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} \quad \text{Art. 5.8.2.9}$$

$$d_v = 107,695 \text{ cm}$$

$$d_v \geq \begin{cases} 0.9 * d_e = 100,8 \text{ cm} \\ 0.72h = 86,4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_v = 107,695 \text{ cm}$$

Entonces:

$$V_u = 83,46 \text{ t}$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \phi V_n \quad \text{Art. (5.8.2.1-2)}$$

$$\phi = 0,9 \quad \text{Art. (5.5.4.2)}$$

luego:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_vd_v$$

$$V_n \leq \begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p & \text{Art. 5.8.3.3.-1} \\ V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p & \text{Art. (5.8.3.3-2)} \end{cases}$$

$$V_n \leq \begin{cases} 95,51 \text{ t} \\ 753,87 \text{ t} \end{cases}$$

$$V_n = 95,51 \text{ t}$$

La resistencia del concreto es:

$$V_r = \phi V_n$$

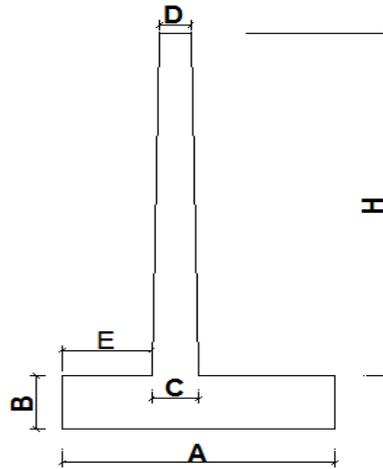
$$V_r = 89,78 \text{ t}$$

Luego:

$$89,78 \text{ t} > 83,46 \text{ t} \quad \begin{matrix} V_r > V_u \\ \text{¡OK!} \end{matrix}$$

Diseño del alero

Figura A25.1: Dimensiones del alero



Fuente: Elaboración propia.

Altura de alero = 7

$q_{adm} = 2,60 \text{ kg/cm}^2$

FS = 3,5

A = 6,00 m

B = 1,20 m

C = 0,90 m

D = 0,60 m

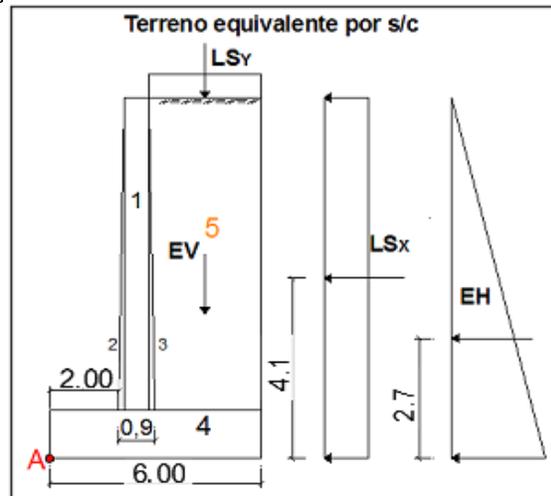
E = 2,00 m

Propiedades de los materiales:

$H^{\circ}A^{\circ} = \gamma H^{\circ} = 2,40 \text{ t/m}^3$

Terreno = $\gamma t = 1,80 \text{ t/m}^3$

Figura A25.2: Cargas actuantes en el alero



Fuente: Elaboración propia.

Cargas verticales (Considerando franjas de 1m de longitud de alero)

Cargas DC :**Tabla A25.1:** Cargas peso propio

Elemento	Volumen (m ³)	DC (t/m)	X _A (m)	Y _A (m)
1	4,20	10,08	2,45	4,70
2	0,53	1,26	2,10	3,53
3	0,53	1,26	2,80	3,53
4	7,20	17,28	3,00	0,60
Suma		29,88		

Fuente: Elaboración propia.

Entonces:

$$X_A = \frac{X_A * DC}{\sum DC} = 2,77 \text{ m}$$

$$Y_A = \frac{Y_A * DC}{\sum DC} = 2,23 \text{ m}$$

Cargas EV (Peso del terreno)**Tabla A25.2:** Cargas del terreno

Elemento	Volumen (m ³)	EV (t)	X _A (m)	Y _A (m)
5	26,00	46,80	4,38	4,70
Suma		46,80		

Fuente: Elaboración propia.

Entonces:

$$X_A = \frac{X_A * DC}{\sum DC} = 4,38 \text{ m}$$

$$Y_A = \frac{Y_A * DC}{\sum DC} = 4,70 \text{ m}$$

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Altura equivalente de suelo por S/C (Tabla 3.11.6.4-1)

Para: H = 7,00 m

h' = 0,60 m

Entonces:

$$LS_y = h' * E * 1m * \gamma_t = 3,35 \text{ t/m}$$

$$X_A = 4,38 \text{ m}$$

Resumen de cargas verticales:

Tabla A25.3: Resumen de cargas verticales

Carga	Tipo	V (t/m)	X _A (m)	M _v (T·m/m)
DC	DC	29,88	2,77 m	82,71
EV	EV	46,80	4,38 m	204,75
LSY	LS	3,35	4,38 m	14,65
Suma		80,03		302,11

Fuente: Elaboración propia.

Cargas Horizontales(Considerando franjas de 1m de longitud):

$\phi_f = \text{ángulo de fricción interna} = 30^\circ$ mezcla de grava y arena

$\delta = \text{ángulo de fricción entre el suelo y el muro} = 0^\circ$

$\beta = \text{ángulo del material del suelo con la horizontal} = 0^\circ$

$\theta = \text{ángulo de inclinación del muro del lado del terreno} = 90^\circ$

Debido a que se asume que $\delta = \beta$ y a que para la estabilidad interna β se supone igual a cero, en el caso de un muro vertical la expresión de Coulomb se puede simplificar matemáticamente y expresar como la forma más sencilla de la expresión de Rankine, convirtiéndose las ecuaciones 3.11.5.3-1y 3.11.5.3-2 en:

$$k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_f}{2} \right) = 0,33$$

Cargas actuantes:

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Componente horizontal:

$$LS_x = H * k_a * h' * \gamma_t = 2,52 \text{ t/m}$$

Y_A = 4,40 m

Carga EH (presión lateral del terreno):

$$P = H * k_a * \gamma_t = 4,20 \text{ t/m}^2$$

$$EH = \frac{1}{2} H * P = 14,70 \text{ t/m}$$

Y_A = 2,93 m

Resumen de cargas horizontales:

Tabla A25.4: Resumen de cargas horizontales

Carga	Tipo	H (t/m)	Y _A (m)	M _v (T-m/m)
LSX	LS	2,52	4,40 m	11,09
EH	EH	14,70	2,93 m	43,12
Suma		17,22		54,21

Fuente: Elaboración propia.

Estados límites aplicables y combinaciones de carga:

Se aplicará el estado límite de Resistencia I, y el de Servicio I con un factor modificador de carga igual a 1.

Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento se utilizará los factores γ máximos para las cargas horizontales que generan vuelco alrededor del punto A y deslizamiento en la base (EH y LS) y los factores de carga γ mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad (DC y EV). para de esta manera maximizar las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura, llamando esta combinación Resistencia Ia.

Para el chequeo de presiones en la base empleamos los factores γ máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar efectos. A este caso lo

Para el agrietamiento por distribución de armadura en la pantalla se realizará para el estado límite de Servicio I.

Cargas Verticales:

Tabla A25.5: Cargas verticales y factores de carga

Tipo	DC	EV	LS
Carga	DC	EV	LS _v
V (t)	29,88	46,80	3,35
Resistencia Ia	0,9	1	1,75
Resistencia Ib	1,25	1,35	1,75
Servicio I	1	1	1

Fuente: Elaboración propia.

Entonces:

Tabla A25.6: Cortante último

Combinación	Vu (t)
Resistencia Ia	79,55
Resistencia Ib	106,39
Servicio I	80,03

Fuente: Elaboración propia.

Momento estabilizador:

Tabla A25.7: Momentos y factores de carga

Tipo	DC	EV	LS
Carga	DC	EV	LSv
MV (t-m)	82,71	204,75	14,65
Resistencia Ia	0,9	1	1,75
Resistencia Ib	1,25	1,35	1,75
Servicio I	1	1	1

Fuente: Elaboración propia.

Entonces:

Tabla A25.8: Momento último

Combinación	Mvu (t-m)
Resistencia Ia	304,82
Resistencia Ib	405,43
Servicio I	302,11

Fuente: Elaboración propia.

Cargas horizontales:**Tabla A25.9:** Cargas horizontales y factores de carga

Tipo	EH	LS
Carga	EH	LSH
H (t)	14,70	2,52
Resistencia Ia	1,5	1,75
Resistencia Ib	1,5	1,75
Servicio I	1	1

Fuente: Elaboración propia.

Entonces:

Tabla A25.910: Cortante último

Combinación	Hu (t)
Resistencia Ia	26,46
Resistencia Ib	26,46
Servicio I	17,22

Fuente: Elaboración propia.

Momento de vuelco

Tabla A25.11: Momentos y factores de carga

Tipo	EH	LS
Carga	EH	LSH
MH (t-m)	43,12	11,09
Resistencia Ia	1,5	1,75
Resistencia Ib	1,5	1,75
Servicio I	1	1

Fuente: Elaboración propia.

Entonces:

Tabla A25.12: Momentos últimos

Combinación	M _{Hu} (t-m)
Resistencia Ia	84,08
Resistencia Ib	84,08
Servicio I	54,21

Fuente: Elaboración propia.

Estabilidad y esfuerzos:

a) Vuelco alrededor del punto "A" mostrado en la figura A25.2:

Cálculo de $e_{máx}$ para el estado límite de Resistencia I:

Art. 11.6.3.3

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ($e \leq A/4$), excepto el caso de suelo rocoso en la que se mantendrá en los $3/4$ centrales ($e \leq 3/8A$).

$$A = 6,00 \text{ m}$$

$$e_{máx} = \frac{A}{4} = 1,50 \text{ m}$$

Tabla A25.13: Exentricidades máximas

Estado	V _u (t/m)	M _{Vu} (t-m/m)	M _{Hu} (t-m/m)	$x_0 = \frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u}$	$e = \left \frac{A}{2} - x_0 \right $
Resistencia-a Ia	79,55	304,82	84,08	2,77	0,23
Resistencia-a Ib	106,39	405,43	84,08	3,02	-0,02
Servicio I	80,03	302,11	54,21	3,10	-0,10

Fuente: Elaboración propia.

Entonces:

Tabla A25.14: Verificación de la exentricidad para las hipótesis de diseño

e	Cumple/No cumple
Resistencia Ia	¡Cumple!
Resistencia Ib	¡Cumple!
Servicio I	¡Cumple!

Fuente: Elaboración propia.

b) Deslizamiento en la base del alero:

Art.10.6.3.3

$$\mu = \text{tg}\phi_f = 0,58$$

luego:

ϕ_τ = factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la

$\phi_\tau = 0,8$ Tabla 10.5.5-1

Tabla A25.15: Deslizamiento en la base del alero

Estado	Vu (t/m)	Resistente $F_f = \mu(\phi_\tau V_u)$	Actuante Hu	Cumple /No Cumple
Resistencia Ia	79,55	38,81	26,46	Cumple
Resistencia Ib	106,39	51,90	26,46	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

c) Presiones actuando en la base del alero:

Capacidad de carga factorada del terreno (q_R):

Para el estado límite de Resistencia I:

ϕ_b = Factor de resistencia para capacidad de carga para procedimientos semiempíricos utilizando datos de ensayo SPT:

$\phi_b = 0,45$ Tabla 10.5.5-1

luego:

$$q_R = \phi_b * q_N = \phi_b * FS * q_{adm}$$

Donde:

$$q_{adm} = 2,60 \text{ kg/cm}^2$$

$$FS = 3,5$$

$$q_R = 4,10 \text{ kg/cm}^2$$

Para el estado de Servicio I:

$$q_{adm} = 2,60 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

Tabla A25.16: Verificación de esfuerzos admisibles

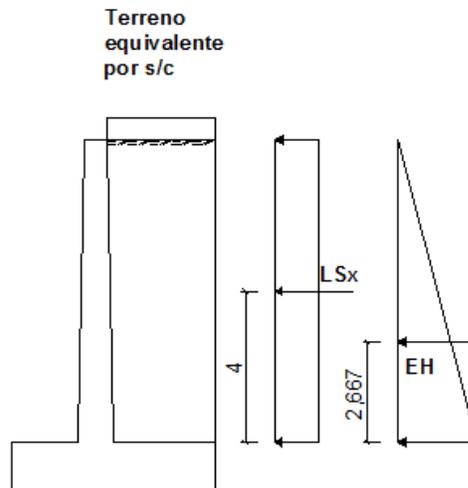
Estado	$q = \frac{V_u}{A-2e} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	qR /qdm (kg/cm ²)	Cumple /No Cumple
Resistencia Ia	1,43	4,10	¡Cumple!
Resistencia Ib	1,76	4,10	¡Cumple!
Servicio I	1,292	2,60	¡Cumple!

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo del acero de refuerzo:

Diseño de la pantalla:

Tabla A25.3: Cargas actuantes para el diseño de la pantalla



Fuente: Elaboración propia.

$$K_a = 0,33$$

$$\gamma_t = 1,80 \text{ t/m}^3$$

$$H = 7,00 \text{ m}$$

Cargas en base de pantalla:

Tabla A25.17: Cargas en la base de la pantalla

Carga	Carga distribuida (t/m)	Carga (t)	Yp (m)	M (t-m)
LS	0,36	2,52	3,5	8,82
EH	4,2	14,7	2,33	34,3

Fuente: Elaboración propia.

Entonces para el estado límite de Resistencia I:

$$M_u = n[1.75M_{LS} + 1.50M_{EH}] \text{ (Tabla 3.4.1-1)}$$

$$M_u = 66,89 \text{ t-m}$$

Entonces:

Momento último:	$M_u =$	6688500	kg.cm/ m
Resistencia característica del H°	$f_c =$	280	kg/cm ²
Resistencia característica del acero:	$f_y =$	4200	kg/cm ²
Recubrimiento mínimo:	$r =$	7,5	cm
Ancho de la sección:	$b =$	100	cm
Altura de la sección:	$h =$	110	cm
Diámetro adop. de barra:	$\emptyset =$	25	mm

Cálculo de la altura efectiva (d).

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

Altura de la sección:	$h =$	95	cm
Diámetro adoptado de barra:	$\emptyset =$	11,0	cm
Reemplazando en la ecuación se tiene:	$d =$	82	cm

Altura del bloque de compresión (a).

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right)$$

Donde:

Ancho de la sección:	$b =$	100	cm
Momento último:	$M_u =$	6688500	kg.cm/ m
Resistencia característica del H°	$f_c =$	280	kg/cm ²
Reemplazando en la ecuación se tiene:	$a =$	3,90	cm

Armadura a flexión.

Armadura necesaria (As).

$$As_{nec} = \frac{0,85 * f_c * a * b}{f_y}$$

Donde:

Altura del bloque de compresión:

$$a = 3,90 \quad \text{cm}$$

Ancho de la sección:

$$b = 100 \quad \text{cm}$$

Resistencia característica del H°

$$f_c = 280 \quad \text{kg/cm}^2$$

Resistencia característica del acero:

$$f_y = 4200 \quad \text{kg/cm}^2$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$As_{nec} = 22,1 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Armadura máxima:

Una sección no sobrerreforzada cumple con: $c / d_e \leq 0.42$

Entonces:

Art. 5.7.3.3.1

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 * \left(\frac{f_c - 280}{70} \right)$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3,90}{0,85} = 4,588$$
$$d_e = 82 \text{ cm}$$

luego:

$$\frac{c}{d_e} = 0,06 \leq 0,42 \quad \text{¡OK!}$$

Armadura mínima:

Art. 5.7.3.3.2

Entonces.

$$a) \quad 1.2M_{cr} = 1.2f_r * S$$

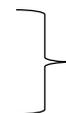
$$f_r = 0.63 * \sqrt{f_c} \quad [\text{MPa}] = 2.01 * \sqrt{f_c} \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$$S = \frac{I}{r}$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S = 1.2 * 2.01 * \sqrt{f_c} * \frac{I}{r}$$

$$b) \quad 1.2M_{cr} = 6,07E+06 \quad 60,709 \text{ t-m}$$

$$1.33M_u = 88,957 \text{ t-m}$$



escoger el menor momento

Entonces:

$$M = 60,709 \text{ t-m}$$

Luego:

$$60,709 \text{ t-m} < 66,885 \text{ t-m} \text{ ¡OK!}$$

Disposición de armadura a flexión.

Cálculo del número de barras:

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \emptyset^2}$$

Donde:

Diámetro de la barra:	$\emptyset =$	2,0	cm
Área de armadura:	$A_s =$	22,1	cm ² /m
Reemplazando en la ecuación se tiene:	$\#b =$	7	
Se asume un número entero de barra:	$\#b =$	7	barras/ m

Disposición de las barras:

Donde:

$$s = \frac{b}{\#b}$$

Número de barras	$\#b =$	7	barras/ m
Ancho de disposición:	$b =$	100	cm
Recubrimiento mínimo:	$r =$	7,5	cm
Reemplazando en la ecuación se tiene:	$s =$	14,3	cm
Se asume un espaciamiento de:	$s =$	14	cm

Disposición de armadura.

La armadura necesaria calculada es:

\emptyset	20 mm	c/	14,0 cm
-------------	-------	----	---------

As de temperatura

$$A_s = 0.11 * \frac{A_g}{f_y}$$

b=	1.000,00 mm
h=	1.100,00 mm
f _y =	420 MPa
A _s =	288,10 mm ²
A _s =	28,26 cm ²

Disposición de armadura de temperatura

Cálculo del número de barras:

Donde:	$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \emptyset^2}$	
Diámetro de la barra:	$\emptyset =$	1,6 cm
Área de armadura:	$A_s =$	14,13 cm ² /m
Reemplazando en la ecuación se tiene:	$\#b =$	7
Se asume un número entero de barra:	$\#b =$	7 barras/ m

Disposición de las barras:

Donde:	$s = \frac{b}{\#b}$	
Número de barras	$\#b =$	7 barras/ m
Ancho de disposición :	$b =$	100 cm
Recubrimiento mínimo:	$r =$	7,5 cm
Reemplazando en la ecuación se tiene:	$s =$	14,3 cm
Se asume un espaciamiento de:	$s =$	14 cm

Disposición de armadura.

La armadura necesaria calculada por metro es:

\emptyset	16 mm	c/	14,0 cm
-------------	-------	----	---------

Revisión por corte:

El cortante actuante en la pantalla para el estado límite de Resistencia I es:

$$V_u = 1.75MLS + 1.50MEH + 1.75MBR]$$

$$V_u = 26,46 \text{ t}$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \emptyset V_n \quad \text{Art. (5.8.2.1-2)}$$

$$\emptyset = 0,9 \quad \text{Art. (5.5.4.2)}$$

luego:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

Donde:

$$b_v = 100,00 \text{ cm}$$

$$d_e = 82 \text{ cm}$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} \quad \text{Art. 5.8.2.9}$$

$$d_v = 80,05 \text{ cm}$$

$$d_v \geq \begin{cases} 0.9 * d_e = 73,8 \text{ cm} \\ 0.72h = 64,8 \text{ cm} \end{cases}$$
$$d_v = 80,05 \text{ cm}$$

$$V_n \leq \begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p & \text{Art. 5.8.3.3.-1} \\ V_n = 0.25f'c b_v d_v + V_p & \text{Art. (5.8.3.3-2)} \end{cases}$$

$$V_n \leq \begin{cases} 70,99 \text{ t} \\ 560,35 \text{ t} \end{cases}$$
$$V_n = 70,99 \text{ t}$$

La resistencia del concreto es:

$$V_r = \phi V_n$$

$$V_r = 66,73 \text{ t}$$

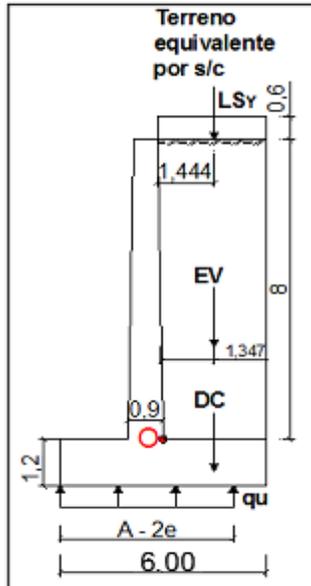
Luego:

$$V_r > V_u$$
$$66,73 \text{ t} > 26,46 \text{ t} \quad \text{¡OK!}$$

Diseño de la cimentación

a) Acero superior:

Tabla A25.4: Cargas actuantes en el talón de la zapata



Fuente: Elaboración propia.

Donde:

$$EV = 46,80 \text{ t}$$

$$LSy = 3,35 \text{ t}$$

$$DC = 8,93 \text{ t}$$

$$\text{Ancho} = 3,10 \text{ m}$$

Para el cálculo del momento último de Resistencia I, se despreciará la reacción del suelo de manera conservadora por ser favorables.

Entonces:

$$M_u = 1.25 \text{ MDC} + 1.35 \text{ MEV} + 1.75 \text{ MLS}$$

$$M_u = 124,31 \text{ t-m}$$

Momento último:	$M_u = 12430845$	kg.cm/ m
Resistencia característica del H°	$f_c = 280$	kg/cm ²
Resistencia característica del acero:	$f_y = 4200$	kg/cm ²
Recubrimiento mínimo:	$r = 7,5$	cm
Ancho de la sección:	$b = 100$	cm
Altura de la sección:	$h = 120$	cm
Diámetro adop. de barra:	$\varnothing = 25,4$	mm

Cálculo de la Altura efectiva (d).

Donde:	$d = h - r - \frac{\emptyset}{2}$
Altura de la sección:	h = 120 cm
Diámetro adoptado de barra:	$\emptyset = 25,4$ cm
Reemplazando en la ecuación se tiene:	d = 100 cm

Altura del bloque de compresión (a).

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right)$$

Donde:	
Ancho de la sección:	b = 100 cm
Momento último :	Mu = 12430845 kg.cm/ m
Resistencia característica del H°	fc = 280 kg/cm ²
Reemplazando en la ecuación se tiene:	a = 6,00 cm

Armadura a flexión.

Armadura necesaria (As).

$$As_{nec} = \frac{0,85 * f_c * a * b}{f_y}$$

Donde:	
Altura del bloque de compresión:	a = 6,00 cm
Ancho de la sección:	b = 100 cm
Resistencia característica del H°	fc = 280 kg/cm ²
Resistencia característica del acero:	fy = 4200 kg/cm ²
Reemplazando en la ecuación se tiene:	Asnec = 34,0 cm ² /m

Armadura máxima:

Una sección no sobre reforzada cumple con: $c / d_e \leq 0.42$

Entonces:

Art. 5.7.3.3.1

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 * \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right)$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 7,059$$

$$d_e = 99,8 \text{ cm}$$

luego: $\frac{c}{d_e} \leq 0,07 \leq 0.42$ ¡OK!

Armadura mínima:

Art. 5.7.3.3.2

Entonces.

a)

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S$$

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f_c} \text{ [MPa]} = 2.01\sqrt{f_c} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S = \frac{I}{r}$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S = 1.2 * 2.01 * \sqrt{f_c} * \frac{I}{r}$$

$$1.2M_{cr} = 9,69E+06 \quad 96,865 \text{ t-m}$$

b)

$$1.33M_u = 165,330 \text{ t-m}$$

} escoger el menor

Entonces:

$$M = 96,865 \text{ t-m}$$

Luego:

$$96,865 \text{ t-m} < 124,308 \text{ t-m } \text{¡OK!}$$

Entonces la armadura mínima necesaria será calculada para 1.33Mu:

Momento último:	Mu = 9686515,12	kg.cm/ m
Resistencia característica del H°	fc = 280	kg/cm ²
Resistencia característica del acero:	fy = 4200	kg/cm ²
Recubrimiento mínimo:	r = 7,5	cm
Ancho de la sección:	b = 100	cm
Altura de la sección:	h = 120	cm
Diámetro adop. de barra:	Ø = 25,4	mm

Cálculo de la altura efectiva (d).

Donde:	$d = h - r - \frac{\phi}{2}$	
Altura de la sección:	h = 120	cm
Diámetro adoptado de barra:	Ø = 2,5	cm
Reemplazando en la ecuación se tiene:	d = 111	cm

Altura del bloque de compresión (a).

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right)$$

Donde:

Ancho de la sección:	b =	100	cm
Momento último:	Mu =	9686515,12	kg.cm/ m
Resistencia característica del H°	fc =	280	kg/cm ²
Reemplazando en la ecuación se tiene:	a =	4,14	cm

Armadura a flexión.

Armadura necesaria (As).

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 * f_c * a * b}{f_y}$$

Donde:

Altura del bloque de compresión:	a =	4,14	cm
Ancho de la sección:	b =	100	cm
Resistencia característica del H°:	fc =	280	kg/cm ²
Resistencia característica del acero:	fy =	4200	kg/cm ²
Reemplazando en la ecuación se tiene:	Asnec =	23,5	cm ² /m

Disposición de armadura a flexión.

Cálculo del número de barras:

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \phi^2}$$

Donde:

Diámetro de la barra:	Ø =	2,5	cm
Área de armadura:	As =	34,0	cm ² /m
Reemplazando en la ecuación se tiene:	#b =	6,7	
Se asume un número entero de barra:	#b =	7	barras/ m

Disposición de las barras:

$$s = \frac{b}{\#b}$$

Donde:

Número de barras	#b =	7	barras/m
Ancho de disposición:	b =	100	cm
Reemplazando en la ecuación se tiene:	s =	14,3	cm
Se asume un espaciamiento de:	s =	16,0	cm

Disposición de armadura.

La armadura necesaria calculada es:

\emptyset	25 mm	c/	16,0 cm
-------------	-------	----	---------

As de distribución

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{s}} \leq 67 \%$$

$$\% = 49,57 \%$$

$$\text{Asumo: } \% = 49,574$$

$$\text{As distrib} = 11,63 \text{ cm}^2$$

Disposición de Armadura de distribución:

Cálculo del número de barras:

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \emptyset^2}$$

Donde:

Diámetro de la barra:

$$\emptyset = 1,6 \text{ cm}$$

Área de armadura:

$$A_s = 11,63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$\#b = 5,8$$

Se asume un número entero de barra:

$$\#b = 6 \text{ barras/m}$$

Disposición de las barras:

$$s = \frac{b}{\#b}$$

Donde:

Número de barras:

$$\#b = 6 \text{ barras/m}$$

Ancho de disposición:

$$b = 100 \text{ cm}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$s = 16,7 \text{ cm}$$

Se asume un espaciamiento de:

$$s = 16 \text{ cm}$$

disposición de Armadura.

La armadura necesaria calculadas :

\emptyset	16 mm	c/	16,0 cm
-------------	-------	----	---------

Revisión por corte:

El cortante actuante en el talón para el estado límite de Resistencia I es:

$$V_u = 1.25 V_{DC} + 1.35 V_{EV} + 1.75 V_{LS}$$

$$V_u = 80,20 \text{ t}$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \phi V_n \quad \text{Art. (5.8.2.1-2)}$$

$$\phi = 0,9 \quad \text{Art. (5.5.4.2)}$$

luego:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

Donde:

$$b_v = 100,00 \text{ cm}$$

$$d_e = 99,8 \text{ cm}$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} \quad \text{Art. 5.8.2.9}$$

$$d_v = 96,8 \text{ cm}$$

$$d_v \geq \left\{ \begin{array}{l} 0.9 * d_e = 89,82 \text{ cm} \\ 0.72h = 86,4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$d_v = 96,8 \text{ cm}$$

$$V_n \leq \left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s + V_p \quad \text{Art. 5.8.3.3.-1} \\ V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \quad \text{Art. (5.8.3.3-2)} \end{array} \right.$$

$$V_n \leq \left\{ \begin{array}{l} 85,85 \text{ t} \\ 677,60 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$V_n = 85,85 \text{ t}$$

La resistencia del concreto es:

$$V_r = \phi V_n$$

$$V_r = 80,70 \text{ t}$$

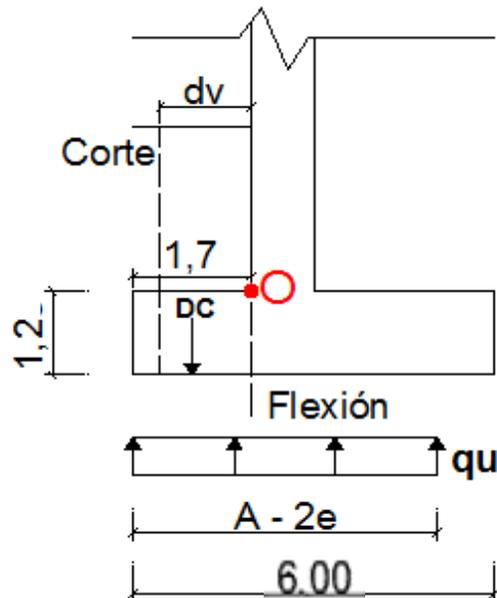
Luego:

$$V_r > V_u$$

$$80,70 \text{ t} > 80,20 \text{ t} \quad \text{¡OK!}$$

b) Acero inferior:

Tabla A25.5: Cargas actuantes en la puntera de la zapata



Fuente: Elaboración propia.

Donde:

$$q_u = 4,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 2,00 \text{ m}$$

Para el cálculo del momento último de Resistencia I, se despreciará la reacción del peso de la punta de la zapata (DC) de manera conservadora por ser favorables.

Entonces:

$$M_u = q_u * 1m * \frac{Lp^2}{2}$$

$$M_u = 81,90 \text{ t-m}$$

Momento último:	Mu =	8190000	kg.cm/ m
Resistencia característica del H°	fc =	280	kg/cm ²
Resistencia característica del acero:	fy =	4200	kg/cm ²
Recubrimiento mínimo:	r =	7,5	cm
Ancho de la sección:	b =	100	cm
Altura de la sección:	h =	120	cm
Diámetro adop. de barra:	Ø =	25,4	mm

Cálculo de la Altura efectiva (d).

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

Altura de la sección: $h = 120$ cm

Diámetro adoptado de barra: $\emptyset = 2,5$ cm

Reemplazando en la ecuación se tiene: $d = 101$ cm

Altura del bloque de compresión (a).

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right)$$

Donde:

Ancho de la sección: $b = 100$ cm

Momento último: $M_u = 8190000$ kg.cm/m

Resistencia característica del H° $f_c = 280$ kg/cm²

Reemplazando en la ecuación se tiene: $a = 3,85$ cm

Armadura a Flexión.

Armadura Necesaria (As).

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 * f_c * a * b}{f_y}$$

Donde:

Altura del bloque de compresión: $a = 3,85$ cm

Ancho de la sección: $b = 100$ cm

Resistencia característica del H° $f_c = 280$ kg/cm²

Resistencia característica del acero: $f_y = 4200$ kg/cm²

Reemplazando en la ecuación se tiene: $A_{s_{nec}} = 21,8$ cm²/m

Armadura máxima:

Una sección no sobrerreforzada cumple con: $c / d_e \leq 0.42$

Entonces:

Art. 5.7.3.3.1

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 * \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right)$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 4,529$$

$$d_e = 101,23 \text{ cm}$$

luego: $\frac{c}{d_e} \leq 0,045 \leq 0.42$ ¡OK!

Armadura mínima:

Art. 5.7.3.3.2

Entonces.

a)

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S$$

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f_c} \text{ [MPa]} = 2.01\sqrt{f_c} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S = \frac{I}{r}$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r * S = 1.2 * 2.01 * \sqrt{f_c} * \frac{I}{r}$$
$$1.2M_{cr} = 8,14E+06 = 81,394 \text{ t-m}$$

b)

$$1.33M_u = 108,927 \text{ t-m}$$

} escoger el menor

Entonces:

$$M = 81,394 \text{ t-m}$$

Luego:

$$81,394 \text{ t-m} < 81,900 \text{ t-m } \text{¡OK!}$$

Entonces la armadura mínima necesaria será calculada para el menor de los momentos:

Momento último:	Mu = 8139363,4	kg.cm/m
Resistencia característica del H°	fc = 280	kg/cm²
Resistencia característica del acero:	fy = 4200	kg/cm²
Recubrimiento mínimo:	r = 7,5	cm
Ancho de la sección:	b = 100	cm
Altura de la sección:	h = 120	cm
Diámetro adop. de barra:	Ø = 25,4	mm

Cálculo de la Altura efectiva (d).

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

Altura de la sección:	h = 120	cm
Diámetro adoptado de barra:	Ø = 2,54	cm
Reemplazando en la ecuación se tiene:	d = 111	cm

Altura del bloque de compresión (a).

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right)$$

Donde:

Ancho de la sección:	b =	100	cm
Momento último :	Mu =	8139363,4	kg.cm/ m
Resistencia característica del H°	fc =	280	kg/cm ²
Reemplazando en la ecuación se tiene:	a =	3,47	cm

Armadura a Flexión.

Armadura Necesaria (As).

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 * f_c * a * b}{f_y}$$

Donde:

Altura del bloque de compresión:	a =	3,47	cm
Ancho de la sección:	b =	100	cm
Resistencia característica del H°	fc =	280	kg/cm ²
Resistencia característica del acero:	fy =	4200	kg/cm ²
Reemplazando en la ecuación se tiene:	Asnec =	19,7	cm ² /m

Disposición de armadura a flexión.

Cálculo del número de barras:

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \phi^2}$$

Donde:

Diámetro de la barra:	Ø =	2,0	cm
Área de armadura:	As =	19,7	cm ² /m
Reemplazando en la ecuación se tiene:	#b =	6,3	
Se asume un número entero de barra:	#b =	7	barras/m

Disposición de las barras:

$$s = \frac{b}{\#b}$$

Donde:

Número de barras	#b =	7	barras/ m
Ancho de disposición:	b =	100	cm
Reemplazando en la ecuación se tiene:	s =	14,3	cm
Se asume un espaciamiento de:	s =	12,5	cm

Disposición de Armadura.

La armadura necesaria calculada por metro es:

\emptyset	25 mm	c/	12,5 cm
-------------	-------	----	---------

As de distribución

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

$$\% = 49,57 \%$$

$$\text{Asumo: } \% = 49,574$$

$$\text{As distrib} = 9,75 \text{ cm}^2$$

Disposición de armadura de distribución:

Cálculo del número de barras:

$$\#b = \frac{4 * A_s}{\pi * \emptyset^2}$$

Donde:

Diámetro de la barra:

$$\emptyset = 1,6 \text{ cm}$$

Área de armadura:

$$A_s = 9,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$\#b = 4,8$$

Se asume un número entero de barra:

$$\#b = 5 \text{ barras/}$$

m

Disposición de las barras:

Donde:

$$s = \frac{b}{\#b}$$

Número de barras

$$\#b = 5 \text{ barras/}$$

m

Ancho de disposición longitudinal:

$$b = 100 \text{ cm}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$s = 20,0 \text{ cm}$$

Se asume un espaciamiento de:

$$s = 20 \text{ cm}$$

Disposición de Armadura.

La armadura necesaria calculada es:

\emptyset	16 mm	c/	20,0 cm
-------------	-------	----	---------

Revisión por corte:

El cortante actuante en el punta para el estado límite de Resistencia I es:

Donde: $V_u = q_u(L_{punta} - d_v)$

$$q_u = 4,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_{punta} = 2,00 \text{ m}$$

$$b_v = 100,00 \text{ cm}$$

$$d_e = 101,23 \text{ cm}$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} \quad \text{Art. 5.8.2.9}$$

$$d_v = 99,495 \text{ cm}$$

$$d_v \geq \begin{cases} 0.9 * d_e = 91,107 \text{ cm} \\ 0.72h = 86,4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_v = 99,495 \text{ cm}$$

Entonces:

$$V_u = 41,16 \text{ t}$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \phi V_n \quad \text{Art. (5.8.2.1-2)}$$

$$\phi = 0,9 \quad \text{Art. (5.5.4.2)}$$

luego:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_vd_v$$

$$V_n \leq \begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p & \text{Art. 5.8.3.3.-1} \\ V_n = 0.25f'_cb_vd_v + V_p & \text{Art. (5.8.3.3-2)} \end{cases}$$

$$V_n \leq \begin{cases} 88,24 \text{ t} \\ 696,47 \text{ t} \end{cases}$$

$$V_n = 88,24 \text{ t}$$

La resistencia del concreto es:

$$V_r = \phi V_n$$

$$V_r = 82,94 \text{ t}$$

Luego:

$$82,94 \text{ t} > 41,16 \text{ t} \quad \text{¡OK!}$$

Diseño de Anclajes, Ganchos y Empalmes

Anclaje para armadura de Momento negativo (Art. 5.11.1.2.3)

$$\phi = 10 \text{ mm}$$

$$S = 2,40 \text{ m}$$

$$b_w = 0,20 \text{ m}$$

$$S' = S - b_w$$

$$l_d \geq \begin{cases} h_f = 0,20 \text{ m} \\ 12\phi = 0,12 \text{ m} \\ 0.0625S' = 0,14 \text{ m} \end{cases}$$
$$l_d = 0,20 \text{ m}$$

Gancho y doblado de armadura:

Conforme a lo especificado en el Art. 5.10.2

$$Prolongación \geq \begin{cases} 4\phi = 0,04 \text{ m} \\ 6,50 \text{ cm} = 0,065 \text{ cm} \end{cases}$$

$$Prolongación = 0,065 \text{ cm}$$

Entonces:

$$l_d + Prolongación = 0,27 \text{ m}$$

Se asume:

$$l_d = 0,30 \text{ m}$$

Anclaje para armadura de Momento positivo (Art. 5.11.1.2.2)

Conforme a lo especificado en este artículo, NO es necesario satisfacer $l_d \geq (M_n/V_n) + l_a$ (C5.11.1.2.2-1) en caso de las armaduras que terminan más allá del eje de los apoyos extremos y tienen un gancho normal o un gancho mecánico como mínimo equivalente a un gancho normal.

Ganchos normales en tracción (Art. 5.11.2.)

$$l_d \geq \begin{cases} l_{hb} * FM = 0,43 \text{ m} \\ 8\phi = 0,20 \text{ m} \\ 15,00 \text{ cm} = 0,15 \text{ m} \end{cases}$$

Entonces:

$$l_d = l_{hb} * FM$$

Donde:

FM = Factor de modificación

Nota:

No es aplicable ningún factor de modificación

$$l_{hb} = \frac{100\phi}{\sqrt{f'c}} = 429,34 \text{ mm}$$

$$\phi = 25,40 \text{ mm}$$

$$f'c = 35,00 \text{ Mpa}$$

Se asume:

$$l_d = 0,45 \text{ m}$$

Empalmes:

Según lo especificado en el Art. 5.11.5.3, la longitud de empalme no deberá ser mayor que 300 mm o los valores especificados si es que es un empalme tipo

Nota:

El empalme no pertenece a las clases A,B,C.

Entonces:

$$l_{empalme} = 0,30 \text{ m}$$

Doblado de armaduras:

El diámetro de doblado de una barra, medido del lado interno de la barra, no deberá ser menor que el valor especificado en la Tabla 5.10.2.3-1

Tabla A28.1: Doblado de armaduras

Tamaño de barra y aplicaciones	Diámetro mínimo
No. 10 a No. 16 – Uso general	6,0 d_b
No. 10 a No. 16 – Estribos y zunchos	4,0 d_b
No. 19 a No. 25 – Uso general	6,0 d_b
No. 29, No. 32 y No. 36	8,0 d_b
No. 43 y No. 57	10,0 d_b

Fuente: American Association of state highway and transportation officials (2004)
AASHTO.

ANEXOS 2
LEVANTAMIENTO
TOPOGRÁFICO

**ESTUDIO TOPOGRÁFICO "PUENTE VEHICULAR SOBRE
EL RIO ERQUIS"
(Comunidad Erquis Sud- Erquis Oropesa)**

Se adjuntará a continuación la lista de puntos facilitados por el "Gobierno Autónomo Municipal de San Lorenzo de la provincia Mendez", fruto del levantamiento topográfico realizado por dicha institución.

Tabla A1: Lista y descripción de puntos

Pto.	NORTE	ESTE	COTA	DESCRIPCIÓN
1	7622873,724	316573,844	1969,911	CAM
2	7622845,987	316492,346	1962,754	CAM
3	7622900,548	316565,332	1964,169	CAM
4	7622879,719	316577,316	1969,315	DET
5	7622887,756	316575,281	1969,048	CAM
6	7622885,992	316568,877	1967,178	CAM
7	7622879,675	316573,242	1969,312	CAM
8	7622902,478	316569,499	1968,281	GAV
9	7622902,225	316574,152	1968,007	QUE
10	7622897,401	316562,791	1964,028	GAV
11	7622896,866	316564,298	1964,173	GAV
12	7622889,287	316559,722	1964,099	GAV
13	7622887,929	316561,567	1964,438	GAV
14	7622882,046	316554,993	1963,266	GAV
15	7622881,131	316556,966	1964,313	QUE
16	7622898,258	316557,182	1963,91	QUE
17	7622883,782	316552,309	1963,437	QUE
18	7622899,527	316554,262	1965,84	QUE
19	7622885,498	316549,536	1965,336	QUE
20	7622900,949	316548,654	1963,76	QUE
21	7622887,745	316544,3	1963,454	QUE
22	7622890,41	316532,575	1963,565	QUE
23	7622902,616	316535,348	1964,063	QUE
24	7622902,501	316524,652	1964,562	QUE
25	7622889,592	316524,862	1964,252	QUE
26	7622900,565	316516,313	1964,213	QUE
27	7622900,554	316516,313	1964,208	QUE
28	7622888,172	316518,774	1964,027	BOR
29	7622900,283	316515,33	1964,926	BOR
30	7622886,871	316516,399	1965,355	DET

31	7622898,091	316507,586	1965,233	DET
32	7622898,088	316507,581	1965,052	DET
33	7622885,644	316508,371	1964,639	DET
34	7622894,155	316499,951	1964,931	DET
35	7622881,72	316501,483	1964,781	DET
36	7622892,249	316490,041	1965,178	DET
37	7622890,963	316475,946	1965,165	DET
38	7622889,838	316468,322	1965,156	EJE
39	7622877,078	316495,089	1964,731	DET
40	7622908,533	316495,573	1965,599	DET
41	7622919,809	316466,945	1966,002	DET
42	7622923,144	316483,687	1966,006	DET
43	7622924,496	316493,626	1966,102	BOR
44	7622933,243	316501,291	1966,269	BOR
45	7622907,558	316504,703	1965,224	QUE
46	7622910,165	316510,071	1964,874	QUE
47	7622940,326	316516,964	1965,138	QUE
48	7622913,678	316523,015	1964,599	QUE
49	7622947,957	316528,404	1965,667	QUE
50	7622917,348	316533,514	1964,457	QUE
51	7622950,878	316542,923	1965,517	QUE
52	7622919,662	316544,44	1964,388	QUE
53	7622949,93	316555,669	1965,071	QUE
54	7622922,372	316556,75	1964,723	QUE
55	7622961,071	316559,58	1965,251	QUE
56	7622930,697	316563,434	1962,785	QUE
57	7622854,464	316551,475	1962,785	QUE
58	7622829,61	316542,881	1962,093	QUE
59	7622831,198	316528,243	1962,056	QUE
60	7622858,624	316537,06	1962,827	QUE
61	7622837,44	316507,782	1962,448	QUE
62	7622862,416	316518,232	1963,31	QUE
63	7622838,238	316507,073	1962,43	BOR
64	7622862,134	316519,818	1963,409	BOR
65	7622864,451	316504,443	1963,569	DET
66	7622870,741	316488,267	1964,311	DET
67	7622869,767	316474,893	1964,352	ALM
68	7622844,988	316474,578	1962,996	DET
69	7622803,871	316469,93	1961,463	ALM
70	7622838,93	316478,88	1962,486	DET

71	7622799,957	316486	1961,378	DET
72	7622831,926	316501,023	1962,517	QUE
73	7622794,012	316499,782	1961,429	QUE
74	7622827,771	316509,257	1962,235	QUE
75	7622789,516	316514,061	1961,042	QUE
76	7622822,991	316525,619	1961,847	QUE
77	7622783,403	316520,359	1961,481	QUE
78	7622820,319	316534,511	1962,429	QUE
79	7622782,763	316520,627	1962,072	QUE
80	7622959,943	316572,621	1965,546	BOR
81	7622951,372	316573,837	1965,542	ANC
82	7622939,072	316572,518	1964,886	QUE
83	7622907,631	316578,683	1973,435	QUE
84	7622929,602	316573,415	1965,581	QUE
85	7622919,984	316573,472	1966,305	DET
86	7622911,282	316581,802	1974,202	QUE
87	7622908,785	316574,868	1967,462	QUE
88	7622902,224	316577,688	1969,376	DET
89	7622922,075	316574,361	1974	CAM
90	7622911,166	316575,834	1972,609	DET
91	7622906,139	316576,429	1971,701	BOR
92	7622888,161	316577,506	1971,845	BOR
93	7622885,417	316579,576	1972,418	BOR
94	7622880,222	316578,234	1971,848	BOR
95	7622878,138	316579,407	1972,145	BOR
96	7622873,861	316581,325	1973,466	BOR
97	7622873,957	316578,988	1969,913	BOR
98	7622870,119	316581,896	1974,177	BOR
99	7622879,755	316583,205	1975,677	CAM
100	7622875,773	316584,316	1975,873	BOR
101	7622872,117	316582,495	1974,737	DET
102	7622895,589	316578,787	1972,083	DET
103	7622924,126	316582,287	1977,68	DET
104	7622868,242	316582,071	1973,588	DET
105	7622861,557	316584,126	1972,439	DET
106	7622864,12	316586,165	1974,488	BOR
107	7622884,421	316562,798	1964,813	BOR
108	7622858,083	316584,823	1970,193	DET
109	7622855,291	316580,458	1970,196	EJE
110	7622876,605	316566,833	1965,508	CAM

111	7622874,484	316556,823	1964,925	CAM
112	7622862,447	316557,429	1964,083	CAM
113	7622862,464	316563,745	1964,87	BOR
114	7622861,992	316567,225	1965,529	BOR
115	7622930	316578	1979	DET
116	7622873,455	316572,666	1970,025	DET
117	7622922,117	316573,52	1966,368	AUX
118	7622865,919	316576,359	1970,105	AUX
119	7622867,615	316580,893	1970,106	QUE
120	7622861,303	316583,21	1970,176	CAM
121	7622876,965	316569,439	1965,54	CAM
122	7622861,951	316571,534	1966,024	CAM
123	7622885,35	316565,967	1964,936	DET
124	7622854,575	316571,983	1966,045	DET
125	7622862,356	316552,661	1962,562	DET
126	7621597,557	320534,474	1813,07	DET
127	7621606,997	320529,121	1814,826	QUE

Fuente: Departamento de topografía del Municipio de San Lorenzo.

ANEXOS 3
ESTUDIOS DE SUELOS

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA**

DPTO. DE TOPOGRAFÍA Y VÍAS DE COMUNICACIÓN

PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGÓN



**Estudio Geotécnico
(SPT - Capacidad Admisible del Suelo)**

Proyecto: "Diseño estructural puente vehicular rio Erquis"

Identificación: Pozo uno margen derecha

Solicitante: Univ. Novak Ortega Joaquin Roberto

TARIJA - BOLIVIA



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
CONTENIDO DE HUMEDAD

Proyecto: "Diseño estructural puente vehicular río Erquis"

Identificación: Pozo uno margen derecha

Solicitante: Univ. Novak Ortega Joaquin Roberto

Fecha 30/10/2017

1.- Planilla de Cálculo:

En la siguiente tabla se realiza el cálculo del contenido de la humedad.

HUMEDAD NATURAL			
Cápsula	1	2	3
Peso de suelo húmedo + Cápsula (gr)	182	132,5	122,8
Peso de suelo seco + Cápsula (gr)	179,5	131,1	121,2
Peso de cápsula (gr)	17,4	18,5	18,2
Peso de suelo seco (gr)	162,1	112,6	103
Peso del agua (gr)	2,5	1,4	1,6
Contenido de humedad (%)	1,54	1,24	1,55
PROMEDIO (%)	1,45		

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
GRANULOMETRÍA



Proyecto: "Diseño estructural puente vehicular rio Erquis"

Identificación: Pozo uno margen derecha

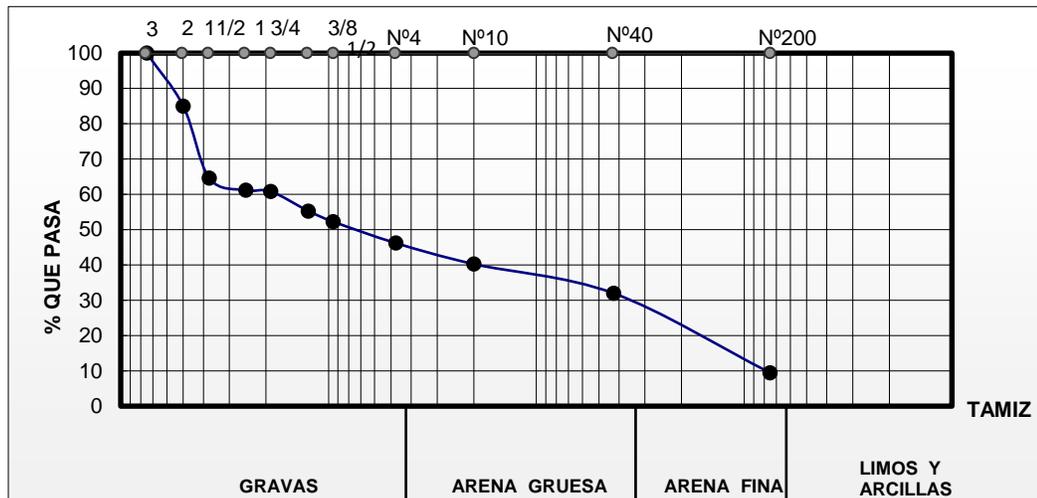
Solicitante: Univ. Novak Ortega Joaquin Roberto

Fecha 30/10/2017

1.- Planilla de Cálculo:

Peso Total (gr.)			2957,2287	A.S.T.M.	
Tamices	Tamaño (mm)	Peso Ret. (g)	Ret. Acum (g)	% Ret	% Que Pasa del total
3"	75	0,00	0,00	0,00	100,00
2"	50	443,30	443,30	14,99	85,01
1 1/2"	37,50	603,60	1046,90	35,40	64,60
1"	25,00	101,70	1148,60	38,84	61,16
3/4"	19,00	9,60	1158,20	39,17	60,83
1/2"	12,50	164,40	1322,60	44,72	55,28
3/8"	9,50	89,10	1411,70	47,74	52,26
Nº4	4,75	179,00	1590,70	53,79	46,21
Nº10	2,00	176,30	1767,00	59,75	40,25
Nº40	0,425	244,6	2011,60	68,02	31,98
Nº200	0,075	666	2677,60	90,54	9,46

2.- Curva Garnulométrica.



OBSERVACIONES:

Clasificación: Grava limosa con arena

S.U.C.S.: GP-GC

A.A.S.H.T.O. : A-1-a (0)



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA
LÍMITES DE ATTERBERG

Proyecto: "Diseño estructural puente vehicular rio Erquis"

Identificación: Pozo uno margen derecha

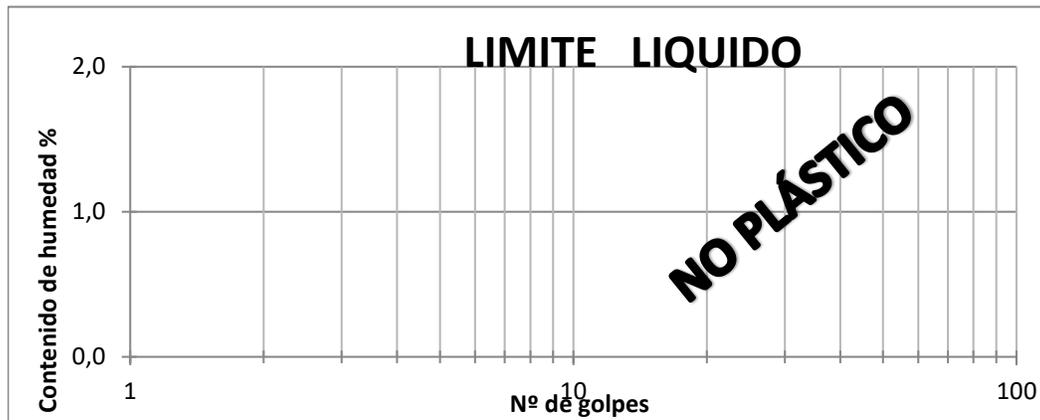
Solicitante: Univ. Novak Ortega Joaquin Roberto

Fecha 30/10/2017

1.- Determinación de Límite Líquido.

Capsula N°	1	2	3	4
N° de golpes				
Suelo Húmedo + Cápsula				
Suelo Seco + Cápsula				
Peso del agua				
Peso de la Cápsula				
Peso Suelo seco				
Porcentaje de Humedad				

Gráfica del Limite Liquido.



2.- Determinación de Límite Plástico.

Cápsula	1	2	3	Límite Líquido (LL)
Peso de suelo húmedo + Cápsula				0
Peso de suelo seco + Cápsula				Límite Plástico (LP)
Peso de cápsula				0
Peso de suelo seco				Indice de plasticidad (IP)
Peso del agua				0
Contenido de humedad		0	0	Indice de Grupo (IG)
				0



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
CLASIFICACIÓN DEL SUELO

Proyecto: "Diseño estructural puente vehicular rio Erquis"

Identificación: Pozo uno margen derecha

Solicitante: Univ. Novak Ortega Joaquin Roberto

Fecha 30/10/2017

1.- Sistema de Clasificación AASHTO.

1.1.- Determinación del Índice de Grupo:

$$GI = (F - 35) * [0,2 + 0,005 * (LL - 40)] + 0,01 * (F - 15) * (PI - 10)$$

Donde:

% que pasa el tamiz No. 40	No 40 =	40,25	%
% que pasa el tamiz No. 200	F =	31,98	%
Limite Liquido	LL =	0,0	%
Índice de Plasticidad	PI =	0,0	%
Remplazando:	GI =	-0,425	

El índice de grupo calculado se redondea al numero entero mas cercano.

Si el valor del Índice de grupo es negativo, este se toma igual a cero.

$$GI = 0$$

Tabla 1.1: Clasificación según AASHTO.

Clasificación general	Materiales Granulares		
	35% o menos del total de la muestra pasa el tamiz N° 200		
Clasificación de grupo	A-1		A-3
	A-1-a	A-1-b	
Análisis por tamices (Porcentaje que pasa por los tamices):			
N° 10 (2.00 mm.)	50 máx		
N° 40 (0.425 mm.)	30 máx	50 máx	51 min
N° 200 (0.075 mm.)	15 máx	25 máx	10 máx
Características de la fracción que pasa por el tamiz N° 40			
Límite líquido			
Índice de plasticidad	7 máx		NP
Tipos de materiales significativos constituyentes	Fragmentos de piedra, grava y arena		Arena fina

1.2.- Resultado:

CLASIFICACIÓN DEL SUELO		DESCRIPCIÓN
AASHTO	A-1-a (0)	Grava limosa con arena

2.- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

2.1.- Datos de Gabinete.

% que pasa el tamiz No. 40	No 40 =	40,25 %
% que pasa el tamiz No. 200	F =	31,98 %
Límite Líquido	LL =	0,00 %
Índice de Plasticidad	PI =	0,00 %

Donde $F < 50\%$, se trata de un suelo de grano grueso, es decir, tenemos un suelo tipo grava o arenoso.

Coefficiente de Uniformidad.

Se determina con la siguiente expresión:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Donde:

Diámetro efectivo correspondiente al 10%:	D10 =	7,60 mm
Diámetro correspondiente al 60% de finos:	D60 =	18,80 mm
Reemplazando la ecuación:	Cu =	2,47 mm

Coefficiente de Curvatura.

Se determina con la siguiente ecuación:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}}$$

Donde:

Diámetro correspondiente al 30% de finos:	D30 =	42,0 mm
Reemplazando la ecuación:	Cc =	0,59 mm

Tabla 2.1: Clasificación según SUCS.

SISTEMA CLASIFICACION USCS							
GRUESOS (< 50 % pasa 0.08 mm)							
Tipo de Suelo	Símbolo	% pasa 5 mm.***	% pasa 0.08 mm.	CU	CC	** IP	
Gravas	GW	< 50	< 5	> 4	1 a 3	< 0.73 (wl-20) ó <4 > 0.73 (wl-20) ó >7	
	GP			≤ 6	<10>3		
	GM			> 12			
	GC						
Arenas	SW	> 50	< 5	> 6	1 a 3	< 0.73 (wl-20) ó <4 > 0.73 (wl-20) y >7	
	SP			≤ 6	<10>3		
	SM			> 12			
	SC						
* Entre 5 y 12% usar símbolo doble como GW-GC, GP-GM,SW-SM, SP-SC.							
*** respecto a la fracción retenida en el tamiz 0.080 mm							
** Si IP ≤ 0.73 (wl-20) ó si IP entre 4 y 7 e IP > 0.73 (wl-20), usar símbolo doble: GM-GC, SM-SC.							
En casos dudosos favorecer clasificación menos plástica Ej: GW-GM en vez de GW-GC.							
$C_u = (D_{60}) / (D_{10})$				$C_c = (D_{30}^2) / (D_{60} \cdot D_{10})$			

Según lo definido en la tabla 2.1. se determinara el tipo de suelo.

Símbolo de grupo		Nombre de grupo
GW	< 15% arena	Grava bien graduada
	≥ 15% arena	Grava bien graduada con arena
GP	< 15% arena	Grava mal graduada
	≥ 15% arena	Grava mal graduada con arena
GW-GM	< 15% arena	Grava bien graduada con limo
	≥ 15% arena	Grava bien graduada con limo y arena
GW-GC	< 15% arena	Grava bien graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	≥ 15% arena	Grava bien graduada con arcilla y arena (o arcilla limosa y arena)
GP-GM	< 15% arena	Grava mal graduada con limo
	≥ 15% arena	Grava mal graduada con limo y arena
GP-GC	< 15% arena	Grava mal graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	≥ 15% arena	Grava mal graduada con arcilla y arena (o arcilla limosa y arena)
GM	< 15% arena	Grava limosa
	≥ 15% arena	Grava limosa con arena

2.2.- Resultado:

CLASIFICACIÓN DEL SUELO		DESCRIPCIÓN
SUCS:	GP-GC	Grava mal graduada con arcilla y arena



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
ENSAYO DE CARGA DIRECTA (S.P.T.)

Proyecto: "Diseño estructural puente vehicular rio Erquis"

Identificación: Pozo uno margen derecha

Solicitante: Univ. Novak Ortega Joaquin Roberto

Fecha 30/10/2017

1.- Datos de para el Ensayo.

Datos Standarizados del Equipo	
Altura de penetración	30 cm
Peso del Martillo	65 kg
Altura de caída	75 cm

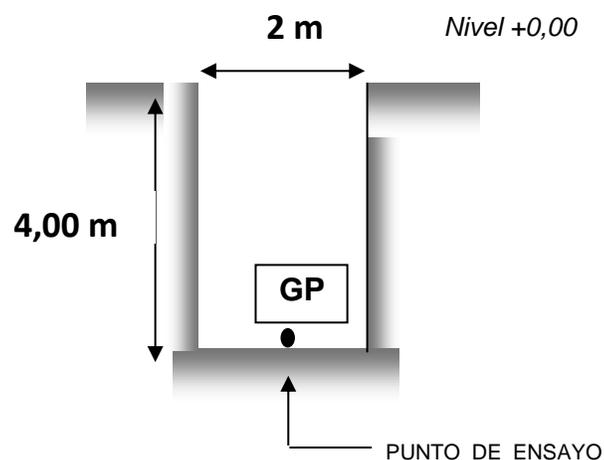
2.- Datos de campo.

Datos de Campo	
Humedad	1 %

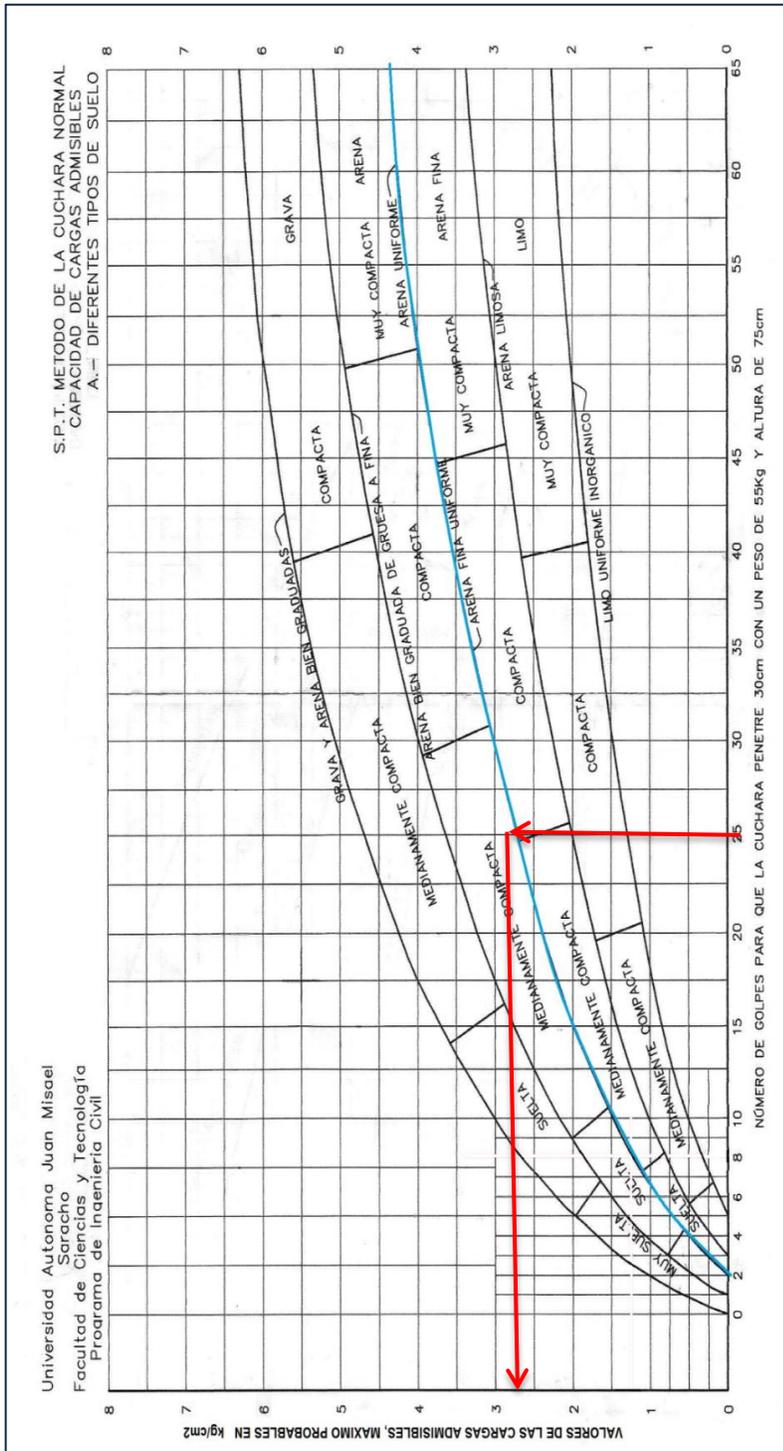
3.Datos de Gabinete.

Pozo N°	Profundi- dad (m)	N° Golpes	Resistencia Admisible (kg/cm ²)	Resist. Adm. Seca (Kg/cm ²)	S.U.S.C:	AASH TO
1	4	26	2,65	2,69	GP-GC	A-1-a (0)

3.1.- Descripción gráfica.



3.2.- Determinación de la capacidad portante mediante el Ábaco de B.K.HOUGH.





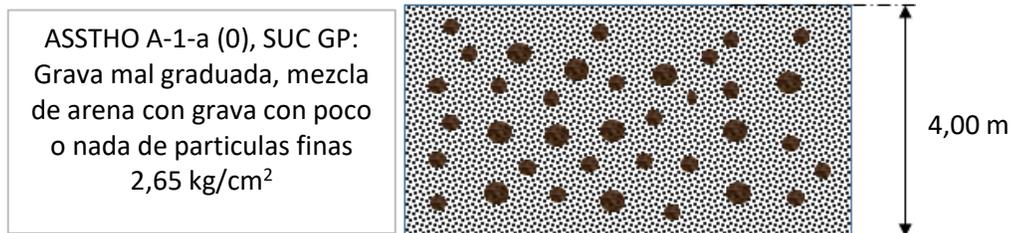
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
ENSAYO DE CARGA DIRECTA (S.P.T.)

Proyecto: "Diseño estructural puente vehicular rio Erquis"

Identificación: Pozo uno margen derecha

Solicitante: Univ. Novak Ortega Joaquin Roberto

Fecha 30/10/2017



Se confirma a una profundidad promedio de **4,00 m** la existencia de suelo **ASSTHO A-1-a (0), SUC GP "Grava con poco o nada de partículas finas"**, con una resistencia admisible de **2,65 kg/cm²** siendo ésta apta para fundar.

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA**

DPTO. DE TOPOGRAFÍA Y VÍAS DE COMUNICACIÓN

PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE SUELOS Y HORMIGÓN



**Estudio Geotécnico
(SPT - Capacidad Admisible del Suelo)**

Proyecto: "Diseño estructural puente vehicular rio Erquis"

Identificación: Pozo uno margen izquierda

Solicitante: Univ. Novak Ortega Joaquin Roberto

TARIJA - BOLIVIA



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
CONTENIDO DE HUMEDAD

Proyecto: "Diseño estructural puente vehicular rio Erquis"

Identificación: Pozo uno margen izquierda

Solicitante: Univ. Novak Ortega Joaquin Roberto

Fecha 30/10/2017

1.- Planilla de Cálculo:

En la siguiente tabla se realiza el cálculo del contenido de la humedad.

HUMEDAD NATURAL			
Cápsula	1	2	3
Peso de suelo húmedo + Cápsula (gr)	152,8	141,2	125,5
Peso de suelo seco + Cápsula (gr)	147,6	136,5	121,2
Peso de cápsula (gr)	18,5	18,4	18,3
Peso de suelo seco (gr)	129,1	118,1	102,9
Peso del agua (gr)	5,2	4,7	4,3
Contenido de humedad (%)	4,03	3,98	4,18
PROMEDIO (%)	4,06		



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
GRANULOMETRÍA

Proyecto: "Diseño estructural puente vehicular rio Erquis"

Identificación: Pozo uno margen izquierda

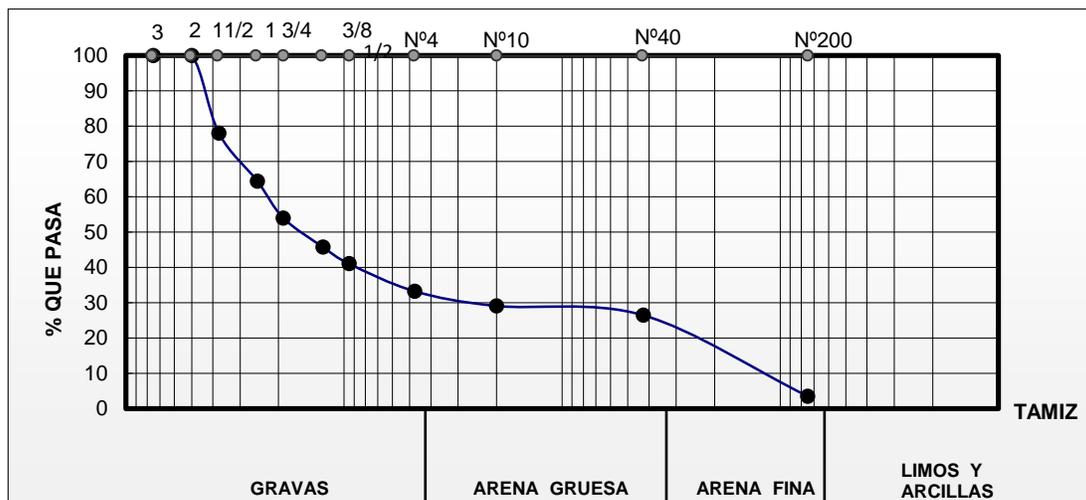
Solicitante: Univ. Novak Ortega Joaquin Roberto

Fecha 30/10/2017

1.- Planilla de Cálculo:

Peso Total (gr.)			4800	A.S.T.M.	
Tamices	Tamaño (mm)	Peso Ret. (g)	Ret. Acum (g)	% Ret	% Que Pasa del total
3"	75	0,00	0,00	0,00	100,00
2"	50	0,00	0,00	0,00	100,00
1 1/2"	37,50	1056,00	1056,00	22,00	78,00
1"	25,00	650,20	1706,20	35,55	64,45
3/4"	19,00	502,30	2208,50	46,01	53,99
1/2"	12,50	395,60	2604,10	54,25	45,75
3/8"	9,50	225,40	2829,50	58,95	41,05
Nº4	4,75	374,60	3204,10	66,75	33,25
Nº10	2,00	200,30	3404,40	70,93	29,08
Nº40	0,425	126,30	3530,70	73,56	26,44
Nº200	0,075	1100,00	4630,70	96,47	3,53

2.- Curva Garnulométrica.



OBSERVACIONES:

Clasificación: Grava limosa con arena

S.U.C.S.: GP-GC

A.A.S.H.T.O. : A-1-a (0)



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA
LÍMITES DE ATTERBERG

Proyecto: "Diseño estructural puente vehicular rio Erquis"

Identificación: Pozo uno margen izquierda

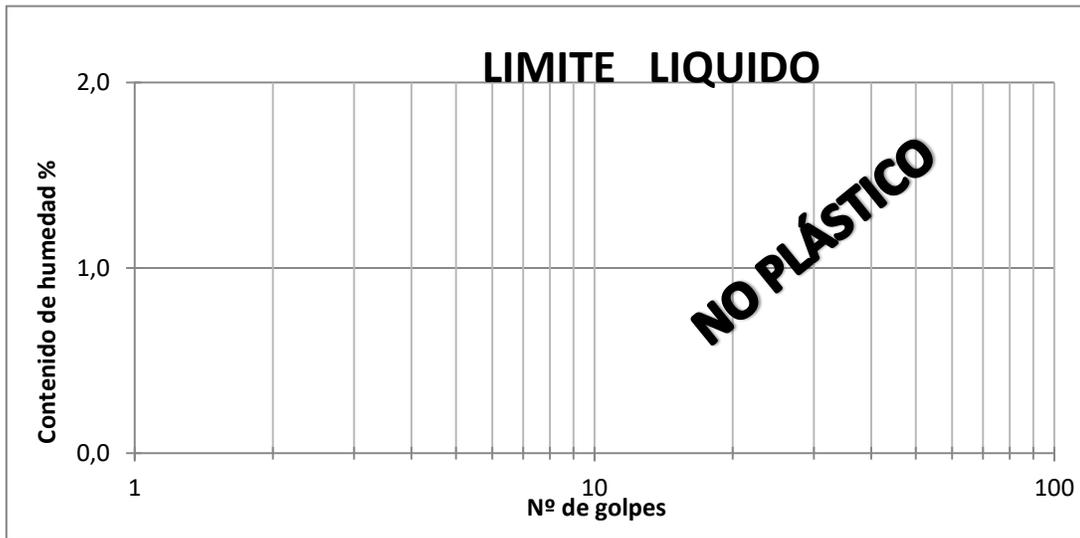
Solicitante: Univ. Novak Ortega Joaquin Roberto

Fecha 30/10/2017

1.- Determinación de Límite Líquido.

Capsula N°	1	2	3	4
N° de golpes				
Suelo Húmedo + Cápsula				
Suelo Seco + Cápsula				
Peso del agua				
Peso de la Cápsula				
Peso Suelo seco				
Porcentaje de Humedad				

Gráfica del Limite Liquido.



2.- Determinación de Límite Plástico.

Cápsula	1	2	3
Peso de suelo húmedo + Cápsula			
Peso de suelo seco + Cápsula			
Peso de cápsula			
Peso de suelo seco			
Peso del agua			
Contenido de humedad	0	0	0

Límite Líquido (LL)	0
Límite Plástico (LP)	0
Índice de plasticidad (IP)	0
Índice de Grupo (IG)	0



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
CLASIFICACIÓN DEL SUELO

Proyecto: "Diseño estructural puente vehicular rio Erquis"

Identificación: Pozo uno margen izquierda

Solicitante: Univ. Novak Ortega Joaquin Roberto

Fecha 30/10/2017

1.- Sistema de Clasificación AASHTO.

1.1.- Determinación del Índice de Grupo:

$$GI = (F - 35) * [0,2 + 0,005 * (LL - 40)] + 0,01 * (F - 15) * (PI - 10)$$

Donde:

% que pasa el tamiz No. 40	No 40 =	29,08	%
% que pasa el tamiz No. 200	F =	26,44	%
Limite Liquido	LL =	0,0	%
Índice de Plasticidad	PI =	0,0	%
Remplazando:	GI =	-0,285	

El índice de grupo calculado se redondea al numero entero mas cercano.

Si el valor del Índice de grupo es negativo, este se toma igual a cero.

$$GI = 0$$

Tabla 1.1: Clasificación según AASHTO.

Clasificación general	Materiales Granulares		
	35% o menos del total de la muestra pasa el tamiz N° 200		
Clasificación de grupo	A-1		A-3
	A-1-a	A-1-b	
Análisis por tamices (Porcentaje que pasa por los tamices):			
N° 10 (2.00 mm.)	50 máx		
N° 40 (0.425 mm.)	30 máx	50 máx	51 min
N° 200 (0.075 mm.)	15 máx	25 máx	10 máx
Características de la fracción que pasa por el tamiz N° 40			
Límite líquido			
Índice de plasticidad	7 máx	NP	
Tipos de materiales significativos constituyentes	Fragmentos de piedra, grava y arena		Arena fina

1.2.- Resultado:

CLASIFICACIÓN DEL SUELO		DESCRIPCIÓN
AASHTO	A-1-a (0)	Grava limosa con arena

2.- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

2.1.- Datos de Gabinete.

% que pasa el tamiz No. 40	No 40 =	29,08 %
% que pasa el tamiz No. 200	F =	26,44 %
Límite Líquido	LL =	0,00 %
Índice de Plasticidad	PI =	0,00 %

Donde $F < 50\%$, se trata de un suelo de grano grueso, es decir, tenemos un suelo tipo grava o arenoso.

Coficiente de Uniformidad.

Se determina con la siguiente expresión:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Donde:

Diámetro efectivo correspondiente al 10%:	D10 =	0,25 mm
Diámetro correspondiente al 60% de finos:	D60 =	24,00 mm
Reemplazando la ecuación:	Cu =	96,00 mm

Coficiente de Curvatura.

Se determina con la siguiente ecuación:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} * D_{10}}$$

Donde:

Diámetro correspondiente al 30% de finos:	D30 =	4,7 mm
Reemplazando la ecuación:	Cc =	1,55 mm

Tabla 2.1: Clasificación según SUCS.

SISTEMA CLASIFICACION USCS								
GRUESOS (< 50 % pasa 0.08 mm)								
Tipo de Suelo	Símbolo	% pasa 5 mm.**	% pasa 0.08 mm.	CU	CC	** IP		
Gravas	GW	< 50	< 5	> 4	1 a 3	< 0.73 (wl-20) o < 4		
	GP			≤ 6	< 1 ó > 3			
	GM			> 12				> 0.73 (wl-20) o > 7
	GC							
Arenas	SW	> 50	< 5	> 6	1 a 3	< 0.73 (wl-20) o < 4		
	SP			≤ 6	< 1 ó > 3			
	SM			> 12				> 0.73 (wl-20) y > 7
	SC							

* Entre 5 y 12% usar símbolo doble como GW-GC, GP-GM, SW-SM, SP-SC.
 ** respecto a la fracción retenida en el tamiz 0.080 mm
 ** Si IP ≤ 0.73 (wl-20) ó si IP entre 4 y 7 e IP > 0.73 (wl-20), usar símbolo doble: GM-GC, SM-SC.
 En casos dudosos favorecer clasificación menos plástica Ej: GW-GM en vez de GW-GC.

$C_u = (D_{60}) / (D_{10})$	$C_c = (D_{30}^2) / (D_{60} * D_{10})$
-----------------------------	--

Según lo definido en la tabla 2.1. se determinara el tipo de suelo.

Símbolo de grupo		Nombre de grupo
GW	< 15% arena	Grava bien graduada
	≥ 15% arena	Grava bien graduada con arena
GP	< 15% arena	Grava mal graduada
	≥ 15% arena	Grava mal graduada con arena
GW-GM	< 15% arena	Grava bien graduada con limo
	≥ 15% arena	Grava bien graduada con limo y arena
GW-GC	< 15% arena	Grava bien graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	≥ 15% arena	Grava bien graduada con arcilla y arena (o arcilla limosa y arena)
GP-GM	< 15% arena	Grava mal graduada con limo
	≥ 15% arena	Grava mal graduada con limo y arena
GP-GC	< 15% arena	Grava mal graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	≥ 15% arena	Grava mal graduada con arcilla y arena (o arcilla limosa y arena)
GM	< 15% arena	Grava limosa
	≥ 15% arena	Grava limosa con arena

2.2.- Resultado:

CLASIFICACIÓN DEL SUELO		DESCRIPCIÓN
SUCS:	GP-GC	Grava mal graduada con arcilla y arena



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
ENSAYO DE CARGA DIRECTA (S.P.T.)

Proyecto: "Diseño estructural puente vehicular rio Erquis"

Identificación: Pozo uno margen izquierda

Solicitante: Univ. Novak Ortega Joaquin Roberto

Fecha 30/10/2017

1.- Datos de para el Ensayo.

Datos Standardizados del Equipo	
Altura de penetración	30 cm
Peso del Martillo	65 kg
Altura de caída	75 cm

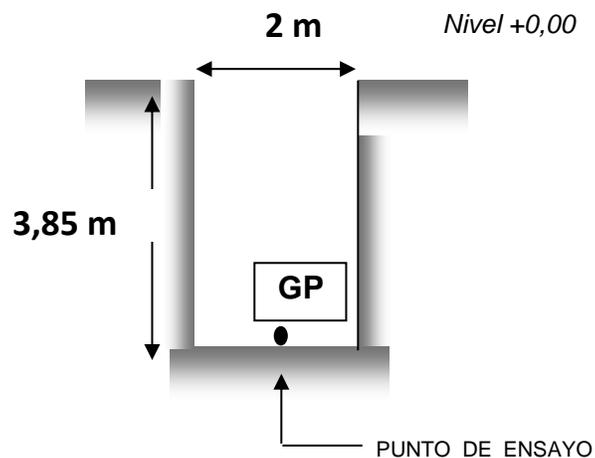
2.- Datos de campo.

Datos de Campo	
Humedad	4 %

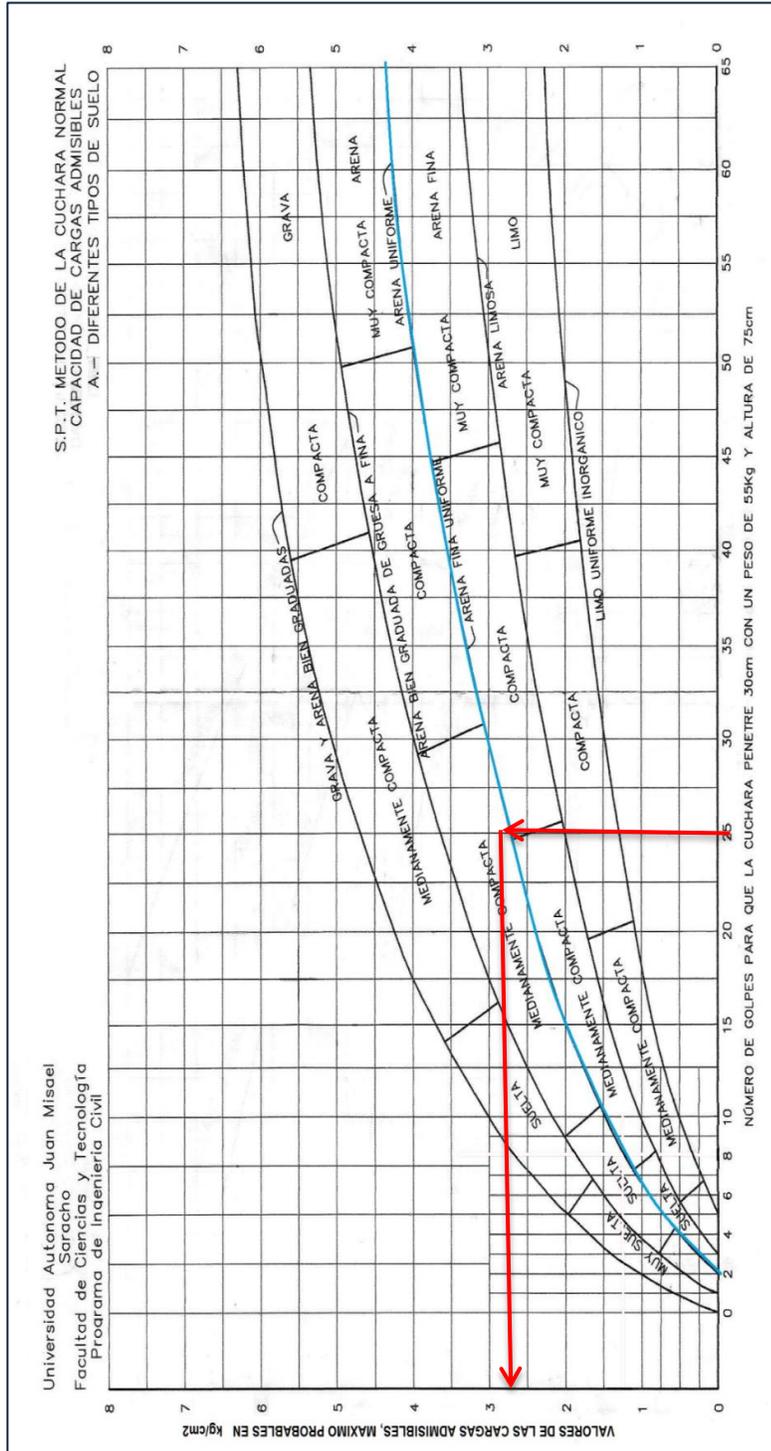
3. Datos de Gabinete.

Pozo N°	Profundidad (m)	N° Golpes	Resistencia Admisible (kg/cm ²)	Resist. Adm. Seca (Kg/cm ²)	S.U.S.C:	AASHTO
1	3,85	26	2,60	2,71	GP-GC	A-1-a (0)

3.1.- Descripción gráfica.



3.2.- Determinación de la capacidad portante mediante el Ábaco de B.K.HOUGH.





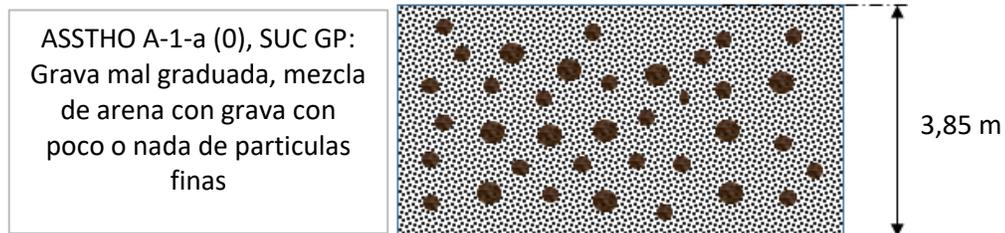
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
ENSAYO DE CARGA DIRECTA (S.P.T.)

Proyecto: "Diseño estructural puente vehicular rio Erquis"

Identificación: Pozo uno margen izquierda

Solicitante: Univ. Novak Ortega Joaquin Roberto

Fecha 30/10/2017



Se confirma a una profundidad promedio de **3,85 m** la existencia de suelo **ASSTHO A-1-a (0), SUC GP "Grava con poco o nada de partículas finas"**, con una resistencia admisible de **2,60 kg/cm²** siendo ésta apta para fundar.

ANEXOS 4
ESTUDIO HIDROLÓGICO

Estudio Hidrológico e Hidráulico

1.- Estudio Hidrológico.

1.1.- Introducción

La evaluación de los recursos disponibles en un punto determinado de un curso fluvial requiere del adecuado conocimiento de varios factores. Entre los más importantes podemos citar las características geomorfológicas de la cuenca vertiente a ese punto (Superficie, perímetro, pendiente), el tipo de cubierta vegetal, las condiciones de permeabilidad del suelo y de la roca subyacente y las condiciones climatológicas.

1.2.- Información disponible

A continuación se presenta la información básica recopilada para el realizar el análisis hidrológico.

1.2.1- Ubicación

Para referenciar la cuenca se proporcionará las coordenadas de los puntos extremos de la cuenca(norte,sur,este y oeste):

Orientacion	coordenadas geodesicas			
Norte:	Long.Oeste	64°52'40.11"	Lat. Sur	21°27'39.58"
Sur:	Long.	64°52'25.91"	Lat. Sur	21°32'17.22"
Este:	Long.	64°46'8.87"	Lat. Sur	21°29'7.86"
Oeste:	Oeste	64°55'23.68"	Lat. Sur	21°30'1.92"

Orientacion	coordenadas UTM			
Norte:	Long. Este	305421.45 m	Lat. Sur	7625664.58 m
Sur:	Long. Este	305932.67 m	Lat. Sur	7617130.28 m
Este:	Long. Este	316716.06 m	Lat. Sur	7623080.73 m
Oeste:	Long. Este	300765.90 m	Lat. Sur	7621229.46 m

para mas detalle se mostrara a continuacion la imagen satelital de la cuenca en estudio

Figura D1: Vista satelital cuenca "Rio Erquis"



Fuente: imagen satelital sacada del google earth.

1.3.- Selección de estaciones

Debido a la inexistencia de estaciones dentro de nuestra cuenca, se dispuso de las estaciones más cercanas, entre ellas podemos citar Tucumillas, Coimata, Sella Quebradas, Campanario y Aeropuerto de las cuales las estaciones de Coimata y Sella Quebradas fueron descartadas por su lejanía en comparación a las demás estaciones a la cuenca en estudio y la estación de Campanario debido a que no cuenta con años de registro considerables. Las estaciones mas cercanas a la cuenca y con mayor cantidad de registros son las de Tucumillas y Aeropuerto por lo que serán las consideradas en el estudio.

2.1- Análisis de consistencia

Cuando se trabaja con más de una estación, no siempre se puede confiar en los datos que contienen, por lo tanto es necesario hacer un análisis de consistencia de las estaciones con las que se va a trabajar.

Tabla D 1 Datos históricos de precipitación

AÑO	ESTACION PATRON AEROPUERTO	ESTACION EN ESTUDIO TUCUMILLAS
1978-1979	696,1	1594,4
1979-1980	676,5	1064,9
1980-1981	513,7	878,1
1981-1982	638,9	933
1982-1983	397,8	611,8
1983-1984	609,3	1378,2
1984-1985	639,6	964,5
1985-1986	666,3	617
1986-1987	709	701
1987-1988	654,7	396
1988-1989	508,1	292
1989-1990	575,1	519
1990-1991	690,2	863,6
1991-1992	640,2	611
1992-1993	492,9	678,2
1993-1994	558,5	538,7
1994-1995	529,5	841,2
1995-1996	649	635,6
1996-1997	599,3	838,9
1997-1998	342,3	603,7
1998-1999	630,5	920,4
1999-2000	599,2	818,7
2000-2001	513,5	892,2
2001-2002	614	923,1
2002-2003	548,8	796,1
2003-2004	539,2	881,7
2004-2005	612,5	716,3
2005-2006	728,8	874,5
2006-2007	562,2	808,7
2007-2008	651,1	965,7
2008-2009	696,2	1134,8
2009-2010	600,3	674,8
2010-2011	583,7	798,4
2011-2012	713,1	1064,9
2012-2013	475,2	730,8
2013-2014	438,6	555
2014-2015	740,9	782,8
2015-2016	452,8	531

Fuente: SENAMHI

Debido a que la estación AEOPUERTO cuenta con mayor años de registro, será designada como la estación Patrón y por lo tanto consistente, siendo al análisis de consistencia realizado para la estación de TUCUMILLAS.

Los datos a utilizar serán los comprendidos entre los años 1990-1991 y 2014-2015 puesto que es un número considerable de años registrados, próximos a la actualidad y además se encuentran completos.

Tabla D2 Selección de años para el análisis de consistencia

AÑO	ESTACION PATRON	ESTACION PATRON	ESTACION EN ESTUDIO	ESTACION EN ESTUDIO
1990-1991	690,2	690,2	863,6	863,6
1991-1992	640,2	1330,4	611	1474,6
1992-1993	492,9	1823,3	678,2	2152,8
1993-1994	558,5	2381,8	538,7	2691,5
1994-1995	529,5	2911,3	841,2	3532,7
1995-1996	649	3560,3	635,6	4168,3
1996-1997	599,3	4159,6	838,9	5007,2
1997-1998	342,3	4501,9	603,7	5610,9
1998-1999	630,5	5132,4	920,4	6531,3
1999-2000	599,2	5731,6	818,7	7350
2000-2001	513,5	6245,1	892,2	8242,2
2001-2002	614	6859,1	923,1	9165,3
2002-2003	548,8	7407,9	796,1	9961,4
2003-2004	539,2	7947,1	881,7	10843
2004-2005	612,5	8559,6	716,3	11559
2005-2006	728,8	9288,4	874,5	12434
2006-2007	562,2	9850,6	808,7	13243
2007-2008	651,1	10502	965,7	14208
2008-2009	696,2	11198	1134,8	15343
2009-2010	600,3	11798	674,8	16018
2010-2011	583,7	12382	798,4	16816
2011-2012	713,1	13095	1064,9	17881
2012-2013	475,2	13570	730,8	18612
2013-2014	438,6	14009	555	19167
2014-2015	740,9	14750	782,8	19950

Fuente: SENAMHI

Figura D 2: Curva doble másica



Fuente: Elaboración Propia

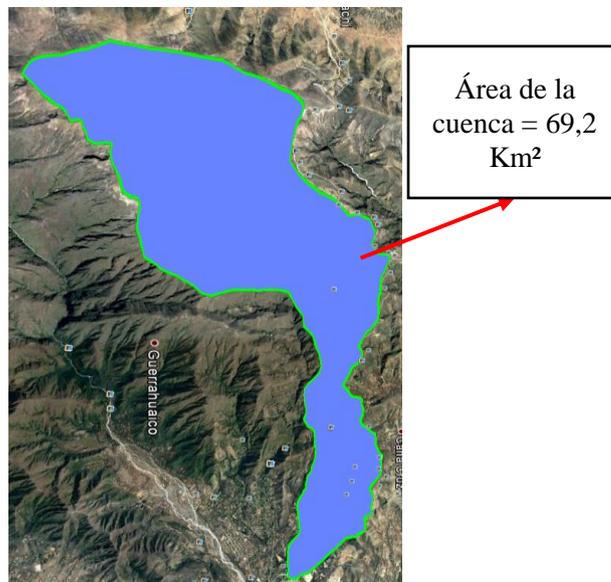
De la curva doble másica podemos observar que la regresión es de **0.9974**, por lo cual la estación "TUCUMILLAS" se considera consistente.

1.4.- Propiedades de la cuenca

A efectos del cálculo de los recursos hídricos disponibles, se definen las características geomorfológicas de la cuenca con la ayuda del paquete AutoCAD 2014 y programa google earth:

1.4.1.- Área

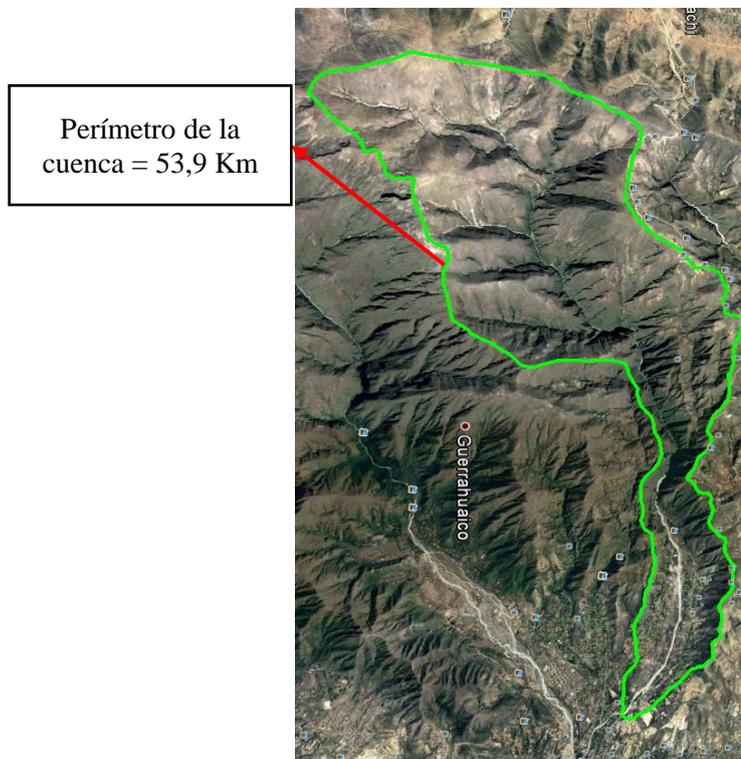
Figura D 3: Área de la cuenca



Fuente: Elaboración propia

1.4.2- Perímetro

Figura D4: Perímetro de la cuenca



Fuente: Elaboración Propia

1.4.3- Índice de compacidad

Para caracterizar la forma de la cuenca, se ha utilizado el índice de compacidad de Gravelius, que se define como el cociente entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área. La expresión matemática resultante es:

$$Ic = 0.282 * \frac{P}{\sqrt{A}}$$
$$Ic = 1,83$$

Si $Ic = 1$ la cuenca es de forma circular. Este coeficiente nos dará luces sobre la escorrentía y la forma del hidrograma resultante de una determinada lluvia caída sobre la cuenca.

Si: $Ic \approx 1$ cuenca regular

$Ic \neq 1$ cuenca irregular; (Ic grande, menos susceptible a inundaciones).

Ya que el Ic es igual a 1.83 se puede definir que la cuenca es de forma óvalo redonda u óvalo oblonga.

1.5.- Precipitaciones Máximas Instantáneas.

1.5.1.- Método de Gumbell Modificado.

La ley de distribución de las precipitaciones de máxima intensidad está definida a partir de la ley de Gumbel, la cual es una distribución de eventos hidrológicos extremos. En su análisis se emplean secuencias de observaciones máximas y mínimas de un conjunto de datos, esta distribución toma en cuenta el número de estaciones, cuya característica de distribución de probabilidad (K_d) y moda (E_d) de la altura de lluvia máxima caída en un día (h_{dt}), asuma un único valor (K_d) y (E_d).

Tabla D3: Precipitaciones máximas

AÑO HIDROLOGICO	PRECI PITAC ION MAXI	PRECIPI TACIO N MAXIM
1990-1991	47	80
1991-1992	68,1	36
1992-1993	31	49
1993-1994	50,1	27,2
1994-1995	35,6	53
1995-1996	52	60
1996-1997	38,4	48,4
1997-1998	48	40
1998-1999	74,7	56,4
1999-2000	78	80,1
2000-2001	37	72,5
2001-2002	82	63,8
2002-2003	60	67,4
2003-2004	48,8	88
2004-2005	54,2	43,8
2005-2006	49,5	59,1
2006-2007	48,3	67,5
2007-2008	34,2	51,6
2008-2009	49,5	55,9
2009-2010	75,2	49,1
2010-2011	85	55,5
2011-2012	41,4	45,5
2012-2013	30,9	57,1
2013-2014	67,3	20
2014-2015	58,8	68

Fuente: Elaboración Propia

Tabla D3: Precipitaciones máximas

Años de registro	25	25
Media	53,80	55,80
Desv. Standard	16,23	16,03
Moda Ed	46,5	48,59
Característica Kp	0,6	0,57
Coef. Variación	0,3	0,29

Fuente: Elaboración Propia

1.5.1.2.- Ponderación de datos.

Para tener valores más racionales se realiza una ponderación de datos de tal manera que cada estación tenga su debida

Tabla D4: Ponderación de datos

Moda ponderada Edp	47,545
Característica ponderada Kdp	0,585

Fuente: Elaboración Propia

1.5.1.3.- Precipitaciones máximas Diarias.

La precipitación máxima diaria se determina con la siguiente expresión:

$$hd_t = Ed * (1 + Kd * \log(T))$$

Donde:

Moda ponderada. Ed = 47,545

Característica ponderada Kd = 0,585

T: Tiempo de retorno.

Para diferentes periodos de retorno tenemos las siguientes lluvias máxi

Tabla D5: Precipitaciones máximas diarias

T (años)	Precipitaciones maximas diarias				
	50	100	200	500	1000
hdt (mm)	95	103	112	123	131

Fuente: Elaboración Propia

1.5.1.4.- Precipitaciones máximas horarias

La precipitación máxima diaria se determina con la siguiente expresión:

$$hd_t = Ed * \left(\frac{t}{\alpha}\right)^\beta (1 + Kd * \log(T))$$

Donde:

t : Duración de la lluvia (h).

T : Tiempo de retorno (años).

α : Duracion máxima de precipitación diaria.

$$\alpha \begin{cases} 12 & \text{Para cuencas con área de aporte } Ac > 20 \text{ Km}^2 \\ 2 & \text{Para cuencas con área de aporte } Ac < 20 \text{ Km}^2 \end{cases}$$

Adoptamos para nuestra cuenca: $\alpha = 12 \text{ h}$

Pendiente de la recta valores mod $\beta = 0,2$

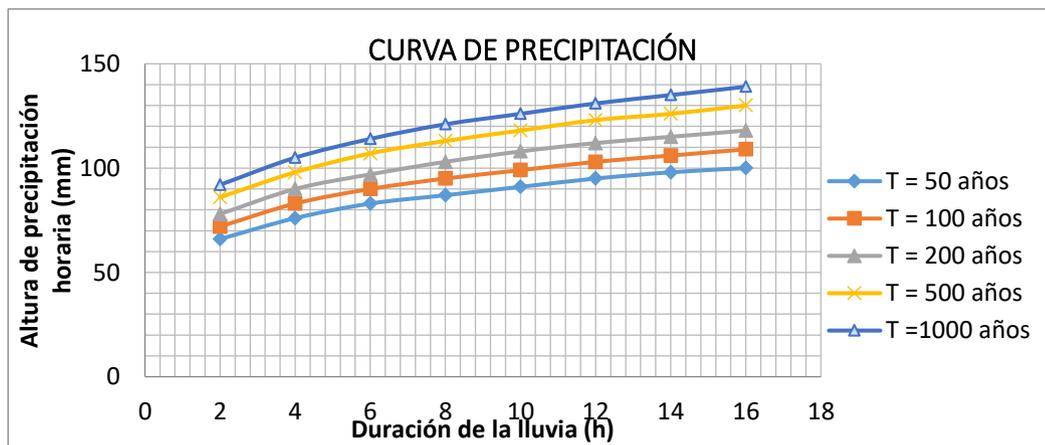
Altura de precipitación horaria para diferentes periodos de retorno.

Tabla D6: Precipitaciones máximas horarias

T (años)	Duracion en horas							
	2	4	6	8	10	12	14	16
50	66	76	83	87	91	95	98	100
100	72	83	90	95	99	103	106	109
200	78	90	97	103	108	112	115	118
500	86	98	107	113	118	123	126	130
1000	92	105	114	121	126	131	135	139

Fuente: Elaboración Propia

Figura D5: Curva de precipitación



Fuente: Elaboración Propia

1.5.1.5.- Curvas Intensidad - Duración - Frecuencia e Intensidades Máximas.

Se determina las intensidades máximas, para la construcción de las curvas

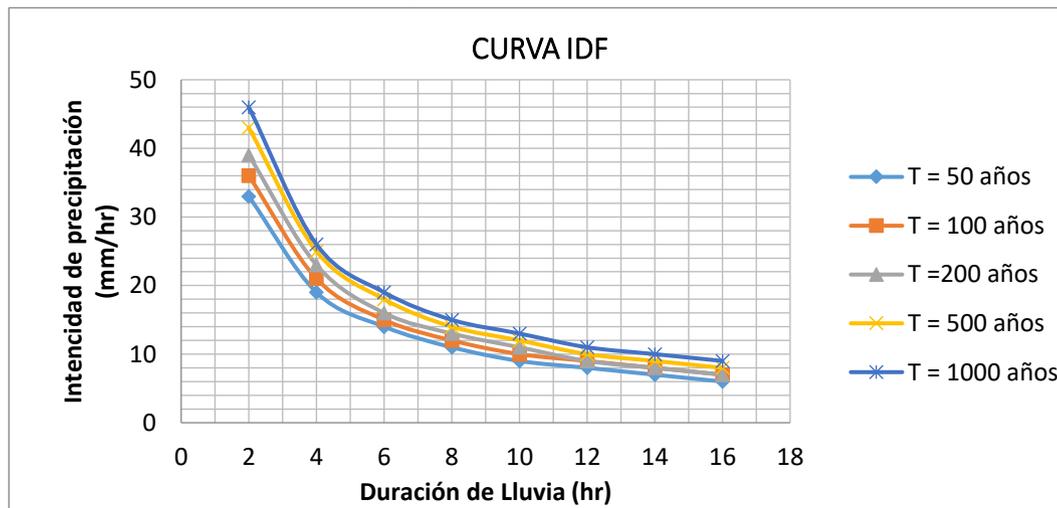
Tabla D7: Intensidades máximas

T (años)	Duración en horas							
	2	4	6	8	10	12	14	16
50	33	19	14	11	9	8	7	6
100	36	21	15	12	10	9	8	7
200	39	23	16	13	11	9	8	7
500	43	25	18	14	12	10	9	8
1000	46	26	19	15	13	11	10	9

Fuente: Elaboración Propia

1.5.1.6.- Curvas Intensidad - Duración - Frecuencia.

Figura D6: Curvas IDF



Fuente: Elaboración Propia

1.6.- Caudales Máximos.

Para determinar el caudal máximo de la cuenca se utilizarán el Método Racional,

1.6.1.- Método Racional.

Datos de diseño.

Área de la cuenca (km ²):	A =	69,223 km ²
Longitud del río o curso principal (km):	L =	18,9 km
Cota más alta de la cuenca:	h =	4255 m.s.n.n
Cota más baja de la cuenca:	h =	1970 m.s.n.n
Desnivel máximo en el punto de aforo:	H =	2285 m
Pendiente media del río o superficie:	J =	0,1209 m/m

1.6.1.1.- Tiempo de Concentración (Tc).

Para determinar el tiempo de concentración se plantea las siguientes ecuaciones

Ecuación de Giandotti:

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{A} + 1,5 * L}{25,3 * J * L} \quad T_c = 0,49 \text{ h}$$

Ecuación Californiana:

$$T_c = 0,066 * \left(\frac{L}{\sqrt{j}} \right)^{0,77} \quad T_c = 1,43 \text{ h}$$

Ecuación Venturas Heras:

$$T_c = 0,05 * \sqrt{\frac{A}{j}} \quad T_c = 0,63 \text{ h}$$

Ecuación Kirpich:

$$T_c = \frac{0,0195 * L^{1,155}}{60 * h^{0,385}} \quad T_c = 1,44 \text{ h}$$

Para esta ecuación la longitud del río debe estar en metros.

Determinando un promedio de los valores y eliminando los valores disparados, para que presenten una mayor similitud.

$$T_c = 1,44 \text{ h}$$

Se determina la intensidad máxima para un tiempo de duración igual al tiempo de concentración de la cuenca para diferentes tiempos de retorno.

1.6.1.2.- Cálculo de precipitación e intensidad para el tiempo de concentración.

Como el tiempo de concentración de la cuenca es menor a dos horas, la ley de Gumbel no es aplicable. Ante esta circunstancia se considera que la precipitación con duración menores a dos horas se comportan de forma lineal, para lo cual se

1.6.1.3.- Precipitación máxima horaria.

La precipitación máxima horaria para el tiempo de concentración, se determina en función a las precipitaciones determinadas por el metodo de Gumbell, considerando una variación lineal de 0 a 2 h de precipitación. En la siguiente tabla se presenta la

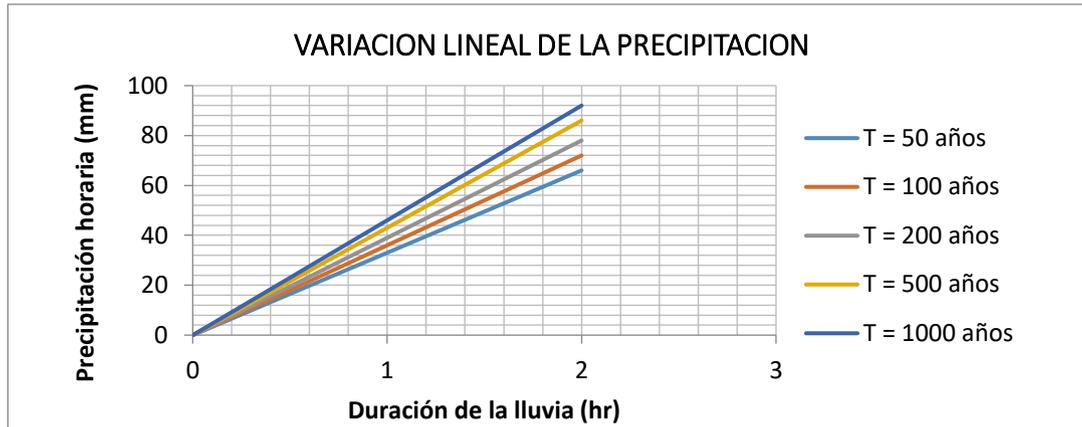
Tabla D8: Precipitación máxima para 2h

T (años)	Duración en horas							
	0	2	4	6	8	10	12	14
50	0	66	76	83	87	91	95	98
100	0	72	83	90	95	99	103	106
200	0	78	90	97	103	108	112	115
500	0	86	98	107	113	118	123	126
1000	0	92	105	114	121	126	131	135

Fuente: Elaboración Propia

De la tabla anterior se determinará la precipitación máxima para el tiempo de concentración.

Figura D7: Variación lineal de la precipitación



Fuente: Elaboración Propia

Determinando la precipitación e intensidad máxima para el tiempo de concentración de la cuenca, a través de la ecuación de la recta, se tiene:

Tabla D9: Intensidades máximas

T Retorno	Duración (h)	hdt (mm)	I max (mm/h)
50	1,44 Hr	48	33
100	1,44 Hr	52	36
200	1,44 Hr	56	39
500	1,44 Hr	62	43
1000	1,44 Hr	66	46

Fuente: Elaboración Propia

para 100 años

Luego:

$$Q_{max} = C * I_{max} * A$$

Donde:

Intensidad de Precipitación: $I_{max} = 36$ mm/h

Área de aporte de la cuenca: $A = 69,2231$ km²

C : Coeficiente de escorrentía.

1.6.1.4.- Determinación del coeficiente de escorrentía. "c"

1.6.1.4.1 Ponderación del coeficiente de escorrentía.

El coeficiente de escorrentía se debe ponderar debido a la variedad de superficies de escurrimiento que tiene la cuenca. En las siguiente tablas se presentan los

Figura D8: Coeficientes de escorrentía

Característica de la superficie	Período de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto / techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
<i>Condición pobre</i> (cubierta de pasto menor del 50 % del área)							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Condición promedio</i> (cubierta de pasto del 50 al 75 % del área)							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Condición buena</i> (cubierta de pasto mayor del 75 % del área)							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Nota: Los valores de la tabla son los estándares utilizados en la ciudad de Austin, Texas. Utilizada con Autorización.

Fuente: https://www.google.com.bo/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwjvsdrPIK3UAhUCOD4KHfX7ADIQFgghMAA&url=http%3A%2F%2Fportafolio.snet.gob.sv%2Fdigitalizacion%2Fpdf%2Fspa%2Fdoc00245%2Fdoc00245-seccion%2520h%25203.pdf&usg=AFQjCNERVLV2HL81131ih3JG-c_k8qD8lg&sig2=bSkS3bZqIZNWHMLEdcx03g

Según las tabla mostrada líneas arriba se determina el coeficiente de escorrentia

Tabla D9: Ponderación del coeficiente de escorrentía

Terreno	Area (%)	C
Pavimento	5	0,95
Tierra	80	0,51
Vegetación	15	0,49
Área Total	100	

Fuente: Elaboración Propia

C =	0,53
------------	-------------

Reemplazando en la ecuación racional se determina los caudales máximos para distintos periodos de retorno.

Tabla D10: Caudales máximos

TR años	Ac (Km ²)	I max (mm/h)	Q máx (m ³ /s)
50	69,22	33	336,31
100	69,22	36	366,88
200	69,22	39	397,46
500	69,22	43	438,22
1000	69,22	46	468,79

Fuente: Elaboración Propia

1.6.2.- Método del Hidrograma Unitario.

1.6.2.1.- Hidrograma unitario Triangular.

Mockus desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular, que lo usa El caudal pico (Q_p) se obtiene igualando el volumen de agua escurrido:

$$Q_p = \frac{0,208 * A * h}{T_p}$$

Donde:

h_p : Altura de precipitación máxima (mm).

T_p : Tiempo pico. (h)

Tiempo de concentración de la cuenca: $t_c = 1,44$ h

Área de escurrimiento de la cuenca: $A = 69$ km²

Se determina el valor de la altura de precipitación máxima en función al tiempo de

Tabla D11: Altura de precipitación máxima

Tiempo de Retorno (años)	hTt (mm)
50	48
100	52
200	56
500	62
1000	66

Fuente: *Elaboración Propia*

Cálculo del tiempo pico.

$$T_p = \frac{D}{2} + T_L \quad T_p = 1,58 \text{ h}$$

Cálculo del tiempo de retraso.

$$T_L = 0,6 * T_c \quad T_L = 0,86 \text{ h}$$

Cálculo del tiempo base.

$$T_b = 2,67 * T_p = T_b = 4,23 \text{ h}$$

Caudales máximos según el hidrograma triangular.

Se calcula los caudales máximos para los diferentes tiempos de retorno tomando en

Tabla D12: Caudales máximos método del

T (años)	Área Cuenca (km ²)	hTt (mm)	Caudal pico (m ³ /s)
50	69,22	48	436,32
100	69,22	52	472,68
200	69,22	56	509,03
500	69,22	62	563,57
1000	69,22	66	599,93

Fuente: Elaboración Propia

Gráfica del hidrograma unitario triangular.

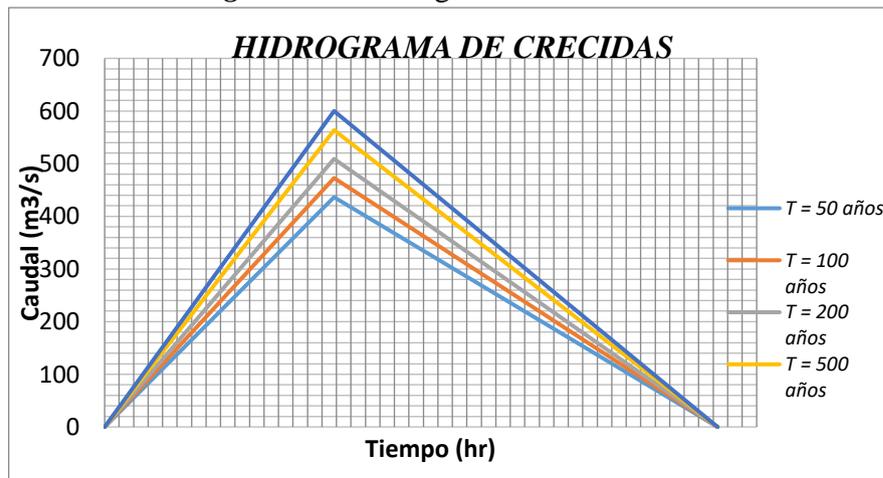
En la siguiente gráfica se muestra los hidrogramas para diferentes periodos de

Tabla D13: Caudales en función del tiempo

Tiempo (h)	Q (m ³ /s)				
0	0	0	0	0	0
1,58 h	436,32	472,68	509,03	563,6	599,93
4,23 h	0	0	0	0	0

Fuente: Elaboración Propia

Figura D9: Hidrograma de crecidas



Fuente: Elaboración Propia

1.6.3 Caudal Máximo por el Método SCS

1.6.3.1. Parámetros geomorfológicos.-

A continuación se hace un resumen de los parámetros geomorfológicos de la cuenca

Área de la cuenca:	A= 69,223 km ²
Desnivel entre el punto mas alto y bajo:	H= 2285 m
Pendiente del cauce:	S= 0,121 m/m
Tiempo de concentración de la cuenca:	Tc= 1,440 h

Con la ayuda de las tablas proporcionadas por la SCS se debe de clasificar al suelo
Clasificación 1:

Figura D10: Primera clasificación del suelo

Grupo de suelos	Descripción de las características del suelo
A	Suelo con bajo potencial de escurrimiento, incluye arenas profundas con muy poco limo y arcilla; también suelo permeable con grava en el perfil. Infiltración básica 8-12 mm/h
B	Suelos con moderadamente bajo potencial de escurrimiento. Son suelos arenosos menos profundos y más agregados que el grupo A. Este grupo tiene una infiltración mayor que el promedio cuando húmedo. Ejemplos: suelos migajones, arenosos ligeros y migajones limosos. Infiltración básica 4-8 mm/h
C	Suelos con moderadamente alto potencial de escurrimiento. Comprende suelos someros y suelos con considerable contenido de arcilla, pero menos que el grupo D. Este grupo tiene una infiltración menor que la promedio después de saturación. Ejemplo: suelos migajones arcillosos. Infiltración básica 1-4 mm/h
D	Suelos con alto potencial de escurrimiento. Por ejemplo, suelos pesados, con alto contenido de arcillas expandibles y suelos someros con materiales fuertemente cementados. Infiltración básica menor 1 mm/h

Fuente: <http://www.aguaysig.com/2017/01/metodo-del-numero-de-curva-del-scs.html>

Clasificación 2:

Figura D11: Segunda clasificación del suelo

Condiciones hidrológicas del área de drenaje

Este indicador de la cubierta vegetal y su variación depende de la densidad de la cobertura, de manera que se agrupan en los tres grupos indicados a continuación :

Condición hidrológica:	Cobertura
Buena	> 75 %.
Regular	50 % - 75 %.
Mala	< 50 %.

Fuente: <http://www.aguaysig.com/2017/01/metodo-del-numero-de-curva-del-scs.html>

Figura D12: Curva numérica condición de humedad II

Cobertura			Grupo de suelos			
Uso del suelo	Tratamiento o práctica	Condición hidrológica	A	B	C	D
			Curva numérica			
Suelo en descanso	Surcos rectos		77	86	91	94
Cultivo de escarda	Surcos rectos	Mala	71	81	88	91
	Surcos rectos	Buena	67	78	85	89
	Curva a nivel	Mala	70	79	84	88
	Curva a nivel	Buena	65	75	82	86
	Terraza y curva a nivel	Mala	66	74	80	82
	Terraza y curva a nivel	Buena	62	71	78	81
Cultivos tupidos	Surcos rectos	Mala	65	76	84	88
	Surcos rectos	Buena	63	75	83	87
	Curva a nivel	Mala	63	74	82	85
	Curva a nivel	Buena	61	73	81	84
	Terraza y curva a nivel	Mala	61	72	79	82
	Terraza y curva a nivel	Buena	59	70	78	81
Leguminosas en hilera o forraje en rotación	Surcos rectos	Mala	66	77	85	85
	Surcos rectos	Buena	58	72	81	85
	Curva a nivel	Mala	64	75	83	85
	Curva a nivel	Buena	55	69	78	83
	Terraza y curva a nivel	Mala	63	73	80	83
	Terraza y curva a nivel	Buena	51	67	76	80
Pastizales	Sin tratamiento mecánico	Mala	68	79	86	89
	Sin tratamiento mecánico	Regular	49	69	79	84
	Sin tratamiento mecánico	Buena	39	61	74	80
	Curva a nivel	Mala	47	67	81	88
	Curva a nivel	Regular	25	59	75	83
	Curva a nivel	Buena	6	35	70	79
Pasto de corte		Buena	30	58	71	78
Bosque		Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
Caminos de tierra		Buena	72	82	87	89
Caminos pavimentados		Buena	74	84	90	92

Fuente: <http://www.aguaysig.com/2017/01/metodo-del-numero-de-curva-del-scs.html>

El número de curva es:

Tabla D14: Número de curva condición II

USO DE SUELO Y CUBERTA	CONDICIÓN HIDROLOGICA A	GRUPO	NUMERO DE
Caminos pavimentados	BUENA	C	90

Fuente: Elaboración Propia

El propósito de este trabajo es obtener la máxima avenida, por ello se debe suponer que el suelo esta casi saturado en los días previos a la crecida lo que significa que el dato de número de curva obtenida en la condición II o condición de humedad antecedente normal, se deberá convertir a la condición de humedad antecedente III. Para convertir los números de curva a la condición de humedad deseada, se utiliza la tabla mostrada a continuación:

Figura D13: Curva numérica antecedentes III y I a partir de II

CN para condición II	CN correspondientes a	
	Condición I	Condición III
100	100	100
95	87	98
90	78	96
85	70	94
80	63	91
75	57	88
70	51	85
65	45	82
60	40	78
55	35	74
50	31	70
45	26	65
40	22	60
35	18	55
30	15	50
25	12	43
20	9	37
15	6	30
10	4	22
5	2	13

Fuente: <http://www.aguaysig.com/2017/01/metodo-del-numero-de-curva-del-scs.html>

Entonces:

Tabla D15: Números de curva

NÚMERO DE CURVA	
CONDICIÓN II	CONDICION
90	96

Fuente: Elaboración Propia

Con el número de curva en la condición III, se obtiene el valor de "S" a través de la

$$NC = \frac{1000}{(10 + S)} \quad \text{Despejando } S :$$

$$S = \frac{1000}{NC} - 10$$

Por lo tanto tenemos que:

$$S = 0,417$$

El valor de S da una referencia del potencial de retención máximo del suelo y se **Parámetros hidrometeorológicos.-**

Esta parte del análisis es común con el método Racional aplicando la distribución

Tabla D16: Altura máxima de precipitación para un

PERIODO DE RETORNO	PRECIPITACIÓN
50	48
100	52
200	56

Fuente: Elaboración Propia

Precipitación de diseño

El método de la SCS indica que la precipitación de diseño es la precipitación de 6 horas, los datos históricos de precipitación que se registran en nuestro medio son de 24 horas. Para convertir esta precipitación de 24 h en la precipitación de diseño o de 6 horas, la SCS proporciona la siguiente relación:

Tabla D17: Precipitación de

Precipitación(x) (h)	Relación de P(x) / P
24	1,47

Fuente: Elaboración Propia

Luego se tiene que:

$$\frac{\text{Precipitación } 24 \text{ hrs}}{\text{Precipitación } 6 \text{ hrs}} = 1.47$$

Entonces, despejando la precipitación de diseño tenemos que:

$$\text{Precipitación } 6 \text{ hrs} = \frac{\text{Precipitación } 24 \text{ hrs}}{1.47}$$

$$\text{Precipitación de diseño} = 35,37 \text{ mm}$$

$$\text{Precipitación de diseño} = 1,39 \text{ pulgadas}$$

La precipitación de diseño se debe distribuir en precipitaciones de tiempo menores

Cuadro de construcción de hidrogramas

Para realizar un seguimiento comprensible del método, es conveniente elaborar un cuadro donde se sigue el proceso de cálculo de columna en columna.

Distribución de la precipitación de diseño

Las precipitaciones menores a 6 horas se obtienen del producto de la precipitación

Tabla D18: Precipitación menores a

Para (x) (horas)	Relación: P(x)/P(6horas)
5	0,925
4	0,835
3	0,7
2	0,23
1	0,08

Fuente: Elaboración Propia

Se continuará encontrando más valores que permitan encontrar relaciones para la
Para determinar la precipitación acumulada en el caso de que el tiempo sea de 5 h.
Tenemos:

$$\text{Precipitación (5 h)} = 0.925 * 1,39$$

$$\text{Precipitación (5 h)} = 1,29 \text{ pulgadas}$$

Escorrimento directo

La ecuación para estimar el escurrimiento directo es:

$$Q = \frac{(P - 0.2 * S)^2}{(P + 0.8 * S)}$$

Donde:

S: Es el potencial de retención máximo

P: Es la precipitación acumulada menor a 6 horas

Para calcular el escurrimiento directo para el tiempo de 5 horas la precipitación

Prec. para 5 horas "P" = **1,288**

Retención máxima "S" = **0,417**

Entonces:

$$Q = \mathbf{0,90 \text{ pulgadas}}$$

Cálculo del hidrograma de diseño

Todos los cálculos efectuados anteriormente serán utilizados en este objetivo.

Para realizar un análisis real del gasto máximo, se pueden afirmar que existen incrementos de precipitación, que en la realidad es como se produce y así se debe estudiar el gasto máximo.

Recomendaciones del Soil Conservation Service señalan que: El tiempo de incremento de precipitación D generalmente es un cuarto del tiempo de

El tiempo de concentración es: **Tc= 1,440 h**
D= 0,288 h

El tiempo al pico se determina con la siguiente ecuación:

$$T_p = \frac{D}{2} + 0.6 * T_c$$

Donde: D: Duración de la lluvia, en h
Tc: Tiempo de concentración, en h

$$T_p = \mathbf{1,01 h}$$

El tiempo base se determina con la siguiente ecuación:

$$T_b = 2.67 * T_p$$

Donde: Tb: Es el tiempo base de hidrograma triangular.
Tp: Es el tiempo al pico.

$$\mathbf{T_b = 2,69 h}$$

El caudal al pico se determina con la siguiente ecuación:

$$Q_p = \frac{484 * A * Q}{T_p}$$

Donde: A: Es el área de la cuenca, en milla².
Q: Volúmen de escorrentía en pulgadas
Tp: Es el tiempo al pico

Para el cálculo tenemos los siguientes datos:

Área de la cuenca **A= 26,73** milla²
Volumen de escorrentía en pulgadas **Q= 0,8953** pulgadas
Tiempo al pico: **Tp= 1,01** h

Entonces:

$$\mathbf{Q_p = 12833,24 \text{ pie}^3/\text{s}}$$

$$\mathbf{QPPI(D=0,2,E=1Plg) = 12833,24 \text{ pie}^3/\text{s}}$$

Siendo el caudal pico para incrementos de 0,2 horas y escurrimiento de 1 pulgada. Con los datos anteriores se calculan los gastos máximos o caudales pico de los hidrogramas triangulares para cada incremento de precipitación, multiplicando la descarga máxima de una pulgada de escurrimiento por el incremento de escurrimiento respectivo es decir:

$$\mathbf{Caudal Pico = IE * Q_{PPI(D=0.2 Hrs, IE=1Plg)}}$$

Donde:

IE: Es el incremento de escurrimiento.

$$\mathbf{QPPI(0,2. 1): 12.833,24 \text{ pie}^3/\text{s}}$$

El caudal máximo que se obtiene del diagrama de superposición de hidrogramas es:

$$\mathbf{Q_{m\acute{a}x} = 14958,3 \text{ pie}^3/\text{s}}$$

Entonces:

$$\mathbf{Q_{m\acute{a}x} = 423,6 \text{ m}^3/\text{s}}$$

1.6.4.- Ecuaciones Empíricas para Caudal Máximo.

Para el calculo del caudal máximo se tomará en cuenta ecuaciones empíricas, las

Ecuación de Gonzales Guijarro. $Q = 17 * A^{2/3}$

Ecuación de Dickens. $Q = 6,9 * A^{3/4}$

Ecuación de Valentini. $Q = 27\sqrt{A}$

Ecuación de Scimeni. $Q = \left(\frac{600}{A + 10} + 1 \right) * A$

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

Ecuación de Pasentti. $Q = c * h_{dt} * \left(\frac{A}{L} \right)$

Donde:

c : Coeficiente que varía entre 700 -800 (750 adoptado)

A : Área de la cuenca (Km²)

L : Longitud del cuace principal (Km)

hdt : Altura de lluvia en 24 h (m)

Resumen de Métodos Utilizados.

En la siguiente tabla se presentan los caudales máximos por los métodos utilizados.

Tabla D19: Resumen de caudales

METODO.	Q (m ³ /s)	Carácter
Ecc. de Gonzales Guijarro.	286,6	Empírico
Ecuación de Dickens.	165,59	Empírico
Ecuación de Valentini.	224,64	Empírico
Ecuación de Scimeni.	593,49	Empírico
Ecuación de Kuichling.	184,61	Empírico
Metodo Racional	366,88	Semiempírico
Ecuación de Pasentti.	142,84	Empírico
Ecuaciones de la SCS	423,6	Semiempírico
Hidrograma Triangular	472,68	Semiempírico

Fuente: *Elaboración Propia*

Nota: Los caudales máximos estan calculados para un periodo de 100 años.

Caudal de diseño

Después de analizar los métodos para determinar los caudales máximos, se descartan los métodos que tienen una variación considerable, definiendo como métodos aceptables los siguientes métodos:

Tabla D20: Selección de caudales aceptables

Método	Q (m ³ /s)	Carácter
Ecuación de Scimemi.	593,49	Empírico
Hidrograma Triangular	472,68	Semiempírico
Ecuaciones de la SCS	423,6	Semiempírico
Metodo Racional	366,88	Semiempírico

Fuente: Elaboración Propia

Valor adoptado de caudal:

Ánalysis Técnico:

Se define finalmente como caudal de diseño al del método del hidrograma triangular puesto que el de las ecuaciones empíricas no promueven a la seguridad al ser demasiado bajos como altos y el método de Scimemi es demasiado elevado, por su parte el método racional se aleja de los valores considerados aceptables, recalando

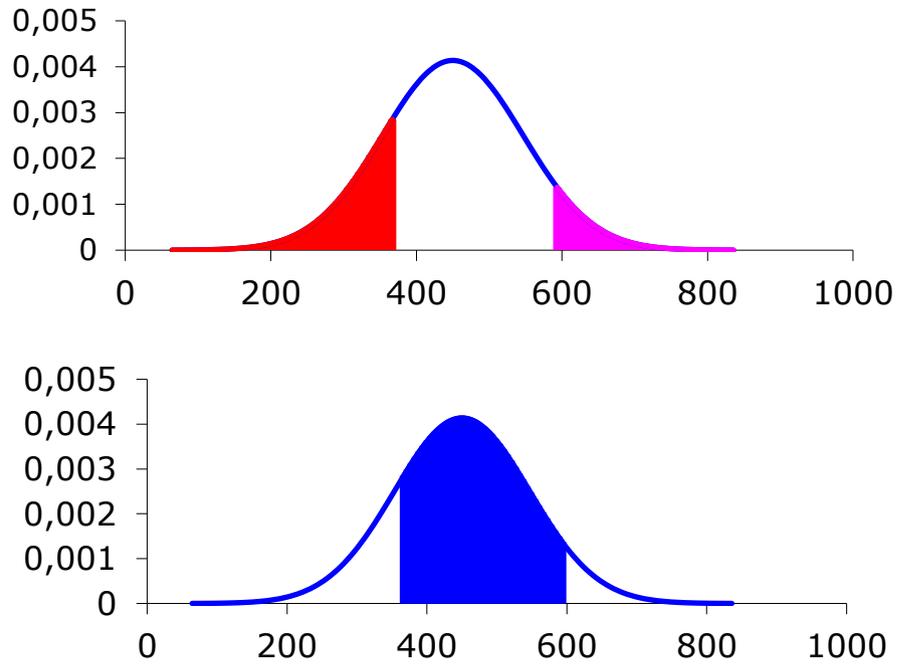
Ánalysis Estadístico:

Ajustando a una distribución normal los valores de caudal proporcionados por los métodos considerados, se tiene:

Media =	450,09
Desviación estándar =	96,45
x_{min}	366,88
x_{max}	593,49

probabilidad acumulada	
Pr(x < x_{min})	19,42%
Pr(x > x_{max})	6,85%
Pr(x_{min} < x < x_{max})	73,73%

Figura D14: Probabilidad acumulada



Fuente: *Elaboración Propia*

Debido a que existe una probabilidad del 73,73% de que el caudal comprendido entre los valores máximos y mínimos acontezca, se escoge como el caudal de diseño al valor más desfavorable del intervalo de datos con mayor probabilidad de ocurrencia, el del Método del hidrograma triangular.

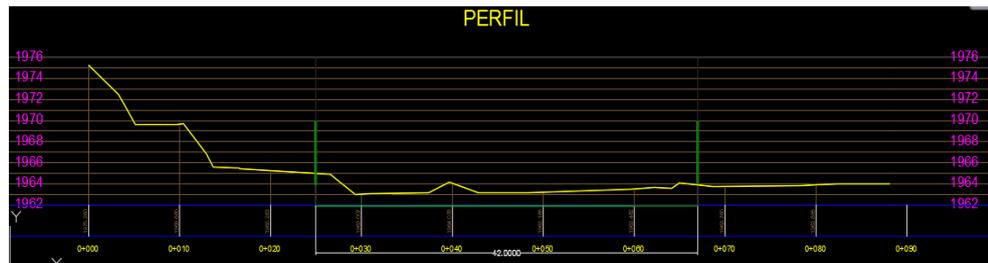
Entonces:

$$Q_{\max} = 473 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.- Estudio Hidráulico.

Se determinará la altura del tirante de la quebrada El Monte en función de la sección transversal obtenida del estudio topográfico que se mostrará a continuación y del caudal de diseño determinado en el estudio Hidrológico, utilizando la ecuación de Manning.

Figura D15: Sección transversal del lugar de emplazamiento



Fuente: Departamento de topografía del Municipio de San Lorenzo

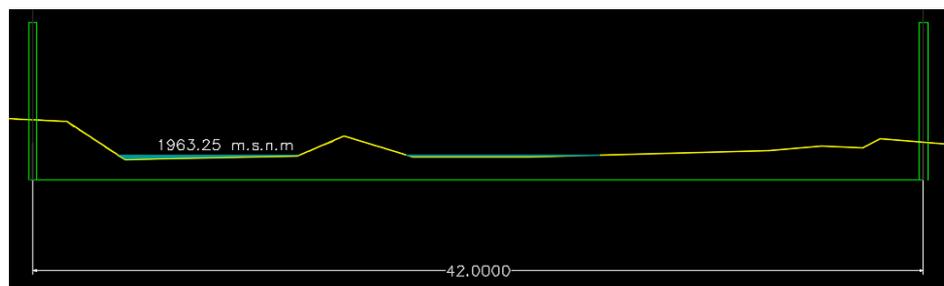
Para ello se obtuvo a determinadas cotas a partir del lecho del río las áreas y perímetros correspondientes y así poder calibrar una ecuación del tipo Q vs H utilizando la ecuación de Manning.

Con el caudal estimado del estudio hidrológico y la ecuación Q vs H calibrada podemos estimar el tirante máximo.

A continuación se ilustrará la sección transversal del río a una cota y tirante determinado.

La escala de las gráficas es: H 1:1 y V 1:1

Figura D16: Sección transversal a 1963,25 m.s.n.m



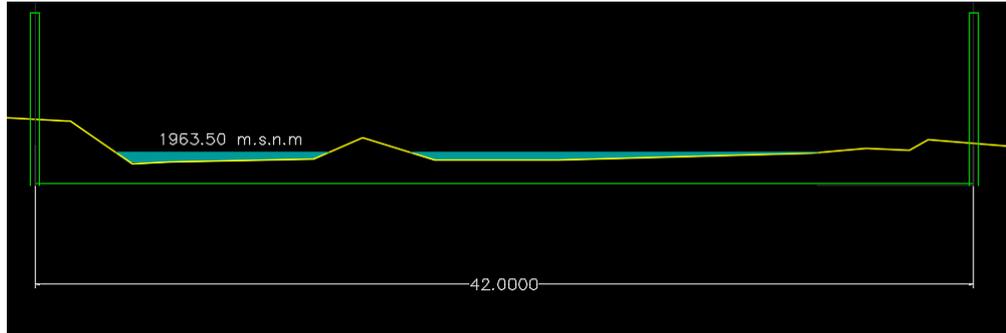
Fuente: Elaboración Propia

COTA: 1.963,25 m.s.n.m.

$A1 = 1,920 \text{ m}^2$

$P1 = 35,534 \text{ m}$

Figura D17: Sección transversal a 1963,50 m.s.n.m



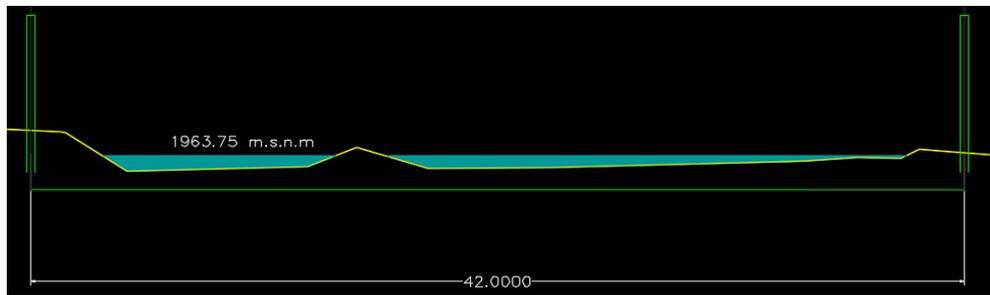
Fuente: Elaboración Propia

COTA: 1.963,50 m.s.n.m.

A1= 7,671 m²

P1 55,702 m

Figura D18 Sección transversal a 1963,75m.s.n.m



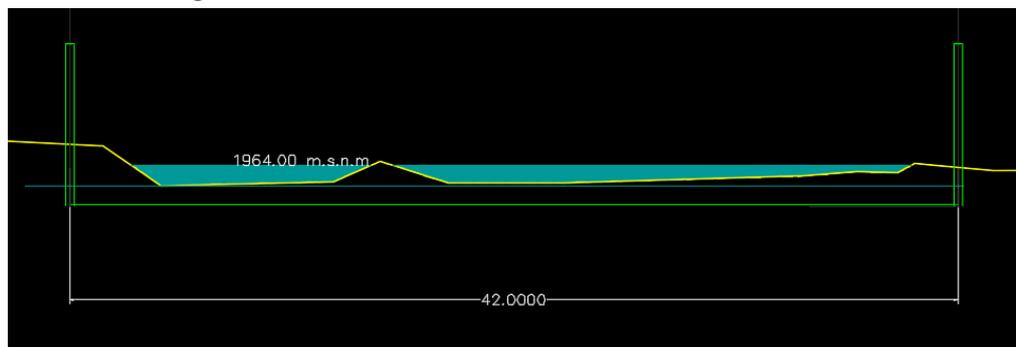
Fuente: Elaboración Propia

COTA: 1.963,75 m.s.n.m.

A1= 15,338 m²

P1 67,911 m

Figura D19 Sección transversal a 1964,00m.s.n.m



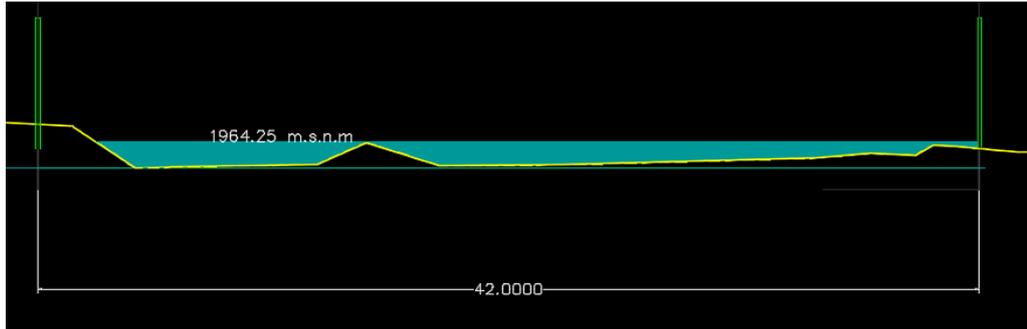
Fuente: Elaboración Propia

COTA: 1.964,00 m.s.n.m.

A1= 24,027 m²

P1 72,402 m

Figura D20 Sección transversal a 1964,25m.s.n.m



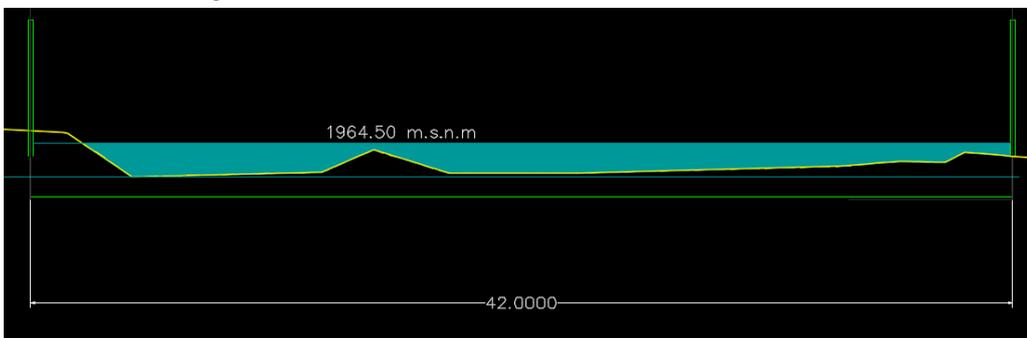
Fuente: *Elaboración Propia*

COTA: 1.964,25 m.s.n.m.

A1= 33,704 m²

P1 79,903 m

Figura D21 Sección transversal a 1964,50m.s.n.m



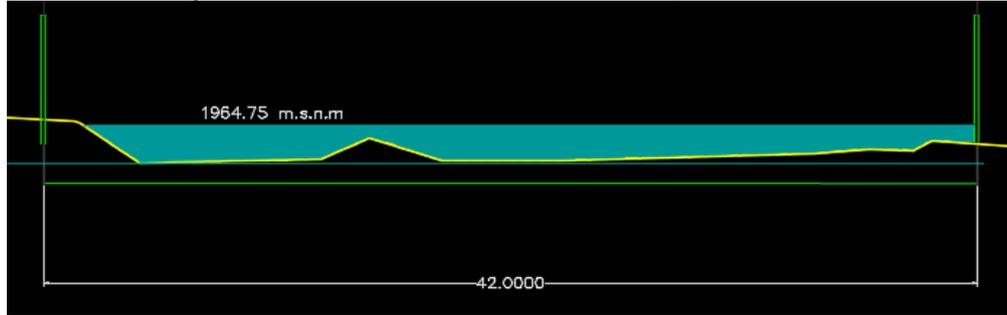
Fuente: *Elaboración Propia*

COTA: 1.964,25 m.s.n.m.

A1= 43,584 m²

P1 80,952 m

Figura D22 Sección transversal a 1964,75m.s.n.m



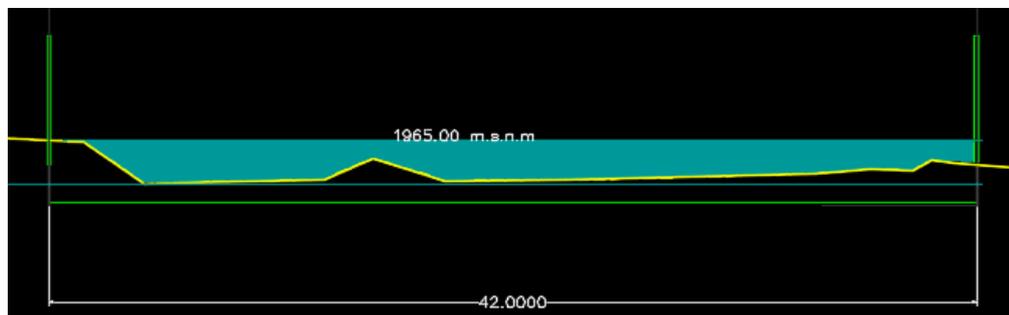
Fuente: Elaboración Propia

COTA: 1.964,75 m.s.n.m.

A1= 53,493 m²

P1 81,891 m

Figura D23 Sección transversal a 1965,00m.s.n.m



Fuente: Elaboración Propia

COTA: 1.965,00 m.s.n.m.

A1= 63,579 m²

P1 84,966 m

Parámetros específicos de la cuenca del río "Erquis":

A = 69,223 km²
 P = 53,900 km
 Lrío = 18,900 km
 Hmax = 4.255,000 m
 Hmín = 1.970,000 m
 Cota río= 1.963,000 m
 Qmáx= 472,680 m³/s

$$S = \frac{H_{max} - H_{min}}{L \text{ río}}$$

$$S = 0,1209 \text{ m/m}$$

donde:

$$n = 0,0292 \quad \text{Cauces en Tarija}$$

Cálculo de caudales para una cota dada:

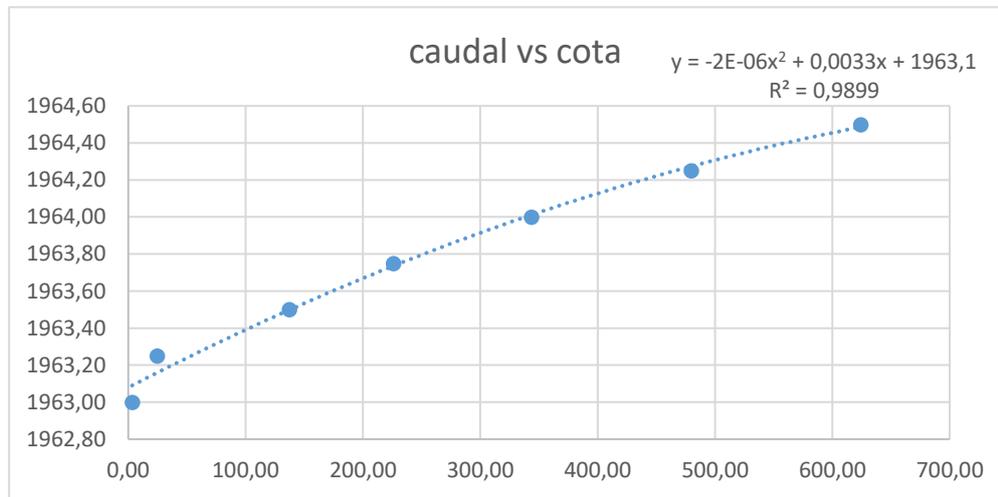
$$Q = V * A \longrightarrow Q = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * A$$

Tabla D21: Propiedades hidráulicas para determinadas cotas

Cota (m.s.n.m)	Velocidad (m/s)	Área (m ²)	Perím. (m)	Caudal (m ³ /s)
1963,00	0	0	0	0
1963,25	1,70	1,92	35,534	3,27
1963,50	3,18	7,671	55,702	24,36
1963,75	4,42	15,338	67,911	67,74
1964,00	5,71	24,027	72,402	137,14
1964,25	6,70	33,704	79,903	225,73
1964,50	7,88	43,584	80,952	343,47
1964,75	8,96	53,493	81,891	479,55
1965,00	9,81	63,579	84,966	624,01

Fuente: Elaboración Propia

Figura D24: Caudal vs Cota



Fuente: Elaboración Propia

H=	-0,000002 Q ² +	0,00330 Q +	1963,1
----	----------------------------	-------------	--------

$$H_{max} = 1964,21 \text{ m.s.n.m.}$$

Entonces:

$$y_{max} = H_{max} - H_{río} = 1,213 \text{ m}$$

3.- Estudio de Socavación

3.1- Generalidades

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

- El caudal.
- Tamaño y conformación del material del cauce.
- Cantidad de transporte de sólidos.

Las ecuaciones que se presentan a continuación son una guía para estimar el comportamiento hidráulico del cauce de un río. Las mismas están en función del material del cauce:

3.2- Socavación general del cauce

Es aquella que se produce a todo lo ancho del cauce cuando ocurre una crecida debido al efecto hidráulico de un estrechamiento de la sección; la degradación del fondo del cauce se detiene cuando se alcanzan nuevas condiciones de equilibrio por disminución de la velocidad a causa del aumento de la sección transversal debido al proceso de erosión.

Para la determinación de la socavación general se empleará el criterio de **Lichtvan - Levediev** :

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

$$\begin{array}{lll} \mathbf{V_e = 0.60 g_d^{1.18} b h^x} & \text{m/s} & \text{Suelos cohesivos} \\ \mathbf{V_c = 0.68 b d_m^{0.28} h^x} & \text{m/s} & \text{Suelos no cohesivos} \end{array}$$

En donde:

- V_e** = Velocidad media suficiente para degradar el cauce en m/s.
g_d = Peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad h, medida desde la superficie del agua (Ton/m³)
b = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia. Ver tabla D24
x = Es un exponente variable que está en función del peso volumétrico g_s del material seco (Ton/m³)
h = Tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer que valor de V_e se requiere para arrastrar y levantar al material (m)
d_m = Es el diámetro medio (en mm) de los granos del fondo obtenido según la expresión.
d_m = 0.01 S di pi

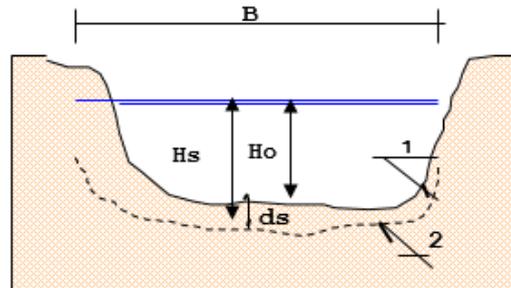
En donde:

- di** = Diámetro medio en mm, de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza
pi = Peso de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra

A continuación se ilustrará con una imagen la sección transversal de un cauce antes y después de ser socavado:

- (1) - Perfil antes de la erosión.
- (2) - Perfil después de la erosión

Figura D25: Sección transversal antes y después de la erosión



Fuente: <http://civilgeeks.com/2014/07/21/excel-calculador-la-socavacion-en-los-estribos-de-un-puente/>

Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos homogéneos:

Suelos cohesivos:

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

Suelos no cohesivos:

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

Donde:

a = $Qd / (Hm^{5/3} Be m)$

Qd = Caudal de diseño (m^3/s)

Be = Ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal

m = Coeficiente de contracción. Ver tabla D22

H_m = Profundidad media de la sección = Área / Be

x = Exponente variable que depende del diámetro del material y se encuentra en la tabla 23

d_m = Diámetro medio (mm)

Tabla D22 : Coeficiente de contracción "m"

Velocidad media en la sección en m/s	Longitud libre entre dos estribos								
	10	13	16	18	21	25	30	42	52
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
1,5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99
2	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99
2,5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98
3	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98
3,5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97

Fuente: <http://civilgeeks.com/2014/07/21/excel-calcular-la-socavacion-en-los-estribos-de-un-puente/>

Tabla D23: Valores de "X" para suelos cohesivos y no cohesivos

SUELOS COHESIVOS		SUELOS NO COHESIVOS	
gd (T/m ³)	x	dm (mm)	x
0,80	0,52	0,05	0,43
0,83	0,51	0,15	0,42
0,86	0,50	0,50	0,41
0,88	0,49	1,00	0,40
0,90	0,48	1,50	0,39
0,93	0,47	2,50	0,38
0,96	0,46	4,00	0,37
0,98	0,45	6,00	0,36
1,00	0,44	8,00	0,35
1,04	0,43	10,00	0,34
1,08	0,42	15,00	0,33
1,12	0,41	20,00	0,32
1,16	0,40	25,00	0,31
1,20	0,39	40,00	0,30
1,24	0,38	60,00	0,29
1,28	0,37	90,00	0,28
1,34	0,36	140,00	0,27
1,40	0,35	190,00	0,26
1,46	0,34	250,00	0,25
1,52	0,33	310,00	0,24
1,58	0,32	370,00	0,23
1,64	0,31	450,00	0,22
1,71	0,30	570,00	0,21
1,80	0,29	750,00	0,20
1,89	0,28	1000,00	0,19
2,00	0,27		

Fuente: <http://civilgeeks.com/2014/07/21/excel-calculador-la-socavacion-en-los-estribos-de-un-puente/>

Tabla D24: Valores del coeficiente "b"

T(años)	b
2	0,82
5	0,86
10	0,90
20	0,94
50	0,97
100	1,00
500	1,05

Fuente: <http://civilgeeks.com/2014/07/21/excel-calculat-la-socavacion-en-los-estribos-de-un-puente/>

Entonces:

Tipo de cauce :

1



CAUCE	TIPO
COHESIVO	1
NO COHESIVO	2

Cálculo de la socavación general en el cauce:

h = profundidad de socavación (m)

Qd = Caudal de diseño	472,68	m³/s
Be = Ancho efectivo de la superficie de agua	38,40	m
Ho = Tirante antes de la erosión	1,21	m
Vm = Velocidad media en la sección	8,96	m/s
m = Coeficiente de contraccion. Ver tabla 22	0,96	
g_d = Peso especifico del suelo del cauce	1,80	t/m³
dm = Diámetro medio	2,00	mm
x = Exponente variable. Ver tabla 23	0,247	
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño	100,00	años
b = Coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla 24	1,00	
A = Área de la sección hidráulica	53,49	m²
Hm = Profundidad media de la sección	1,393	m

Luego:

$$a = 7,379$$

Entonces:

$$h = 2,89 \text{ m}$$

ds = Profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

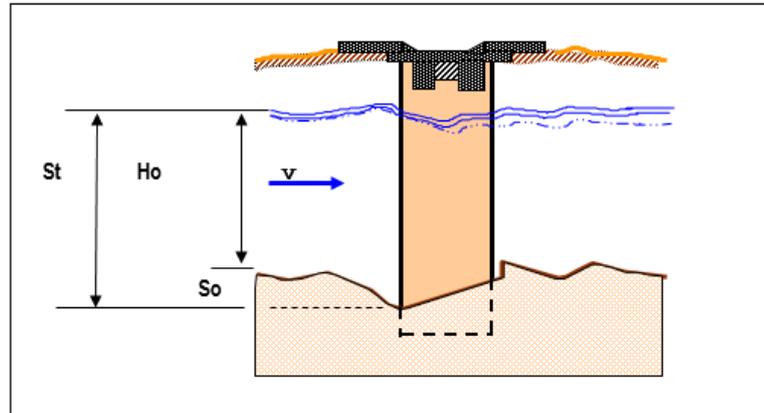
$$ds = 1,68 \text{ m}$$

Adopto:

ds = 1,70 m

3.3 Socavación al pie de los estribos:

Figura D25: Socavación al pie de los estribos



Fuente: <http://civilgeeks.com/2014/07/21/excel-calcular-la-socavacion-en-los-estribos-de-un-puente/>

$$St = P_a P_q P_R H_o$$

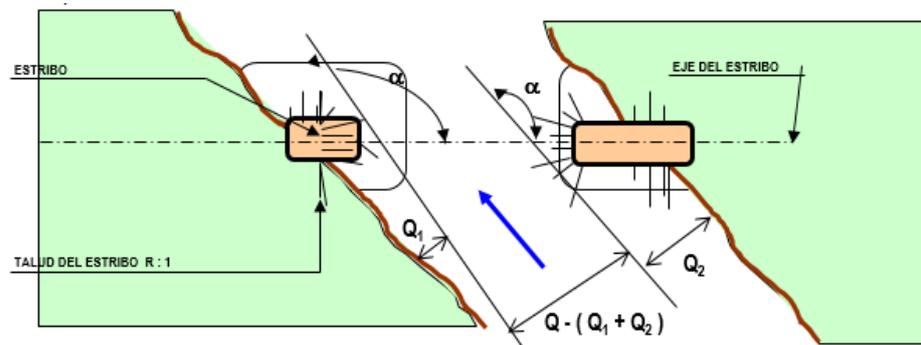
P_a = Coeficiente que depende del ángulo α que forma el eje del puente con la corriente, como se indica en la figura siguiente; su valor se puede encontrar en la tabla 25

P_q = Coeficiente que depende de la relación Q_1/Q , en donde Q_1 es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera y Q , es el gasto total que escurre por el río. El valor de P_q puede encontrarse en la tabla 26

P_R = Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo, su valor puede obtenerse en la tabla 27

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

Figura D26: Variables que intervienen en la socavación al pie de los estribos



Fuente: <http://civilgeeks.com/2014/07/21/excel-calcular-la-socavacion-en-los-estribos-de-un-puente/>

Tabla D25: Coeficiente correctivo "Pa" en función de "a"

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

Fuente: <http://civilgeeks.com/2014/07/21/excel-calcular-la-socavacion-en-los-estribos-de->

Tabla D26: Coeficiente correctivo "Pq" en función de Q₁/Q

Q₁/Q	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	
P_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20	

Fuente: <http://civilgeeks.com/2014/07/21/excel-calcular-la-socavacion-en-los-estribos-de-un-puente/>

Tabla D27: Valores del coeficiente correctivo "PR" en función del talud

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

Fuente: <http://civilgeeks.com/2014/07/21/excel-calcular-la-socavacion-en-los-estribos-de-un-puente/>

Cálculo de la socavación al pie de estribos:

3.3.1 Estribo margen izquierda aguas abajo

St = Tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en metros.

Ho = Tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión **1,21 m**

Q = Caudal de diseño **472,68 m³/s**

Q₁ = Caudal que pasaría por el lugar ocupado por el estribo de la margen izquierda **18,56 m³/s**

Q₁/Q = **0,04**

P_q = Coeficiente que depende de la relación Q₁/Q. Ver tabla 26 **1,68**

a = Ángulo del eje del estribo con la corriente **90,00 °**

P_a = Coeficiente función de "a" tabla 25 **1,00**

R = Talud que tiene el estribo **1,00**

P_R = Coeficiente que depende del talud que tiene el estribo. Ver tabla 27 **0,85**

Entonces: **St = 1,73 m**

Entonces: **So = 0,51 m**

Adopto:

So =	0,50 m
-------------	---------------

3.4.- Ecuación según Hugo Belmonte.

La ecuación que sugiere el Ing. Hugo Belmonte Gonzalez se aplica a ríos medianamente caudalosos:

$$h = k * H * v^2$$

3.4.1.- Socavación general:

Donde:

h : Profundidad de socavación. (m)

k : Constante característica del terreno en s^2/m^2

Profundidad de la corriente en (m): $y = 1,21$ m

Velocidad de las aguas en (m/s): $v = 8,96$ m/s

La constante k para algunos materiales tiene los siguientes valores:

Tabla D28: Constante k para algunos materiales

MATERIAL	k (s^2/m^2)
Ripio conglomerado	0,01
Ripio Suelto	0,04
Arena	0,06
Fango	0,08

*Fuente: Belmonte Gonzales H, O.,(2010), Puentes, La Paz, Bolivia:
Visión Gráfica Publicidad s.r.l.*

Entonces: $k = 0,06$

Reemplazando la ecuacion: $h = 5,85$ m

3.4.2.- Socavación local:

Donde:

h : Profundidad de socavación. (m)

k : Constante característica del terreno en s^2/m^2

Profundidad de la corriente en (m): $y = 0,35$ m

Velocidad de las aguas en (m/s): $v = 8,96$ m/s

La constante k obtenida mediante la tabla D28:

Entonces: $k = 0,06$

Reemplazando la ecuacion: $h = 1,69$ m

Nota: Los valores adoptados para estimar la socavación tanto general como local, serán los proporcionados por el criterio de Lischtván - Levediev, debido a que considera muchas más variables que las sugeridas por el Ing. Belmonte y que además proporcionan mejores resultados.