

**CHEQUEO CÓDIGO CCP-14
PUENTE SOBRE RÍO MOLINO
CARRERA SÉPTIMA
POPAYÁN - CAUCA**



MEMORIAS DE CÁLCULO

**CHEQUEO DEL PUENTE CON RESPECTO AL CÓDIGO COLOMBIANO DE PUENTES
CCP14**

**DISEÑO:
ING.XXXX
M.P. XXXXXXXXXX
POPAYÁN SEPTIEMBRE 2017**



PROYECTOS DE INGENIERIA

CRA 7 # 17N 26

Cel. 3175357719 3184535890

NIT- 1061761501-6

INTRODUCCIÓN

El puente en mención presenta problemas de agrietamiento y socavación los cuales se han presentado en diferentes momentos, por lo tanto, se requiere realizar la evaluación de la estructura del puente.

Se realiza la evaluación y cumplimiento de la estructura del puente ubicado sobre la carrera séptima de la ciudad de Popayán según lo dispuesto por el Código Colombiano de Puentes CCP14. El chequeo se realiza en base a los siguientes estudios realizados: Levantamiento arquitectónico, topográfico, estructural y estudio de suelos. El levantamiento estructural se realizó utilizando ferroescan y con la obtención de núcleos.

El objetivo de este análisis es poder determinar el cumplimiento de todos los componentes del puente con respecto al CCP14 y es en función de esto que se desarrollará todo el documento.

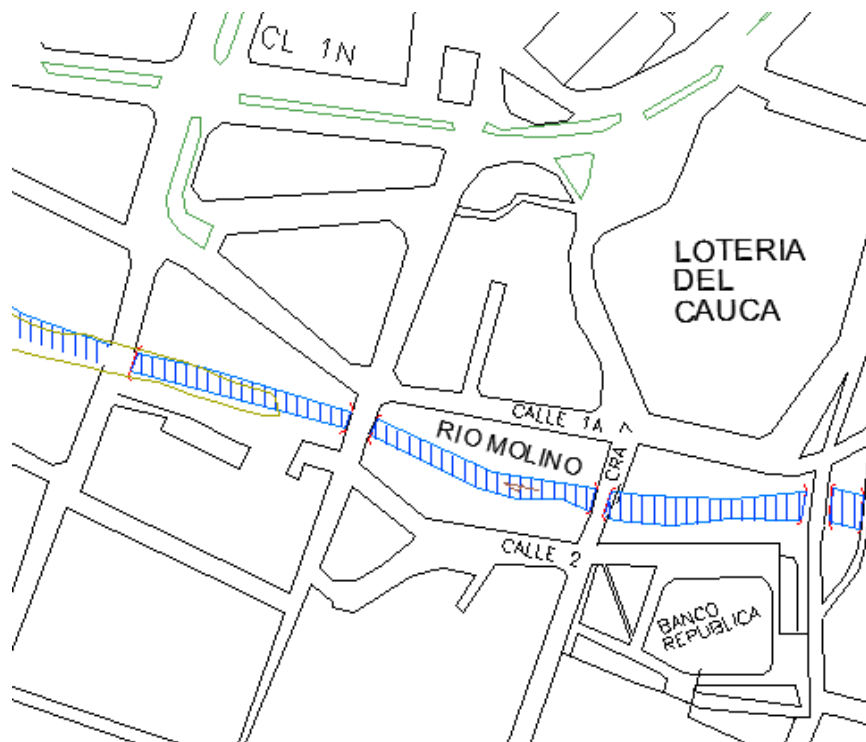
CONTENIDO

1. LOCALIZACIÓN.....	4
2. ESQUEMAS DEL PUENTE	5
3. CHEQUEO DEL TABLERO	7
3.1. CALCULO DE CARGAS MUERTAS	7
3.2. MOMENTOS MÁXIMOS CARGA MUERTA.....	9
3.3. MOMENTOS MÁXIMOS DEBIDO A CARGA VIVA.....	13
3.4. RESISTENCIA I.....	15
3.5. ESTADO LIMITE DE FATIGA.....	17
3.6. REFUERZO POR FLEXION	17
3.7. REFUERZO DE DISTRIBUCION	18
3.8. REFUERZO DE RETRACCION Y TEMPERATURA	19
4. DISEÑO VIGA PRINCIPAL INTERIOR.....	21
4.1. CALCULO DE MOMENTOS.....	21
4.2. RESISTENCIA I.....	26
4.3. CALCULO DE REFUERZO POR FLEXION	27
4.4. REFUERZO DE RETRACCION Y TEMPERATURA	28
4.5. REFUERZO MINIMO.....	29
5. DISEÑO DE LA VIGA PRINCIPAL EXTERIOR	31
5.1. CALCULO DE MOMENTOS.....	31
5.2. RESISTENCIA I.....	37
5.3. CALCULO DE REFUERZO POR FLEXION	37
5.4. REFUERZO POR RETRACCION Y TEMPERATURA	38
5.5. REFUERZO MINIMO.....	39
6. ESTRIBOS.....	42
6.1. DIMENSIONAMIENTO	42
6.2. EVALUACION DE FUERZAS	43
Se supone que la estructura tiene las siguientes dimensiones:	43
6.3. VERIFICACION AL VOLCAMIENTO	50
6.4. VERIFICACION AL DESLIZAMIENTO	51

1. LOCALIZACIÓN



https://es.wikipedia.org/wiki/Archivo:Colombia_-_Cauca_-_Popay%C3%A1n.svg



2. ESQUEMAS DEL PUENTE

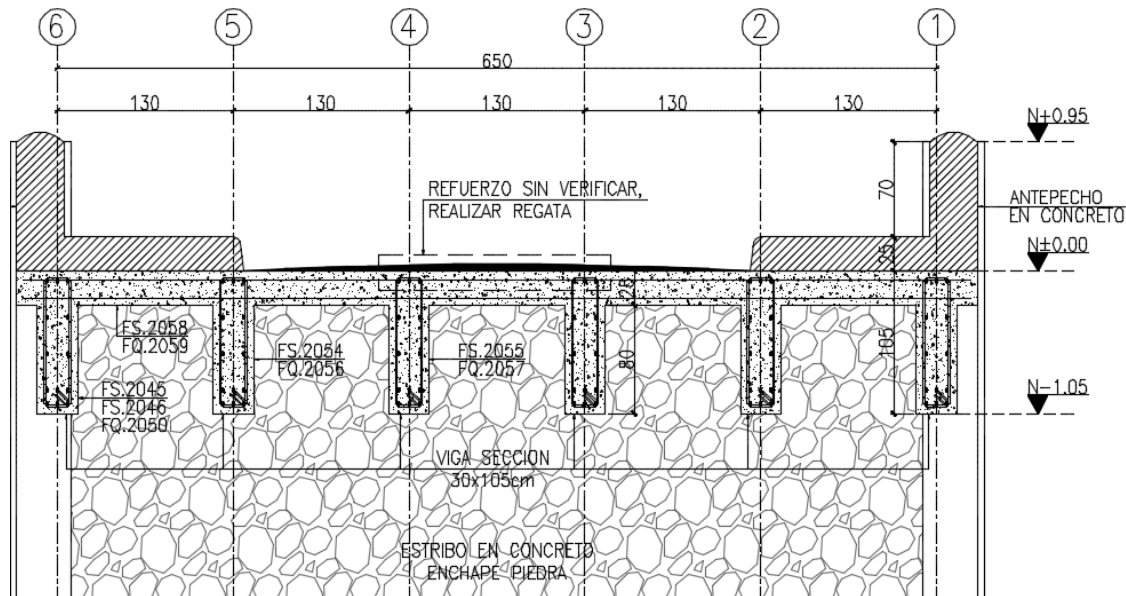


fig. 1 Sección transversal del puente.

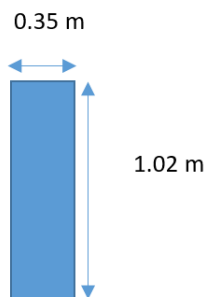


fig. 2 Sección transversal de la barrera

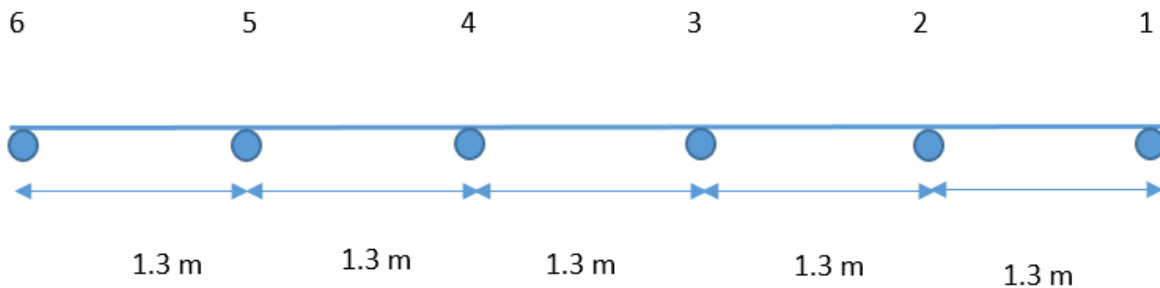


fig. 3 Modelo estructural del puente.



3. CHEQUEO DEL TABLERO

NOTA:

Ferroscon no alcanza a realizar lectura de acero, es necesario realizar regata de 15 a 20cm de profundidad. retirar asfalto en este tramo.

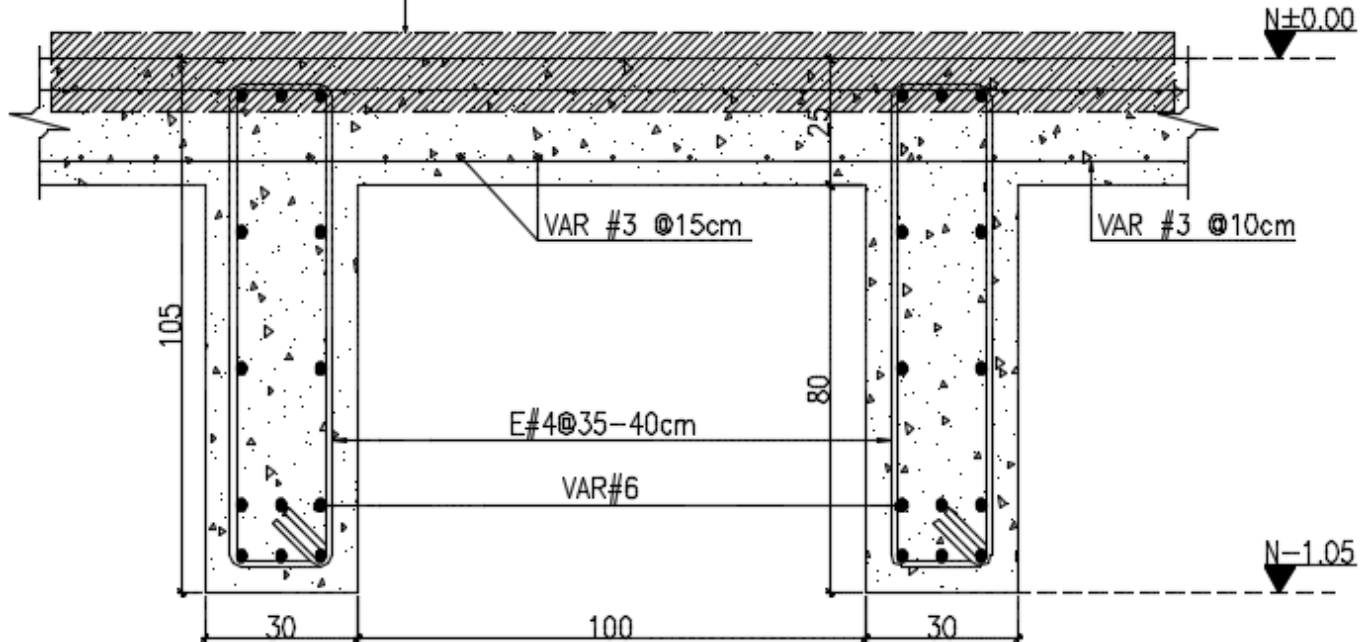


fig. 6 Sección de losa y vigas.

3.1.CALCULO DE CARGAS MUERTAS

Las cargas muertas a aplicar se calcularon por metro, obteniendo los siguientes valores:

- DC: Peso propio de los componentes estructurales: teniendo en cuenta que el tablero del puente tiene una losa de 0.25 m de espesor y que para el concreto el $\gamma = 24.0 \text{ KN/m}^3$, se tiene:

$$W_{DC} = 1 \text{ m} * 0.25 \text{ m} * 24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 6 \text{ KN/m}$$

- DW: Peso propio de la carpeta de rodamiento y de las instalaciones: suponiendo que la carpeta asfáltica va a tener un espesor de 0.10 m y que para la carpeta asfáltica el peso específico es de $\gamma = 22.5 \frac{KN}{m^3}$ según la tabla 3.5.1-1 de la CCP- 14, se tiene:

$$W_{DW(\text{carpeta asfáltica})} = 1 \text{ m} * 0.10 \text{ m} * 22.5 \frac{KN}{m^3} = 2.25 \text{ KN/m}$$

Tabla 3.5.1-1 — Pesos Unitarios

Material		Peso Unitario (kN/m³)
Aleaciones de Aluminio		28
Pavimentos Bituminosos		22,5
Hierro fundido		72
Relleno de ceniza		9,6
Arena, Limo o Arcilla Compactadas		19,25
Concreto simple	Liviano	17,75
	De Arena Liviana	19,25
	Normal con $f'_c \leq 35$ MPa	23,2
	Normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa	$22,4 + 0,0229 f'_c$
Arena, Limo o Grava Sueltas		16
Arcilla Blanda		16
Grava Compactada, Macadam, o Cascajo		22,5
Acero		78,5
Mampostería de Piedra		27,25
Madera	Dura	9,6
	Blanda	8
Agua	Dulce	1
	Salada	10,25
Item		Peso por unidad de longitud (kN/m)
Sistemas de rieles, Traviesas, y fijaciones por cada Riel		3

- Pb: Peso propio de la barrera: teniendo en cuenta las dimensiones de la barrera y que para el concreto el peso específico es $\gamma = 24 \text{ KN/m}^3$, se tiene:

$$P_{b(\text{peso de la barrera})} = 0.35 \text{ m} * 1.02 \text{ m} * 1.0 \text{ m} * 24 \frac{KN}{m^3} = 8.57 \text{ KN/m}$$

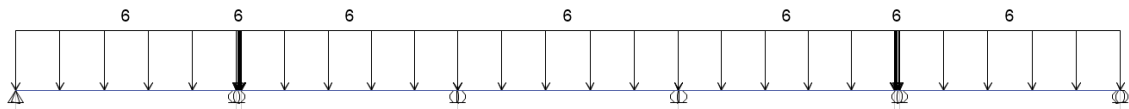
Se debe tener en cuenta que esta carga puntual que representa la barrera debe ser aplicada a 0.175 desde el extremo transversal.

3.2.MOMENTOS MÁXIMOS CARGA MUERTA

Las cargas calculadas anteriormente fueron evaluadas sobre el modelo estructural del puente en el programa ETABS, con el cual se obtuvieron los siguientes diagramas:

- TABLERO**

CARGAS ASIGNADA (6 KN/m)



DEFORMACIÓN (ESQUEMATICO)



REACCIONES (KN)



DIAGRAMA DE CORTANTE (KN/m)

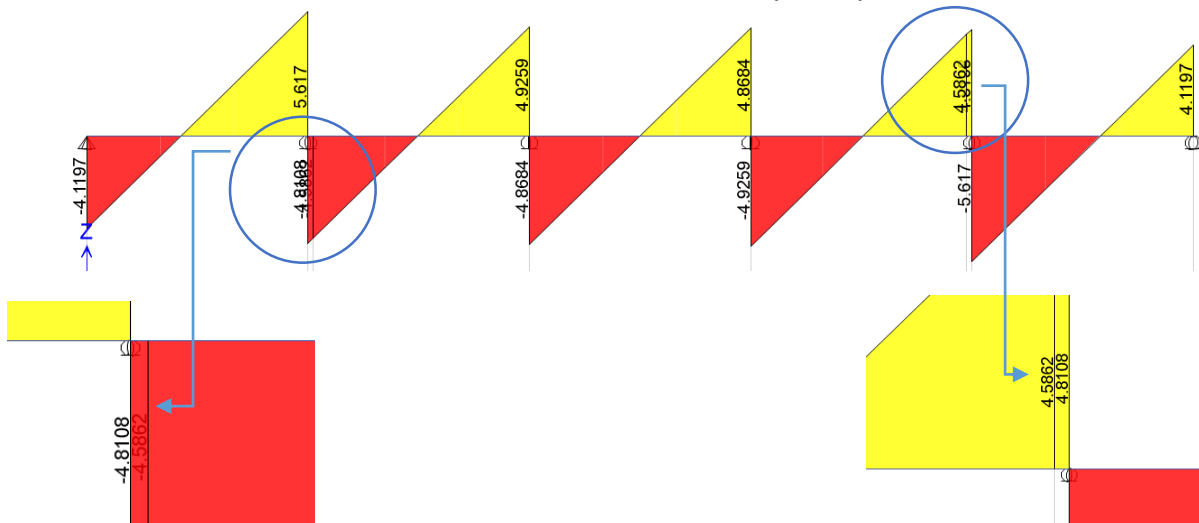
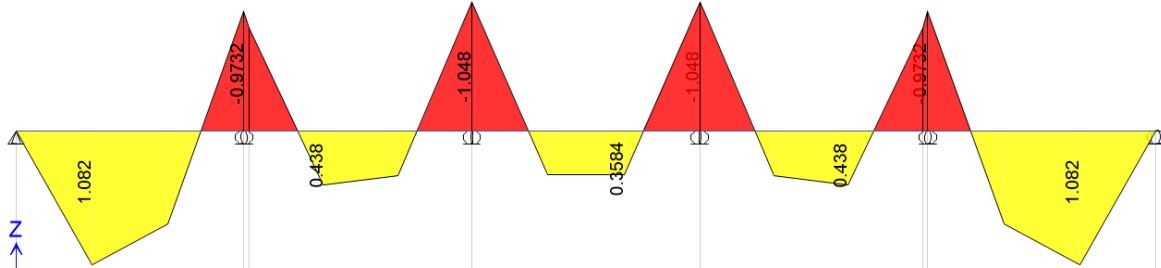


DIAGRAMA DE MOMENTO (Un)



• ANDEN

CARGAS ASIGNADA (6 KN/m)



DEFORMACIÓN (ESQUEMATICO)



REACCIONES (KN)



DIAGRAMA DE CORTANTE (KN/m)

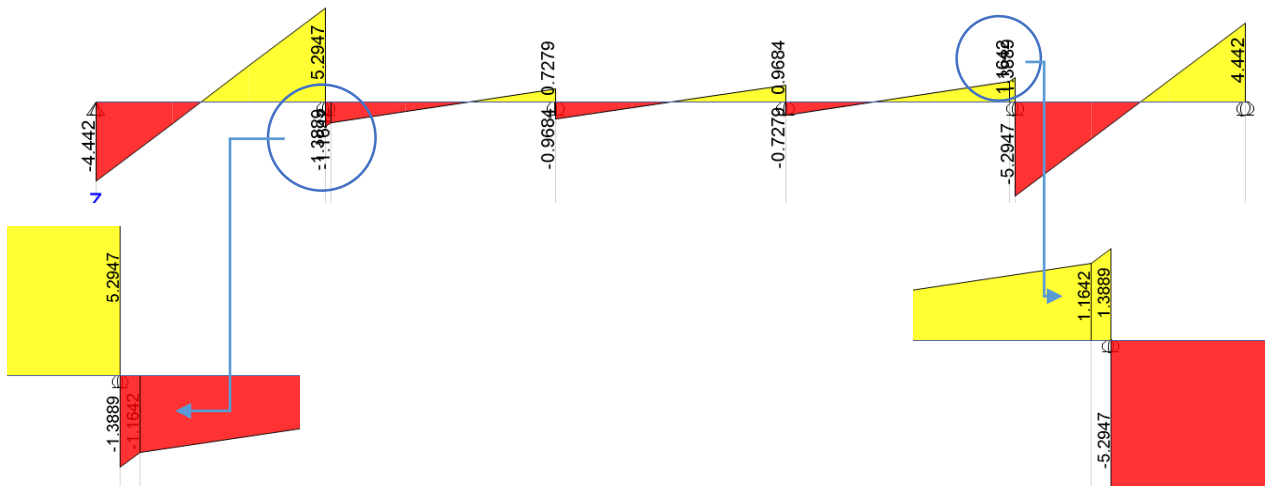
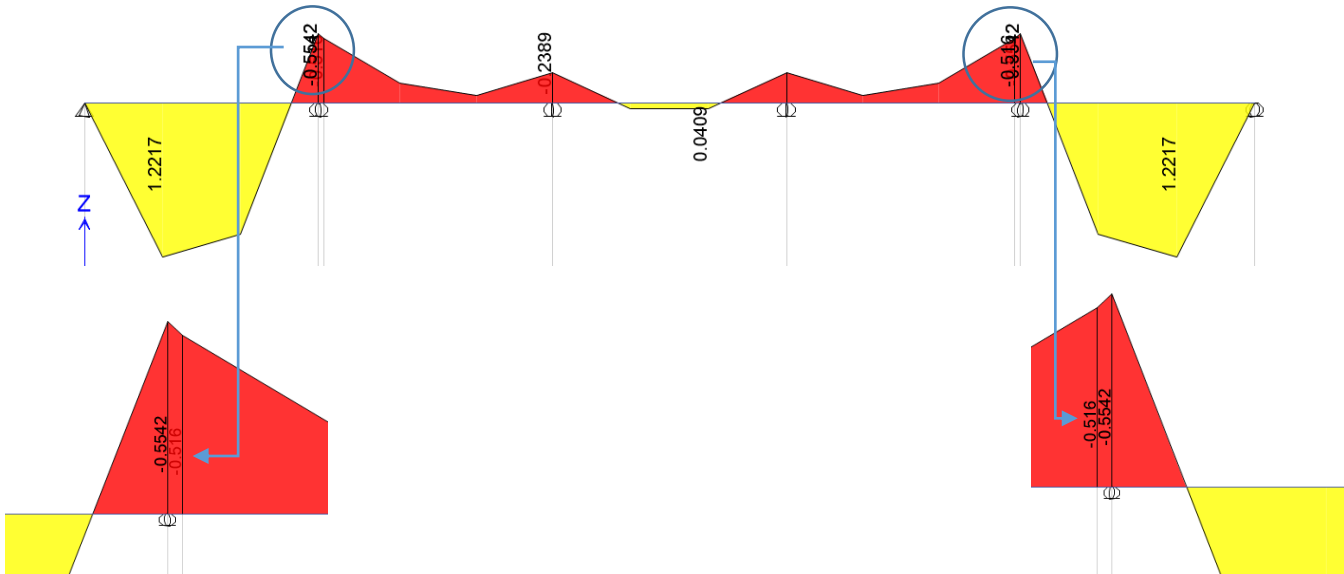
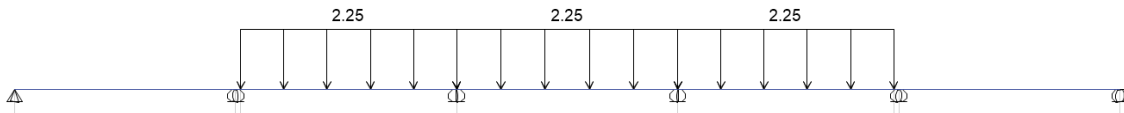


DIAGRAMA DE MOMENTO (KNm)



• CARPETA ASFALTICA

CARGAS ASIGNADA (2.25 KN/m)



DEFORMACIÓN (ESQUEMATICO)



REACCIONES (KN)



DIAGRAMA DE CORTANTE (KN/m)

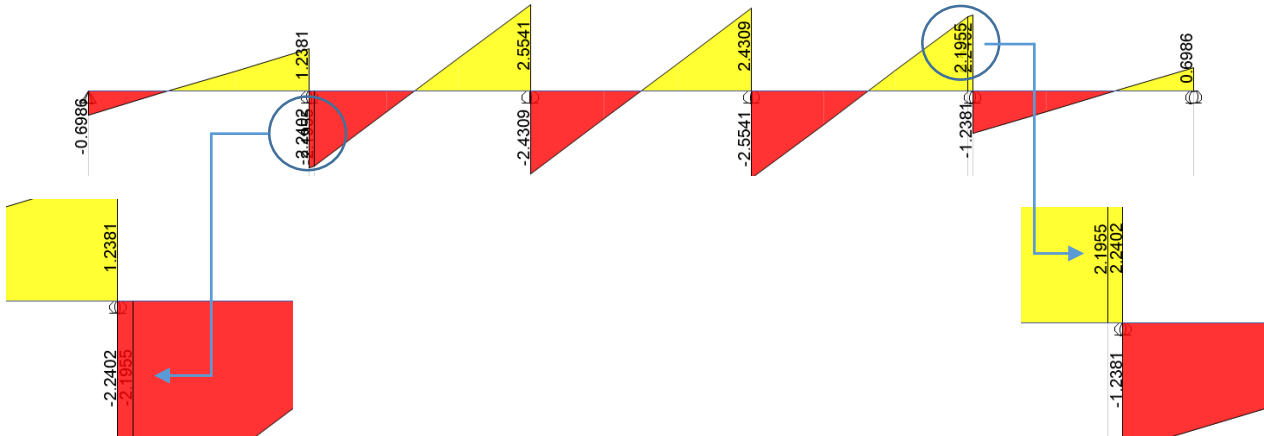
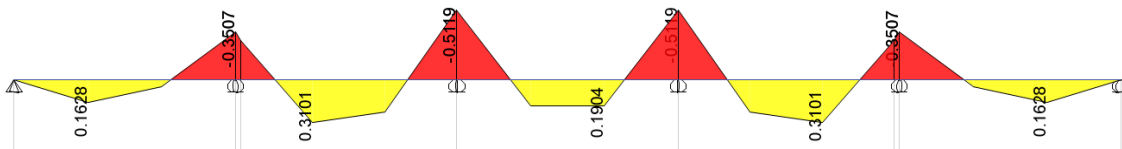


DIAGRAMA DE MOMENTO (KNm)



- BARRERA**

CARGAS ASIGNADA (8 KN)



DEFORMACIÓN (ESQUEMATICO)

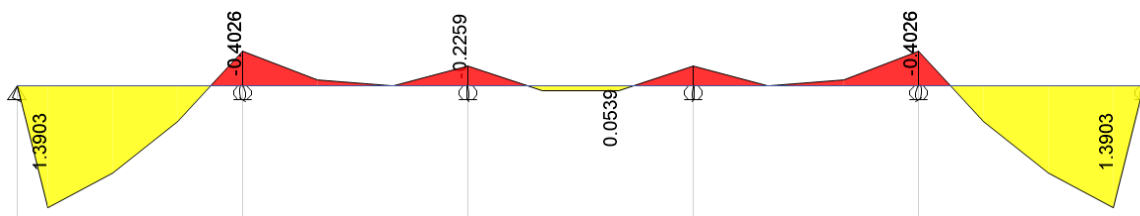


REACCIONES (KN)



DIAGRAMA DE CORTANTE (KN/m)



DIAGRAMA DE MOMENTO (KNm)


A continuación, se presenta un resumen con los momentos y cortante máximos positivos y negativos para cada fuerza:

	Cortante máximo + (KN/m)	Cortante máximo - (KN/m)	Momento máximo + (KNm)	Momento máximo - (KNm)
Tablero	+5.617	-5.617	+1.082	-1.082
Anden	+5.2947	-5.2947	+1.2217	-0.5542
Carpeta asfáltica	+2.5541	-2.5541	+0.1904	-0.5119
Barrera	+8.075	-8.075	+1.3903	-0.4026

3.3. MOMENTOS MÁXIMOS DEBIDO A CARGA VIVA
Aplicando Tabla A4-1 de CCP-14

Del apéndice A4 (tabla para diseño de losas de tablero) de la CCP-14 se concluye que se puede emplear dicha tabla para determinar los momentos de diseño con diferentes configuraciones de vigas, solo si se cumplen las siguientes condiciones:

- El ancho de voladizo debe ser como mínimo 530mm medido desde el eje de la viga exterior, y el ancho máximo debe ser igual al menor entre 0.625 veces la separación entre vigas y 1800 mm.
- El tablero debe estar apoyado como mínimo en tres vigas
- El ancho medido entre ejes de las vigas exteriores debe ser mayor o igual a 4300 mm

Se debe tener en cuenta que:

- Los valores proporcionados por la tabla incluyen los factores de presencia múltiple y la amplificación por carga dinámica.
- Se puede interpolar en la tabla para las distancias diferentes a las enunciadas en la tabla.

- El ancho de la baranda que se utilizo fue de 530 mm para determinar el ancho libre del voladizo, para otros anchos de baranda se espera que los momentos entre vigas interiores este entre los límites aceptables para diseño practico.
- Los momentos no se aplican a los voladizos, estos deben diseñarse según las disposiciones del articulo A13.4.1

A continuación, se presenta parte de la tabla A4-1-Momentos máximos de carga viva por unidad de ancho (N/mm)

S (mm)	Momento positivo	Momento negativo						
		Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento negativo						
		0.0 mm	75 mm	150 mm	225 mm	300 mm	450 mm	600 mm
1300	21130	11720	10270	8940	7950	7150	6060	5470
1400	21010	14140	12210	10340	8940	7670	5960	5120
1500	21050	16320	14030	11720	9980	8240	5820	5250
1600	21190	18400	15780	13160	11030	8970	5910	4290
1700	21440	20140	17290	14450	12010	9710	6060	4510
1800	21790	21690	18660	15630	12930	10440	6270	4790
1900	22240	23050	19880	16710	13780	11130	6650	5130
2000	22780	24260	20960	17670	14550	11770	7030	5570

Como el puente cumple con las condiciones anteriormente enunciadas, es posible tomar los valores de momento máximo y mínimo de la tabla.

Ya que la separación entre vigas es de 1300 mm y el puente no cuenta con voladizos se toma el momento máximo positivo debido a carga viva como 21130 N/mm y para momento maximo negativo se toma 11720 N/mm.

Aplicando 4.6.2.1.8 de CCP-14

Para refuerzo principal perpendicular al tráfico, el momento (N/mm) debido a carga viva sobre el tablero se calcula usando la ecuación siguiente, ya que la longitud centro a centro entre apoyos es menor a 3000 mm:

$$M_{transversal} = \frac{5300 * D^{0.188} * (L^{1.35} - 20400)}{L} \quad (4.6.1.8 - 2) CCP - 14$$

Donde:

L: longitud centro a centro entre apoyos (mm), L=1300 mm.

C: factor de continuidad, 1.0 para luces simplemente apoyadas y 0.8 para luces continuas

D: Dx/Dy, D=1

Dx: rigidez de flexión del tablero en la dirección de las barras principales (N/mm²/m)

Dy: rigidez de flexión del tablero en la dirección perpendicular a las barras principales (N/mm²/m)

Para este caso se tiene:

$$M_{transversal} = \frac{5300 * 1^{0.188} * (1300^{1.35} - 20400)}{1300} = -17.98 \frac{KN}{m}$$

Debido a que este valor dio mayor al momento negativo máximo proporcionado por la tabla A4-1, entonces se toma como momento máximo negativo -17.98 KNm y como momento máximo positivo, el valor dado por la tabla A4-1 el cual es 21.13 KN/m.

3.4.RESISTENCIA I

Para determinar Mu se emplean los factores considerados en la siguiente tabla, usando el método de diseño LRFD que es por estados limites, teniendo en cuenta que la norma no exige chequeo por cortante

Tabla 3.4.1-2 — Factores para cargas permanentes, γ_P

Tipo de Carga, tipo de Cimentación, y Método para Calcular la fricción negativa		Factor de Carga	
		Máximo	Mínimo
DC : Componentes y Accesorios		1.25	0.90
DC : Sólo Resistencia IV		1.50	0.90
DD : Fricción negativa	Pilas, Método α Tomlinson	1.4	0.25
	Pilas, Método λ	1.05	0.30
	Pozos perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
DW : Superficie de rodadura e instalaciones		1.50	0.65
EH : Presión horizontal de suelo			
• Activa		1.50	0.90
• En reposo		1.35	0.90
• AEP para muros anclados		1.35	N/A
EL : Tensiones residuales de Construcción		1.00	1.00
EV : Presión vertical de suelo			
• Estabilidad general		1.00	N/A
• Muros de Contención y Estribos		1.35	1.00
• Estructuras Rígidas Enterradas		1.30	0.90
• Marcos Rígidos		1.35	0.90
• Estructuras Flexibles Enterradas			
○ Alcantarillas Metálicas y Alcantarillas Armadas Estructurales Corrugadas Profundas		1.5	0.9
○ Alcantarillas Termoplásticas		1.3	0.9
○ Todas las demás		1.95	0.9
ES : Sobrecarga de suelo		1.50	0.75

Tabla 3.4.1-1- Combinaciones y Factores de Carga

Estado Límite de la Combinación de carga	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use uno de estos a la vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se indique)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.40 0	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.40 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30 0	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.70 0	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo LL, IM & CE	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga I II- Sólo LL, IM & CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Obteniendo la siguiente ecuación:

$$Mu = 1.25 * (M_{DC} + M_b + M_{ANDEN}) + 1.5 * M_{DW} + 1.75 * M_{CARGA VIVA}$$

Para momentos máximos positivos, tenemos:

$$Mu = 1.25 * (1.082 + 1.39 + 1.22) + 1.5 * 0.19 + 1.75 * 21.13 = 41.88 \frac{KN}{m}$$

Para momentos máximos negativos, tenemos:

$$Mu = 1.25 * (1.082 + 0.40 + 0.55) + 1.5 * 0.51 + 1.75 * 17.98 = 34.77 \frac{KN}{m}$$

3.5. ESTADO LIMITE DE FATIGA

No es necesario investigar la fatiga en las losas de tablero de concreto apoyadas sobre vigas múltiples. Según 5.5.3.1

3.6. REFUERZO POR FLEXION

Datos:

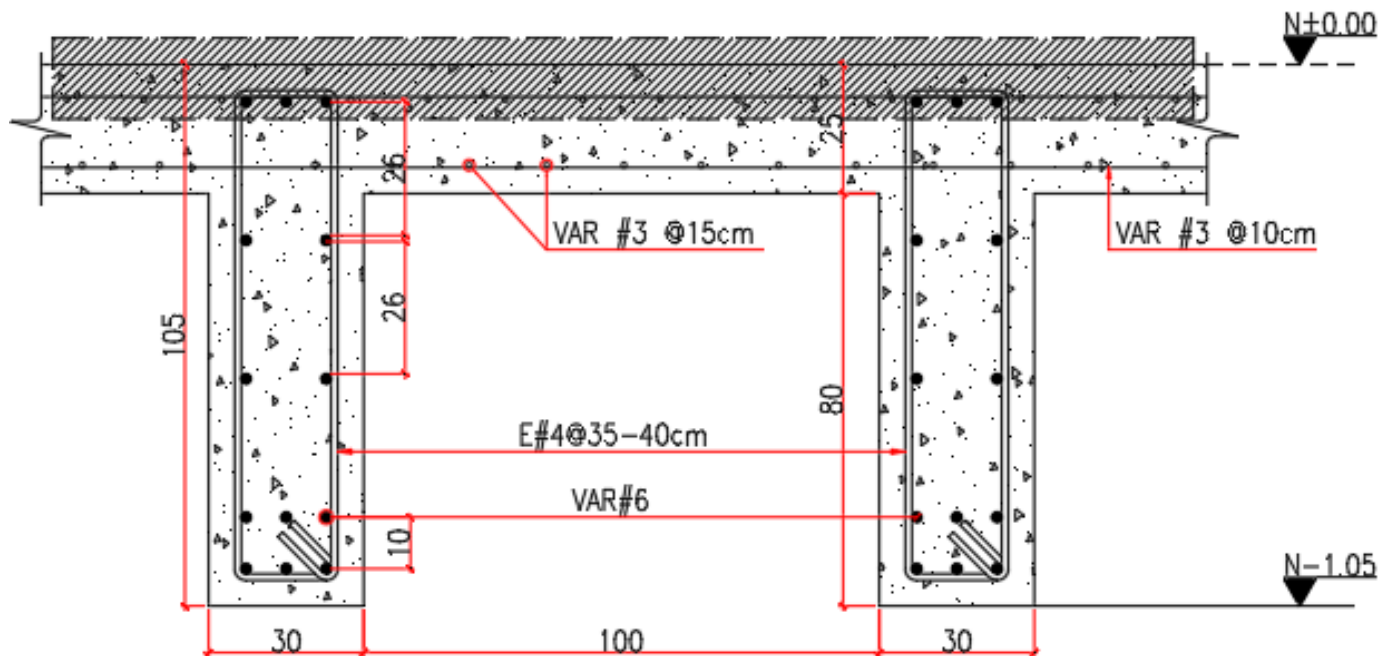
	ϕ (adimensional)	F_y (MPa)	Recubrimiento (m)	d (m)	F'_c (MPa)	b (m)
Losa	0.9	360*	0.05	0.20	12,6	1
viga	0.9	360*	0.05	0.20	10.3	1

*se supuso un F_y para el acero de 360 MPa

Para cada momento maximo (positivo y negativo), se determinó un mínimo de área de acero, el cual se calcula a continuación:

$$M = \phi * A_s * F_y * 10^3 * \left(d - \frac{0.59 * A_s * F_y}{F'_c * b} \right)$$

Para la losa se tienen los siguientes valores de momentos máximos, uno positivo igual a 41.88 KN/m y uno negativo igual a 34.7 KN/m y teniendo en cuenta los refuerzos del puente tenemos:



- **Momento máximo positivo:**

Para un momento máximo positivo de 41.88 KN/m tenemos el siguiente valor de área de acero mínimo:

$$+41.88 \frac{KN}{m} = 0.9 * As * 360 * 10^3 * \left(0.20 - \frac{0.59 * As * 360}{12.6 * 1} \right) \rightarrow As_{requerido} = 6.86 \text{ cm}^2/m$$

Según los ensayos realizados con el ferroescan el acero longitudinal está separado a 18.5 cm aproximadamente y el acero transversal esta separado cada 10 cm aproximadamente

Por lo tanto el área de acero suministrado es:

$$As_{suministrado} = \frac{\text{area del acero en cm}^2}{\text{separacion entre aceros en cm}} * 100 = \frac{0.71 \text{ cm}^2}{10 \text{ cm}} * 100 = 7.1 \text{ cm}^2/m$$

Por lo tanto se concluye que la cantidad de acero suministrado (7.1 cm²/m) es mayor a la cantidad de acero requerido (6.86 cm²/m).

- **Momento máximo negativo**

Para un momento máximo negativo de 34.7 KN/m tenemos el siguiente valor de área de acero mínimo:

$$34.7 \frac{KN}{m} = 0.9 * As * 360 * 10^3 * \left(0.20 - \frac{0.59 * As * 360}{12.6 * 1} \right) \rightarrow As_{requerida} = 5.62 \text{ cm}^2/m$$

Como no se tienen datos acerca del acero que se encuentra en la parte superior del tablero, no es posible chequear el acero necesario por flexión para el momento máximo negativo.

3.7. REFUERZO DE DISTRIBUCION

Citando el código en 9.7.3.2 CCP-14 para armaduras de distribución en la parte inferior de las losas se deberá disponer armaduras en la dirección secundaria, esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal, por tanto se tiene que cuando la armadura principal es perpendicular al trafico, se emplea la siguiente ecuación para calcularlo:

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

Donde:

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

Para este caso se tiene:

$$\frac{3840}{\sqrt{1000}} = 121.4 \leq 67 \text{ por ciento}$$

Se toma un porcentaje de 67. Donde el 67 por ciento del área de acero principal requerido (6,86 cm²/m) es:

$$67\% * 6,86 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 4.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto se obtiene un acero de distribución de **4.60 cm²/m**.

Para este caso se cuenta con varillas #3 cada 15 cm, el cual proporciona un acero de distribución igual a:

$$A_{s\text{suministrado}} = \frac{\text{area del acero en cm}^2}{\text{separacion entre aceros en cm}} * 100 = \frac{0.71 \text{ cm}^2}{15 \text{ cm}} * 100 \\ = 4.73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se concluye que la cantidad de acero suministrado por distribución (4.73 cm²/m) es mayor a la cantidad de acero requerido (4,60 cm²/m).

3.8. REFUERZO DE RETRACCION Y TEMPERATURA

Para el cálculo de retracción y temperatura se emplea lo descrito en 5.10.8 de CCP-14. En el cual especifica que el refuerzo de retracción y temperatura debe satisfacer las siguientes condiciones:

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{2(b+h) * F_y}$$

$$0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

Donde:

A_s: área de refuerzo en cada dirección y en cada cara (mm²/m)

b: ancho menor de la sección del elemento estructural (mm)

H: menor espesor de la sección del elemento estructural (mm)

F_y : resistencia especificada a la fluencia de las barras de refuerzo ≤ 515 MPa

Para este caso tenemos:

$$A_s \geq \frac{0.75 * 1000 * 250}{2(1000 + 250) * 360} = 0.208 \frac{mm^2}{m}$$

$$0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

Se realizan las correspondientes comparaciones, para verificar la presencia de área de acero mayor al de retracción y temperatura.

- **Acero principal = $7.1 \text{ cm}^2/m$.**

Tiene un $A_s = 0.28 \text{ mm}^2/m$.

$$A_s = \frac{710}{2 * (250 + 1000)} = 0.28 \text{ mm}^2/m$$

Donde $0.28 \text{ mm}^2/m$ es mayor a $0.208 \text{ mm}^2/m$ y esta entre el rango establecido, $0.233 \leq 0.28 \text{ mm}^2/m \leq 1.27$

- **Acero de distribución $4.73 \text{ cm}^2/m$**

Tiene un $A_s = 0.28 \text{ mm}^2/m$.

$$A_s = \frac{473}{2 * (250 + 1000)} = 0.189 \text{ mm}^2/m$$

Donde $0.189 \text{ mm}^2/m$ es menor a $0.208 \text{ mm}^2/m$ y este no se encuentra dentro del rango establecido, $0.233 \leq 0.189 \text{ mm}^2/m \leq 1.27$.

Por lo tanto se concluye que se debe tomar para el acero de distribución, el valor de refuerzo por retracción y temperatura.

El acero de distribución se tomara a partir del valor mínimo dentro del intervalo o un valor que este dentro del rango, para este caso se toma $0.233 \text{ mm}^2/m$ (valor mínimo), como se muestra a continuación, así:

$$\frac{0.233 \text{ mm}^2}{m} * 2 * (250 + 1000) = \frac{583 \text{ mm}^2}{m} = 5.83 \text{ cm}^2/m$$

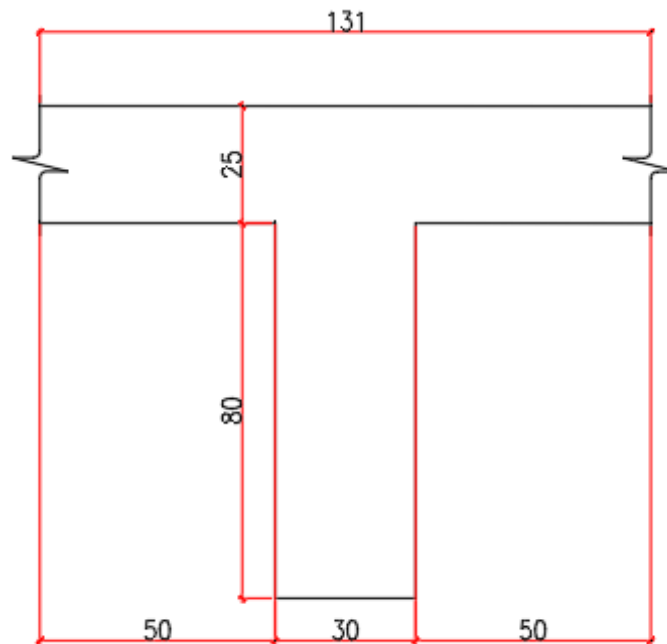
Con este nuevo refuerzo sugerido para que chequee retracción y temperatura es necesario que la separación cambie, con barras #3 cada 12 cm, como se corrobora a continuación:

$$As_{suministrado} = \frac{\text{area del acero en cm}^2}{\text{separacion entre aceros en cm}} * 100 = \frac{0.71 \text{ cm}^2}{12 \text{ cm}} * 100$$
$$= 5.92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4. DISEÑO VIGA PRINCIPAL INTERIOR

El diseño de la viga principal interior se realiza teniendo en cuenta un ancho aferente, teniendo en cuenta que la mitad de cada tramo de losa se reparte entre las vigas correspondientes, de esta manera se tiene que el ancho aferente que le corresponde a cada viga es igual a 1.3 m

4.1. CALCULO DE MOMENTOS



- DC: Peso propio de los componentes estructurales: teniendo en cuenta que el tablero del puente tiene una losa de 0.25 m de espesor (t) y que para el concreto el $\gamma = 24.0 \text{ KN/m}^3$, se tiene:

$$W_{losa} = t * b_{afereente} * \gamma_{concreto} = 0,25 \text{ m} * 1,3 \text{ m} * 24 \text{ KN/m}^3 = 7,8 \text{ KN/m}$$

$$W_{viga} = Ancho_{viga} * Altura_{viga} * \gamma_{concreto} = 0,30 \text{ m} * 0,80 \text{ m} * 24 \text{ KN/m}^3 = 5,76 \text{ KN/m}$$

$$W_{DC} = W_{losa} + W_{viga} = 7,80 \text{ KN/m} + 5,76 \text{ KN/m} = 13,56 \text{ KN/m}$$

$$M_{DC} = (W_{total} * luz \text{ del puente}^2)/8 = (13,56 \text{ KN/m} * 9,9 \text{ m}^2)/8 = 166,13 \text{ KN/m}$$

- DW: Peso propio de la carpeta de rodamiento y de las instalaciones: suponiendo que la carpeta asfaltica va a tener un espesor de 0.10 m y que para la carpeta asfaltica el peso especifico es de $\gamma = 22,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$, se tiene:

$$W_{Carpeta asfaltica} = t * b_{afereente} * \gamma_{carpeta asfaltica} = 0,10 \text{ m} * 1,3 \text{ m} * 22,5 \text{ KN/m}^3 = 2,93 \text{ KN/m}$$

$$M_{DW} = (W_{carpeta asfaltica} * luz \text{ del puente}^2)/8 = (2,93 \text{ KN/m} * 9,9 \text{ m}^2)/8 = 35,90 \text{ KN/m}$$

- Momento debido a carga viva:

Empleando el teorema de Barre se tiene:

- Momento maximo del camión de diseño según 3.6.1.2.2 es:

$$M_{max_{camion}}: \frac{320 \text{ KN}}{4 * 9,9 \text{ m}} * (9,9 \text{ m} - 2,15 \text{ m})^2 = 485,35 \text{ KNm}$$

- Momento máximo del tándem de diseño según 3.6.1.2.3 es:

$$M_{max_{Tandem}}: \frac{250 \text{ KN}}{4 * 9,9 \text{ m}} * (9,9 \text{ m} - 0,6 \text{ m})^2 = 546,02 \text{ KNm}$$

- Momento máximo del carril de diseño según 3.6.1.2.4 es:

$$M_{max_{carril}}: \frac{10,3 \text{ KN/m}}{3,0 \text{ m}} * 1,3 \text{ m} * ((9,9 \text{ m})^2/8) = 54,68 \text{ KNm}$$

Para calcular el momento debido a carga viva se tiene en cuenta lo siguiente:

- El momento por carga de tándem fue de 546,02 KNm y fue mayor al momento producido por el camión.
- El momento debido al tándem debe afectarse por un factor de amplificación por carga dinámica que en este caso es 1,33 tomado de la tabla 3.6.2.1-1 y calculado con la siguiente ecuación: $1 + \frac{IM}{100}$:

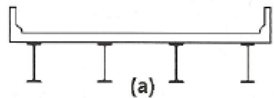
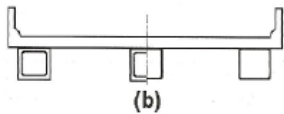
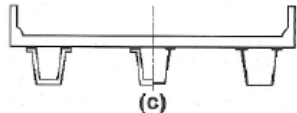
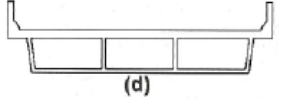
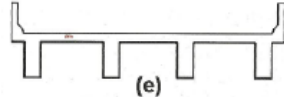
Componente	IM
Juntas de Tablero-Todos los Estados Límite	75%
Todos los demás componentes:	
• Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
• Todos los demás Estados Límite	33%

$$1 + \frac{IM}{100} = 1 + \frac{33}{100} = 1,33$$

- El momento debido al tándem y a carril debe afectarse también por un factor de distribución, según 4.6.2.2.2.b el cual se enuncia a continuación:

De la tabla 4.6.2.2.1.1 se determina que el puente tiene una sección típica (e), como se muestra a continuación:

Tabla 4.6.2.2.1-1 — Superestructuras comunes cubiertas en los artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3

Componentes de apoyo	Tipo de tablero	Sección transversal típica
Viga de acero	Losa de concreto fundida in situ, losa de concreto prefabricada, emparrillado de acero, paneles laminados (pegados o clavados), madera prensada.	
Cajones cerrados de acero o de concreto prefabricado	Losa de concreto fundida in situ	
Cajones abiertos de acero o de concreto prefabricado	Losa de concreto fundida in situ, losa de concreto prefabricada	
Cajón multicelular de concreto fundido in situ	Concreto monolítico	
Viga T de concreto fundido in situ	Concreto monolítico	

Para hallar el factor de distribución es necesario calcular el parámetro de rigidez longitudinal K_g , definido por la ecuación 4.6.2.2.1-1:

$$K_g = n * (I + Ae_g^2)$$

Donde:

$$n = \frac{E_B}{E_D} = \frac{4700 * \sqrt{F'_c}}{4700 * \sqrt{F'_c}} = \frac{4700 * \sqrt{10,3}}{4700 * \sqrt{12,6}} = 0,90$$

E_B : Modulo de elasticidad del material de la viga (MPa).

E_D : Modulo de elasticidad del material del tablero (MPa).

e_g : Distancia entre centros de gravedad de la viga de base y del tablero (mm).

$$e_g = \frac{250}{2} + \frac{800}{2} = 525 \text{ mm}$$

Los parámetros A e I en la Ec. 4.6.2.2.1-1 se deben tomar como aquellos de la viga no compuesta.

I : Momento de inercia de la viga (mm^4)

$$I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{300 * 800^3}{12} = 1,28 * 10^{10} \text{ mm}^4$$

A : area de larguero o viga (mm^2).

$$A = 300 \text{ mm} * 800 \text{ mm} = 240000 \text{ mm}^2$$

En base a lo anterior se tiene que k_g es igual a:

$$K_g = 0.9 * (1,28 * 10^{10} \text{ mm}^4 + (240000 \text{ mm}^2 * 525 \text{ mm}^2)) = 7,1055 * 10^{10} \text{ mm}^4$$

Para determinar el factor de distribución de carga viva para momento en vigas interiores se utiliza la tabla 4.6.2.2.2b-1, para sección (e) se tienen dos ecuaciones, de las cuales solo se trabaja con la de un carril de diseño cargado:

Tabla 4.6.2.2b-1 — Distribución de cargas vivas para momento en vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de distribución	Rango de aplicación
Tablero de madera sobre vigas de madera o de acero	(a), (l)	Ver Tabla 4.6.2.2.a-1	
Tablero de concreto sobre vigas de madera	(l)	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \leq 1800$
Tablero de concreto, emparillado lleno, parcialmente lleno, o tablero de emparillado no lleno compuesto por una losa de concreto reforzado sobre vigas de acero o de concreto; vigas T de concreto, secciones T y doble T	(a), (e), (k) y también (i), (j) si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$ $4.1623 \times 10^9 \leq K_g \leq 2.9136 \times 10^{12}$
		Use el menor de los valores obtenidos a partir de la ecuación de arriba con $N_b = 3$ o la regla de la palanca	$N_b = 3$
Cajón multicelular de concreto fundido in situ	(d)	Un carril de diseño cargado: $\left(1.75 + \frac{S}{1100}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0.35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0.45}$ Dos o más carriles de diseño cargados:	$2100 \leq S \leq 4000$ $18000 \leq L \leq 73000$ $N_c \geq 3$ Si $N_c > 8$ use $N_c = 8$

$$0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} * \left(\frac{K_g}{L * T_s^3}\right)^{0.1} \quad (\text{Un carril de diseño cargado})$$

Donde:

S: espaciamiento de vigas o de almas (mm)

L: Luz de la viga (mm)

K_g : Parametro de rigidez longitudinal (mm⁴)

T_s : Profundidad de la losa de concreto (mm)

Para implementar las anteriores ecuaciones se debe verificar el rango de aplicación:

$$1100 \leq S \leq 4900$$

$$110 \leq t_s \leq 300$$

$$6000 \leq L \leq 73000$$

$$N_b \geq 4$$

$$4,1623 * 10^9 \leq K_g \leq 2,9136 * 10^{12}$$

Donde:

N_b : Numero de vigas o largueros

Se tiene:

$$S = 1300 \text{ mm}$$

$$t_s = 250 \text{ mm}$$

$$L = 9900 \text{ mm}$$

$$N_b = 6$$

$$K_g = 7,1055 * 10^{10} \text{ mm}^4$$

Se concluye que se cumple el rango de aplicación, por tanto es posible implementar la ecuacion anteriormente enunciada.

Se tiene:

Un carril de diseño cargado:

$$0.06 + \left(\frac{1300}{4300}\right)^{0.4} * \left(\frac{1300}{9900}\right)^{0.3} * \left(\frac{7,1055 * 10^{10} \text{ mm}^4}{9900 * 250^3}\right)^{0.1} = 0,3718 \text{ (un carril cargado)}$$

Se toma como factor de distribucion 0,3718.

4.2.RESISTENCIA I

$$\begin{aligned} Mu &= 1.0(1,25 * 166,13 \text{ KN/m} + 1.5 * 35,90 \text{ KN/m} \\ &\quad + 1.75 (0.3718 * 546,02 \text{ KNm} * 1.33 + 0.3718 * 54.68 \text{ KNm})) = 769,60 \text{ KNm} \end{aligned}$$

4.3. CALCULO DE REFUERZO POR FLEXION

Para el cálculo del refuerzo por flexión se harán las siguientes suposiciones:

- La viga se diseñara como una sección rectangular de $b \times h$
- La sección está controlada por tracción, por tanto $\phi=0,90$

Se va a suponer la distancia d:

$$d = 1,05m - 0,05m - \frac{6}{8} * 0,0254 - \frac{4}{8} * 0,0254 - \frac{10m}{2} = 0,918m$$

$$Mu = \phi * As * Fy * 10^3 * \left(d - \frac{0,59 * As * Fy}{F'c * be} \right)$$

$$769,60KNm = 0,9 * As * 360 * 10^3 * \left(0,918 - \frac{0,59 * As * 360}{10,3 * 1,3} \right)$$

$$As \text{ (requerido)} = 27,15 \text{ cm}^2$$

Para varillas #6:

$$\# \text{ varillas} = \frac{As(\text{requerida})}{\text{area del acero}(\text{cm}^2)} = \frac{27,15 \text{ cm}^2}{2,85(\text{cm}^2)} = 9,53 \text{ varillas} \cong 12 \text{ varillas}$$

Para utilizar varillas #6 es necesario contar con 10 varillas como mínimo. Como el puente tiene dos filas, cada fila debería tener cinco varillas. Una mejor configuración seria usar doce varillas con cuatro capas de a tres varillas cada una, esta configuración deberá cumplir con la separación mínima.

Donde el valor de d cambiaria y se debe realizar el chequeo de nuevo, así:

$$d = 1,05m - 0,05m - 2 * \frac{6}{8} * 0,0254 - \frac{4}{8} * 0,0254 - 1,5 * 0,1 m = 0,7992 m$$

$$769,60KNm = 0,9 * As * 360 * 10^3 * \left(0,7992 - \frac{0,59 * As * 360}{10,3 * 1,3} \right)$$

$$A_s (\text{requerido}) = 31,72 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ varillas} = \frac{A_{s(\text{requerida})}}{\text{area del acero}(\text{cm}^2)} = \frac{31,72 \text{ cm}^2}{2,85(\text{cm}^2)} = 11,12 \text{ varillas} \cong 12 \text{ varillas}$$

Se comprueba que con la nueva configuración, las 12 varillas satisfacen el momento requerido.

4.4. REFUERZO DE RETRACCION Y TEMPERATURA

Para el cálculo de retracción y temperatura se emplea lo descrito en 5.10.8 de CCP-14. En el cual especifica que el refuerzo de retracción y temperatura debe satisfacer las siguientes condiciones:

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{2(b+h) * F_y}$$

$$0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

Donde:

A_s : área de refuerzo en cada dirección y en cada cara (mm^2/m)

b: ancho menor de la sección del elemento estructural (mm)

h: menor espesor de la sección del elemento estructural (mm)

F_y : resistencia especificada a la fluencia de las barras de refuerzo $\leq 515 \text{ MPa}$

Para este caso tenemos:

$$A_s \geq \frac{0.75 * 300 * 800}{2(300 + 800) * 360} = 0.227 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

Se realizan las correspondientes comparaciones, para verificar la presencia de área de acero mayor al de retracción y temperatura. La viga interior para retracción y temperatura cuenta con 7 varillas #6 a 26 cm en cada viga, por lo tanto el acero suministrado es:

$$A_{s_{suministrado}} = \text{area del acero en cm}^2 * \# \text{ de varillas} = 2,85 \text{ cm}^2 * 7 = 19,95 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$
$$= 1995 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_s = \frac{1995}{2 * (3000 + 800)} = 0.907 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Donde $0.907 \text{ mm}^2/\text{m}$ es mayor a $0.227 \text{ mm}^2/\text{m}$ y esta entre el rango establecido, $0.233 \leq 0.28 \text{ mm}^2/\text{m} \leq 1.27$

Por lo tanto se concluye que el acero de retracción y temperatura presente en la viga interior es mayor al requerido.

4.5. REFUERZO MINIMO

Según 5.7.3.3.2 el refuerzo minimo debe ser mayor o igual a por lo menos el menor de:

- 1.33 veces el momento requerido por la combinación de carga aplicable especificada en la tabla 3.4.1-1; y
- $M_{cr} = \gamma_3 * \left[(\gamma_1 * f_r + \gamma_2 * f_{cpe}) * \gamma_1 * S_c - M_{dnc} * \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right] \quad (7.7.3.3.2 - 1)$

Donde:

f_r : módulo de rotura del concreto especificado en el Artículo 5.4.2.6

f_{cpe} : esfuerzo de compresión en el concreto debido sólo a las fuerzas efectivas de preesfuerzo (después de considerar todas las pérdidas de preesfuerzo) en la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tracción es causada por las cargas externas (MPa)

M_{dnc} : momento total no mayorado de carga muerta que actúa sobre una sección monolítica o no compuesta (kN m)

S_c : módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas (mm³)

S_{nc} : módulo de sección para la fibra extrema de una sección monolítica o no compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por cargas externas (mm³).

γ_1 : factor de variación de la fisuración por flexión

= 1.2 para estructuras prefabricadas segmentales

= 1.6 para todas las demás estructuras de concreto

γ_2 : factor de variación del preesfuerzo

= 1.1 para torones adheridos

= 1.0 para torones no adheridos

γ_3 : Relación entre la resistencia especificada a la fluencia y la resistencia última a tracción del refuerzo

= 0.67 para refuerzo A615, Grado 60

= 0.75 para refuerzo A706, Grado 60

= 1.00 para estructuras de concreto preesforzado

Para el caso del puente se tiene:

- $1.33 * 769,60 \text{ KNm} = 1023,57 \text{ KNm}$
- $M_{cr} = \gamma_3 * \left[(\gamma_1 * f_r + \gamma_2 * f_{cpe}) * \gamma_1 * S_c - M_{dnc} * \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$

Teniendo en cuenta que:

γ_1 : factor de variación de la fisuración por flexión = 1.6

γ_2 : factor de variación del preesfuerzo = 1.0

γ_3 : Relación entre la resistencia especificada a la fluencia y la resistencia última a tracción del refuerzo = 0.75

$$f_r = 0,62\sqrt{f'_c} = 0,62\sqrt{10,3} = 1,99$$

F_{cpe} : 0 no hay preesfuerzo

$$S_{nsc} = S_c = \frac{b * h^2}{6} = \frac{1300 * 1050^2}{6} = 238875000 \text{ mm}^3$$

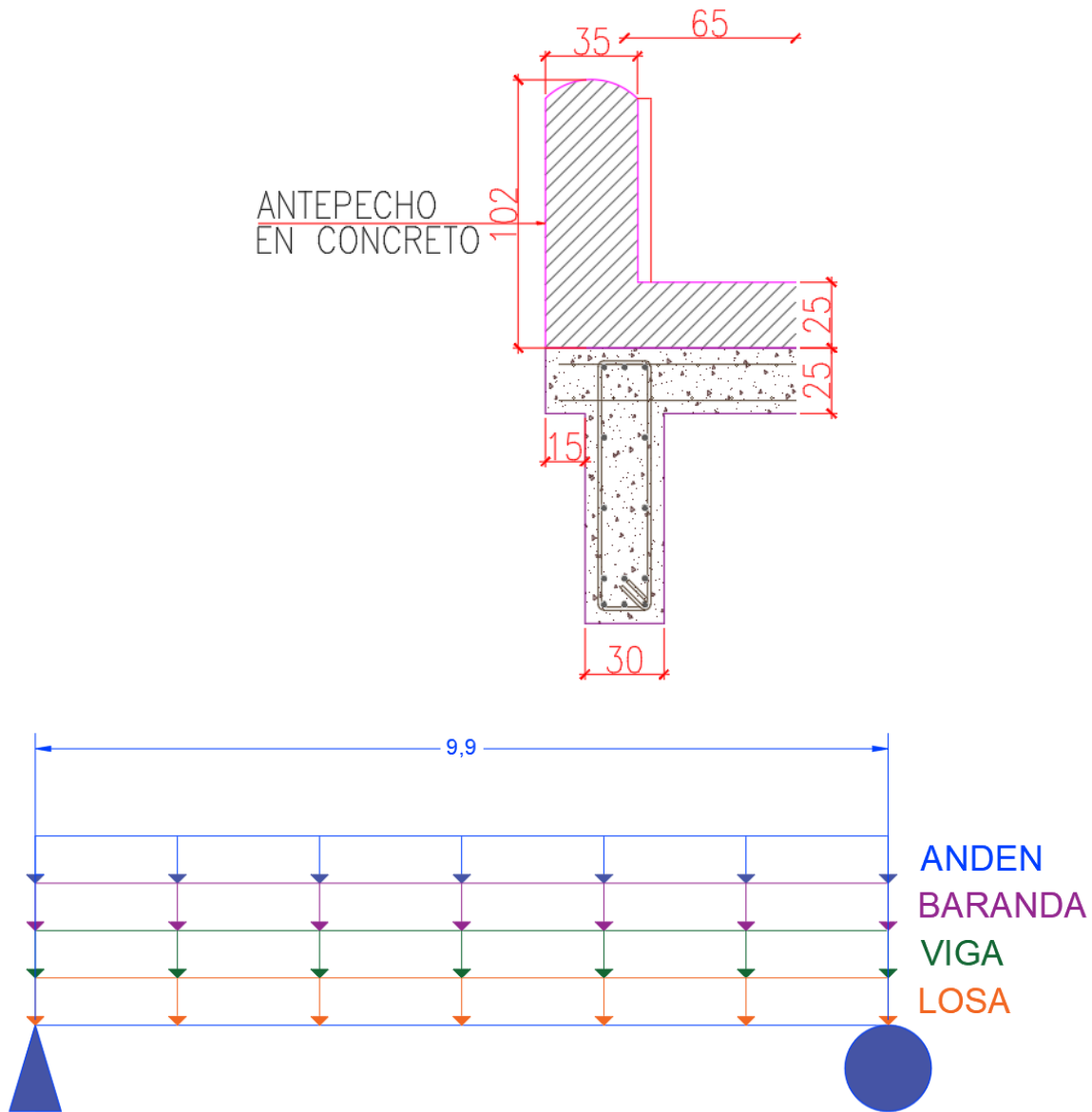
Remplazando tenemos:

$$M_{cr} = 0,75 * [(1,6 * 1,99) * 1,6 * 238875000] * 10^3 = 912,69 \text{ KNm}$$

Por tanto el menor valor es $M_{cr} = 912,69 \text{ KNm}$, dado que $M_u = 769,60 \text{ KNm}$ es menor al anterior valor se puede concluir que la viga cumple con acero mínimo.

5. DISEÑO DE LA VIGA PRINCIPAL EXTERIOR

5.1. CALCULO DE MOMENTOS



- DC: Peso propio de los componentes estructurales: teniendo en cuenta que el tablero del puente tiene una losa de 0.25 m de espesor (t) y que para el concreto el $\gamma = 24.0 \text{ KN/m}^3$, se tiene:

$$W_{losa} = t * b_{aficiente} * \gamma_{concreto} = 0,25 \text{ m} * (0,15 + 0,15 + 0,65) \text{ m} * 24 \text{ KN/m}^3 = 5,7 \text{ KN/m}$$

$$W_{viga} = Ancho_{viga} * Altura_{viga} * \gamma_{concreto} = 0,30 \text{ m} * 0,80 \text{ m} * 24 \text{ KN/m}^3 = 5,76 \text{ KN/m}$$

$$W_{barrera} = Area_{barrera} * \gamma_{concreto} = (1,02 \text{ m} * 0,35 \text{ m}) * 24 \text{ KN/m}^3 = 8,57 \text{ KN/m}$$

$$W_{anden} = Area_{anden} * \gamma_{concreto} = (0,60 \text{ m} * 0,25 \text{ m}) * 24 \text{ KN/m}^3 = 3,60 \text{ KN/m}$$

$$W_{DC} = W_{losa} + W_{viga} + W_{barrera} + W_{anden} \\ = 5,7 \text{ KN/m} + 5,76 \text{ KN/m} + 8,57 \text{ KN/m} + 3,60 \text{ KN/m} = 23,63 \text{ KN/m}$$

$$M_{DC} = (W_{total} * luz_{del\ puente}^2)/8 = (23,63 \text{ KN/m} * (9,9 \text{ m})^2)/8 = 289,50 \text{ KN/m}$$

- DW: Peso propio de la carpeta de rodamiento y de las instalaciones: sobre las vigas exteriores no hay carpeta asfáltica, sin embargo se encuentra un anden en concreto con un espesor de 0.25 m

$$W_{anden} = t * b_{aficiente} * \gamma_{carpeta\ asfaltica} = 0 \text{ KN/m}$$

$$M_{DW} = (W_{carpeta\ asfaltica} * luz_{del\ puente}^2)/8 = 0 \text{ KN/m}$$

- Momento debido a carga viva:

Empleando el teorema de Barre se tiene:

- Momento maximo del camión de diseño según 3.6.1.2.2 es:

$$M_{max_{camion}} = \frac{320 \text{ KN}}{4 * 9,9 \text{ m}} * (9,9 \text{ m} - 2,15 \text{ m})^2 = 485,35 \text{ KNm}$$

- Momento máximo del tandem de diseño según 3.6.1.2.3 es:

$$M_{max_{Tandem}} = \frac{250 \text{ KN}}{4 * 9,9 \text{ m}} * (9,9 \text{ m} - 0,6 \text{ m})^2 = 546,02 \text{ KNm}$$

- Momento máximo del carril de diseño según 3.6.1.2.4 es:

$$M_{max_{carril}} = \frac{10,3 \text{ KN/m}}{3,0 \text{ m}} * 1,3 \text{ m} * ((9,9 \text{ m})^2/8) = 54,68 \text{ KNm}$$

Para calcular el momento debido a carga viva se tiene en cuenta lo siguiente:

- El momento por carga de tándem fue de 546,02 KNm y fue mayor al momento producido por el camión.
- El momento debido al tándem debe afectarse por un factor de amplificación por carga dinámica que en este caso es 1,33 tomado de la tabla 3.6.2.1-1 y calculado con la siguiente ecuación: $1 + \frac{IM}{100}$:

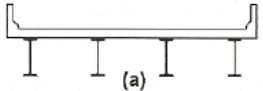
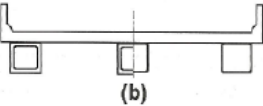
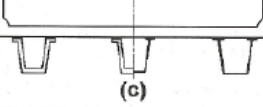
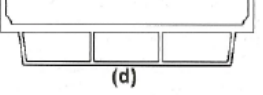
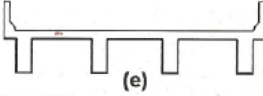
Componente	IM
Juntas de Tablero-Todos los Estados Límite	75%
Todos los demás componentes:	
• Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
• Todos los demás Estados Límite	33%

$$1 + \frac{IM}{100} = 1 + \frac{33}{100} = 1,33$$

- El momento debido al tándem y a carril debe afectarse también por un factor de distribución, según 4.6.2.2.2.b el cual se enuncia a continuación:

De la tabla 4.6.2.2.1.1 se determina que el puente tiene una sección típica (e), como se muestra a continuación:

Tabla 4.6.2.2.1-1 — Superestructuras comunes cubiertas en los artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3

Componentes de apoyo	Tipo de tablero	Sección transversal típica
Viga de acero	Losa de concreto fundida in situ, losa de concreto prefabricada, emparrillado de acero, paneles laminados (pegados o clavados), madera prensada.	 (a)
Cajones cerrados de acero o de concreto prefabricado	Losa de concreto fundida in situ	 (b)
Cajones abiertos de acero o de concreto prefabricado	Losa de concreto fundida in situ, losa de concreto prefabricada	 (c)
Cajón multicelular de concreto fundido in situ	Concreto monolítico	 (d)
Viga T de concreto fundido in situ	Concreto monolítico	 (e)

Para determinar el factor de distribución de carga viva para momento en vigas exteriores se utiliza la tabla 4.6.2.2.2d-1, para sección (e) y el capítulo C4.6.2.2.2d-1 donde se obtienen tres factores de distribución de los cuales se elige el mayor factor:

- G1

Tabla 4.6.2.2.2d-1 — Distribución de cargas vivas para momento en vigas exteriores longitudinales

Tipo de estructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicación
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	(a), (l)	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tableros de concreto sobre vigas de madera	(l)	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de concreto, emparrillado lleno, parcialmente lleno, o tablero de emparrillado no lleno compuesto por una losa de concreto	(a), (e), (k) y también (i), (j) si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Regla de la palanca	$g = e g_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Use el menor de los valores obtenidos a partir de la ecuación	$N_b = 3$

$$g = e * e g_{interior}$$

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

Donde:

d_e : profundidad efectiva desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide de la fuerza de tracción en el refuerzo (mm) (5.8.2.9)

Para aplicar la anterior ecuación es necesario chequear el rango de aplicación, que en este caso es:

$$-300 \leq d_e \leq 1700$$

$$d_e = 300 \text{ mm} - 350 \text{ mm} = -50 \text{ mm}$$

Como d_e se encuentra dentro del rango es posible aplicar la ecuación, así:

$$\left(0,77 + \frac{-50}{2800}\right) * 0,3718 = 0,2796$$

$$g_1 = 0,2796$$

X_{ext} : distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas a la viga exterior (mm)

N_b : numero de vigas

Se realiza el calculo considerando solo un carril cargado. Para este caso se tiene:

$$R = \frac{1}{6} + \frac{3250 * 1700}{2 * (650^2 + 1950^2 + 3250^2)} = 0,353 * 1,2 = 0,424$$

Se toma como factor de distribucion el mayor entre: ($g_1:0,2796, g_2:0,485$ y $g_3:0,424$) el cual es $g: 0,485$.

5.2.RESISTENCIA I

$$Mu = 1.0(1,25 * 289,50 \text{ KN/m} + 1.5 * 0 \text{ KN/m} + 1.75 (0.485 * 546,02 \text{ KNm} * 1.33 + 0.485 * 54.68 \text{ KNm})) = 1024,64 \text{ KNm}$$

Se puede concluir que la viga exterior debe tener mayor capacidad que la viga interior. Como se especifica en 2.5.2.7.1 “ A menos que las futuras ampliaciones sean practicamente inconcebibles, la capacida de carga de las vigas exteriores no debe ser menor que la capacidad de carga de las vigas interiores.

5.3.CALCULO DE REFUERZO POR FLEXION

Para el cálculo del refuerzo por flexión se harán las siguientes suposiciones:

- La viga se diseñara como una sección rectangular de $b \times h$
- La sección está controlada por tracción, por tanto $\phi=0,90$

Se va a suponer la distancia d :

$$d = 1,05m - 0,05m - \frac{6}{8} * 0,0254 - \frac{4}{8} * 0,0254 - \frac{.10m}{2} = 0.918m$$

$$Mu = \phi * As * Fy * 10^3 * (d - \frac{0,59 * As * Fy}{F'c * be})$$

$$1024,64 \text{ KNm} = 0,9 * As * 360 * 10^3 * \left(0,918 - \frac{0,59 * As * 360}{10,3 * 0,95}\right)$$

$$As \text{ (requerido)} = 37,83 \text{ cm}^2$$

Para varillas #6:

$$\# \text{ varillas} = \frac{As(\text{requerida})}{\text{area del acero}(\text{cm}^2)} = \frac{37,83 \text{ cm}^2}{2,85(\text{cm}^2)} = 13,27 \text{ varillas} \cong 14 \text{ varillas}$$

Para utilizar varillas #6 es necesario contar con 14 varillas como mínimo. Como el puente tiene dos filas, cada fila debería tener 7 varillas. Una mejor configuración sería usar ocho varillas #8 con dos capas de tres varillas y una capa intermedia de dos varillas, con un total de ocho, esta configuración deberá cumplir con la separación mínima.

El valor de d cambiaria y se debe realizar el chequeo de nuevo, así:

$$d = 1,05\text{m} - 0,05\text{m} - 1,5 * \frac{6}{8} * 0,0254 - \frac{4}{8} * 0,0254 - 0,1 \text{ m} = 0,909 \text{ m}$$

$$1024,64 \text{ KNm} = 0,9 * As * 360 * 10^3 * \left(0,909 - \frac{0,59 * As * 360}{10,3 * 0,95}\right)$$

$$As \text{ (requerido)} = 38,29 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ varillas} = \frac{As(\text{requerida})}{\text{area del acero}(\text{cm}^2)} = \frac{38,29 \text{ cm}^2}{5,067(\text{cm}^2)} = 7,56 \text{ varillas} \cong 8 \text{ varillas}$$

Se comprueba que con la nueva configuración, las 8 varillas satisfacen el momento requerido.

5.4. REFUERZO POR RETRACCION Y TEMPERATURA

Para el cálculo de retracción y temperatura se emplea lo descrito en 5.10.8 de CCP-14. En el cual especifica que el refuerzo de retracción y temperatura debe satisfacer las siguientes condiciones:

$$A_s \geq \frac{0.75bh}{2(b+h) * F_y}$$

$$0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

Donde:

A_s : área de refuerzo en cada dirección y en cada cara (mm^2/m)

b: ancho menor de la sección del elemento estructural (mm)

h: menor espesor de la sección del elemento estructural (mm)

F_y : resistencia especificada a la fluencia de las barras de refuerzo $\leq 515 \text{ MPa}$

Para este caso tenemos:

$$A_s \geq \frac{0.75 * 300 * 800}{2(300 + 800) * 360} = 0.227 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

Se realizan las correspondientes comparaciones, para verificar la presencia de área de acero mayor al de retracción y temperatura. En las vigas exteriores para retracción y temperatura cuentan con 7 varillas #6 a 26 cm en cada viga, por lo tanto el acero suministrado es:

$$\begin{aligned} A_{s\text{suministrado}} &= \text{area del acero en cm}^2 * \# \text{ de varillas} = 2,85 \text{ cm}^2 * 7 = 19,95 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \\ &= 1995 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$A_s = \frac{1995}{2 * (3000 + 800)} = 0.907 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Donde $0.907 \text{ mm}^2/\text{m}$ es mayor a $0.227 \text{ mm}^2/\text{m}$ y esta entre el rango establecido, $0.233 \leq 0.907 \text{ mm}^2/\text{m} \leq 1.27$

Por lo tanto se concluye que **el acero de retracción y temperatura presente en las vigas exteriores es mayor al requerido.**

5.5. REFUERZO MINIMO

Según 5.7.3.3.2 el refuerzo minimo debe ser mayor o igual a por lo menos el menor de:

- 1.33 veces el momento requerido por la combinación de carga aplicable especificada en la tabla 3.4.1-1; y

- $M_{cr} = \gamma_3 * \left[(\gamma_1 * f_r + \gamma_2 * f_{cpe}) * \gamma_1 * S_c - M_{dnc} * \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right] \quad (7.7.3.3.2 - 1)$

Donde:

f_r : módulo de rotura del concreto especificado en el Artículo 5.4.2.6

f_{cpe} : esfuerzo de compresión en el concreto debido sólo a las fuerzas efectivas de preesfuerzo (después de considerar todas las pérdidas de preesfuerzo) en la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tracción es causada por las cargas externas (MPa)

M_{dnc} : momento total no mayorado de carga muerta que actúa sobre una sección monolítica o no compuesta (kN m)

S_c : módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas (mm³)

S_{nc} : módulo de sección para la fibra extrema de una sección monolítica o no compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por cargas externas (mm³).

γ_1 : factor de variación de la fisuración por flexión

= 1.2 para estructuras prefabricadas segmentales

= 1.6 para todas las demás estructuras de concreto

γ_2 : factor de variación del preesfuerzo

= 1.1 para torones adheridos

= 1.0 para torones no adheridos

γ_3 : Relación entre la resistencia especificada a la fluencia y la resistencia última a tracción del refuerzo

= 0.67 para refuerzo A615, Grado 60

= 0.75 para refuerzo A706, Grado 60

= 1.00 para estructuras de concreto preesforzado

Para el caso del puente se tiene:

- $1.33 * 1024,64 \text{ KNm} = 1362,77 \text{ KNm}$
- $M_{cr} = \gamma_3 * \left[(\gamma_1 * f_r + \gamma_2 * f_{cpe}) * \gamma_1 * S_c - M_{dnc} * \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$

Teniendo en cuenta que:

γ_1 : factor de variación de la fisuración por flexión = 1.6

γ_2 : factor de variación del preesfuerzo = 1.0

γ_3 : Relación entre la resistencia especificada a la fluencia y la resistencia última a tracción del refuerzo = 0.75

$$f_r = 0,62\sqrt{f'_c} = 0,62\sqrt{10,3} = 1,99$$

F_{cpe} : 0 no hay preesfuerzo

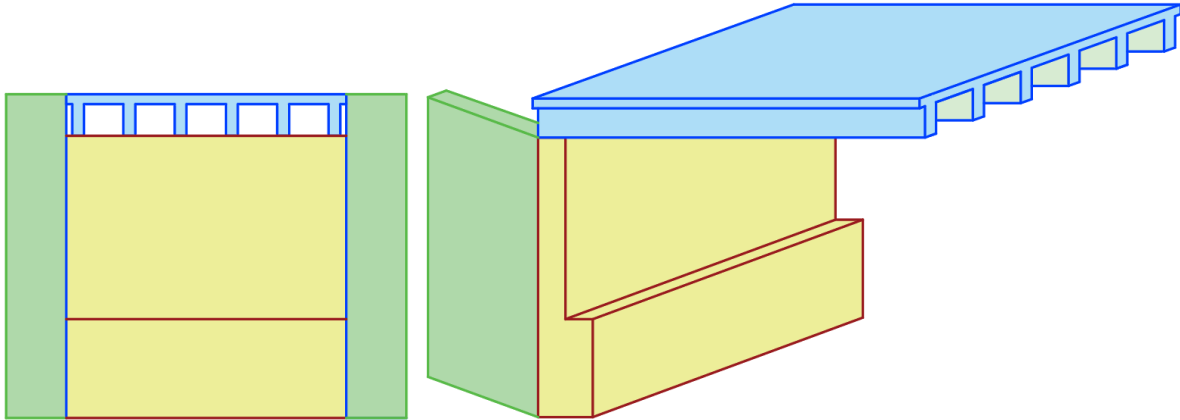
$$S_{nsc} = s_c = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1300 \cdot 1050^2}{6} = 238875000 \text{ mm}^3$$

Remplazando tenemos:

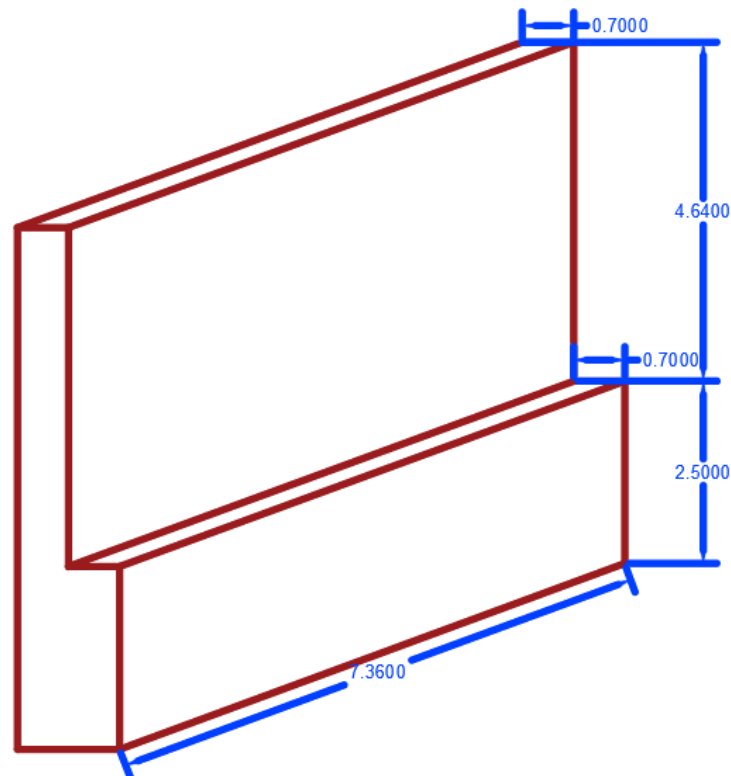
$$M_{cr} = 0,75 * [(1,6 * 1,99) * 1,6 * 238875000] * 10^3 = 912,69 \text{ KNm}$$

Por tanto el menor valor es $M_{cr} = 912,69 \text{ KNm}$, dado que $M_u = 1024,64 \text{ KNm}$ es menor al anterior valor se puede concluir que la viga cumple con acero mínimo.

6. ESTRIBOS

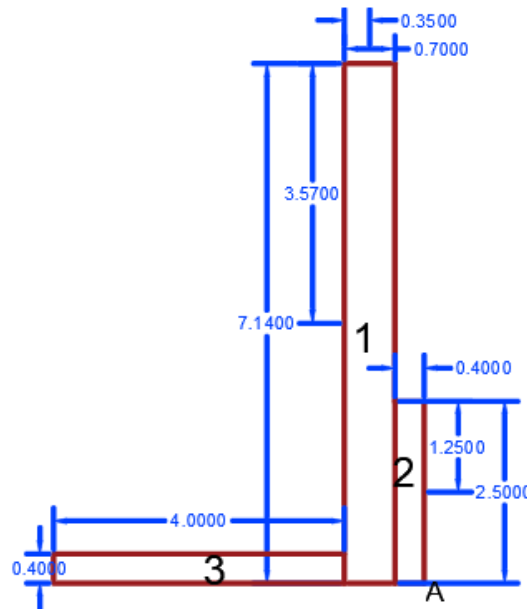


6.1. DIMENSIONAMIENTO



6.2. EVALUACION DE FUERZAS

Se supone que la estructura tiene las siguientes dimensiones:



- Para las cargas provenientes de la estructura se supondrán la siguiente información:
 - R_{DC} : 160 KN/viga
 - R_{DW} : 22 KN/viga
 - R_{FR} : 23 KN/viga
 - R_{LL+IM} : 300 KN/viga
- DC: Peso propio de los componentes estructurales: los estibos son de concreto ciclopeo, se supone un γ para el concreto de 23 KN/m.

Elemento	DC(KN/m)	X_A	Y_A	$DC \cdot X_A$ (KN)	$DC \cdot Y_A$ (KN)
1	$0.7m \cdot 7.14m \cdot 23KN/m^3 = 114.95$	0,75	3,57	86,21	410,37
2	$2,5m \cdot 0,4m \cdot 23KN/m^3 = 23$	0,20	1,25	4,6	28,75
3	$4m \cdot 0,4m \cdot 23KN/m^3 = 36,8$	3,1	0,2	114,08	7,36
	174.75			204,89	446,48

$$X_A = \frac{DC * X_A}{DC} = \frac{204,89 \text{ KN}}{174,75 \text{ KN/m}} = 1,17 \text{ m}$$

$$Y_A = \frac{DC * Y_A}{DC} = \frac{446,48 \text{ KN}}{174,89 \text{ KN/m}} = 2,55 \text{ m}$$

- Peso de la superestructura (P_{DC}):

$$P_{DC} = \frac{160 \frac{\text{KN}}{\text{viga}} * 6 \text{ vigas}}{6,5 \text{ m}} = 147,70 \text{ KN/m}$$

$$X_A = 0,75 \text{ m}$$

- DW: Peso propio de la carpeta de rodamiento y de las instalaciones:

$$P_{DW} = \frac{22 \frac{\text{KN}}{\text{viga}} * 6 \text{ vigas}}{6,5 \text{ m}} = 20,31 \text{ KN/m}$$

$$X_A = 0,75 \text{ m}$$

- Carga de presión vertical del peso propio del suelo de relleno (E_v): Teniendo en cuenta que

$\gamma_{Suelo} = 14 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$, se tiene:

$$E_v = 7,14 \text{ m} * 4 \text{ m} * 14 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 399,84 \text{ KN/m}$$

$$X_A = 3,1 \text{ m}$$

$$Y_A = 3,77 \text{ m}$$

- Carga viva (P_{LL+IM}):

$$P_{LL+IM} = \frac{300 \frac{\text{KN}}{\text{viga}} * 6 \text{ vigas}}{6,5 \text{ m}} = 276,92 \text{ KN/m}$$

$$X_A = 0,75 \text{ m}$$

- Sobrecarga por carga viva (componente vertical) (L_{SY}): De la tabla 3.11.6.4-1, se obtiene que la altura equivalente de suelo para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico es 0.6m.

Tabla 3.11.6.4-1 — Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico

Altura del Estribo (mm)	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

$$L_{SY} = 0.6 * 4 m * \frac{14KN}{m^3} = 33.6 KN/m$$

$$X_A = 3,1 m$$

- Empuje activo (EH): Para el cálculo del empuje activo es necesario hallar los siguientes factores, teniendo en cuenta que $\phi' f = 30^\circ$:

$$K_a = (\tan(45 - \frac{\phi' f}{2}))^2 = (\tan(45 - \frac{30}{2}))^2 = 0,333$$

$$EH = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2 = \frac{1}{2} * 0.333 * 14 \frac{KN}{m^3} * 7,14^2 = 118,83 KN/m$$

$$Y_A = \frac{7,14 m}{3} = 2,38 m$$

- Sobrecarga por carga viva (componente horizontal):

$$L_{SX} = 0.333 * 0.6 * \frac{14KN}{m^3} * 7,14 m = 19,97 KN/m$$

$$Y_A = 3,57 m$$

- Cargas sísmicas:

Empuje activo dinámico:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_{MO} - \beta)}{\cos \theta_{MO} \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta_{MO})} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta_{MO} - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta_{MO}) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2}$$

Donde:

K_{AE} = coeficiente de presión sísmica activa del suelo (adim)

γ = peso unitario del suelo (N/mm³)

H = altura del muro (mm)

h = altura del muro en la parte trasera del talón del muro considerando la altura de la sobrecarga inclinada, si la hay, (mm)

$\phi'f$ = ángulo de fricción del suelo (grados)

$\theta_{MO} = \arctan \left[\frac{k_h}{(1-k_v)} \right]$ (grados)

δ = ángulo de fricción en la interfase muro-relleno (grados)

K_h = coeficiente de aceleración sísmica horizontal (adim)

K_v = coeficiente de aceleración sísmica vertical (adim)

i = ángulo de inclinación de la superficie del relleno (grados)

β = inclinación del muro respecto de la vertical (negativo tal como se ilustra) (grados)

Se tiene:

$$\phi'f = 30$$

$$\theta_{MO} = 8,5308$$

$$\delta = 0$$

$$K_h = 0.15$$

$$K_v = 0$$

$$i = 0$$

$$\beta = 0$$

$$K_{AE} = 0,433$$

$$EQ_{suelo} = \frac{1}{2} * (K_{AE} - K_a) * \gamma * H^2 = \frac{1}{2} * (0,433 - 0,333) * 14 \frac{KN}{M^3} * (7,14m)^2 = 35,69 \frac{KN}{m}$$

$$Y_A = 3,57 m$$

- Carga sísmica por la superestructura (P_{EQ}):

Según 3.10.9.1 Para puentes de una sola luz, independientemente de la zona sísmica, la fuerza mínima de conexión de diseño en la dirección restringida entre la superestructura y la subestructura no debe ser menor que el producto del coeficiente de aceleración, A_S especificado en la Ec. 3.10.4.2-2, y las cargas permanentes aferentes.

$$A_S = F_{pga} PGA$$

Donde:

F_{pga} : Factor de sitio para intervalo de periodo corto= 1.2 (suelo D)

Tabla 3.10.3.2-1 — Valores del factor de Sitio, F_{pga} , en el periodo de vibración cero del Espectro de Aceleraciones

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos (véase la Nota 1)				
	$PGA \leq 0.1$	$PGA = 0.2$	$PGA = 0.3$	$PGA = 0.4$	$PGA \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Notas:

1. Se debe usar una interpolación lineal para valores intermedios de PGA
2. Para el perfil tipo F debe realizarse un estudio de sitio particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

PGA : coeficiente de aceleración pico del terreno en roca 0,30

$$P_{EQ} = (P_{DC} + P_{DW}) * PGA * F_{PGA} = \left(147,70 \frac{KN}{m} + 20,31 \frac{KN}{m} \right) * 0.3 * 1,2 = 60,48 \frac{KN}{m}$$

$$Y_A = 7,14 \text{ m}$$

- Fuerza inercial del estribo (E_{QEST}):

De la figura A11.3.1-1 se tiene que:

$$E_{QEST} = K_H W = 0.15 * \left(174,75 \frac{KN}{m} + 399,84 \frac{KN}{m} \right) = 86,19 \frac{KN}{m}$$

$$Y_A = \frac{\left(174,75 \frac{KN}{m} * 2,55 \text{ m} + 399,84 \frac{KN}{m} * 3,77 \text{ m} \right)}{\left(174,75 \frac{KN}{m} + 399,84 \frac{KN}{m} \right)} = 3,40 \text{ m}$$

- Frenado (FR):

$$P_{DC} = \frac{23 \frac{KN}{viga} * 6 viga}{6,5 m} = 21,23 KN/m$$

$$X_A = 7,14m + 1,8m = 8,94 m$$

Resumen de fuerzas verticales:

tipo	carga	Xa	Mv
DC	174,75	1,17	204,4575
Pdc	147,7	0,75	110,775
Pdw	20,31	0,75	15,2325
Ev	399,84	3,1	1239,504
PLL+IM	276,92	0,75	207,69
Lsy	33,6	3,1	104,16
			1881,819

Resumen de fuerzas horizontales:

tipo	carga	Ya	Mh
Lsx	19,97	3,57	71,2929
EH	118,83	2,38	282,8154
Eqsuelo	35,69	3,57	127,4133
Peq	60,48	7,14	431,8272
Equest	86,19	3,4	293,046
BR	21,23	8,94	189,7962
			1396,191

Cargas verticales Vu (KN/m):

carga	DC		DW	Ev	LL+IM	Lsy	
	DC	Pdc	Pdw	Ev	PLL+IM	Lsy	
V(KN)	174,750	147,700	20,310	399,840	276,920	33,600	1053,120
resistencia la	0,900	0,900	0,650	1,000	0,000	1,750	
	157,275	132,930	13,202	399,840	0,000	58,800	762,047
resistencia lb	1,250	1,250	1,500	1,350	1,750	1,750	
	218,438	184,625	30,465	539,784	484,610	58,800	1516,722
evento extremo la	0,900	0,900	0,650	1,000	0,000	0,500	

	157,275	132,930	13,202	399,840	0,000	16,800	720,047
evento extremo lb	1,250	1,250	1,500	1,350	0,500	0,500	
	218,438	184,625	30,465	539,784	138,460	16,800	1128,572
servicio I	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	
	174,750	147,700	20,310	399,840	276,920	33,600	1053,120

Momentos estabilizantes por cargas verticales Mvu (KN-m/m):

carga	DC		DW	Ev	LL+IM	Lsy	
	DC	Pdc	Pdw	Ev	PLL+IM	Lsy	
Mv(KN)	204.46	11.03	15.23	1239.50	207.69	104.16	1782.07
resistencia la	0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	1.75	
	184.01	9.92	9.90	1239.50	0.00	182.28	1625.62
resistencialb	1.25	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	
	255.57	13.78	22.85	1673.33	363.46	182.28	2511.27
evento extremo la	0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	0.50	
	184.01	9.92	9.90	1239.50	0.00	52.08	1495.42
evento extremo lb	1.25	1.25	1.50	1.35	0.50	0.50	
	255.57	13.78	22.85	1673.33	103.85	52.08	2121.46
servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	204.46	11.03	15.23	1239.50	207.69	104.16	1782.07

Cargas horizontales Hu (KN/m):

carga	Ls	EH	Eqsuelo	Peq	Equest	Br	
Mv(KN)	19.97	118.83	35.69	60.48	86.19	21.23	342.39
resistencia la	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	
	34.95	178.25	0.00	0.00	0.00	37.15	250.35
resistencialb	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	
	34.95	178.25	0.00	0.00	0.00	37.15	250.35
evento extremo la	0.50	1.50	1.00	1.00	1.00	0.50	
	9.99	178.25	35.69	60.48	86.19	10.62	381.21
evento extremo lb	0.50	1.50	1.00	1.00	1.00	0.50	
	9.99	178.25	35.69	60.48	86.19	10.62	381.21
servicio I	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	
	19.97	118.83	0.00	0.00	0.00	21.23	160.03

Momentos desestabilizantes por cargas verticales MHu (KN-m/m):

carga	Ls	EH	Eqsuelo	Peq	Equest	Br	
Mv(KN)	71.29	282.82	127.41	431.83	293.05	189.80	1396.19
resistencia la	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	
	124.76	424.22	0.00	0.00	0.00	332.14	881.13
resistencialb	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	
	124.76	424.22	0.00	0.00	0.00	332.14	881.13
evento extremo la	0.50	1.50	1.00	1.00	1.00	0.50	
	35.65	424.22	127.41	431.83	293.05	94.90	1407.05
evento extremo lb	0.50	1.50	1.00	1.00	1.00	0.50	
	35.65	424.22	127.41	431.83	293.05	94.90	1407.05
servicio I	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	
	71.29	282.82	0.00	0.00	0.00	189.80	543.90

6.3. VERIFICACION AL VOLCAMIENTO

Para el estado limite de resistencia I según 11.6.3.3, en suelo la resultante debe ubicarse dentro de una distancia central igual a $2B/3$ (donde b es 5.1 m).

Para el estado limite de resistencia I según 11.6.5, en suelo la resultante debe ubicarse dentro de una distancia central igual a $11B/30$ (donde b es 5.1 m).

$$X_o = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$$

$$e = \left| \frac{B}{2} - X_o \right|$$

estado	Vu	Mvu	Mhu	Xo	e	e máx.	cumple sí o no
resistencia la	642.35	1625.62	881.13	1.16	1.39	3.4	si
resistencialb	1350.47	2511.27	881.13	1.21	1.34	3.4	si
evento extremo la	600.35	1495.42	1407.05	0.15	2.40	1.87	no
evento extremo lb	962.32	2121.46	1407.05	0.74	1.81	1.87	si

No cumple el estado limite de evento extremo la, se deben ajustar las dimensiones.

6.4. VERIFICACION AL DESLIZAMIENTO

$$\mu = \tan \phi' f = \tan 30 = 0.57735$$

Fuerza de fricción: $Ff = \mu(\phi_T * V_u)$

Para el estado limite de resistencia $\phi_T = 0.80$ (tabla 10.5.5.2.2-1)

Para el estado limite de evento extremo $\phi_T = 1.0$ (tabla 11.6.5)

Tabla 10.5.5.2.2-1 — Los factores de resistencia para la resistencia geotécnica de cimentaciones superficiales en el estado limite de resistencia

Método/Suelo/Condición			Factor de resistencia
Capacidad de carga	ϕ_b	Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arcilla	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando CPT	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando SPT	0.45
		Métodos Semi-empíricos (Meyerhof, 1957), todos los suelos	0.45
		Zapatas sobre roca	0.45
		Pruebas de carga con placa	0.55
Deslizamiento	ϕ_t	Concreto prefabricado colocado sobre arena	0.90
		Concreto fundido in situ sobre arena	0.80
		Concreto fundido in situ o prefabricado sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	ϕ_{ep}	Presión pasiva del suelo, componente de la resistencia al deslizamiento	0.50

estado	Vu (KN)	Ff (KN/m)	Hu (KN/m)	si Ff>Hu cumple
resistencia la	642.35	296.69	250.35	cumple
resistencialb	1350.47	623.76	250.35	cumple
evento extremo la	600.35	346.61	381.21	no cumple
evento extremo lb	962.32	555.60	381.21	cumple

No cumple para el estado límite de evento extremo la, se propone colocar un dentellón