

ANEXOS. 1

ESPECIFICACIONES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE

De acuerdo a lo establecido en el manual de diseño geométrico INVIAS 2006, se realizó dos predimensionamientos a la nueva estructura del puente Flandes-Parque central, teniendo en cuenta anchos de carril recomendados, para la cual se realizó:

OPCIÓN 1 (Ver anexo plano opcion 1), esta opción cuenta con:

- 2 carriles vehiculares, 3.25 metros c/u.
- 2 bici carriles, 1.20 metros c/u.
- 2 senderos peatonales, 1.25 metros c/u.
- 3 separadores, 0.60 metros c/u.

OPCIÓN 2 (Ver anexo plano opcion 1), Cuenta con:

- 2 carriles vehiculares, 3.50 metros c/u.
- 2 bici carriles, 1.30 metros c/u.
- 1 sendero peatonal, 1.50 metros.
- 1 separador, 0.60 metros.
- 3 barandas, 0.30 metros c/u.

Se eligió **LA OPCIÓN 2**, dado que, los anchos tanto de los carriles vehiculares como los bici carriles son mayores a los de la opción A, esto representa vías más anchas y tiene mejor impacto en los conductores y bici usuarios, se tiene un sendero peatonal, semejante al de la estructura actual, también que la sección transversal del puente es menor al de la opción A y esto representa una reducción en las cantidades de obra y en los costos, viéndolo en un enfoque económico, haciendo más viable la propuesta.



Con la opción 2 elegida como la propuesta del puente, se procede a realizar el predimensionamiento estructural preliminar del puente, para este caso el sistema de viga sobre el cual se apoya el tablero

Se establece una inclinación del tablero del 2% en todas las opciones.

- opción 1 (Ver anexo plano opcion sección transversal estructural), esta opción cuenta con 4 vigas de apoyo con una separación, $s = 3.15 \text{ m}$
- opción 2 (Ver anexo plano opcion sección transversal estructural), esta opción cuenta con 5 vigas de apoyo con una separación, $s = 2.60 \text{ m}$

Dado los parámetros de predimensionamiento que da la norma CCP-14, se elige la opción 2 ya que, al tener un mayor número de vigas como apoyo de la placa del puente, estas necesitarán un menor dimensionamiento y refuerzo, se procede a la verificación.

De acuerdo a los elementos seleccionados anteriormente, se realizó una proyección tridimensional del puente Flandes - Parque central, RENDER, en donde se detalla los elementos y se ve más claramente cada detalle.

Para el diseño del puente.

Se realiza el diseño de un puente la superestructura del puente, losa apoyada sobre vigas con refuerzo principal perpendicular al sentido del tráfico, con prediseño de la subestructura, estribos, pila central y apoyo de neopreno.

Datos básicos del puente

Datos Básicos del Puente	
Ancho (m)	12.60
Número de luces	2.00
Luz 1 (m)	18.50



Luz 2 (m)	18.50
Número de vigas	5
separación vigas, ejes (m)	2.60
Separación vigas, cara interna (m)	2.10
Ancho viga (m)	0.50
Voladizo (m)	0.85
Espesor capa de rodadura (m)	0.08
Inclinación puente	3%

Tabla datos básicos del puente. Fuente propia

Propiedades de los materiales, según tabla 3.5.1-1

Materiales	Peso específico (kN/m ³)	Resistencia (MPa)	Módulo de elasticidad (MPa)
Concreto	24	28	24870.1
Acero	7.8	420	200000
Asfalto	22.5		

Tabla propiedades básicos de los materiales del puente. Fuente propia

Calculo del modulo de elasticidad del concreto, de acuerdo al tipo de material:

$$\text{Módulo de Elasticidad} = 4700 * \sqrt{f'c} = 24870.1$$

Paso 1: Predimensionamiento de los elementos.

Predimensionamiento de elementos, se realiza la verificación de la opción 2 del predimensionamiento estructural preliminar.

Se toma como referencia la tabla 2.5.2.6.3-1 para el predimensionamiento de la losa y vigas de la superestructura del puente.



Superestructura		Profundidad mínima (Incluyendo el tablero) Los valores pueden ajustarse para tener en cuenta cambios en rigidez relativa de secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Luces simplemente apoyadas	Luces continuas
Concreto Reforzado	Losas con refuerzo principal paralelo al tráfico	$\frac{1.2(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0.070L$	$0.065L$
	Vigas Cajón	$0.060L$	$0.055L$
	Vigas de estructuras para peatones	$0.035L$	$0.033L$
Concreto Preesforzado	Losas	$0.030L > 165 \text{ mm}$	$0.027L > 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón vaciadas <i>in situ</i>	$0.045L$	$0.040L$
	Vigas I prefabricadas	$0.045L$	$0.040L$
	Vigas de estructuras para peatones	$0.033L$	$0.030L$
	Vigas cajón adyacentes	$0.030L$	$0.025L$
Acero	Profundidad total de vigas I compuestas	$0.040L$	$0.032L$
	Profundidad de porción de acero de viga I compuesta	$0.033L$	$0.027L$
	Cerchas	$0.100L$	$0.100L$

Tabla 2.5.2.6.3-1 — Profundidades mínimas tradicionales para superestructuras de profundidad constante – fuente CCP-14.

Predimensionamiento de las vigas.

Se toma como referencia la fórmula de concreto reforzado, vigas T, luces continuas

$$h_{viga} = 0.065L$$

$$h_{viga} = 0.065(18.5) = 1.20m$$

Se toma la altura de la viga de 1.30m para una mayor seguridad

Para el ancho de la viga se siguió la fórmula indicada en “Continuos Concrete Bridges, PORTLAND CEMENT ASSOCIATION”

$$b = 0.0157\sqrt{S} \cdot L$$



$$b = 0.0157\sqrt{2.6} \cdot 18.5 = 0.468 \text{ m}$$

Se toma un ancho de la viga como 0.50m.

Predimensionamiento de la losa:

Se toma como referencia la fórmula de concreto reforzado, losas con refuerzo principal paralelo al tráfico, luces continuas, aunque es puente será con refuerzo principal perpendicular al sentido del tráfico esta fórmula también aplica.

S como la longitud entre la cara interna de las vigas.

$$S=2.10\text{m}$$

$$h_{placa} = \frac{s+3000}{30} \geq 165\text{mm}$$

$$h_{placa} = \frac{2100+3000}{30} = 172\text{mm}$$

En la sección 9.7.1.1 se establece ancho mínimo en las losas de 175mm.

En la sección 13.7.3.1.2 establece, que a menos que durante el procedimiento del ensayo de choque se pueda demostrar que un espesor menor resulta satisfactorio, el mínimo espesor de borde de los vuelos de tablero de hormigón se deberá tomar como:

- Para vuelos de tablero de hormigón que soportan un sistema de postes montados en el tablero: 203mm
- Para sistemas de postes montados lateralmente: 305mm
- Para vuelos de tablero de hormigón que soportan paramentos o barreras de hormigón: 203mm

Por tanto, se toma como altura del tablero $h_{placa} = 200 \text{ mm}$

Para los vuelos del tablero $h = 250 \text{ mm}$

Entiéndase como vuelo del tablero la parte del voladizo adjunta a la viga.



PASO 2: Análisis y diseño de la losa, con refuerzo principal perpendicular al sentido del tráfico

El diseño y análisis de la losa, nos remitimos a la norma en el artículo 4.6.2 Métodos aproximados de análisis.

En este método el tablero se subdivide en franjas perpendiculares a los componentes de apoyo (transversalmente), la longitud de estas franjas será de 1000 mm, de acuerdo a lo establecido en el artículo 4.6.2.1.3

El análisis de las cargas del puente se subdivide en tres principales tipos, cargas permanentes de concreto, cargas asfálticas permanentes y cargas vivas, se realiza un análisis por cada tipo de carga y de acuerdo a los elementos que componen cada una, este análisis se realiza mediante software de análisis estructural SAP2000.



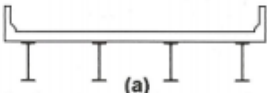
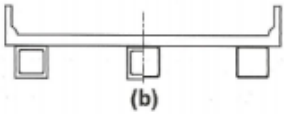
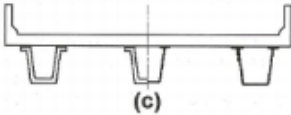
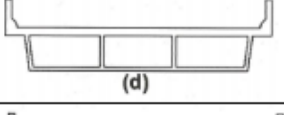
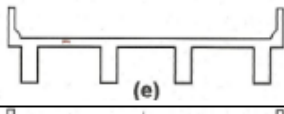
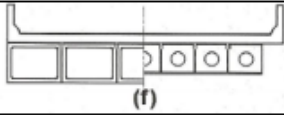
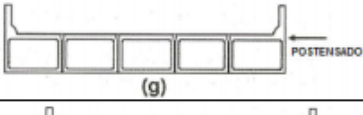
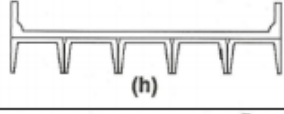
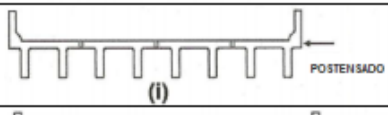
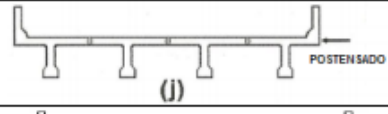
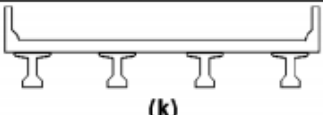
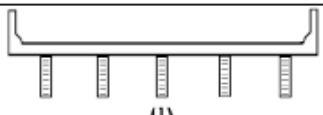
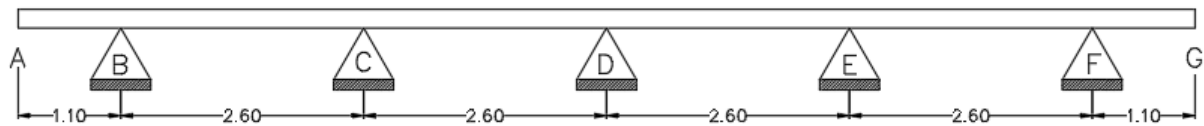
Componentes de apoyo	Tipo de tablero	Sección transversal típica
Viga de acero	Losa de concreto fundida in situ, losa de concreto prefabricada, emparrillado de acero, paneles laminados (pegados o clavados), madera prensada.	 (a)
Cajones cerrados de acero o de concreto prefabricado	Losa de concreto fundida 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)
Cajón de concreto prefabricado (macizo, aligerado o celular) con llaves de cortante	Recubrimiento de concreto fundido in situ	 (f)
Sección cajón de concreto prefabricado (macizo, aligerado o celular) con llaves de cortante, con o sin pre esfuerzo transversal	Concreto integral	 (g) POSTENSADO
Secciones canal de concreto prefabricado con llaves de cortante	Recubrimiento de concreto fundido in situ	 (h)
Sección doble T de concreto prefabricado con llaves de cortante y con o sin pre esfuerzo transversal	Concreto integral	 (i) POSTENSADO
Sección T de concreto prefabricado con llaves de cortante y con o sin pre esfuerzo transversal	Concreto integral	 (j) POSTENSADO
Secciones I o T con nervios de concreto prefabricado	Concreto vaciado in situ, o prefabricado	 (k)
Vigas de madera	Concreto fundido in situ o tablonés, paneles laminados (pegados o clavados) o madera prensada	 (l)

Tabla 4.6.2.2.1-1 — Superestructuras comunes cubiertas, fuente CCP-14



Teniendo en cuenta la tabla anterior y que los apoyos del tablero son vigas de 0.50 metros de ancho, la distancia del eje del apoyo a sus caras externas es de 0.25m, esta distancia corresponde a la distancia desde el eje del apoyo donde se tomarán los valores de los momentos de diseño para el tablero.

Idealización del tablero y sus apoyos (sección transversal), de acuerdo a los métodos aproximados de análisis



Diseño de la losa para luces internas (B-C, C-D, D-E, E-F)

Análisis de cargas por momento negativo

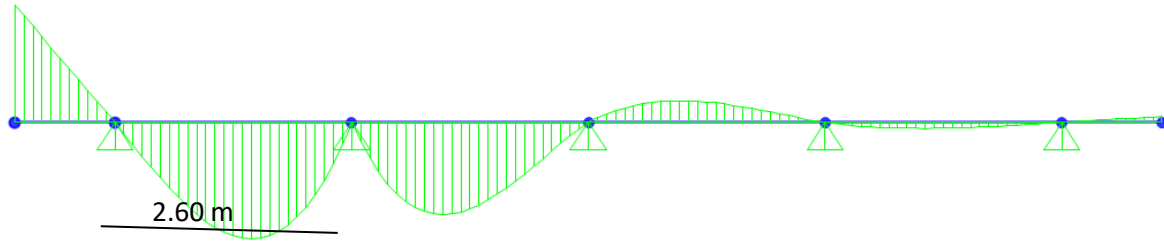
Se realiza el cálculo de momentos negativos de diseño para la losa.

La posición del momento máximo negativo, ocurre en el apoyo en C, cuando se coloca una carga puntual a una distancia de $0.577 L$ desde el primer apoyo.

Para corroborar esta expresión se realiza el cálculo de la línea de influencia, mediante el software SAP2000, verificando el punto exacto donde se presenta el momento máximo negativo.

Línea de influencia: Es un gráfico que define la variación de un esfuerzo (corte, momento flector o torsor, reacción o deflexión) en un punto fijo de la estructura a medida que una carga unitaria se mueve sobre ella.

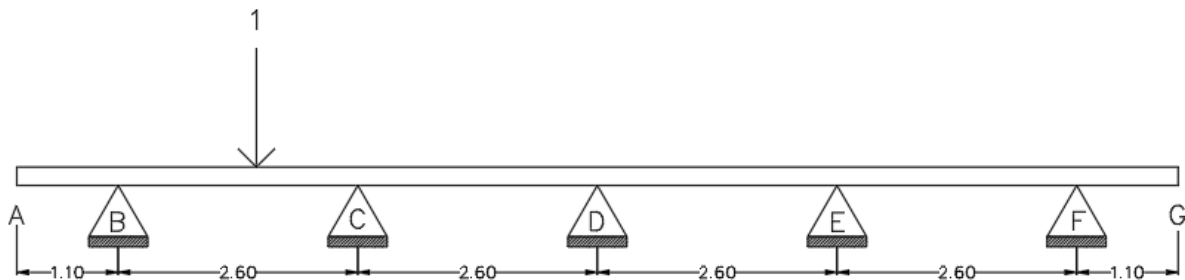




Gráfico, línea de influencia para momento negativo. fuente propia

Según la línea de influencia para momento negativo el punto crítico se encuentra está a 2.60m desde el inicio de la viga, 1.50m desde el apoyo B al apoyo C, a $0.577 L$. Con esta afirmación se corrobora la anterior expresión.

Calcular el momento producido sobre la sección el momento de una carga puntual unitaria ubicada en el punto de mayor momento de acuerdo al análisis de línea de influencia, esto para verificar sobre qué apoyo se genera el máximo momento, este será el apoyo del cual se tomarán los valores representativos para el diseño de la losa



Carga puntual unitaria sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.

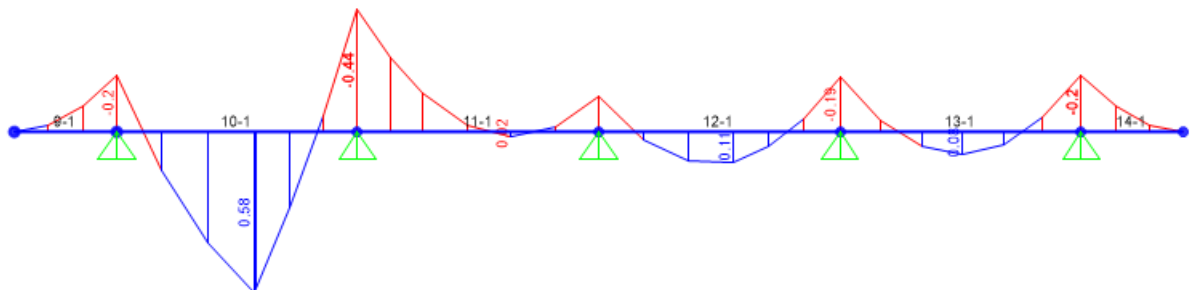


Gráfico de momento de carga unitaria sobre a sección de diseño de la losa, fuente propia.



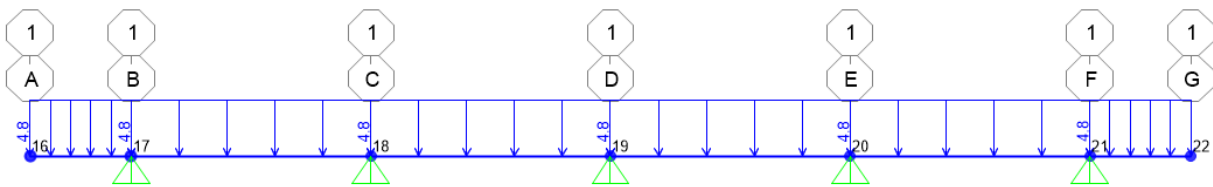
De acuerdo al gráfico anterior, será el apoyo C, el cual se tomarán el valor de los momentos de diseño de la losa.

Cargas permanentes de concreto de concreto

- Placa

Peso propio, por metro de ancho

$$w = 24 \cdot 1 \cdot 0.2 = 4.8 \frac{kN}{m}$$



Cargas de la placa sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.

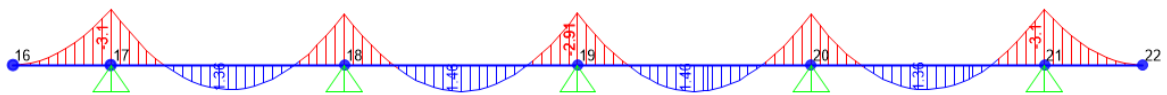
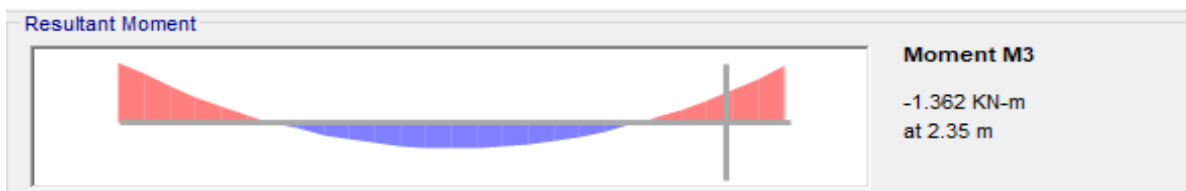
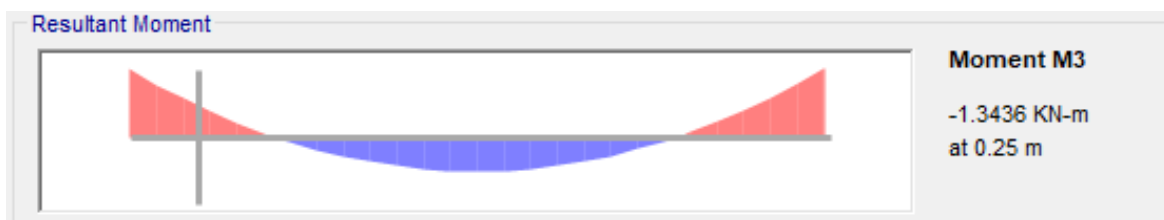


Gráfico de momento debido a la carga de la placa sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.



Momento sobre la sección B-C de la sección de diseño, fuente propia.



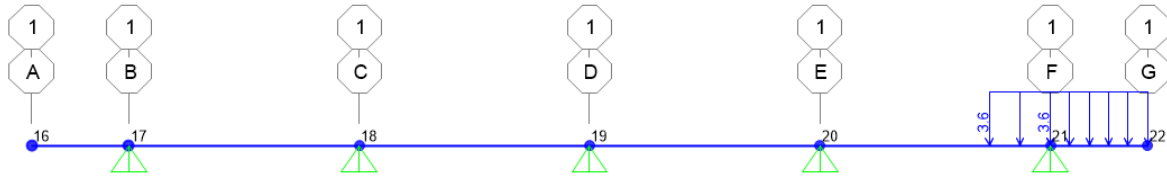
Momento sobre la sección C-D de la sección de diseño, fuente propia.



- Sendero peatonal

Peso propio, por metro de ancho

$$w = 24 \cdot 1 \cdot 0.15 = 3.6 \frac{kN}{m}$$



Cargas del andén sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.

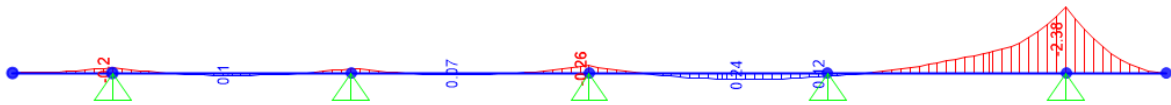
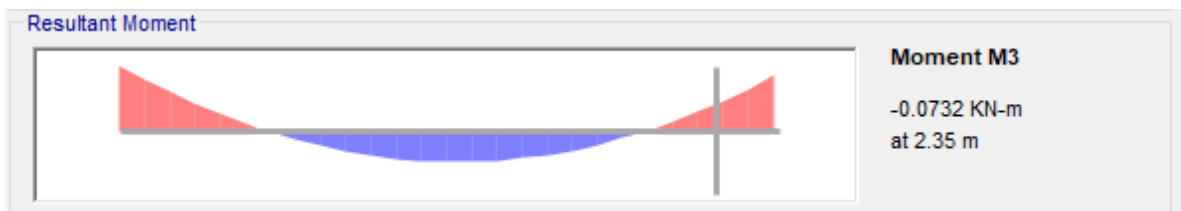
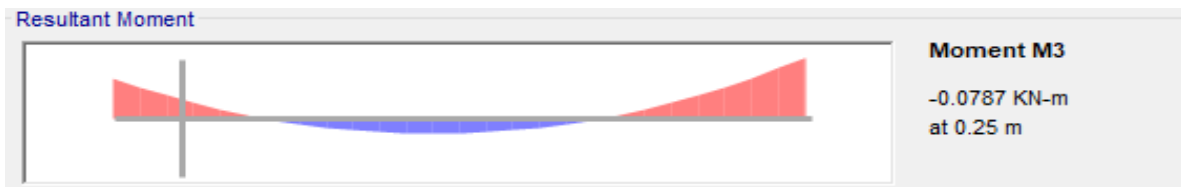


Gráfico de momento debido a la carga del andén sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.



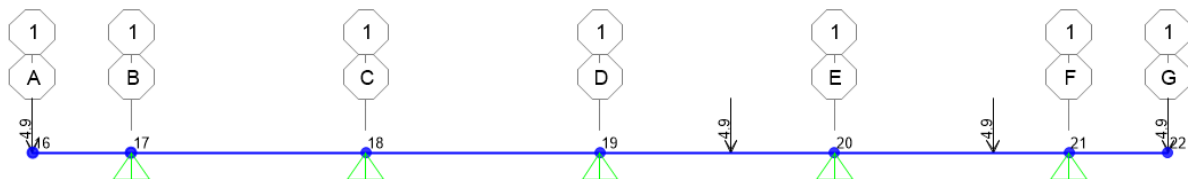
Momento sobre la sección B-C de la sección de diseño, fuente propia.



Momento sobre la sección C-D de la sección de diseño, fuente propia.

- Barandas

La norma establece como 4.9 kN o 0.5 t



Cargas de las barandas sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.

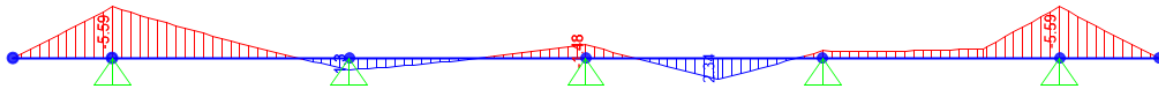


Gráfico de momento debido a la carga de las barandas sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.



Momento sobre la sección B-C de la sección de diseño, fuente propia.



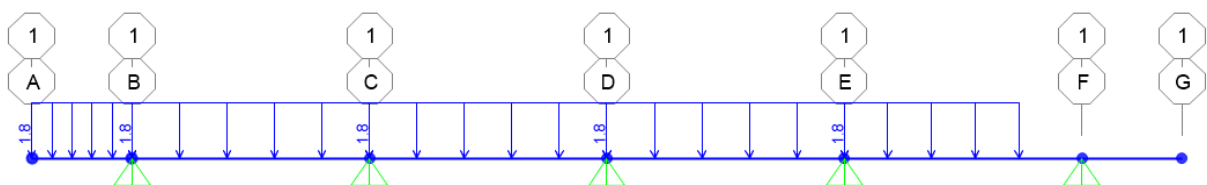
Momento sobre la sección C-D de la sección de diseño, fuente propia.

Análisis de cargas asfálticas permanentes

- Capa de rodadura

Peso propio, por metro de ancho

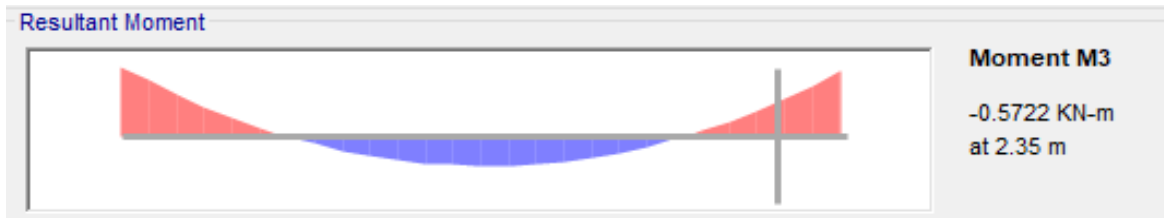
$$w = 22.5 \cdot 1 \cdot 0.08 = 1.8 \frac{kN}{m^2}$$



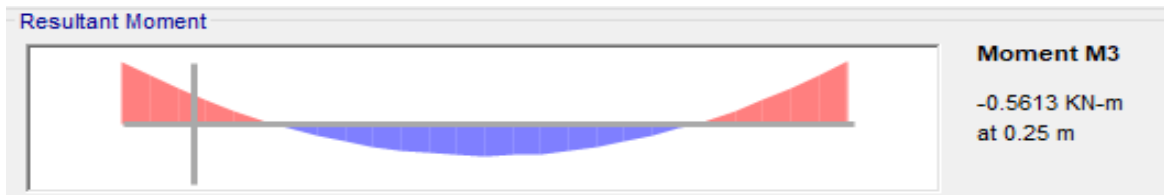
Cargas de la capa de rodadura sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.



Gráfico de momento debido a la carga de la capa de rodadura sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.



Momento sobre la sección B-C de la sección de diseño, fuente propia.



Momento sobre la sección C-D de la sección de diseño, fuente propia.

Análisis de cargas vivas, cargas vehiculares

Para el análisis por cargas vivas vehiculares se tendrá en cuenta dos métodos, el primero que implica el uso de la línea de influencia y el segundo que implica el uso de tabla del apéndice A4-1 de la norma CCP-14.

Se toma como camión de diseño el camión CC14 especificado en la norma.

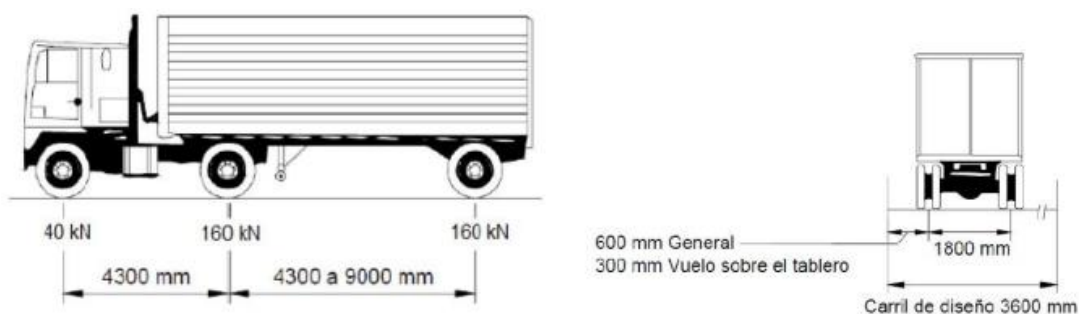


Figura 3.6.1.2.2-1 — Características del Camión de Diseño, fuente CCP-14

Tanto momentos positivos como momentos negativos, se tomará el ancho de franja en el que se distribuye el momento calculado, así como lo especifica el artículo 4.6.2.1.3

Tipo de Tablero	Dirección de la franja primaria con relación al tráfico	Ancho de franja primaria (mm)
Concreto: Fundido in situ	Voladizo Paralela o Perpendicular	$1140 + 0.833X'$ $+M : 660 + 0.55S$ $-M : 1220 + 0.25S$
- Fundido in situ con encofrado de concreto permanente - Prefabricado, preesforzado	Paralela o Perpendicular Paralela o Perpendicular	$+M : 660 + 0.55S$ $-M : 1220 + 0.25S$ $+M : 660 + 0.55S$ $-M : 1220 + 0.25S$
Acero: - Emparrillado abierto - Emparrillado lleno o parcialmente lleno - Emparrillado compuesto no lleno	Barras principales Barras principales Barras principales	$0.007P + 4.0S_b$ Aplica el Artículo 4.6.2.1.8 Aplica el Artículo 4.6.2.1.8
Madera: - Laminada encolada prefabricada - No interconectada - Interconectada - Laminados prensados - Laminada y clavada - Tableros continuos o Paneles interconectados - Paneles no interconectados	Paralela Perpendicular Paralela Perpendicular Paralela Perpendicular Paralela Perpendicular Paralela Perpendicular	$2.0h + 760$ $2.0h + 1020$ $2280 - 0.07L$ $4.0h + 760$ $0.067S + 2740$ $0.833S + 610$ $2.0h + 760$ $4.0h + 1020$ $2.0h + 760$ $2.0h + 1020$

Tabla 4.6.2.1.3-1 — Franjas equivalentes, fuente CCP-14.

- Para momento negativo

$$-M = 1220 + 0.25 \cdot S$$

$$-M = 1220 + 0.25(2600) = 1870mm$$
- Para momento positivo

$$+M = 660 + 0.55 \cdot S$$

$$+M = 660 + 0.55(2600) = 2090mm$$

Para los factores de amplificaciones de cargas dinámicas.



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%

Tabla 3.6.2.1-1 — Amplificación por Carga Dinámica, IM, fuente CCP-14.

Método A, momento con línea de influencia.

Se hace el análisis para dos condiciones, un carril cargado y dos carriles cargados, aplicado al momento obtenido el factor de presencia múltiple.

Número de Carriles Cargados	Factores de presencia Múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Tabla 3.6.1.1.2-1 — Factores de Presencia Múltiple, m , fuente CCP-14

Línea de influencia con un carril cargado, factor de presencia múltiple $m = 1.2$

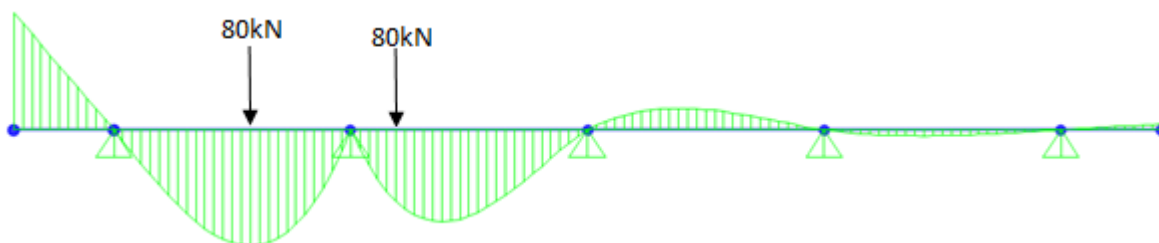


Gráfico de línea de influencia con un carril cargado, fuente propia

$$M_{(LL+IM)} = \frac{m \cdot (P_1 \cdot M_1 + P_2 \cdot M_2)}{-M} \cdot IM$$

$$M_{(LL+IM)} = \frac{1.2 \cdot (80 \cdot (-0.2539) + 80 \cdot (-0.1864))}{1.87} \cdot 1.33$$



$$M_{(LL+IM)} = -30.06 \frac{kN}{m^2}$$

Línea de influencia con dos carriles cargados, factor de presencia múltiple $m = 1$

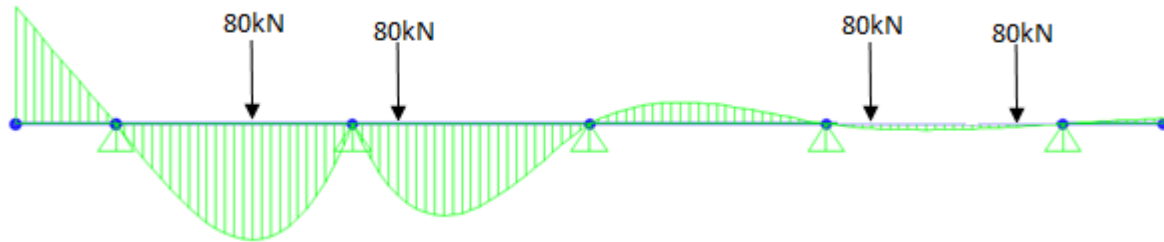


Gráfico de Línea de influencia con dos carriles cargados, fuente propia.

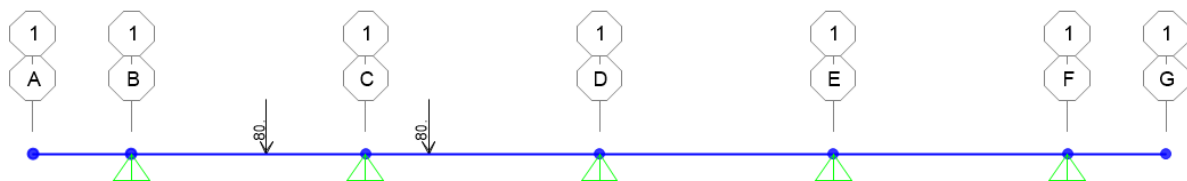
$$M_{(LL+IM)} = \frac{m \cdot (P_1 \cdot M_1 + P_2 \cdot M_2 + P_3 \cdot M_3 + P_4 \cdot M_4)}{-M} \cdot IM$$

$$M_{(LL+IM)} = \frac{1 \cdot (80(-0.2539) + 80(-0.1864) + 80(-0.00656) + 80(-0.00635))}{1.87} \cdot 1.33$$

$$M_{(LL+IM)} = -25.79 \frac{kN}{m^2}$$

Al analizar los datos obtenidos tanto para uno y dos carriles cargados, se concluye que el valor más crítico es el caso con un carril cargado, por tanto esta será la manera de obtener el momento por carga viva de diseño.

Se ubica el eje izquierdo del camión de diseño (CC14) a una distancia igual a la de mayor valor de la línea de influencia ($0.577L$) y el eje derecho a 1.80 metros de esta.



Cargas vehiculares sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.



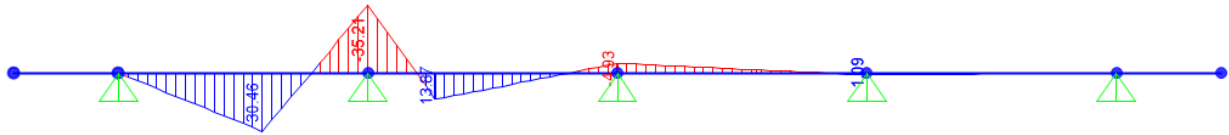
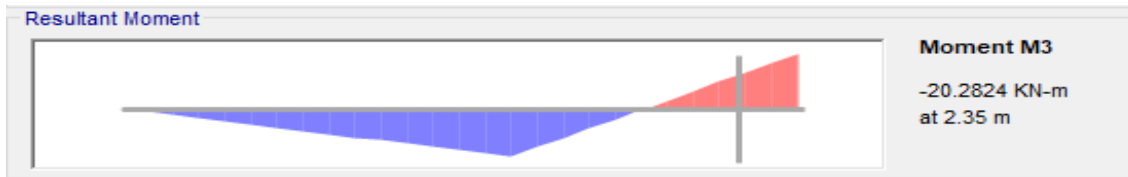


Gráfico de momento debido a las cargas vehiculares sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.



Momento sobre la sección B-C de la sección de diseño, fuente propia.



Momento sobre la sección C-D de la sección de diseño, fuente propia.

$$M_{(LL+IM)} = \frac{m*(Momento)}{-M} * IM$$

$$M_{(LL+IM)} = \frac{m*(Momento)}{-M} * IM$$

$$M_{(LL+IM)} = \frac{1.2*(20.28)}{1.87} * 1.33$$

$$M_{(LL+IM)} = \frac{1.2*(17.68)}{1.87} * 1.33$$

$$M_{(LL+IM)} = 17.31 \text{ kN m}$$

$$M_{(LL+IM)} = 15.09 \text{ kN m}$$

Método B, Apéndice A 4. Tabla para diseño de losas de tablero

Factor a tener en cuenta para la Tabla A.4-1 momentos máximos de carga viva por unidad de ancho.

$$S=2600 \text{ mm}$$

Distancia del eje hasta sección de diseño 250 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
2100	23380	26780	23190	19580	16060	12870	7410	6080
2200	24040	27670	24020	20370	16740	13490	7360	6730
2300	24750	28450	24760	21070	17380	14570	9080	8050
2400	25500	29140	25420	21700	17980	15410	10870	9340
2500	26310	29720	25990	22250	18510	16050	12400	10630
2600	27220	30220	26470	22730	18980	16480	13660	11880
2700	28120	30680	26920	23170	19420	16760	14710	13110
2800	29020	31050	27300	23550	19990	17410	15540	14310
2900	29910	32490	28720	24940	21260	18410	16800	15480
3000	30800	34630	30790	26960	23120	19460	18030	16620
3100	31660	36630	32770	28890	23970	21150	19230	17780
3200	32500	38570	34670	30770	26880	22980	20380	18910
3300	33360	40440	36520	32600	28680	24770	21500	20010
3400	34210	42250	38340	34430	30520	26610	22600	21090
3500	35050	43970	40030	36090	32150	28210	23670	22130
3600	35870	45650	41700	37760	33810	29870	24700	23150
3700	36670	47250	43310	39370	35430	31490	25790	24140
3800	37450	48820	44880	40940	37010	33070	27080	25100
3900	38230	50320	46390	42460	38540	34600	28330	25550
4000	38970	51790	47870	43950	40030	36110	29570	26410
4100	39710	53190	49280	45370	41470	37570	30770	27850
4200	40420	54560	50670	46770	42880	38990	31960	28730
4300	41120	55880	52000	48130	44250	40380	33130	29570
4400	41800	57150	53290	49440	45580	41720	34250	30400
4500	42460	58420	54580	50740	46900	43060	35380	31290
4600	43110	59620	55800	51980	48160	44340	36700	32360

Tabla A.4-1 momentos máximos de carga viva por unidad de ancho, fuente CCP-14.

Según la tabla anterior se tienen los siguientes momentos

Para momento positivo $+M = 27.22 \text{ kN m}$

Para momento negativo $-M = -18.15 \text{ kN m}$

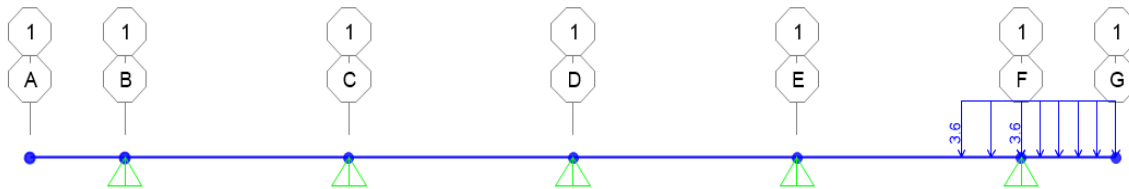
Comparando los momentos calculados en el método A y los momentos dados en el apéndice A4, método B, se toma el momento mayor por ser el más crítico.

Para momento negativo por carga viva vehicular se toma



$$-M = -18.15 \text{ kN m}$$

- Carga viva peatonal, se toma como una carga uniformemente distribuida en la zona de influencia como lo indica el Artículo 3.6.1.6



Carga viva peatonal sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.

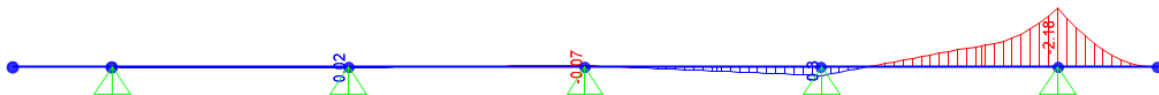


Gráfico de momento debido a la carga viva peatonal sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.



Momento sobre la sección B-C de la sección de diseño, fuente propia.



Momento sobre la sección C-D de la sección de diseño, fuente propia.

Resumen de momentos negativos para el diseño de la losa:

Tabla resumen

Para el diseño de la losa se tomará los factores de mayoración Resistencia I, de acuerdo a lo establecido en la tabla 3.4.1-1 Combinaciones y Factores de Carga.



La tabla resumen contiene los valores de momentos de las cargas permanentes de concreto, cargas asfálticas permanentes y cargas vivas en el centro de la luz y a una distancia de 250 mm del eje del apoyo, tanto izquierda como a derecha.

Carga	250 mm Izq (kN m)	Centro (kN m)	250 mm Der (kN m)	Factor R I
Losa	-1.36	-2.84	-1.35	1.25
Capa rodadura	-0.57	-1.19	-0.56	1.5
Andén	-0.07	-0.17	-0.08	0.9
Barandas	0.73	1.3	1.13	0.9
Viva Vehicular	-18.15	-18.15	-18.15	1.75
Viva peatonal	0.014	0.016	0.007	1.75

Se toma el mayor valor de momento, izquierda o derecha, sin tener en cuenta el del centro como momento de diseño.

Tabla valores de momento negativo sobre el apoyo C de la sección de diseño con factores de resistencia 1, fuente propia.

Resistencia I para 250 mm Izquierda

$$M_{(0.25Izq)} = -1.36(1.25) - 0.57(1.5) - 0.07(0.9) + 0.73(0.9) - 18.15(1.75) + 0.014(1.75)$$

$$M_{(0.25Izq)} = -33.70 \text{ kN m}$$

Resistencia I para 250 mm Derecha

$$M_{(0.25Der)} = -1.35(1.25) - 0.56(1.5) - 0.08(0.9) + 1.13(0.9) - 18.15(1.75) + 0.007(1.75)$$

$$M_{(0.25Der)} = -33.33 \text{ kN m}$$



Dado que algunos de los valores de momento son positivos y en este caso se está calculando el máximo momento negativo, se tomará con un factor RI = 0, y de esta manera obtener una condición más desfavorable.

Carga	250 mm Izq (kN m)	Centro (kN m)	250 mm Der (kN m)	Factor R I
Losa	-1.36	-2.84	-1.35	1.25
Capa rodadura	-0.57	-1.19	-0.56	1.5
Andén	-0.07	-0.17	-0.08	0.9
Barandas	0.73	1.3	1.13	0
Viva Vehicular	-18.15	-18.15	-18.15	1.75
Viva peatonal	0.014	0.016	0.007	0

Tabla valores de momento negativo sobre el apoyo C de la sección de diseño con valores de resistencia 1, fuente propia.

Resistencia I para 250 mm a la izquierda

$$M_{(0.25Izq)} = -1.36(1.25) - 0.57(1.5) - 0.07(0.9) - 18.15(1.75)$$

$$M_{(0.25Izq)} = -34.38 \text{ kN m}$$

Resistencia I para 250mm a la derecha

$$M_{(0.25Der)} = -1.35(1.25) - 0.56(1.5) - 0.08(0.9) - 18.15(1.75)$$

$$M_{(0.25Der)} = -34.36 \text{ kN m}$$

Se toma como momento negativo de diseño calculado -M= -34.38 kN m.



Análisis de cargas por momento positivo

Se realiza el cálculo de momentos positivos de diseño para la losa.

La posición del momento máximo positivo, ocurre en el apoyo en C, cuando se coloca una carga puntual a una distancia de $0.4 L$ desde el primer apoyo

Para corroborar esta expresión se realiza el cálculo de la línea de influencia, mediante el software SAP2000, verificando el punto exacto donde se presenta el momento máximo negativo.

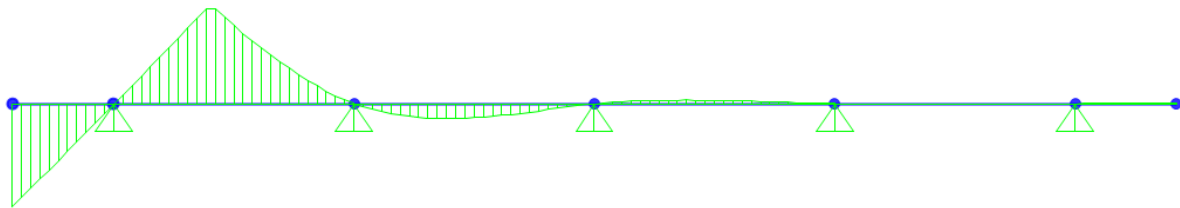


Gráfico de línea de influencia para el momento positivo. fuente propia

Según la línea de influencia para el momento positivo el punto crítico se encuentra está a 2.14 m desde el inicio de la viga, 1.04 m desde el apoyo B al apoyo C, a $0.4 L$. Con esta afirmación se corrobora la anterior expresión.

Para el cálculo de los momentos positivos mediante el software SAP2000, se toman los mismos valores de cargas que para los momentos negativos, pero el valor del momento se toma a 1.04 m desde el apoyo B.



Cargas permanentes de concreto de concreto

- Losa

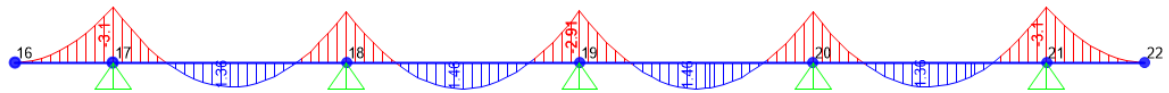
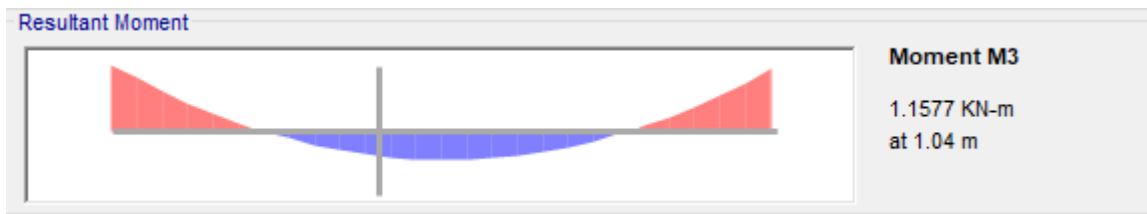


Gráfico de momento debido a la carga de la losa sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.



Momento sobre la sección B-C de la sección de diseño, fuente propia.

- Andén

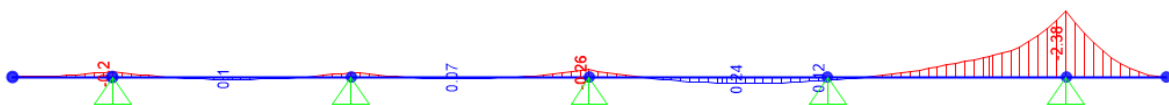
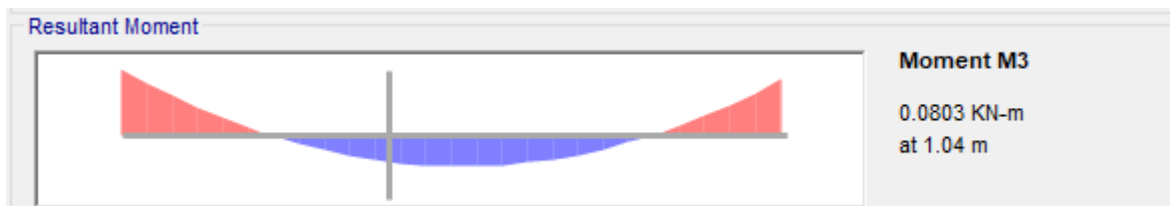


Gráfico de momento debido a la carga del andén sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.



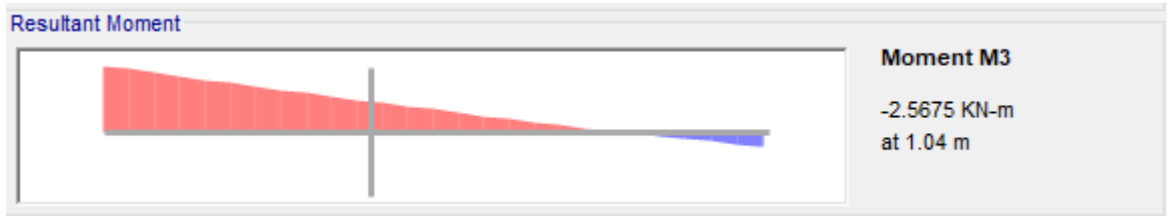
Momento sobre la sección B-C de la sección de diseño, fuente propia.



- Baranda



Gráfico de momento debido a la carga de la baranda sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.



Momento sobre la sección B-C de la sección de diseño, fuente propia.

Análisis de cargas asfálticas permanentes

- Capa de rodadura

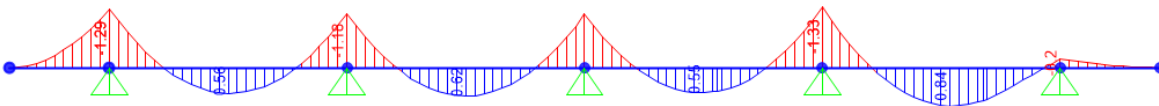
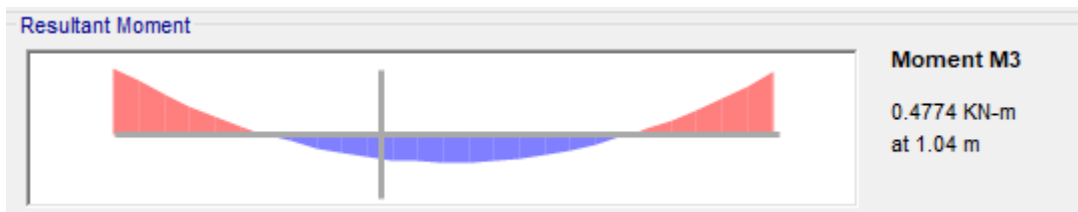


Gráfico de momento debido a la carga de la capa de rodadura sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.



Momento sobre la sección B-C de la sección de diseño, fuente propia.



Análisis de cargas vivas, cargas vehiculares

Para el análisis por cargas vivas vehiculares se tendrán en cuenta las mismas consideraciones que se tuvieron para el análisis por cargas vivas vehiculares en momento negativo.

Franjas equivalentes de acuerdo a la Tabla 4.6.2.1.3-1

- Para momento positivo

$$+M = 660 + 0.55 \cdot S$$

$$+M = 660 + 0.55(2600) = 2090mm$$

Método A, momento por línea de influencia.

Se hace el análisis para dos condiciones, un carril cargado y dos carriles cargados, aplicado al momento obtenido el factor de presencia múltiple.

Línea de influencia con un carril cargado, factor de presencia múltiple $m = 1.2$

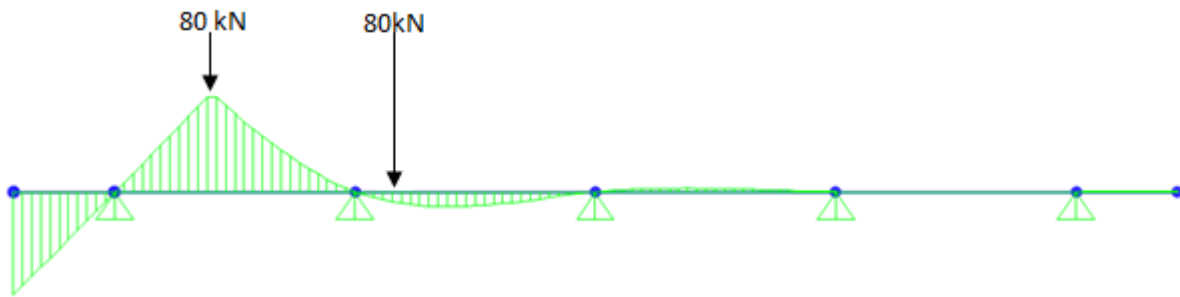


Gráfico de línea de influencia con un carril cargado por momento positivo, fuente propia.

$$M_{(LL+IM)} = \frac{M \cdot (P_1 \cdot M_1 + P_2 \cdot M_2)}{+M} \cdot IM$$

$$M_{(LL+IM)} = \frac{1.2 \cdot (80(0.5358) + 80(-0.0365))}{2.09} \cdot 1.33$$

$$M_{(LL+IM)} = 30.45 \frac{kN}{m^2}$$



Línea de influencia con dos carriles cargados, factor de presencia múltiple $m = 1$

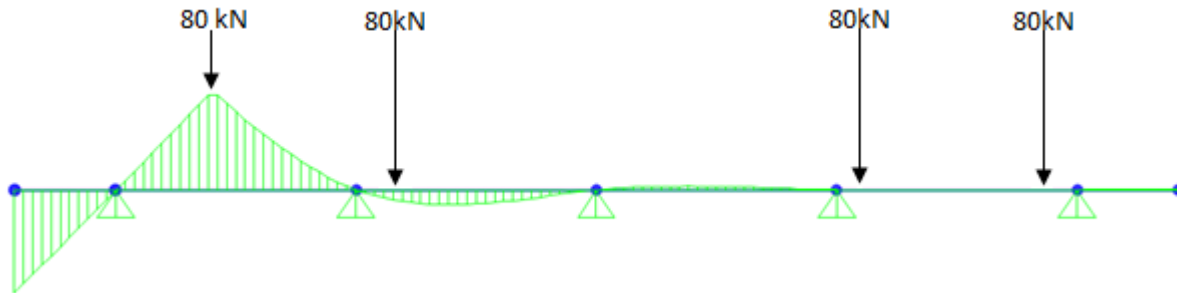


Gráfico de línea de influencia con dos carriles cargados por momento positivo, fuente propia.

$$M_{(LL+IM)} = \frac{M*(P_1*M_1+P_2*M_2+P_3*M_3+P_4*M_4)}{+M} * IM$$

$$M_{(LL+IM)} = \frac{1*(80(0.5358)+80(-0.0365)+80(-0.00263)+80(-0.00254))}{2.09} * 1.33$$

$$M_{(LL+IM)} = 25.11 \frac{kN}{m^2}$$

Método B, Apéndice A 4. Tabla para diseño de losas de tablero

Según la tabla A.4-1 se tienen el siguiente momento positivo

Para momento positivo $+M = 27.22 \text{ kN m}$

Comparando los momentos calculados en el método A y los momentos dados en el apéndice A4, método B, se toma el momento mayor por ser el más crítico.

Para momento positivo por carga viva vehicular se toma

$+M = 30.45 \text{ kN m}$



- Carga viva peatonal

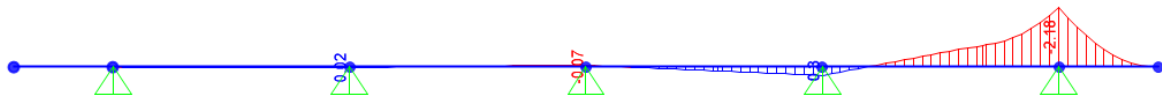
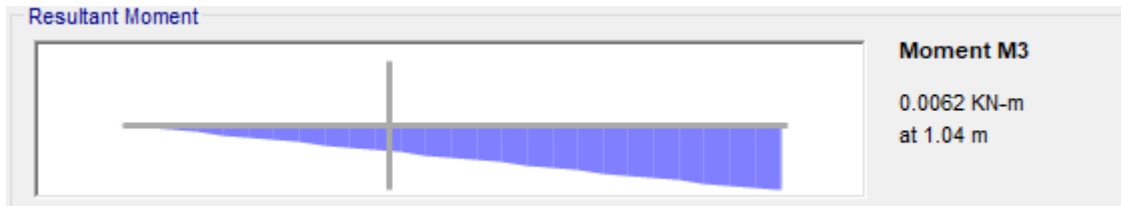


Gráfico de momento debido a la carga viva peatonal sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.



Momento sobre la sección B-C de la sección de diseño, fuente propia.

Resumen de momentos positivos para el diseño de la losa:

Tabla resumen

Para el diseño de la losa se tomará los factores de mayoración Resistencia I, de acuerdo a lo establecido en la tabla 3.4.1-1 Combinaciones y Factores de Carga.

Carga	+M (kN m)	Facto RI
Losa	1.16	1.25
Capa rodadura	0.48	1.5
Andén	0.08	0.9
Barandas	-2.57	0.9
Viva Vehicular	30.45	1.75
Viva peatonal	0.006	1.75

Tabla valores de momento positivo de la sección de diseño con valores de resistencia 1, fuente propia.



Resistencia I

$$M = 1.16(1.25) + 0.48(1.5) + 0.08(0.9) - 2.57(0.9) + 30.45(1.75) + 0.006(1.75)$$

$$M = 53.23 \text{ kN m}$$

Se toma como factor RI = 0 a los valores de momento negativo para así tener una condición más desfavorable.

Carga	+M (kN m)	Facto RI
Losa	1.16	1.25
Capa rodadura	0.48	1.5
Andén	0.08	0.9
Barandas	-2.57	0
Viva Vehicular	30.45	1.75
Viva peatonal	0.006	1.75

Tabla valores de momento positivo de la sección de diseño con valores de resistencia 1, fuente propia.

Resistencia I

$$M = 1.16(1.25) + 0.48(1.5) + 0.08(0.9)30.45(1.75) + 0.006(1.75)$$

$$M = 55.54 \text{ kN m}$$

Carga positiva de diseño calculada +M = 55.54 kN m



ARMADURA A FLEXIÓN PARA LA LOSA

Datos básicos de los materiales y secciones de diseño

Concreto = 28 MPa

Acero = 420 MPa

BASE = 1 m

Espesor losa = 0.20 m

Recubrimiento = 0.05 m

$D = 0.20 - 0.05 = 0.15\text{m}$

REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO

Armadura para momento negativo $-M = -34.38 \text{ kN m}$

$$K = \frac{M}{bd^2}$$

$$K = \frac{34.38}{1 \cdot 0.15^2} = 1528.00 \text{ kN/m}^2$$

Cuantía del acero,

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 \cdot K}{37800}} \right)$$

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 \cdot 152.8}{37800}} \right) = 0.0042$$

Área del acero.

$$A_s = 0.0042 \cdot 100 \cdot 15 = 6.45 \text{ cm}^2$$

Barras 4#5



1#5@0.25m

Verificación del eje neutro.

$$a = \frac{\rho d f_y}{0.85 f_c}$$

$$a = \frac{0.00467 \cdot 15 \cdot 420000}{0.85 \cdot 28000} = 1.24 \text{ cm}$$

1.24 < 24 se puede trabajar como una sección rectangular

Armadura para momento negativo 1#5@0.25m

Verificación de la deformación unitaria del acero a tracción (Art. 5.5.4.2).

Profundidad del eje neutro.

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1.24}{0.85} = 1.46 \text{ cm}$$

De la relación de deformaciones en una sección sometida a flexión en concreto reforzado.

$$\epsilon_t = (d - c) \left(\frac{\epsilon_c}{c} \right)$$

$$\epsilon_t = (0.15 - 0.0146) \left(\frac{0.003}{0.0146} \right) = 0.0278 > 0.005$$

Se hace la verificación del acero mínimo, de acuerdo a lo establecido en el **Artículo 5.7.3.3.2**

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



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

f_r = módulo de rotura del concreto especificado en el artículo 5.4.2.6

f_{cpe} = esfuerzo de compresión en el concreto debido solo a las fuerzas efectivas de preesfuerzo (después de considerar todas las pérdidas de presfuerzo) en la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas extremas

M_{dnc} = momento total no mayorado de carga muerta que actúa sobre una sección monolítica o no compuesta

S_c = módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas extremas.

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.

Para:

$$\gamma_1 = 1.6$$

$$\gamma_2 = 0$$

$$\gamma_3 = 0.75$$

Módulo de rotura de acuerdo con el artículo 5.4.2.6.

$$F_r = 0.62 \sqrt{f_c}$$

$$F_r = 0.62 \sqrt{28} = 5.29 \text{ MPa}$$

Módulo de sección

$$S_c = \frac{bh^2}{6}$$

$$S_c = \frac{1 \cdot 0.2^2}{6} = 0.00667 \text{ m}^3$$



Deben usarse valores apropiados para M_{dnc} y S_{nc} para secciones compuestas indeterminadas. Cuando las vigas se diseñan para que la sección monolítica o no compuesta resista todas las cargas, S_{nc} debe sustituirse por S_c en las anteriores ecuaciones para el cálculo de M_{cr}

Teniendo en cuenta la anterior consideración, la fórmula queda de la siguiente manera $S_{nc} = S_c$ y que $\gamma_2 = 0$

$$M_{cr} = \gamma_3[\gamma_1(f_r)S_c]$$

$$M_{cr} = 0.75[1.6(5.290) * 0.00667]$$

$$M_{cr} = 42.34 \text{ kN m}$$

$$1.33M_u = 1.33 * 38.11 = 50.69 \text{ kN m}$$

Se toma el mayor como momento de diseño $M_D = 50.69 \text{ kN m}$

Se realiza la revisión por fisuración de acuerdo a lo establecido en el Artículo 5.7.3.4

Para la revisión por fisuración se tendrá en cuenta el momento por estado límite de servicio 1, todos los factores de carga son iguales a 1.0

Se toma como factor $S I = 0$ a los valores de momento positivo para así tener una condición más desfavorable.

Carga	250 mm Izq (kN m)	Centro (kN m)	250 mm Der (kN m)	Factor S I
Losa	-1.36	-2.84	-1.35	1
Capa rodadura	-0.57	-1.19	-0.56	1
Andén	-0.07	-0.17	-0.08	1
Barandas	0.73	1.3	1.13	0
Viva Vehicular	-18.15	-18.15	-18.15	1
Viva peatonal	0.014	0.016	0.007	0

Tabla valores de momento negativo sobre el apoyo C de la sección de diseño con factores de servicio 1, fuente propia.

Servicio I para 0.25Izq

$$M_{(0.25Izq)} = -1.36(1.0) - 0.57(1.0) - 0.07(1.0) - 18.15(1.0)$$

$$M_{(0.25Izq)} = -20.15 \text{ kN m}$$

Servicio I para 0.25Der

$$M_{(0.25Der)} = -1.35(1.0) - 0.56(1.0) - 0.08(1) - 18.15(1)$$

$$M_{(0.25Der)} = -20.14 \text{ kN m}$$

Se toma como momento negativo de diseño calculado -M= 20.15 kN m

Cálculo del espaciamiento del refuerzo de acero y la capa más cercana a la cara

$$S \leq \frac{123000Y_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

Y_e = factor de exposición

=1,00 para condición de exposición clase 1

= 0,75 para condición de exposición clase 2 □

d_c = espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema hasta el centro del refuerzo de flexión más cercano.

f_{ss} = esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo en el estado límite de servicio.

h = espesor total o profundidad del elemento



d_t = distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del elemento extremo a tracción.

$$S \leq \frac{123000Y_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{0.05}{0.7(0.2 - 0.05)}$$

$$\beta_s = 1.48$$

$$S \leq \frac{123000 (0.75)}{1.48 * 200.01} - 2 * (50)$$

$$S \leq 0.212 \text{ m}$$

Tomando en cuenta el momento para As mínimo (Art. 5.7.3.3.2) $M_D = 50.69 \text{ kN m}$, y espaciamiento máximo de acuerdo a la revisión por fisuración (Art. 5.7.3.4) $S = 21 \text{ cm}$, se recalcula el refuerzo longitudinal para momento negativo de la losa.

$$K = \frac{M}{bd^2}$$

$$K = \frac{50.69}{1 * 0.15^2} = 2252.89 \text{ kN/m}^2$$

Cuantía del acero,

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 * K}{37800}} \right)$$

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 * 225.29}{37800}} \right) = 0.00632$$

Área del acero.

$$A_s = 0.00632 * 100 * 15 = 9.48 \text{ cm}^2$$

Barras 5#5



1#5@0.20m

Armadura para momento negativo 1#5@0.20m

PARA MOMENTO POSITIVO

Armadura para momento positivo +M = 55.54 kN m

$$K = \frac{M}{bd^2}$$

$$K = \frac{55.54}{1 \cdot 0.15^2} = 2468.44 \text{ kN/m}^2$$

Cuantía del acero

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 \cdot K}{37800}} \right)$$

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 \cdot 247}{37800}} \right) = 0.007$$

Área del acero

$$A_s = 0.007 \cdot 100 \cdot 15 = 10.5 \text{ cm}^2$$

Barras 4#6

1#6@0.25cm

Verificación del eje neutro.

$$a = \frac{\rho d f_y}{0.85 f_c}$$

$$a = \frac{0.007 \cdot 15 \cdot 420000}{0.85 \cdot 28000} = 1.85 \text{ cm}$$

1.85 < 24 se puede trabajar como una sección rectangular

Armadura para momento positivo 1#6@0.25m



Verificación de la deformación unitaria del acero a tracción (Artículo 5.5.4.2)

Profundidad del eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1.85}{0.85} = 2.18 \text{ cm}$$

De la relación de deformaciones en una sección sometida a flexión en concreto reforzado

$$\epsilon_t = (d - c) \left(\frac{\epsilon_c}{c} \right)$$

$$\epsilon_t = (0.15 - 0.0185) \left(\frac{0.003}{0.0185} \right) = 0.0213 > 0.005$$

Se hace la verificación del acero mínimo, de acuerdo a lo establecido en el **Artículo 5.7.3.3.2**

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

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

Módulo de rotura de acuerdo con el artículo 5.4.2.6.

$$F_r = 0.62 \sqrt{f_c}$$

$$F_r = 0.62 \sqrt{28} = 5.29 \text{ MPa}$$

Módulo de sección

$$S_c = \frac{bh^2}{6}$$

$$S_c = \frac{1 \cdot 0.2^2}{6} = 0.00667 \text{ m}^3$$

Deben usarse valores apropiados para M_{dnc} y S_{nc} para secciones compuestas indeterminadas. Cuando las vigas se diseñan para que la sección monolítica o no compuesta



resista todas las cargas, S_{nc} debe sustituirse por S_c en las anteriores ecuaciones para el cálculo de M_{cr}

Teniendo en cuenta la anterior consideración, la fórmula queda de la siguiente manera

$S_{nc} = S_c$ y que $\gamma_2 = 0$

$$M_{cr} = \gamma_3[\gamma_1(f_r)S_c]$$

$$M_{cr} = 0.75[1.6(5.290) * 0.00667]$$

$$M_{cr} = 42.34 \text{ kN m}$$

$$1.33M_u = 1.33 * 55.54 = 73.87 \text{ kN m}$$

Se toma el mayor como momento de diseño $M_D = 73.87 \text{ kN m}$

Se realiza la revisión por fisuración de acuerdo a lo establecido en el Artículo

5.7.3.4

Para la revisión por fisuración se tendrá en cuenta el momento por estado límite de servicio 1.

Se toma como factor $S_I = 0$ a los valores de momento negativo para así tener una condición más desfavorable.

Carga	+M (kN m)	Facto RI
Losa	1.16	1.00
Capa rodadura	0.48	1.00
Andén	0.08	1.00
Barandas	-2.57	0
Viva Vehicular	30.45	1.00
Viva peatonal	0.006	1.00

Tabla valores de momento positivo sobre el apoyo C de la sección de diseño con factores de servicio 1, fuente propia.



Servicio I

$$M_{s1} = 1.16(1) + 0.480.57(1) + 0.08(1) + 30.48(1) + 0.006(1)$$

$$M_{s1} = 32.176 \frac{kN}{m^2}$$

Cálculo del espaciamiento del refuerzo de acero y la capa más cercana a la cara

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{0.05}{0.7(0.2 - 0.05)}$$

$$\beta_s = 1.48$$

$$S \leq \frac{123000 Y_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

$$S \leq \frac{123000 (0.75)}{1.48 * 243.21} - 2 * (50)$$

$$S \leq 0.156 \text{ m}$$

Tomando en cuenta el momento para As mínimo (Art. 5.7.3.3.2) $M_D = 73.87 \text{ kN m}$, y espaciamiento mínimo de acuerdo a la revisión por fisuración (Art. 5.7.3.4) $S = 15 \text{ cm}$, se recalcula el refuerzo longitudinal para momento negativo de la losa.

$$K = \frac{M}{bd^2}$$

$$K = \frac{73.87}{1 * 0.15^2} = 3283.11 \text{ kN/m}^2$$

Cuantía del acero,

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 * K}{37800}} \right)$$

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 * 3283.11}{37800}} \right) = 0.00949$$



Área del acero.

$$A_s = 0.00632 * 100 * 15 = 14.23 \text{ cm}^2$$

Barras 8#5

1#5@0.125m

Armadura para momento positivo 1#5@0.125m

ARMADURA DE REPARTICIÓN (Artículo 9.7.3.2)

La armadura de repartición va en sentido perpendicular al refuerzo principal de la losa del puente.

La longitud S es la distancia entre las caras internas de las vigas, para este caso s = 2150 mm

$$\% = \left(\frac{3840}{\sqrt{s}} \right)$$

$$\% = \left(\frac{3840}{\sqrt{2150}} \right) = 82.82\%$$

Si % > 67%, se toma 67%

Por lo tanto

$$A.R. = \% * A_s$$

$$A.R. = 0.67 * 14.23 = 9.53 \text{ cm}^2$$

Barras 5#5

Armadura 1#5@0.20m

Artículo 5.10.3 espaciamiento del refuerzo



5.10.3.1.1 Espaciamiento mínimo de las barras de refuerzo, para concreto vaciado in situ.

- 1.50 veces el espacio nominal de las barras
- 1.50 veces el tamaño máximo del agregado
- 38 mm

5.10.3.2 Espaciamiento máximo de barras de refuerzo.

- 1.50 veces el espesor del elemento, $1.50 * 200 = 300$ mm
- 450 mm

ARMADURA POR TEMPERATURA Y RETRACCIÓN AL FRAGUADO (Artículo 5.10.8)

$$A_s = \frac{0.75bh}{2(b + h)f_y}$$

$$A_s = \frac{0.75(1000)(200)}{2(1000 + 200)420} = 150 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Se usarán barras #3 cada 25 cm, Para lo se cual se tendrá una cuantía:

Armatura 1#3@0.25m

$$A_s = 284 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$0.233 \leq A_s \leq 1.27$$

$$0.233 \leq 0.284 \leq 1.27 \text{ CUMPLE}$$



TABLA RESUMEN DE REFUERZO EN LA LOSA

Tipo de Refuerzo	Sentido del refuerzo	Cantidad de refuerzo
Por momento negativo	Perpendicular al sentido del tráfico (arriba)	<u>1#5@0.20m</u>
Por momento positivo	Perpendicular al sentido del tráfico (abajo)	<u>1#5@0.125m</u>
Armadura de repartición	Paralelo al sentido del tráfico (abajo)	<u>1#5@0.20m</u>
Por retracción del fraguado y temperatura	Paralelo al sentido del tráfico (arriba)	<u>1#3@0.25m</u>

Ver plano, Refuerzo de la losa del puente, en el cual se da de manera detallada el refuerzo de la losa del puente.



DISEÑO DEL VOLADIZO

Se toma como referencia el voladizo localizado en el extremo izquierdo de la sección transversal, se toman los valores de carga y momento evaluados en el diseño de momento negativo.

Cargas permanentes de concreto de concreto

- Losa

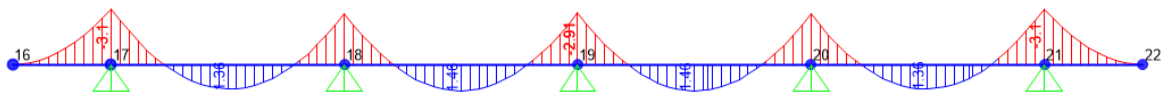
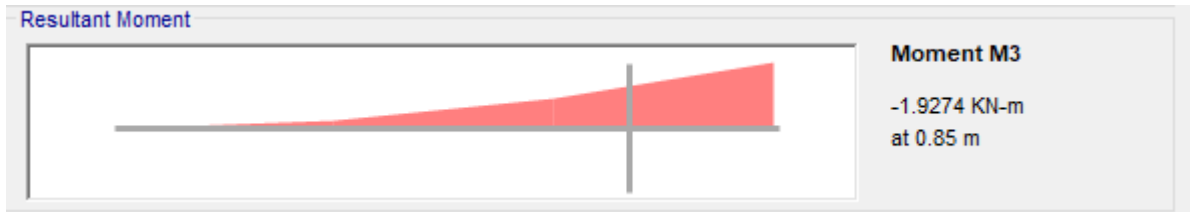


Gráfico de momento debido a la carga de la losa sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.



Momento sobre la sección B-C de la sección de diseño, fuente propia.

- Andén

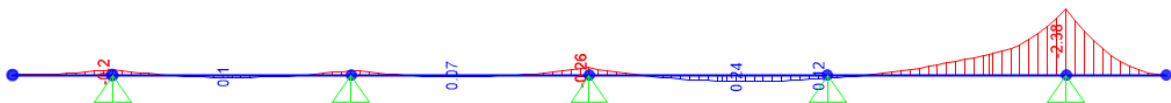
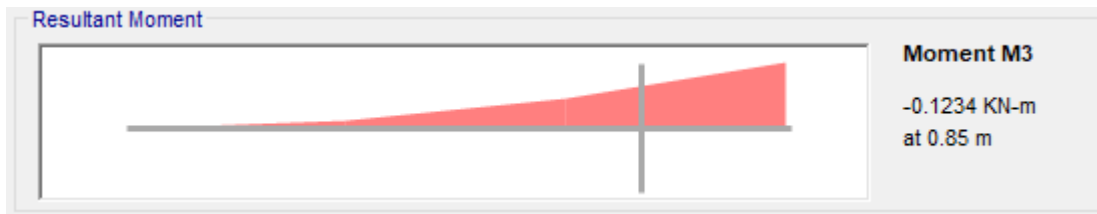


Gráfico de momento debido a la carga del andén sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.





Momento sobre la sección B-C de la sección de diseño, fuente propia.

- Baranda



Gráfico de momento debido a la carga de las barandas sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.



Momento sobre la sección B-C de la sección de diseño, fuente propia.

Análisis de cargas asfálticas permanentes

- Capa de rodadura

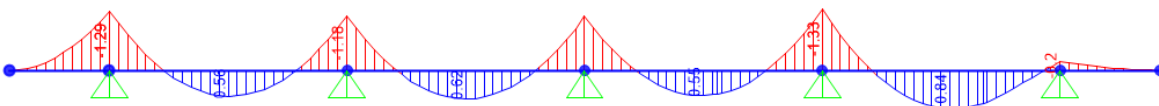
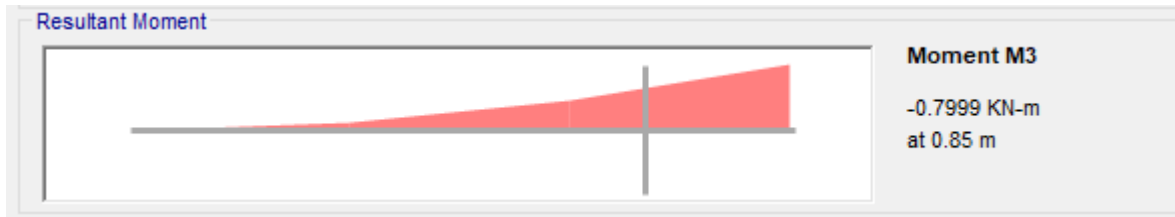


Gráfico de momento debido a la carga viva peatonal sobre la sección de diseño de la losa, fuente propia.





Momento sobre la sección B-C de la sección de diseño, fuente propia.

Análisis de cargas vivas, cargas vehiculares

Para un carril cargado, factor de presencia múltiple $m=1.2$

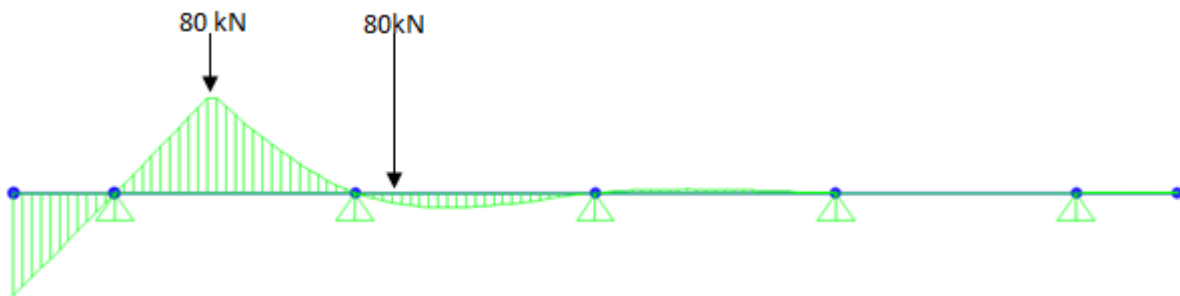


Gráfico de línea de influencia con un carril cargado por momento positivo, fuente propia.

$$M = -1.27 \text{ kN m}$$

Tabla resumen

Para el diseño del voladizo de losa se tomará los factores de mayoración Resistencia I y Servicio I, de acuerdo a lo establecido en la tabla 3.4.1-1 Combinaciones y Factores de Carga.



Carga	Tipo	-M (kN m)	Resistencia 1	Servicio 1
Losa	DC	-1.93	1.25	1.00
Andén	DC	-0.123	1.25	1.00
Baranda	DC	-4.29	1.25	1.00
Capa de Rodadura	DW	-0.80	1.50	1.00
Viva vehicular	LL+IM	-1.27	1.75	1.00
Momentos de diseño (kN m)			-11.35	-8.41

Tabla valores de momento sobre el voladizo de la sección de diseño, factores de mayoración resistencia 1 y servicio 1, fuente propia.

ARMADURA A FLEXIÓN

Armadura para momento del voladizo -M= 11.35 kN m

$$K = \frac{M}{bd^2}$$

$$K = \frac{11.35}{1 \cdot 0.15^2} = 511.11 \text{ kN/m}^2$$

Cuantía del acero

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 \cdot K}{37800}} \right)$$

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 \cdot 51.1}{37800}} \right) = 0.00137$$

La cuantía mínima para esta combinación de materiales es de 0.003333, por tanto esta será la cuantía para el voladizo

Área del acero



$$A_s = 0.003333 \cdot 100 \cdot 15 = 5 \text{ cm}^2$$

Barras 4#4

1#4@0.25m

Verificación del eje neutro.

$$a = \frac{\rho d f_y}{0.85 f_c}$$

$$a = \frac{0.00333 \cdot 15 \cdot 420000}{0.85 \cdot 28000} = 0.88 \text{ cm}$$

$0.88 < 24$ se puede trabajar como una sección rectangular

Armadura para momento en el voladizo 1#4@0.25m

Verificación de la deformación unitaria del acero a tracción 5.5.4.2

Profundidad del eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0.88}{0.85} = 1.04 \text{ cm}$$

De la relación de deformaciones en una sección sometida a flexión en concreto reforzado

$$\epsilon_t = (d - c) \left(\frac{\epsilon_c}{c} \right)$$

$$\epsilon_t = (0.15 - 0.0104) \left(\frac{0.003}{0.0104} \right) = 0.039 > 0.005$$

Se hace la verificación del acero mínimo, de acuerdo a lo establecido en el **Artículo 5.7.3.3.2**



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

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

Módulo de rotura de acuerdo con el artículo 5.4.2.6.

$$F_r = 0.62 \sqrt{f_c}$$

$$F_r = 0.62 \sqrt{28} = 5.29 \text{ MPa}$$

Módulo de sección

$$S_c = \frac{bh^2}{6}$$

$$S_c = \frac{1 \cdot 0.2^2}{6} = 0.00667 \text{ m}^3$$

Deben usarse valores apropiados para M_{dnc} y S_{nc} para secciones compuestas indeterminadas. Cuando las vigas se diseñan para que la sección monolítica o no compuesta resista todas las cargas, S_{nc} debe sustituirse por S_c en las anteriores ecuaciones para el cálculo de M_{cr}

Teniendo en cuenta la anterior consideración, la fórmula queda de la siguiente manera $S_{nc} = S_c$ y que $\gamma_2 = 0$

$$M_{cr} = \gamma_3 [\gamma_1 (f_r) S_c]$$

$$M_{cr} = 0.75 [1.6 (5.290) * 0.00667]$$

$$M_{cr} = 42.34 \text{ kN m}$$

$$1.33 M_u = 1.33 * 11.35 = 15.10 \text{ kN m}$$

Se toma el mayor como momento de diseño $M_D = 15.10 \text{ kN m}$



Se realiza la revisión por fisuración de acuerdo a lo establecido en el Artículo 5.7.3.4

Para la revisión por fisuración se tendrá en cuenta el momento por estado límite de servicio 1.

Servicio I

$$M_{S1} = 8.41 \frac{kN}{m^2}$$

Cálculo del espaciamiento del refuerzo de acero y la capa más cercana a la cara

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{0.05}{0.7(0.2 - 0.05)}$$

$$\beta_s = 1.48$$

$$S \leq \frac{123000 Y_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

$$S \leq \frac{123000 (0.75)}{1.48 * 161.28} - 2 * (50)$$

$$S \leq 0.286 \text{ m}$$

Tomando en cuenta el momento para As mínimo (Art. 5.7.3.3.2) $M_D = 15.10 \text{ kN m}$, y espaciamiento mínimo de acuerdo a la revisión por fisuración (Art. 5.7.3.4) $S = 28 \text{ cm}$, se recalcula el refuerzo longitudinal para momento negativo de la losa.

$$K = \frac{M}{bd^2}$$

$$K = \frac{15.10}{1 * 0.15^2} = 671.11 \text{ kN/m}^2$$

Cuantía del acero,



$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 * K}{37800}} \right)$$

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 * 67.11}{37800}} \right) = 0.00181$$

La cuantía mínima para esta combinación de materiales es de 0.003333, por tanto, esta será la cuantía para el voladizo

Área del acero

$$A_s = 0.003333 * 100 * 15 = 5 \text{ cm}^2$$

Barras 4#5

1#5@0.25m

Armadura para voladizo 1#5@0.25m

Dado que la armadura a flexión en el voladizo se calcula con la cuantía mínima y que la longitud del voladizo es menor a un (1) metro, se tomará a flexión el mismo refuerzo que para las luces internas de la losa

De igual manera, la armadura de repartición y retracción del fraguado en el voladizo será la misma que en las luces internas de la losa.



Paso 3: Diseño de vigas, apoyos de la losa.

Para el diseño de las vigas se evaluaron 3 casos de mayoración establecidos en la tabla 3.4.1-1, Resistencia I, Servicio I y Fatiga I para el correcto diseño y verificación del mismo, se realiza en dos partes vigas internas y externas, para el cálculo de la fuerza cortante, momento flector y los casos de mayoración se usa el software SAP 2000.

- Estado límite de Resistencia I

$$M_U = 1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}$$

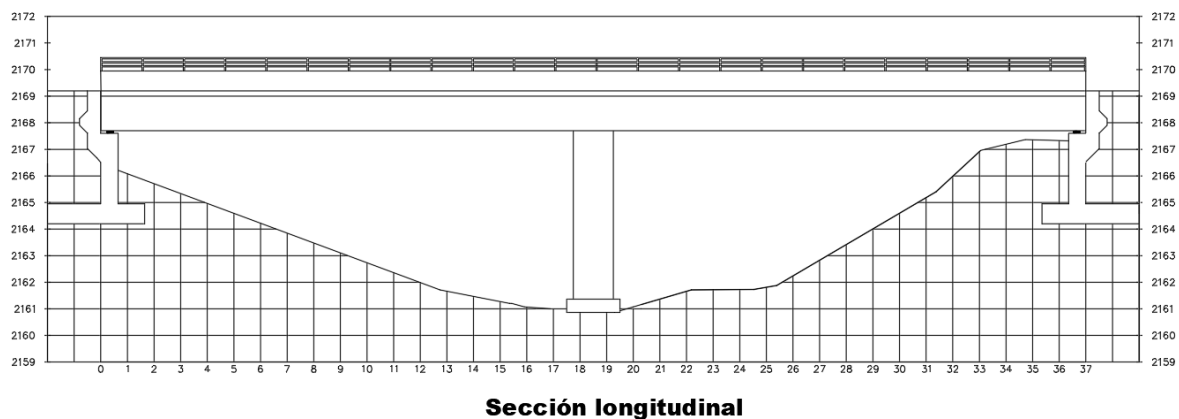
- Estado límite de Servicio I

$$M_S = 1.0M_{DC} + 1.0M_{DW} + 1.0M_{(LL+IM)}$$

- Estado límite de Fatiga

$$IM_F = 1.5M_{(LL+IM)}$$

Se realiza el análisis sobre la sección longitudinal del puente.

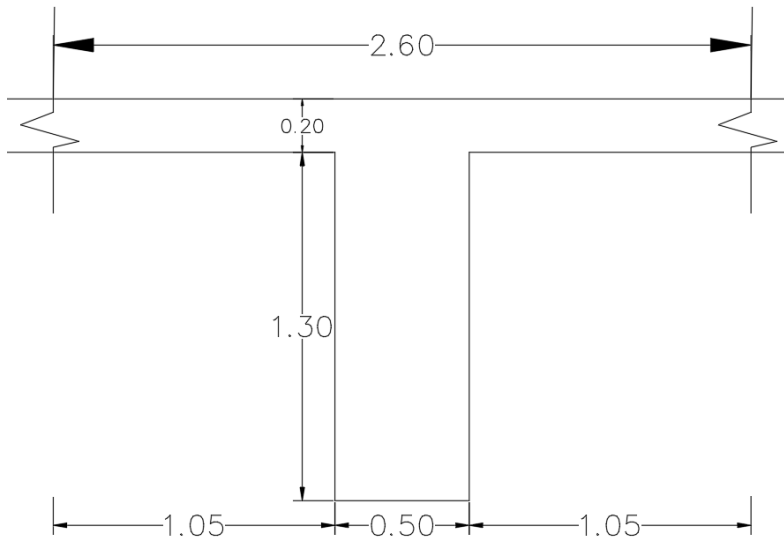


Plano opción B, sección transversal, fuente propia.



ANÁLISIS VIGAS INTERNAS

AVALUO DE CARGAS (Aferencia = 2.60 m)



Sección para análisis de vigas internas, fuente propia.

Análisis para el cálculo de momentos positivos y negativos sobre las vigas
Para el momento negativo se toma el valor a 1 metro de la longitud del apoyo B, dado que la base del apoyo es de 2 metros y el punto de referencia para el momento es de $b/2$.

Cargas permanentes de concreto

- Losa

$$D_C = 24 \frac{kN}{m^3} * 0.20 m * 2.60 m = 12.48 \frac{kN}{m}$$

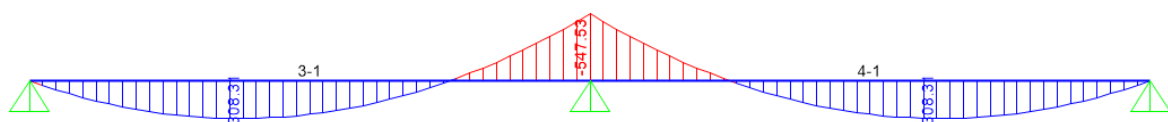
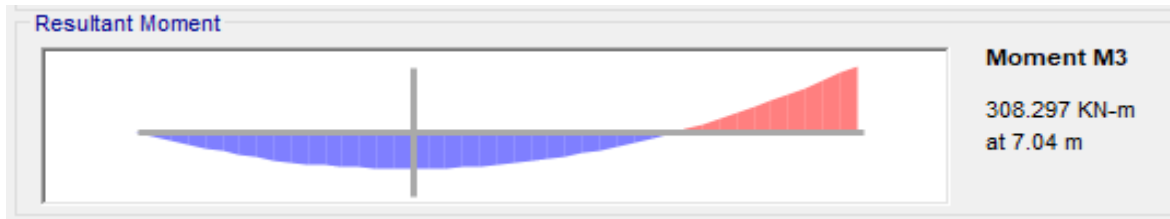
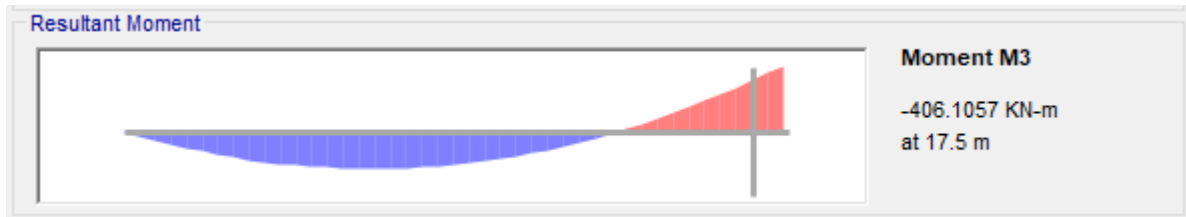


Gráfico de momento debido a la carga de la losa sobre la sección de diseño de las vigas internas, fuente propia.





Momento positivo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.



Momento negativo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.

- Vigas

$$D_c = 24 \frac{kN}{m^3} * 0.50 m * 1.30 m = 15.60 \frac{kN}{m}$$

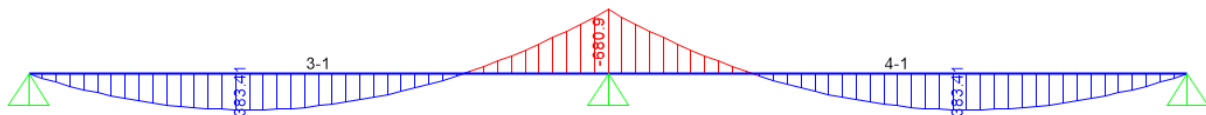
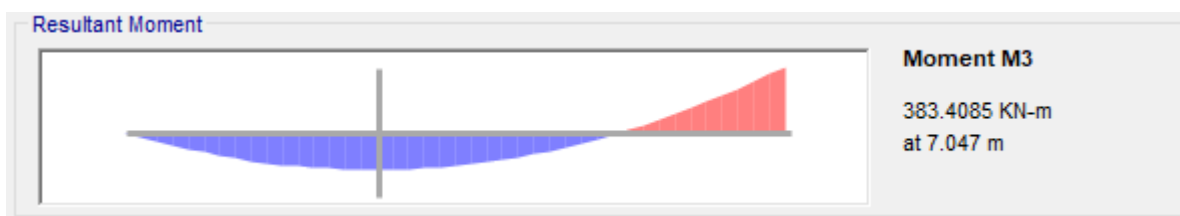
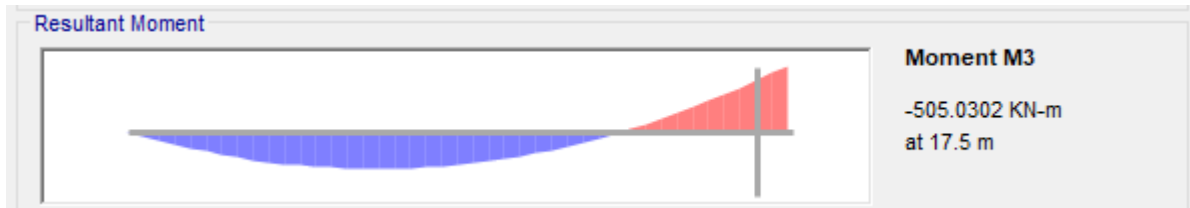


Gráfico de momento debido a la carga de las vigas sobre la sección de diseño de las vigas internas, fuente propia.



Momento positivo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.





Momento negativo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.

- Diafragma, espesor diafragma 30 cm.

$$D_C = 24 \frac{kN}{m^3} * (2.60 m - 0.50 m) * 1.30 m * 0.30 m = 19.66 kN$$

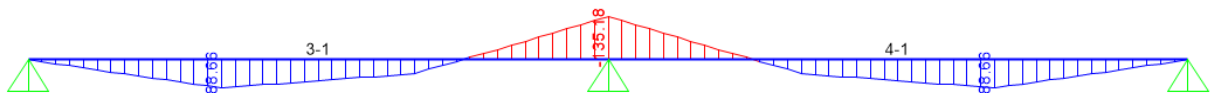
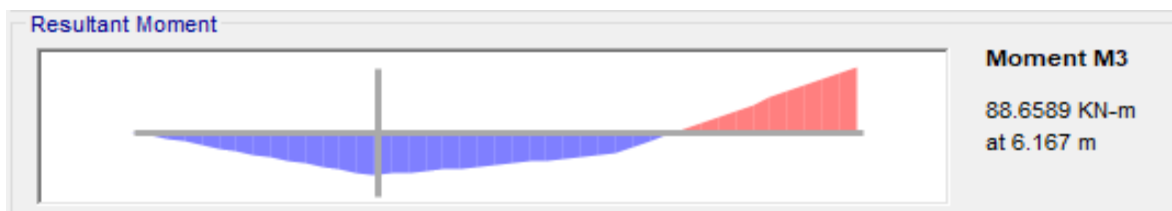
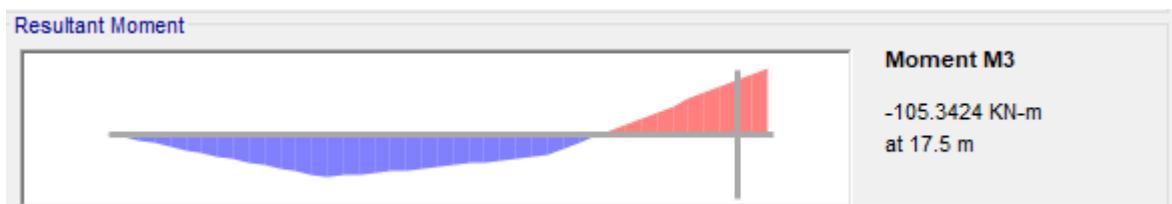


Gráfico de momento debido a la carga del diafragma sobre la sección de diseño de las vigas internas, fuente propia.



Momento positivo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.



Momento negativo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.



Análisis de cargas asfálticas permanentes

- Capa de rodadura

$$D_W = 22.5 \frac{kN}{m^3} * 0.08 m * 2.60 m = 4.68 \frac{kN}{m}$$

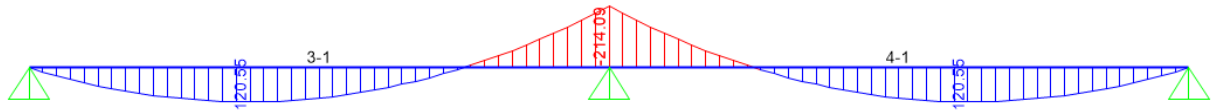
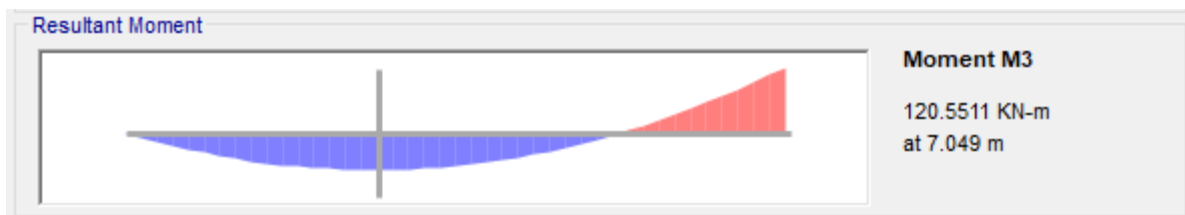
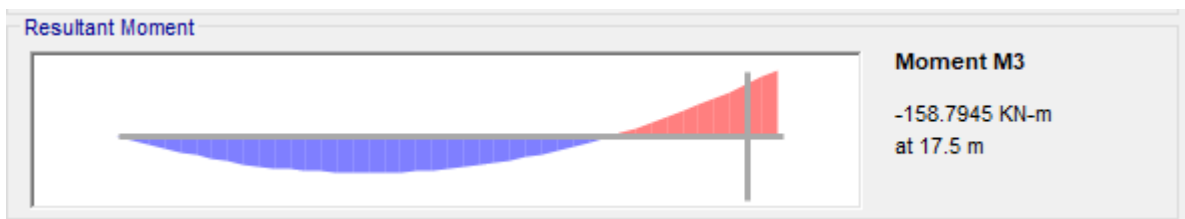


Gráfico de momento debido a la carga de la capa asfáltica sobre la sección de diseño de las vigas internas, fuente propia.



Momento positivo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.



Momento negativo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.

Análisis de cargas vivas, cargas vehiculares

Para el análisis de momentos por carga viva se deberá seguir lo dispuesto en el Artículo 3.6.1.2 - Carga viva vehicular de diseño.

La carga viva vehicular en las calzadas del puente o en estructuras incidentales, designada como CC-14, debe consistir en una combinación de:

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



Cada carril de diseño bajo consideración debe estar ocupado por el camión o por el tándem de diseño, coincidente con la carga de carril, donde sea aplicable.

Mediante el software SAP2000, mediante los casos de cargas vivas vehiculares, se realiza el análisis para los dos casos

❖ Caso 1

Cargas del camión de diseño CC-14 (Art. 3.6.1.2.2) combinado con el carril de diseño, se introducen las cargas por ejes del camión CC-14 amplificadas por el factor de impacto de 33%

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		10.3	53.2
Leading Load	Infinite		10.3	53.2
Fixed Length	4.3		10.3	212.8
Variable Length	4.3	9.	10.3	212.8
Trailing Load	Infinite		10.3	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

☐ Vehicle Remains Fully In Path

Buttons: OK, Cancel

Interfaz SAP2000 para las cargas vivas por camión de diseño + carril de diseño, fuente propia



- Resultado camión de diseño CC14 + carril de diseño0

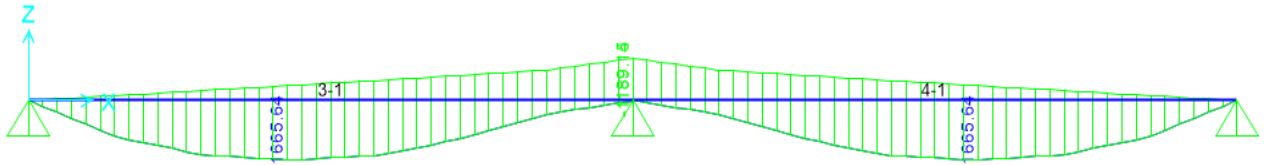
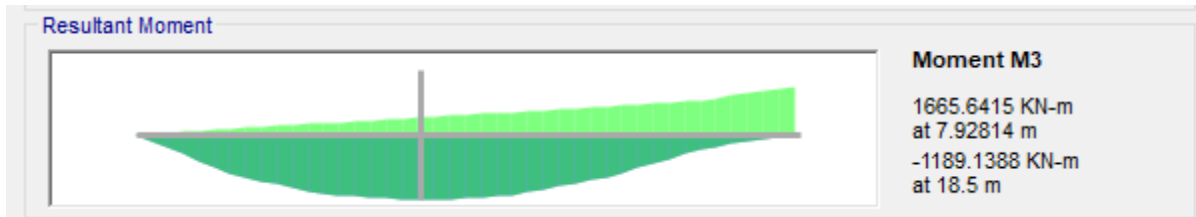
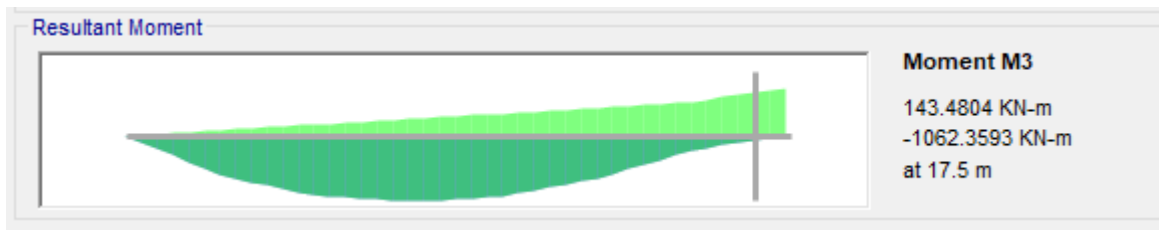


Gráfico SAP2000 de carga viva camión mas carril de diseño, fuente propia.



Momento positivo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.



Momento negativo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.

❖ Caso 2:

Cargas del tándem de diseño (Art. 3.6.1.2.3) combinado con el carril de diseño, se introducen las cargas por ejes del tándem amplificadas por el factor de impacto de 33%



Vehicle Data

Vehicle name: TANDEM Units: KN, m, C

Load Elevation:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		10.3	166.25
Leading Load	Infinite		10.3	166.25
Fixed Length	4.3		10.3	166.25
Trailing Load	Infinite		10.3	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

☐ Vehicle Remains Fully In Path

Buttons: OK, Cancel

Interfaz SAP2000 para las cargas vivas por camión de diseño + carril de diseño, fuente propia

- Resultado tándem de diseño + carril de diseño

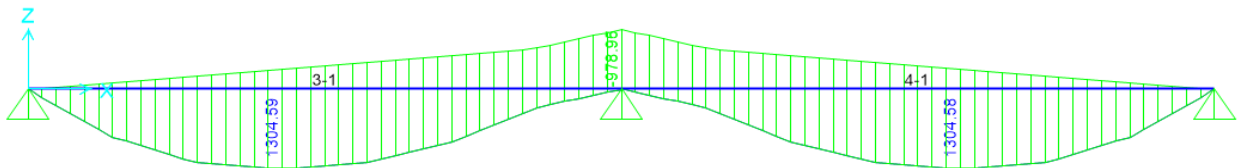
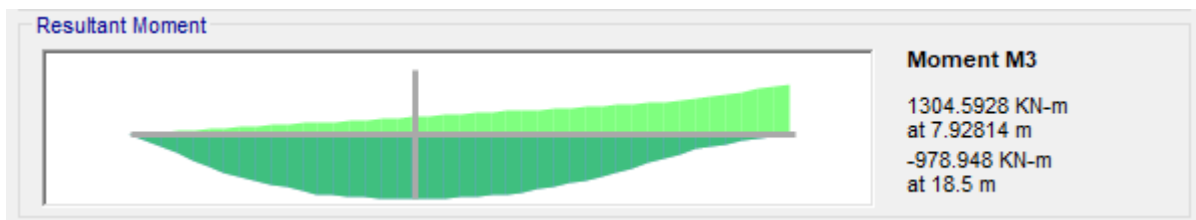
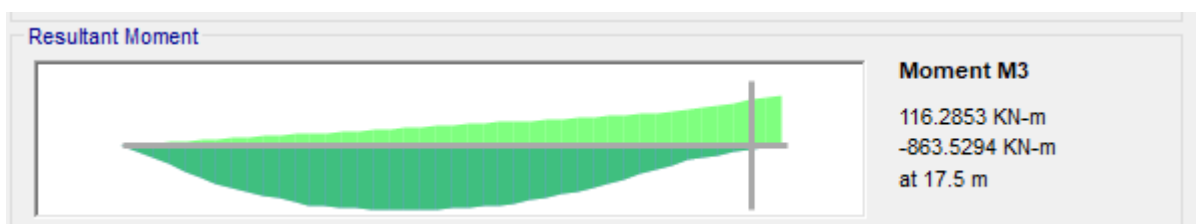


Gráfico SAP2000 de carga viva camión más carril de diseño, fuente propia.



Momento positivo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.



Momento negativo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.

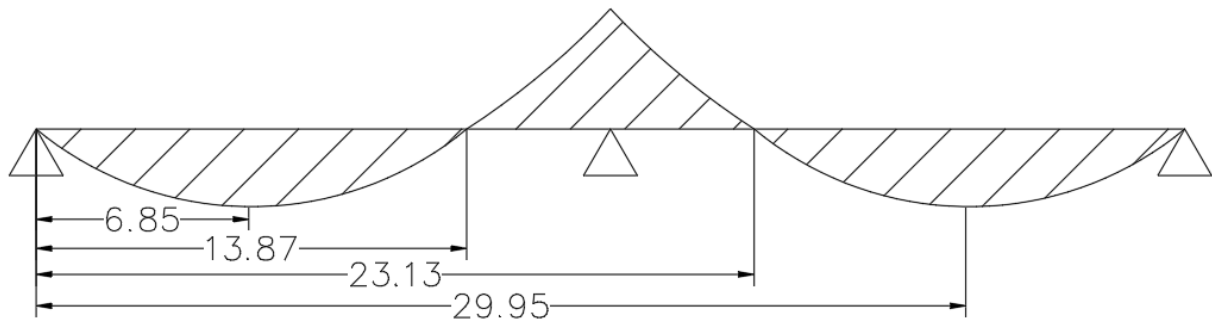


Al analizar los resultados se puede concluir que los valores por momentos dados por el caso 1, camión CC 14 más carril de diseño, son mayores que los valores por momento dados por la combinación 2, tándem de diseño más carril de diseño, dado esto se toman los valores del caso 1 al ser más crítico.

FACTORES DE DISTRIBUCIÓN:

Se realiza el cálculo de los factores de distribución para el cálculo de momentos por carga viva de las vigas internas del puente

Se toma una viga distribuida unitaria, con el fin de hallar los puntos de inflexión sobre la sección longitudinal del puente.



Puntos de inflexión para una carga uniformemente distribuida, sección transversal del puente, fuente propia.



DISEÑO A FLEXIÓN

Factor de distribución para carga viva

Vigas rectangulares

$$\text{Área } A = b * h = 0.50 * 1.0 = 0.50 \text{ m}^2$$

$$\text{Inercia } I_C = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.50 * 1^3}{12} = 0.04167 \text{ m}^4$$

Sección tipo E según artículo 4.6.2.2.1-1

Rigidez longitudinal (K_G) 4.6.2.2

$$K_G = n(I_{viga} + A_{viga} \cdot e_g^2)$$

- n = relación entre el concreto de las vigas y el tablero

$$n = \frac{f_{c \text{ viga}}}{f_{c \text{ tablero}}} = \frac{28}{28} = 1$$

- $e = 0.60 \text{ m}$

$$K_G = 1(0.04167 + 0.50 \cdot 0.6^2) = 0.222$$



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 4.6.2.2a-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, emparrillado lleno, parcialmente lleno, o tablero de emparrillado 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: $0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$ $4.1623 \times 10^9 \leq K_g \leq 2.9136 \times 10^{12}$
		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 $N_c = 8$

Tabla 4.6.2.2.2b-1 – Distribución de cargas vivas para momentos en vigas interiores, fuente CCP-14

$1100 < S < 49000$	$S = 2600$	Cumple
$110 < t_s < 300$	$t_s = 200$	Cumple
$6000 < L < 73000$	$L = 18500$	Cumple
$N_b > 4$	$N_b = 5$	Cumple
$4.1623 \times 10^9 < K_g < 2.9136 \times 10^{12}$	$K_g = 0.222 \times 10^{12}$	Cumple

Tabla verificaciones de factores tabla 4.6.2.2.2b-1, fuente propia

Factores de distribución $m_{g_{mi}}$ en vigas internas

Momentos positivos



- Para un carril cargado

$$0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$$

$$0.06 + \left(\frac{2.6}{4.3}\right)^{0.4} \left(\frac{2.6}{18.5}\right)^{0.3} \left(\frac{0.222}{18.5 \cdot 0.2^3}\right)^{0.1} = 0.533$$

- Para dos carriles cargados

$$0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$$

$$0.075 + \left(\frac{2.6}{2.9}\right)^{0.6} \left(\frac{2.6}{18.5}\right)^{0.2} \left(\frac{0.222}{18.5 \cdot 0.2^3}\right)^{0.1} = 0.734$$

Se toma el mayor valor dado que es el valor más crítico, por tanto, el factor es $Mg_{m+} = 0.734$

Momentos negativos

Debido a que el puente es simétrico en sus dos luces, se toma el mismo factor de momento positivo para momento negativo

Por tanto, el factor es $Mg_m = 0.734$

Posteriormente al calcular los factores tanto para momento negativo y positivo, se modela el momento existente junto con el factor, arrojando la siguiente gráfica:

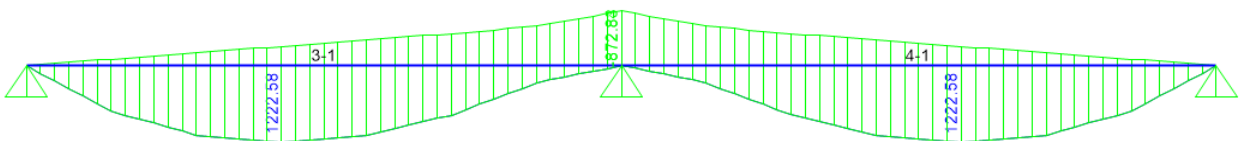


Gráfico SAP2000 de carga viva con factor de mayoración Mg , fuente propia.

Con los valores de momento para cargas permanentes de concreto (DC), cargas asfálticas permanentes (DW) y cargas vivas multiplicada por el factor Mg (LL+IM), y con la ayuda del software SAP2000 se realizan las combinaciones de carga.



- Estado límite de Resistencia I

$$M_U = 1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}$$

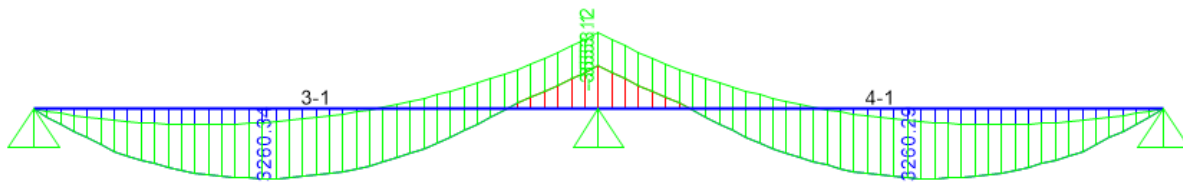
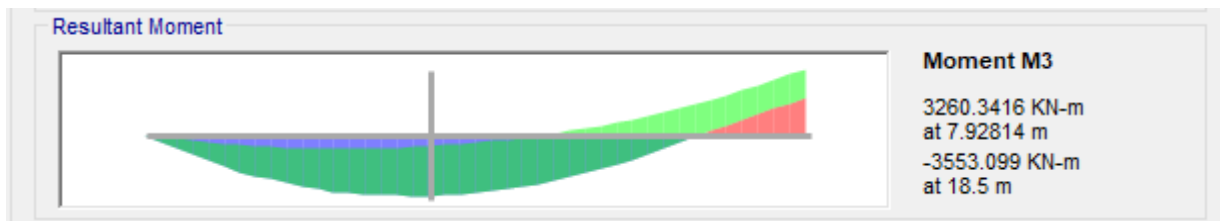
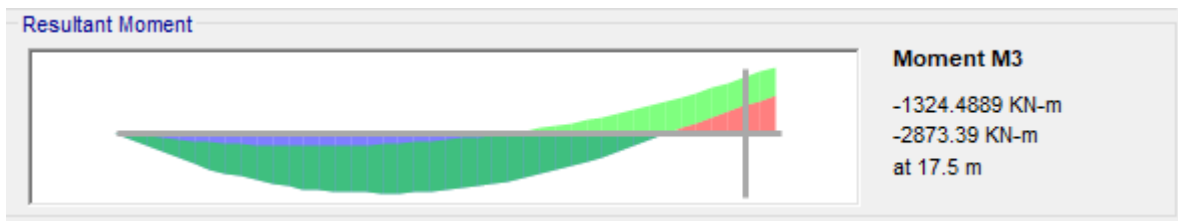


Gráfico SAP2000 combinación de carga resistencia i, fuente propia.



Momento positivo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.



Momento negativo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.

- Estado límite de Servicio I

$$M_S = 1.0M_{DC} + 1.0M_{DW} + 1.0M_{(LL+IM)}$$

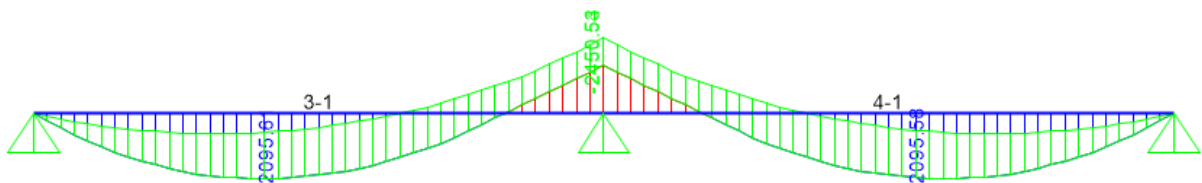
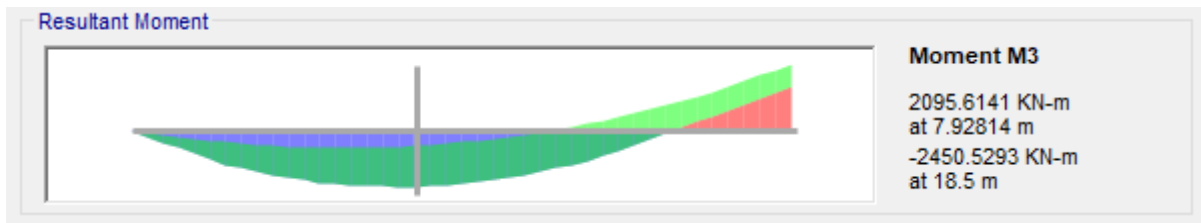
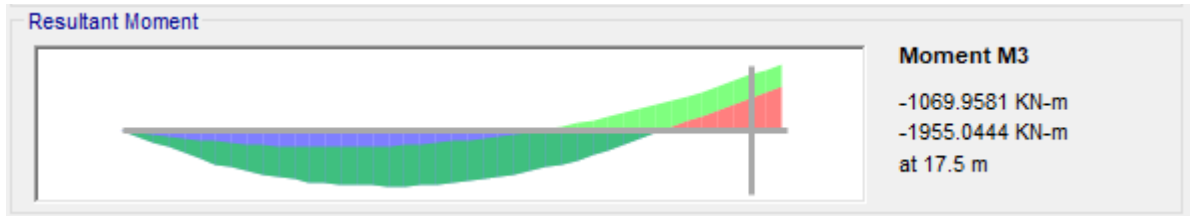


Gráfico SAP2000 combinación de carga servicio i, fuente propia.





Momento positivo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.



Momento negativo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.

RESUMEN DE MOMENTOS DE DISEÑO

MOMENTOS DE DISEÑO		
	+M (kN m)	-M (kN m)
Resistencia 1	3260.34	-2873.39
Servicio 1	2095.61	-1955.04

Tabla resumen momentos de diseño por factores combinaciones, fuente propia.

Datos de básicos de diseño de vigas	
Base del alma	0.50 m
Recubrimiento Art. 5.12.3	5 cm
Base aleta	2.60 m
Altura de la viga	1.50 m
Propiedades de los materiales	
f'_c	28 MPa



f_y	420 MPa
β	0.85
ϕ	0.90

Tabla resumen de datos de diseño para el refuerzo de las vigas internas, fuente propia.

suponiendo $c = t = 0.20$ m

$$a = \beta * C = 0.85(0.20) = 0.17 \text{ m}$$

$$d = 1.50 - 0.17 = 1.33 \text{ m}$$

Se toma como momento de diseño los valores del estado límite de resistencia I

DISEÑO PARA MOMENTO POSITIVO

$$+M_u \text{ (kN/m}^2, \text{ R I)} = 3260.34 \text{ kN m}$$

$$K = \frac{M}{bd^2}$$

$$K = \frac{3260.34}{0.50 * 1.33^2} = 3686.291 \text{ kN/m}^2$$

Cuantía del acero

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 * K}{37800}} \right)$$

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 * 368.63}{37800}} \right) = 0.0108$$

Área del acero

$$A_s = 0.0108 * 50 * 133 = 71.79 \text{ cm}^2$$

Barras 15#8

3 filas de 5#8 c/u.



Se hace la verificación del acero mínimo, de acuerdo a lo establecido en el **Artículo 5.7.3.3.2**

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

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

$$\gamma_1 = 1.6$$

$$\gamma_2 = 0$$

$$\gamma_3 = 0.75$$

Módulo de rotura de acuerdo al artículo 5.4.2.6

$$F_r = 0.62 \sqrt{f_c}$$

$$F_r = 0.62 \sqrt{28} = 5.29 \text{ MPa}$$

Módulo de sección

$$S_c = \left(\frac{bh^2}{6} \right)_{\text{viga}} + \left(\frac{bh^2}{6} \right)_{\text{losa}}$$

$$S_c = \frac{0.50 \cdot 1.30^2}{6} + \frac{2.60 \cdot 0.20^2}{6} = 0.158 \text{ m}^3$$

Deben usarse valores apropiados para M_{dnc} y S_{nc} para secciones compuestas indeterminadas. Cuando las vigas se diseñan para que la sección monolítica o no compuesta resista todas las cargas, S_{nc} debe sustituirse por S_c en las anteriores ecuaciones para el cálculo de M_{cr}

Teniendo en cuenta la anterior consideración, la fórmula queda de la siguiente manera $S_{nc} = S_c$ y que $\gamma_2 = 0$



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

$$M_{cr} = 1.2 * 5290 * 0.158$$

$$M_{cr} = 1002.98 \text{ kN m}$$

$$1.33M_u = 1.33 * 3260.34 = 4336.25 \text{ kN m}$$

Cálculo del espaciamiento del refuerzo de acero y la capa más cercana a la cara

Art. 5.7.3.4

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{0.05}{0.7(1.50 - 0.05)}$$

$$\beta_s = 1.05$$

$$S \leq \frac{123000Y_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

$$S \leq \frac{123000 (1.00)}{1.05 * 237} - 2 * (50)$$

$$S \leq 0.394 \text{ m}$$

Se recalcula la cuantía de acero a flexión con un momento $1.33M_u = 4336.25 \text{ kN m}$

$$K = \frac{M}{bd^2}$$

$$K = \frac{4336.25}{0.50 * 1.33^2} = 4092.76 \text{ kN/m}^2$$

Cuantía del acero

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 * K}{37800}} \right)$$

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 * 4092.76}{37800}} \right) = 0.015$$



Área del acero Tensión

$$A_s = 0.0108 \cdot 50 \cdot 133 = 99.53 \text{ cm}^2$$

Barras 20#8

4 filas de 5#8 c/u.

Se realiza el cálculo del acero a compresión, que se ubicará en el extremo opuesto de la viga con la cuantía mínima requerida por la combinación de materiales.

Área del acero Tensión

$$A_s = 0.003333 \cdot 50 \cdot 133 = 22.16 \text{ cm}^2$$

Barras 5#8

1 filas de 5#8

Verificación del eje neutro.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{0.009953 \cdot 420}{0.85 \cdot 28 \cdot 2.60} = 6.76 \text{ cm}$$

Verificación de la deformación unitaria del acero a tracción 5.5.4.2

Profundidad del eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.76}{0.85} = 7.95 \text{ cm}$$



DISEÑO PARA MOMENTO NEGATIVO

$$-M_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 2873.39 \text{ kN m}$$

$$K = \frac{M}{bd^2}$$

$$K = \frac{2873.39}{0.50 \cdot 1.33^2} = 3255.57 \text{ kN/m}^2$$

Cuantía del acero

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 \cdot k}{37800}} \right)$$

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 \cdot 325.56}{37800}} \right) = 0.0094 \text{ Área del acero}$$

$$A_s = 0.0094 \cdot 50 \cdot 133 = 62.51 \text{ cm}^2$$

Barras 15#8

3 filas de 5#8 c/u.

Se hace la verificación del acero mínimo, de acuerdo a lo establecido en el **Artículo 5.7.3.3.2**

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

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

$$\gamma_1 = 1.6$$

$$\gamma_2 = 0$$

$$\gamma_3 = 0.75$$

Módulo de rotura de acuerdo al artículo 5.4.2.6



$$F_r = 0.62\sqrt{f_c}$$

$$F_r = 0.62\sqrt{28} = 5.29 \text{ MPa}$$

Módulo de sección

$$S_c = \left(\frac{bh^2}{6}\right)_{\text{viga}} + \left(\frac{bh^2}{6}\right)_{\text{losa}}$$

$$S_c = \frac{0.50 \cdot 1.30^2}{6} + \frac{2.60 \cdot 0.20^2}{6} = 0.158 \text{ m}^3$$

Deben usarse valores apropiados para M_{dnc} y S_{nc} para secciones compuestas indeterminadas. Cuando las vigas se diseñan para que la sección monolítica o no compuesta resista todas las cargas, S_{nc} debe sustituirse por S_c en las anteriores ecuaciones para el cálculo de M_{cr}

Teniendo en cuenta la anterior consideración, la fórmula queda de la siguiente manera $S_{nc} = S_c$ y que $\gamma_2 = 0$

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

$$M_{cr} = 1.2 * 5290 * 0.158$$

$$M_{cr} = 1002.98 \text{ kN m}$$

$$1.33M_u = 1.33 * 2879.39 = 3829.59 \text{ kN m}$$

Cálculo del espaciamiento del refuerzo de acero y la capa más cercana a la cara

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{0.05}{0.7(1.50 - 0.05)}$$

$$\beta_s = 1.05$$

$$S \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$



$$S \leq \frac{123000 (1.00)}{1.05 * 237} - 2 * (50)$$

$$S \leq 0.394 \text{ m}$$

Se recalcula la cuantía de acero a flexión con un momento $1.33M_u = 3829.59 \text{ kN m}$

$$K = \frac{M}{bd^2}$$

$$K = \frac{3829.59}{0.50 * 1.33^2} = 4329.91 \text{ kN/m}^2$$

Cuantía del acero

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 * K}{37800}} \right)$$

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 * 534.3}{37800}} \right) = 0.0129$$

Área del acero

$$A_s = 0.0129 * 50 * 133 = 85.78 \text{ cm}^2$$

Barras 18#8

3 filas de 6#8 c/u.

Se realiza el cálculo del acero a compresión, que se ubicará en el extremo opuesto de la viga con la cuantía mínima requerida por la combinación de materiales.

Área del acero Tensión

$$A_s = 0.003333 * 50 * 133 = 22.16 \text{ cm}^2$$

Barras 5#8



1 filas de 5#8

Verificación del eje neutro.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{0.011027 \cdot 420}{0.85 \cdot 28 \cdot 2.60} = 7.48 \text{ cm}$$

Verificación de la deformación unitaria del acero a tracción 5.5.4.2

Profundidad del eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7.48}{0.85} = 8.8 \text{ cm}$$

Tabla resumen refuerzo a flexión en vigas internas

Momento	Fuerza	Cantidad
Positivo	tensión	4 filas 5#8 c/u
	compresión	1 filas 5#8
Negativo	tensión	3 filas 6#8 c/u
	compresión	1 filas 5#8

Fuente propia.

Nota: para ver la ubicación del refuerzo detallado ver plano refuerzo vigas internas

ARMADURA DE SUPERFICIE Art. 5.7.3.4

Si la distancia de un miembro no preesforzado o parcialmente preesforzado excede 1 m debe distribuirse uniformemente refuerzo superficial a lo largo de ambas caras del elemento, en una distancia de/2 más cercana al refuerzo de tracción por flexión. El área del refuerzo será:

$$A_{sk} \geq 0.001(d_e - 760) \leq \frac{A_s + A_{sp}}{1200}$$

Ask = Armadura de superficie



d_e = Altura efectiva (mm)

A_s = Armadura del refuerzo a tracción (mm²)

A_{ps} = Armadura del refuerzo a tracción (mm²)

Para momento positivo

$$A_{sk} \geq 0.001(1330 - 760) \leq \frac{10200 + 2550}{1200}$$

$$A_{sk} \geq 0.57 \leq 10.63$$

El refuerzo de superficie no debe superar el 25% del refuerzo a tracción.

$$25\%(102.00) = 25.50 \text{ cm}^2$$

espaciamiento máximo de $d_e/6$ o 300 mm

$$\frac{d_e}{6} = \frac{1330}{6} = 22.17 \text{ mm}$$

espaciamiento máximo 22 cm

refuerzo de superficie: 3#5@20cm;

Para momento negativo

$$A_{sk} \geq 0.001(1330 - 760) \leq \frac{9180 + 2550}{1200}$$

$$A_{sk} \geq 0.57 \leq 9.78$$

El refuerzo de superficie no debe superar el 25% del refuerzo a tracción.

$$25\%(91.80) = 22.95 \text{ cm}^2$$

espaciamiento máximo de $d_e/6$ o 300 mm

$$\frac{d_e}{6} = \frac{1330}{6} = 22.17 \text{ mm}$$



espaciamiento máximo 22 cm

refuerzo de superficie: 3#5@20cm

Tanto para el momento positivo como el momento negativo da la misma cuantía.

Esta armadura también cumple la función de retracción del fraguado y temperatura.

Nota: para ver la ubicación del refuerzo detallado ver plano refuerzo vigas internas

REVISIÓN POR FATIGA

Factores de distribución por fatiga

Para determinar los factores de distribución para la verificación por fatiga deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones

- Artículo 3.6.1.4.1, la carga de fatiga corresponde a un camión de diseño (CC 14) con un espaciamiento constante entre los ejes de 160 kN de 9m.
- Tabla 3.6.2.1-1, la amplificación dinámica para la carga de fatiga es 15%.
- Artículo 3.6.1.1.2, para las verificaciones por fatiga los factores de distribución para un carril cargado deben dividirse entre 1.2 y no se consideran más carriles cargados.

Para un carril cargado, facto Mg

$$0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

$$0.06 + \left(\frac{2.6}{4.3}\right)^{0.4} \left(\frac{2.6}{18.5}\right)^{0.3} \left(\frac{0.222}{18.5 \cdot 0.2^3}\right)^{0.1} = 0.533$$

$$\frac{0.533}{1.2} = 0.444$$



Se toma un factor M_g de 0.444 para la carga viva.

- Estado límite de Fatiga I

$$M_F = 1.5M_{(LL+IM)}$$

Siendo esta la fórmula de la mayoración para el estado límite de fatiga I, se realizó la correspondiente combinación en el software SAP2000, el cual permite una mejor visualización de los valores en el siguiente gráfico.

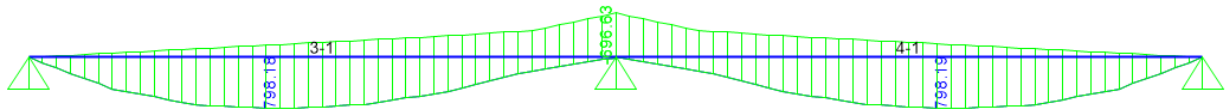
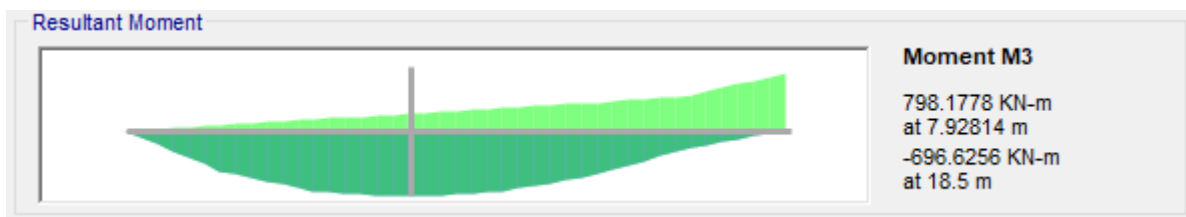
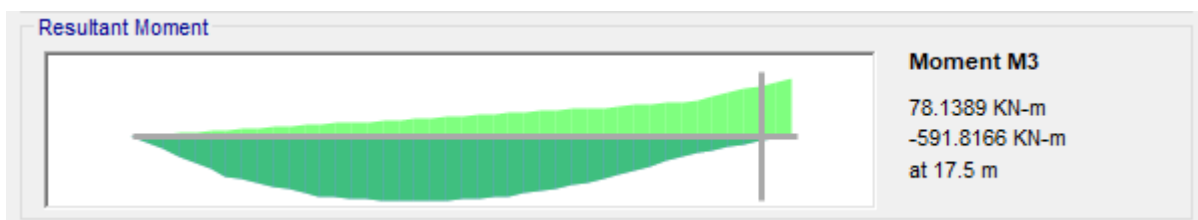


Gráfico SAP2000 combinación de carga fatiga i, fuente propia.



Momento positivo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.



Momento negativo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.

REVISION PARA MOMENTO POSITIVO POR FATIGA

Carga de Fatiga CCP-14 Art. 3.6.1.4

Momento por Carga muerta DC = 776.16 kN m

Momento por capa de rodadura DW = 120.55 kN m

Momento por fatiga Carga viva LL+IM = 798.18 kN m



Sección fisurada Art. 5.5.3.1

Los efectos de fatiga deben satisfacer, $\Delta f \leq \Delta F_{TH}$

Las propiedades de la sección para investigaciones de fatiga deben basarse en secciones fisuradas cuando la suma de los esfuerzos, debidas a las cargas permanentes y re esfuerzo no mayorados y la combinación de carga de Fatiga I, es a tracción y excede 0.25 Raíz (f'_c) en MPa.

$$\text{Art. 5.5.3 } Fat = 0.25\sqrt{f'_c}$$

$$Fat = 0.25\sqrt{28} = 1322.88 \frac{kN}{m^2}$$

$$M'_{fat} = MDC + MDW + M_{fat} = 1694.89 \text{ kN m}$$

$$F_{trac} = \frac{M'_{fat}}{S_c} = \frac{1694.89}{0.158} = 10727.15 \frac{kN}{m^2}$$

$$F_{trac} > Fat$$

Se analiza el estado de esfuerzos sobre el acero de refuerzo.

Esfuerzo mínimo, por cargas permanentes:

$$f_{min} = \frac{M_{DC} + M_{DW}}{A_s * jd} = \frac{776.12 + 120.55}{0.0102 * 1.237} = 71066.15 \frac{kN}{m^2}$$

Umbral de fatiga de amplitud constante, Art. 5.5.3.2-1:

$$(\Delta F)_{TH} = 166 - 0.33f_{min} = 166 - 0.33(71.07) = 142.55 MPa$$

Esfuerzo máximo, por cargas permanentes más camión de fatiga:

$$f_{max} = \frac{M_{DC} + M_{DW} + M_{fat}}{A_s * jd} = \frac{1694.89}{0.0102 * 1.237} = 134329.58 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Rango de esfuerzo: } \Delta f = f_{max} - f_{min} = 134329.58 - 71066.15 = 63263.43 \frac{kN}{m^2}$$

se satisface, $\Delta f \leq \Delta F_{TH}$

$$63.26 MPa \leq 142.55 MPa$$



REVISION PARA MOMENTO NEGATIVO POR FATIGA

Carga de Fatiga CCP-14 Art. 3.6.1.4

Carga muerta DC = 1016.48 kN m

Carga por carpeta de rodadura DW = 158.79 kN m

Momento por fatiga Carga viva LL+IM = 591.82 kN m

Sección fisurada Art. 5.5.3.1

Los efectos de fatiga deben satisfacer, $\Delta f \leq \Delta F_{TH}$

Las propiedades de la sección para investigaciones de fatiga deben basarse en secciones fisuradas cuando la suma de los esfuerzos, debidas a las cargas permanentes y re esfuerzo no mayorados y la combinación de carga de Fatiga I, es a tracción y excede 0.25 Raíz (f'_c) en MPa.

$$\text{Art. 5.5.3 } Fat = 0.25\sqrt{f'_c}$$

$$Fat = 0.25\sqrt{28} = 1322.88 \frac{kN}{m^2}$$

$$M'fat = MDC + MDW + Mfat = 1767.09 \text{ kN m}$$

$$F_{trac} = \frac{M'fat}{Sc} = \frac{1767.09}{0.158} = 11184.11 \frac{kN}{m^2}$$

$$F_{trac} > Fat$$

Se analiza el estado de esfuerzos sobre el acero de refuerzo.

Esfuerzo mínimo, por cargas permanentes:

$$f_{min} = \frac{M_{DC} + M_{DW}}{As * jd} = \frac{1016.48 + 158.79}{0.00918 * 1.237} = 103496.41 \frac{kN}{m^2}$$

Umbral de fatiga de amplitud constante, Art. 5.5.3.2-1:



$$(\Delta F)_{TH} = 166 - 0.33f_{min} = 166 - 0.33(103.50) = 131.85 \text{ MPa}$$

Esfuerzo máximo, por cargas permanentes más camión de fatiga:

$$f_{max} = \frac{M_{DC} + M_{DW} + M_{fat}}{As * jd} = \frac{1767.09}{0.00918 * 1.237} = 155613.15 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Rango de esfuerzo: } \Delta f = f_{max} - f_{min} = 155615.15 - 103496.41 = 52116.74 \frac{kN}{m^2}$$

se satisface, $\Delta f \leq \Delta F_{TH}$

$$52.12 \text{ MPa} \leq 131.85 \text{ MPa}$$

DISEÑO POR CORTANTE (ART. 5.8)

Factor de distribución para fuerza cortante, carga viva

Tipos de superestructura	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)	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1		
Tablero de concreto sobre vigas de madera	(l)	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
Tablero de concreto, emparrillado	(a), (e), (k) y también (i), (j) si están	$0.36 + \frac{S}{7600}$	$0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^{2.0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73000$ $110 \leq t_s \leq 300$

Tabla 4.6.2.2.3a-1 — Distribución de carga viva para cortante en vigas interiores, fuente CCP-14.

- Para 1 carril cargado

$$0.36 + \frac{S}{7600}$$

$$0.36 + \frac{2.6}{7.60} = 0.702$$



- Para 2 carriles cargados

$$0.36 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^2$$

$$0.36 + \frac{2.6}{3.60} - \left(\frac{2.6}{10.70} \right)^2 = 0.863$$

Rige 0.863 como factor Mg para carga viva

De acuerdo con el Artículo 5.8.3.2 cuando las fuerzas externas producen compresión en el concreto sobre los apoyos, la sección crítica a cortante se presenta una distancia d_v de la cara interna del apoyo.

Viga Art. 5.8.3.4.1 Proceso simplificado para secciones no preesforzadas

Luz del puente = 18.5 m

H = altura de la viga = 1.50 m

de = 1.33 m

Art. 5.8.2.9 d_v = peralte de corte efectivo

$$0.90de = 0.90 * 1.33 = 1.20 \text{ m}$$

$$0.72h = 0.72 * 1.50 = 1.08 \text{ m}$$

$$d_v = 1.20 \text{ m}$$

La sección crítica se ubica desde el eje del apoyo de:

$$d_v + \text{apoyo}/2 = 1.20 + 0.75/2 = 1.58 \text{ m}$$





Interfaz SAP2000 para gráficos de cortante y momento, resistencia i, fuente propia.

$$V_u = 868.20 \text{ kN}$$

$$M_u = 1350.45 \text{ kN m}$$

Obtención de la separación de los flejes en la zona crítica a cortante.

Esfuerzo cortante Art. 5.8.2.1-2

$$V_r = \Phi V_N$$

$$\Phi = 0.9 \text{ Art. 5.5.4.2}$$

V_N es el menor entre:

- Art. 5.8.3.3-1

$$V_N = V_c + V_s + V_p$$

Art. 5.8.3.3-2

$$V_N = 0.25 f'_c b_a d_v + V_p$$

$$V_N = 0.25 * 28 * 0.50 * 1.20 + 0$$

$$V_N = 4.20 \text{ MN} = 4200 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



- Esfuerzo de cortante Art. 5.8.2.9

$$v_u = \frac{|V_u - \Phi V_P|}{\Phi b_v d_v}$$

$$v_u = \frac{|868.20 - 0.9 * 0|}{0.9 * 0.50 * 1.20} = 1607.78 \frac{kN}{m^2}$$

Cálculo de la deformación unitaria Art. 5.8.3.4.2-3

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_P| - A_{ps}f_{po} \right)}{E_s A_{s \text{ cortante}} + E_p A_{ps}}$$

Momento estado límite de resistencia I, $M_u = 1647.05 \text{ kN/m}^2$

Módulo de elasticidad del acero, $E_s = 200 \text{ GPa}$

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|350.45|}{1.20} + |868.20| \right)}{200 * 10^6 * 0.0102} = 0.0010$$

Por consiguiente:

Art. 5.8.3.4.2-3: $\theta = 29 + 3500\varepsilon_s$

$$\theta = 29 + 3500 * 0.0010 = 32.42^\circ$$

Art. 5.8.3.4.2-1: $\beta = \frac{4.8}{(1+750\varepsilon_s)}$

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750 * 0.0010)} = 2.77$$

Fuerza cortante resistida por el concreto Art. 5.8.3.3-3

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f_c}b_v d_v$$

$$V_c = 0.083 * 2.77 * \sqrt{28} * 0.50 * 1.20$$

$$V_c = 0.730 \text{ MN} = 729.93 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s$$



$$V_s = \frac{868.20}{0.9} - 729.93 = 234.74 \text{ kN}$$

Separación de los estribos en la zona crítica Art. 5.8.3.3-4

$$S = \frac{f_y d_v A_c (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{V_s}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 38.695^\circ$$

$$A_v = 2 * 0.000129 = 0.000258 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{420 * 1.20 * 0.000258 (\cot \cot (32.42) + \cot \cot (90)) \sin (90)}{0.235} = 0.87 \text{ m}$$

Máximo espaciamiento ($S_{\max}$) del refuerzo transversal Art. 5.8.2.7

$$V_u = 1071.76 \text{ kN}$$

$$0.125 f'_c = 0.125 * 28000 = 3500 \text{ kN}$$

$$\text{Como: } V_u < 0.125 f'_c$$

Se la fórmula 5.8.2.7-2

$$S_{\max} = 0.8 d_v \leq 600 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 0.8 * 1290 = 1032 \text{ mm}$$

Por tanto, $S_{\max} = 600 \text{ mm}$

Se hará los cálculos correspondientes de la separación de los estribos #4 a lo largo de la luz de la viga, en secciones tomadas arbitrariamente cada 3 metros



DISEÑO A CORTANTE, SECCIONES CADA 3m, VIGAS INTERIORES							
X (m)	1.58	3	6	9	12	15	17.5
Vu (kN)	868.20	721.63	428.20	448.37	737.15	1045.76	1272.48
Mu (kN m)	1350.25	2373.84	3480.98	3474.52	2493.02	509.86	3113.22
vu (kN)	1607.78	1336.34	792.96	830.31	1365.09	1936.59	2356.44
As flexión (m²)	102	102	102	102	102	91.8	91.8
εs (m)	0.0010	0.0013	0.0016	0.0016	0.0014	0.0008	0.0021
θ	32.42	33.63	34.71	34.74	33.83	31.80	36.37
β	2.77	2.41	2.16	2.15	2.36	3.00	1.86
vc (kN)	729.93	634.79	568.77	567.38	621.62	790.18	490.34
Vs (kN)	234.74	167.01	-92.99	-69.19	197.43	371.78	923.52
s (cm)	60	60	60	60	60	56	19

Tabla cuantía de refuerzo a cortante en vigas internas, fuente propia.

Refuerzo transversal mínimo Art. 5.8.2.5-1, se toma como referencia a la distancia 17.5 m debido a que es el más crítico

$$A_v \geq 0.083 \frac{B_v S}{f_y} \sqrt{f'_c}$$

$$A_v \geq 0.083 \frac{500 * 160}{420} \sqrt{28} = 99.96 \text{ mm}^2$$

$$258 \text{ mm}^2 \geq 99.96 \text{ mm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Debido a que las luces del puente son simétricas, la segunda luz tendrá el mismo refuerzo a cortante, efecto espejo.

VERIFICACIÓN DEL ACERO LONGITUDINAL

Verificación del acero longitudinal de la luz Art. 5.8.3.5

Se debe satisfacer:

$$A_{ps} f_{ps} + A_y f_y \geq \frac{|M_u|}{d_v \Phi_f} + 0.50 \frac{N_u}{\Phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\Phi_v} - V_p \right| - 0.50 V_s \right) \cot \cot \theta$$

Diseño en concreto reforzado, por tanto:



$$A_{ps} = 0$$

$$f_{ps} = 0$$

$$0.0102 * 420000 \geq \frac{|3474.52|}{1.20 * 0.90} + \left| \frac{448.37}{0.9} \right| \cot 34.74$$

$$4284 \geq 3935.55 \text{ CUMPLE}$$

DEFLEXION Art. 5.7.3.6.2

El cálculo de deflexiones y de contra flechas debe considerar la carga muerta, la carga viva, el pre-esfuerzo, las cargas de montaje, el flujo plástico y la retracción del concreto, y la relajación del acero.

La deflexión está en función del módulo de elasticidad y de la inercia de la sección es por ello que se deben calcular estas variables.

Deflexión y contra flecha. Artículo 5.7.3.6.2

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad 5.7.3.6.2 - 1$$

En la cual,

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t}$$

I_g = Momento de inercia de la sección bruta del concreto.

M_a = Momento máximo en el elemento de concreto en la etapa para la cual se calcula la deformación.

f_r = Módulo de rotura del concreto especificado en Art. 5.4.2.6

y_t = Distancia desde el eje neutro a la fibra extrema a tracción.

M_{cr} = Momento de fisuración.

I_{cr} = momento de inercia de la sección fisurada del concreto.

Módulo de elasticidad del concreto

$$E_c = 4700 * \sqrt{f'c} = 25399.21 \frac{kN}{m^2}$$



Módulo de roturo del concreto Art. 5.4.2.6

$$f_r = 0.62 * \sqrt{f'_c} = 3280.73 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_a = 3260 \text{ kN m}$$

$$M_{cr} = 1002.98 \text{ kN m}$$

$$I_e = \left(\frac{1002.98}{3260} \right)^3 0.0933 + \left[1 - \left(\frac{1002.98}{3260} \right)^3 \right] 0.091 \leq I_g \quad \text{Art. 5.7.3.6.2 - 1}$$

$$0.0911 \leq 0.0933$$



ANÁLISIS VIGA EXTERIOR

- Estado límite de Resistencia I

$$M_U = 1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}$$

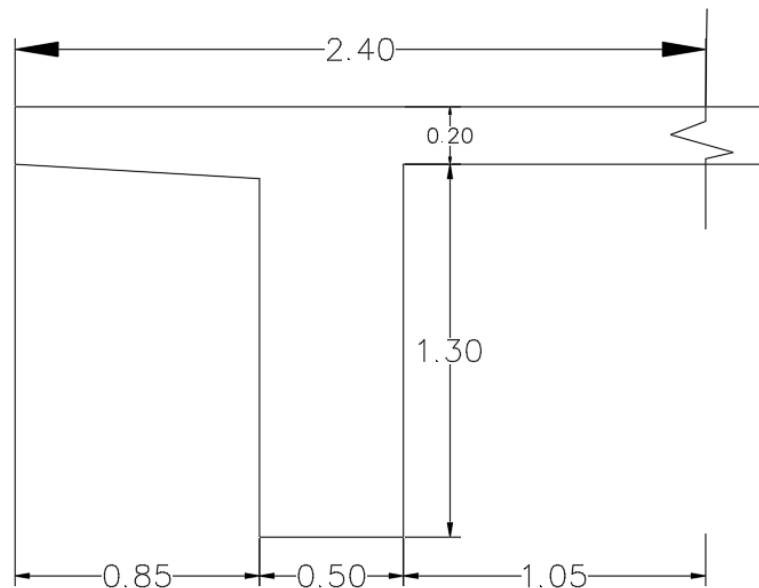
- Estado límite de Servicio I

$$M_S = 1.0M_{DC} + 1.0M_{DW} + 1.0M_{(LL+IM)}$$

- Estado límite de Fatiga

$$IM_F = 1.5M_{(LL+IM)}$$

AVALUO DE CARGAS (Aferencia = 2.40 m)



Sección para análisis de vigas externas, fuente propia.

Análisis para el cálculo de momentos positivos y negativos sobre las vigas
Para el momento negativo se toma el valor a 1 metro de la longitud del apoyo B, dado que la base del apoyo es de 2 metros y el punto de referencia para el momento es de $b/2$.

Cargas permanentes de concreto

- Losa + andén + baranda



$$D_C = 24 \frac{kN}{m^3} * (0.20 m * 2.40 m + 1.50 m * 0.15 m) + 0.10 \frac{kN}{m} = 16.62 \frac{kN}{m}$$

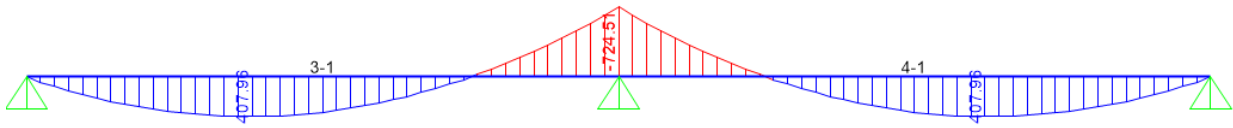
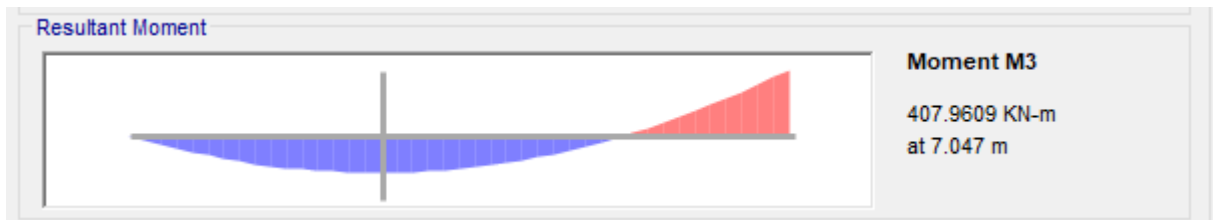
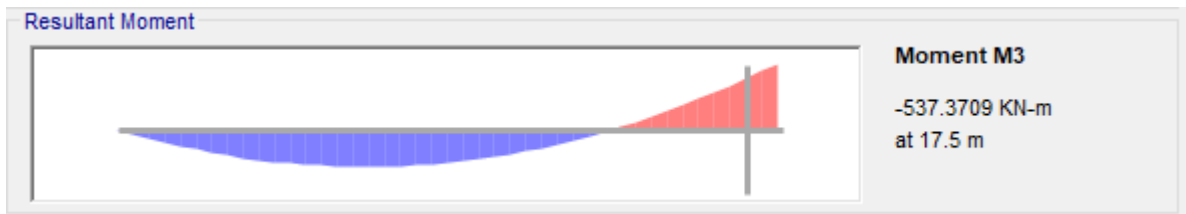


Gráfico de momento debido a la carga de la losa sobre la sección de diseño de las vigas internas, fuente propia.



Momento positivo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.



Momento negativo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.

- Vigas

$$D_C = 24 \frac{kN}{m^3} * 0.50 m * 1.30 m = 15.60 \frac{kN}{m}$$

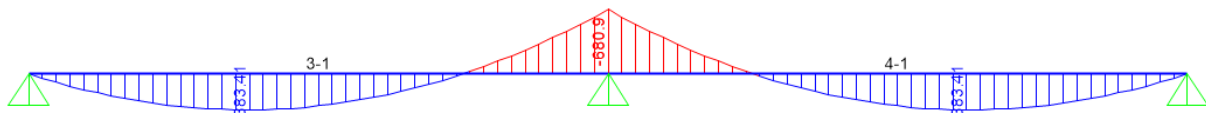
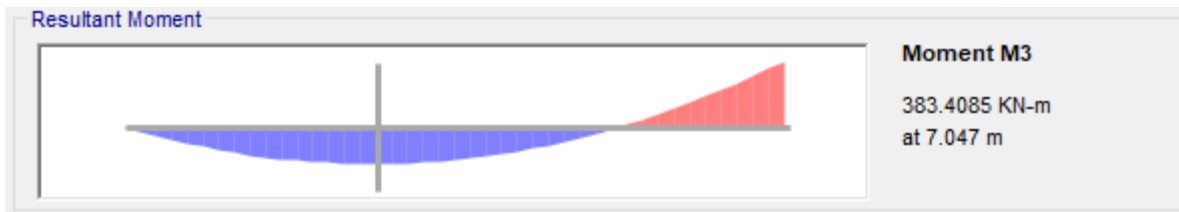
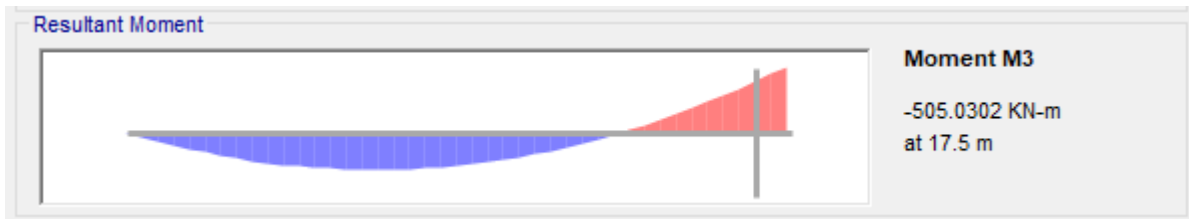


Gráfico de momento debido a la carga de las vigas sobre la sección de diseño de las vigas internas, fuente propia.





Momento positivo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.



Momento negativo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.

- Diafragma, espesor diafragma 30 cm.

$$D_C = 24 \frac{kN}{m^3} * (2.60 m - 0.50 m) * 1.30 m * 0.30 m = 19.66 kN$$

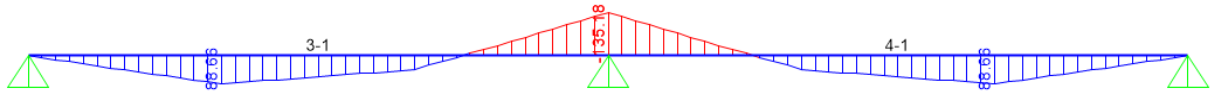
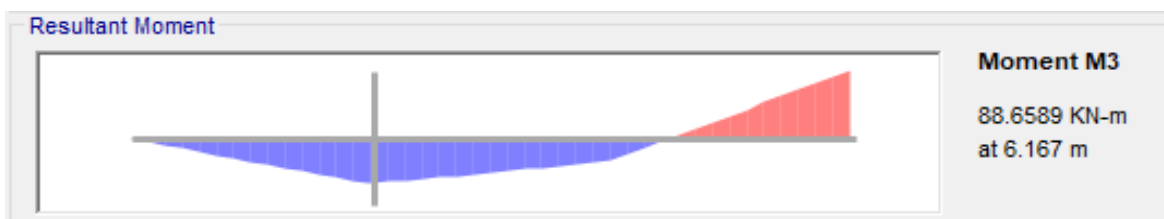
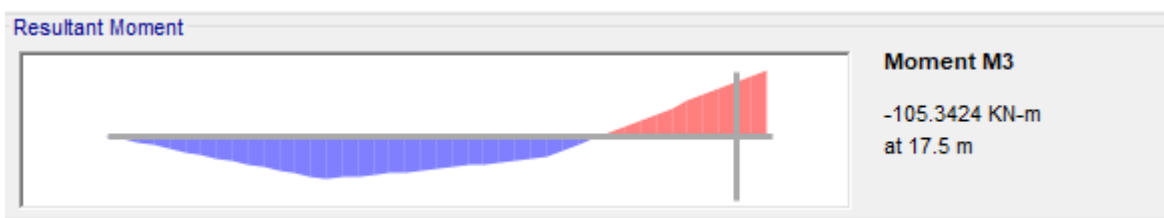


Gráfico de momento debido a la carga del diafragma sobre la sección de diseño de las vigas internas, fuente propia.



Momento positivo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.



Momento negativo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.

Análisis de cargas asfálticas permanentes

- Capa de rodadura

$$D_W = 22.5 \frac{kN}{m^3} * 0.08 m * 2.40 m = 4.32 \frac{kN}{m}$$

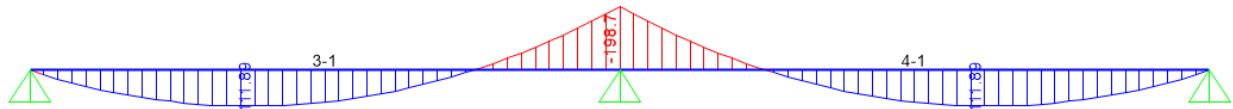
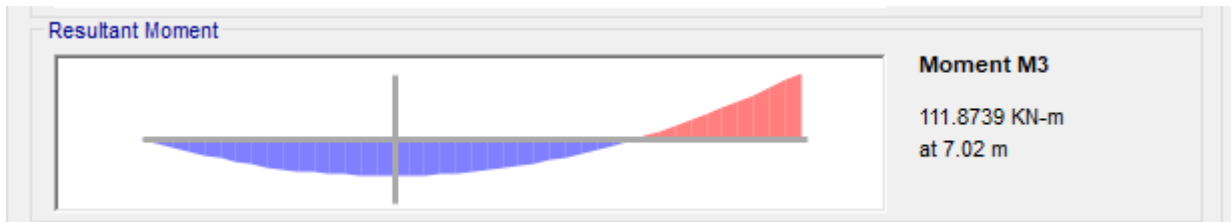
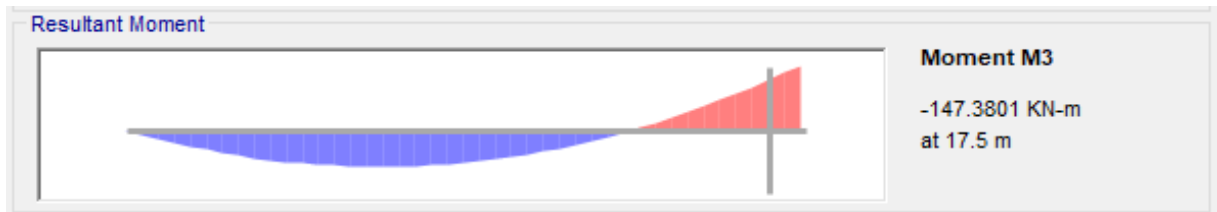


Gráfico de momento debido a la carga de la capa asfáltica sobre la sección de diseño de las vigas internas, fuente propia.



Momento positivo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.



Momento negativo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.

Análisis de cargas vivas, cargas vehiculares

Para el análisis de momentos por carga viva se seguirá lo dispuesto en el análisis de cargas vehiculares para vigas internas



DISEÑO A FLEXIÓN

Factores de distribución en vigas externas

De acuerdo al artículo 4.6.2.2 las vigas exteriores no pueden ser de menor resistencia a las vigas internas del puente y se usa el método de la palanca para calcular el factor de distribución M_g .

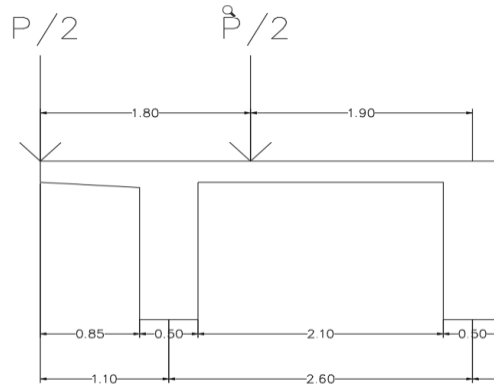
Regla de la palanca

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	$g = e g_{\text{interior}}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$ Use el menor de los valores obtenidos a partir de la ecuación	$-300 \leq d_e \leq 1700$ $N_b = 3$
reforzado sobre vigas de acero o de concreto; vigas T de concreto, secciones T y doble T			de arriba con $N_b = 3$ o de la regla de la palanca	
Cajón multicelular de concreto fundido In Situ	(d)	$g = \frac{W_e}{4300}$ O las disposiciones para un diseño de ancho completo especificado en el Artículo 4.6.2.2.1	$g = \frac{W_e}{4300}$	$W_e \leq S$
Tablero de concreto sobre vigas cajón de concreto esparcidas	(b), (c)	Regla de la palanca	$g = e g_{\text{interior}}$ $e = 0.97 + \frac{d_e}{8700}$ Use la regla de la palanca	$0 \leq d_e \leq 1400$ $1800 < S \leq 5500$ $S > 5500$
Vigas cajón de concreto usadas en tableros de múltiples vigas	(f), (g)	$g = e g_{\text{interior}}$ $e = 1.125 + \frac{d_e}{9100} \geq 1.0$	$g = e g_{\text{interior}}$ $e = 1.04 + \frac{d_e}{7600} \geq 1.0$	$d_e \leq 600$
Vigas de concreto distintas a las vigas cajón usadas en tableros de múltiples vigas	(h), (i), (j) si están conectadas apenas lo suficiente para prevenir el desplazamiento vertical relativo en la interface	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A

Tabla 4.6.2.2.2.d-1, fuente CCP-14.

Regla de la palanca para vigas exteriores,





Cargas regla de la palanca sobre sección transversal de diseño, fuente propia.

Equilibrio

$$2.60R_e = \frac{P}{2}(1.9 + 3.7)$$

$$R_e = \frac{P}{2} * \frac{(1.9 + 3.7)}{2.8}$$

$$R_e = 1.08P$$

Para 1 carril, factor de presencia múltiple $m = 1.20$

$$R_e = 1.2 * 1.08 = 1.29$$

Para 2 carriles, factor de presencia múltiple $m = 1.00$

$$mg_{ME}^{2c} = e * mg_{MI}^{2c}$$

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2.8}$$

$$e = 0.77 + \frac{1.1}{2.8} = 1.163$$

$$0.734 * 1.163 = 0.854$$

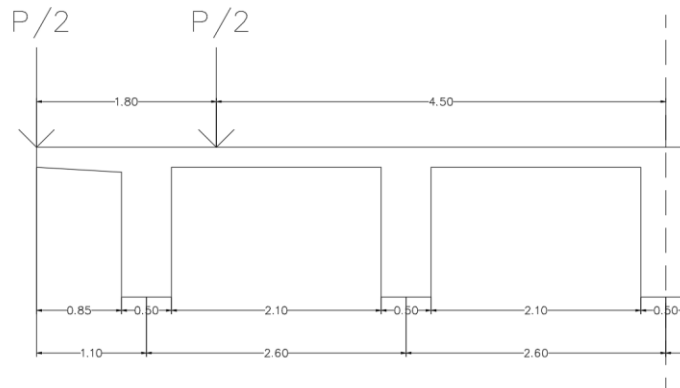
Dado los valores para uno y dos carriles cargados se toma el mayor valor como factor de distribución para carga viva. $Mg = 1.29$

Se realiza la verificación de los factores de distribución para vigas exteriores de acuerdo con la suposición de sección transversal rígida.



$$R = \frac{N_L}{N_B} + X_{ext} \left[\sum_{i=1}^{N_L} e_i \right] / \left[\sum_{i=1}^{N_B} x^2 \right]$$

- Para 1 carril cargado

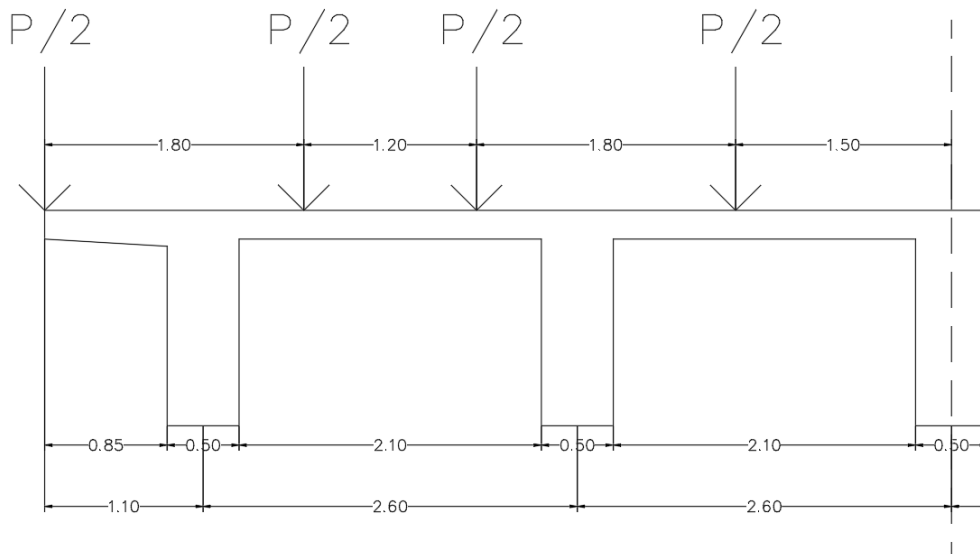


Cargas suposición de sección transversal rígida para 1 carril cargado, fuente propia.

$$R_e = \frac{1}{5} * \frac{5.2 * 5.4}{2 * (2.6^2 + 5.2^2)} = 0.59$$

$$M_g = 1.2 * 0.59 = 0.71$$

- Para 2 carriles cargados



$$R_e = \frac{1}{5} * \frac{5.2 * 5.4}{2 * (2.6^2 + 5.2^2)} = 0.765$$



$$M_g = 1 * 0.765 = 0.765$$

De acuerdo a la suposición de sección transversal rígida el valor del factor de distribución $M_g = 0.765$

De acuerdo a la regla de la palanca y la verificación de sección transversal rígida el factor para carga viva será $M_g = 1.29$

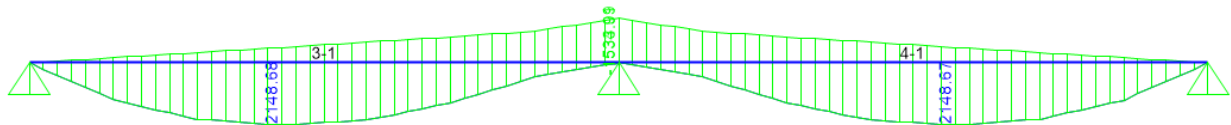


Gráfico SAP2000 carga viva con factor de mayoración M_g , fuente propia.

Con los valores de momento para cargas permanentes de concreto (DC), cargas asfálticas permanentes (DW) y cargas vivas multiplicada por el factor M_g (LL+IM), y con la ayuda del software SAP2000 se realizan las combinaciones de carga.

- Estado límite de Resistencia I

$$M_U = 1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}$$

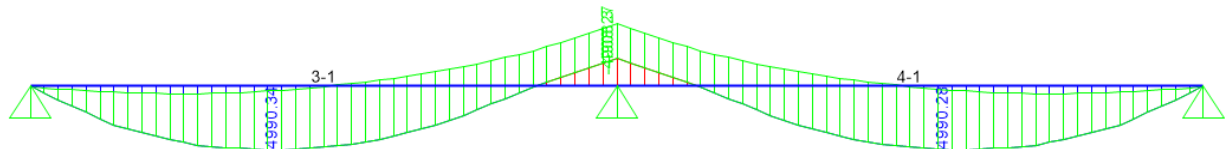
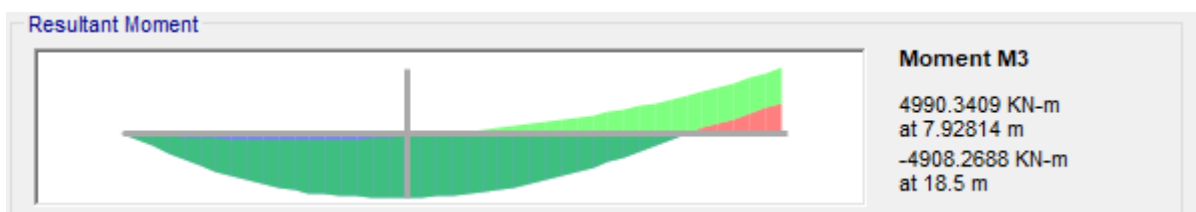
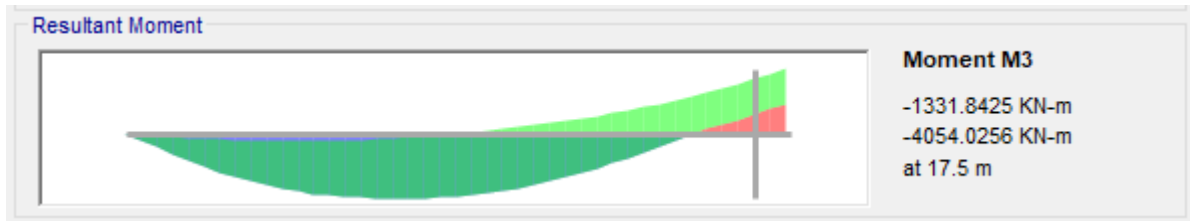


Gráfico SAP2000 combinación de carga resistencia i, fuente propia.



Momento positivo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.





Momento negativo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.

- Estado límite de Servicio I

$$M_S = 1.0M_{DC} + 1.0M_{DW} + 1.0M_{(LL+IM)}$$

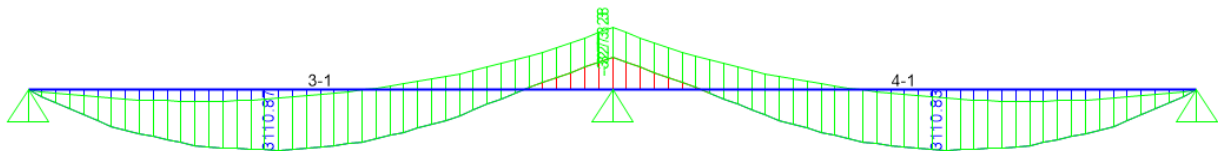
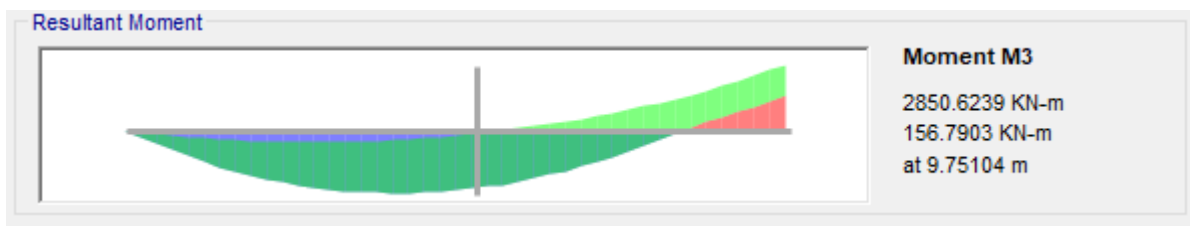
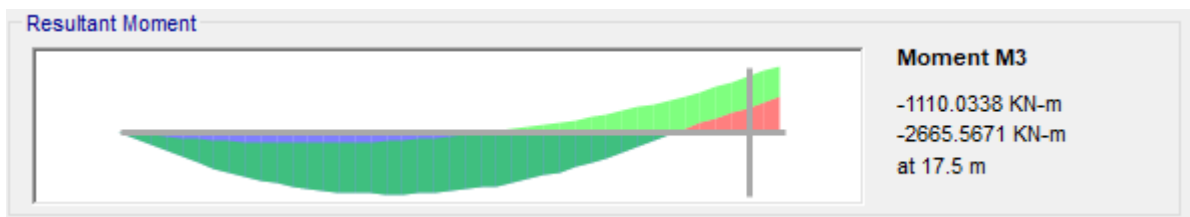


Gráfico SAP2000 combinación de carga servicio i, fuente propia.



Momento positivo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.



Momento negativo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.

RESUMEN DE MOMENTOS DE DISEÑO



MOMENTOS DE DISEÑO VIGAS EXTERNAS		
	+M (kN m)	-M (kN m)
Resistencia 1	4990.34	-4054.02
Servicio 1	2850.64	-2665.57
Datos de básicos de diseño de vigas		
Base del alma	0.50m	
Recubrimiento Art. 5.12.3	5 cm	
Base aleta	2.40m	
Altura de la viga	1.50m	

Tabla resumen momentos de diseño por factores combinaciones, fuente propia.

Propiedades de los materiales	
f'_c	28MPa
f_y	420 MPa
β	0.85
ϕ	0.90

Tabla datos básicos de diseño de vigas exteriores.

suponiendo $c = t = 0.20$ m

$a = 0.85 = 0.17$ m

$d = 1.50 - 0.17 = 1.33$ m



DISEÑO A FLEXIÓN

DISEÑO PARA MOMENTO POSITIVO

$$+M_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 4990.34$$

$$K = \frac{M}{bd^2}$$

$$K = \frac{4990.34}{0.50 \cdot 1.33^2} = 5642.31 \text{ kN/m}^2$$

Cuantía del acero

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 \cdot K}{37800}} \right)$$

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 \cdot 564.23}{37800}} \right) = 0.0178$$

Área del acero

$$A_s = 0.0178 \cdot 50 \cdot 133 = 118.37 \text{ cm}^2$$

Barras 24 # 8

4 filas de 6 # 8 c/u.

Se hace la verificación del acero mínimo, de acuerdo a lo establecido en el **Artículo 5.7.3.3.2**

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

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

$$\gamma_1 = 1.6$$

$$\gamma_2 = 0$$

$$\gamma_3 = 0.75$$



Módulo de rotura de acuerdo al artículo 5.4.2.6

$$F_r = 0.62\sqrt{f_c}$$

$$F_r = 0.62\sqrt{28} = 5.29 \text{ MPa}$$

Módulo de sección

$$S_c = \left(\frac{bh^2}{6}\right)_{\text{viga}} + \left(\frac{bh^2}{6}\right)_{\text{losa}}$$

$$S_c = \frac{0.50 \cdot 1.30^2}{6} + \frac{2.60 \cdot 0.20^2}{6} = 0.158 \text{ m}^3$$

Deben usarse valores apropiados para M_{dnc} y S_{nc} para secciones compuestas indeterminadas. Cuando las vigas se diseñan para que la sección monolítica o no compuesta resista todas las cargas, S_{nc} debe sustituirse por S_c en las anteriores ecuaciones para el cálculo de M_{cr}

Teniendo en cuenta la anterior consideración, la fórmula queda de la siguiente manera $S_{\text{nc}} = S_c$ y que $\gamma_2 = 0$

$$M_{\text{cr}} = 1.2 * f_r * S_c$$

$$M_{\text{cr}} = 1.2 * 5290 * 0.158$$

$$M_{\text{cr}} = 1002.98 \text{ kN m}$$

$$1.33M_u = 1.33 * 4728.00 = 6288.24 \text{ kN m}$$

Cálculo del espaciamiento del refuerzo de acero y la capa más cercana a la cara

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{0.05}{0.7(1.50 - 0.05)}$$

$$\beta_s = 1.05$$



$$S \leq \frac{123000Y_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

$$S \leq \frac{123000 (1.00)}{1.05 * 237} - 2 * (50)$$

$$S \leq 0.394 \text{ m}$$

Se recalcula la cuantía de acero a flexión con un momento $1.33M_u = 6288.24$

$$K = \frac{M}{bd^2}$$

$$K = \frac{628.224}{0.50 * 1.33^2} = 7109.77 \text{ kN/m}^2$$

Cuantía del acero

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 * K}{37800}} \right)$$

$$\rho = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 * 710.98}{37800}} \right) = 0.0239$$

Área del acero

$$A_s = 0.0178 * 50 * 133 = 118.37 \text{ cm}^2$$

Barras 24 # 8

4 filas de 6 # 8 c/u.

Se realiza el cálculo del acero a compresión, que se ubicará en el extremo opuesto de la viga con la cuantía mínima requerida por la combinación de materiales.

Área del acero Tensión

$$A_s = 0.003333 * 50 * 133 = 22.16 \text{ cm}^2$$

Barras 5#8

1 filas de 5#8



Verificación del eje neutro.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{0.01632 \cdot 420}{0.85 \cdot 28 \cdot 2.40} = 12.00 \text{ cm}$$

Verificación de la deformación unitaria del acero a tracción 5.5.4.2

Profundidad del eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.00}{0.85} = 14.12 \text{ cm}$$

DISEÑO PARA MOMENTO NEGATIVO

-Mu (kN m) = -4054.02

-M (kN m, sin factores de mayoración) = -2665.57

$$K = \frac{M}{bd^2}$$

$$K = \frac{4054.02}{0.50 \cdot 1.33^2} = 4583.66 \text{ kN m}$$

Cuantía del acero

$$p = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 \cdot K}{37800}} \right)$$

$$p = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 \cdot 458.37}{37800}} \right) = 0.0138$$

Área del acero

$$A_s = 0.0138 \cdot 50 \cdot 133 = 92.44 \text{ cm}^2$$

Barras 20#8

4 filas de 5#8 c/u.



Se hace la verificación del acero mínimo, de acuerdo a lo establecido en el **Artículo 5.7.3.3.2**

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

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

$$\gamma_1 = 1.6$$

$$\gamma_2 = 0$$

$$\gamma_3 = 0.75$$

Módulo de rotura de acuerdo al artículo 5.4.2.6

$$F_r = 0.62 \sqrt{f_c}$$

$$F_r = 0.62 \sqrt{28} = 5.29 \text{ MPa}$$

Módulo de sección

$$S_c = \left(\frac{bh^2}{6} \right)_{viga} + \left(\frac{bh^2}{6} \right)_{losa}$$

$$S_c = \frac{0.50 \cdot 1.30^2}{6} + \frac{2.60 \cdot 0.20^2}{6} = 0.158 \text{ m}^3$$

Deben usarse valores apropiados para M_{dnc} y S_{nc} para secciones compuestas indeterminadas. Cuando las vigas se diseñan para que la sección monolítica o no compuesta resista todas las cargas, S_{nc} debe sustituirse por S_c en las anteriores ecuaciones para el cálculo de M_{cr}

Teniendo en cuenta la anterior consideración, la fórmula queda de la siguiente manera $S_{nc} = S_c$ y que $\gamma_2 = 0$



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

$$M_{cr} = 1.2 * 5290 * 0.158$$

$$M_{cr} = 1002.98 \text{ kN m}$$

$$1.33M_u = 1.33 * 4054.02 = 5391.85 \text{ kN m}$$

Cálculo del espaciamiento del refuerzo de acero y la capa más cercana a la cara

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{0.05}{0.7(1.50 - 0.05)}$$

$$\beta_s = 1.05$$

$$S \leq \frac{123000Y_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

$$S \leq \frac{123000 (1.00)}{1.05 * 237} - 2 * (50)$$

$$S \leq 0.394 \text{ m}$$

Se recalcula la cuantía de acero a flexión con un momento $1.33M_u = 5391.85 \text{ kN m}$

$$K = \frac{M}{bd^2}$$

$$K = \frac{5391.85}{0.50 * 1.33^2} = 6096.27 \text{ kN/m}^2$$

Cuantía del acero

$$p = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 * K}{37800}} \right)$$

$$p = 0.0567 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{35.3 * 609.23}{37800}} \right) = 0.0225$$

Área del acero



$$A_s = 0.0138 \cdot 50 \cdot 133 = 92.44 \text{ cm}^2$$

Barras 20#8

4 filas de 5#8 c/u.

Se realiza el cálculo del acero a compresión, que se ubicará en el extremo opuesto de la viga con la cuantía mínima requerida por la combinación de materiales.

Área del acero Tensión

$$A_s = 0.003333 \cdot 50 \cdot 133 = 22.16 \text{ cm}^2$$

Barras 5#8

1 filas de 5#8

Verificación del eje neutro.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{0.01632 \cdot 420}{0.85 \cdot 28 \cdot 2.40} = 12.00 \text{ cm}$$

Verificación de la deformación unitaria del acero a tracción 5.5.4.2

Profundidad del eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.00}{0.85} = 14.12 \text{ cm}$$

Tabla resumen refuerzo a flexión en vigas externas

Momento	Fuerza	Cantidad
Positivo	tensión	4 filas 6#8 c/u
	compresión	1 filas 5#8
Negativo	tensión	4 filas 5#8 c/u
	compresión	1 filas 5#8

Fuente propia.

Nota: para ver la ubicación del refuerzo detallado ver plano refuerzo vigas externas



ARMADURA DE SUPERFICIE Art. 5.7.3.4

Si la distancia de un miembro no preesforzado o parcialmente preesforzado excede 1 m debe distribuirse uniformemente refuerzo superficial a lo largo de ambas caras del elemento, en una distancia $d_e/2$ más cercana al refuerzo de tracción por flexión. El área del refuerzo será:

$$A_{sk} \geq 0.001(d_e - 760) \leq \frac{A_s + A_{sp}}{1200}$$

A_{sk} = Armadura de superficie

d_e = Altura efectiva (mm)

A_s = Armadura del refuerzo a tracción (mm²)

A_{ps} = Armadura del refuerzo a tracción (mm²)

Para momento positivo

$$A_{sk} \geq 0.001(1330 - 760) \leq \frac{12240 + 2550}{1200}$$

$$A_{sk} \geq 0.57 \leq 12.33$$

El refuerzo de superficie no debe superar el 25% del refuerzo a tracción.

$$25\%(122.40) = 30.60 \text{ cm}^2$$

espaciamiento máximo de $d_e/6$ o 300 mm

$$\frac{d_e}{6} = \frac{1330}{6} = 22.17 \text{ mm}$$

espaciamiento máximo 22 cm

refuerzo de superficie: 3#5@20cm;

Para momento negativo



$$A_{sk} \geq 0.001(1330 - 760) \leq \frac{10200 + 2550}{1200}$$

$$A_{sk} \geq 0.57 \leq 10.63$$

El refuerzo de superficie no debe superar el 25% del refuerzo a tracción.

$$25\%(102.00) = 25.50 \text{ cm}^2$$

espaciamiento máximo de $d/6$ o 300 mm

$$\frac{d_e}{6} = \frac{1330}{6} = 22.17 \text{ mm}$$

espaciamiento máximo 22 cm

refuerzo de superficie: 3#5@20cm

Tanto para el momento positivo como el momento negativo da la misma cuantía.

Esta armadura también cumple la función de retracción del fraguado y temperatura.

Nota: para ver la ubicación del refuerzo detallado ver plano refuerzo vigas externas

REVISIÓN POR FATIGA

Factores de distribución por fatiga

Para determinar los factores de distribución para a verificación por fatiga deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones

- Artículo 3.6.1.4.1, la carga de fatiga corresponde a un camión de diseño (360 kN) con un espaciamento constante entre los ejes de 160 kN de 9m.
- Tabla 3.6.2.1-1, la amplificación dinámica para la carga de fatiga es 15%.
- Artículo 3.6.1.1.2, para las verificaciones por fatiga los factores de distribución para un carril cargado deben dividirse entre 1.2 y no se consideran más carriles cargados.

$$\frac{\text{Factor de distribucion a flexion}}{1.2} = \frac{1.29}{1.2} = 1.075$$



Se toma un factor M_g de 1.075 para la carga viva.

- Estado límite de Fatiga I

$$M_F = 1.5M_{(LL+IM)}$$

Siendo esta la fórmula de mayoración para el estado límite de fatiga I, se realizó la correspondiente combinación en el software SAP2000, el cual permite una mejor visualización de los valores en el siguiente gráfico.

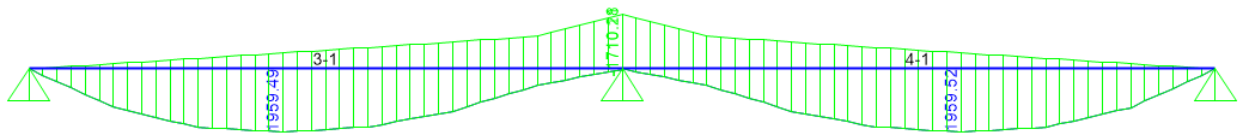
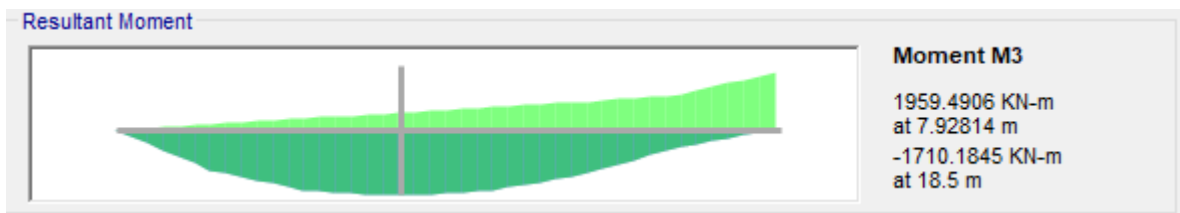
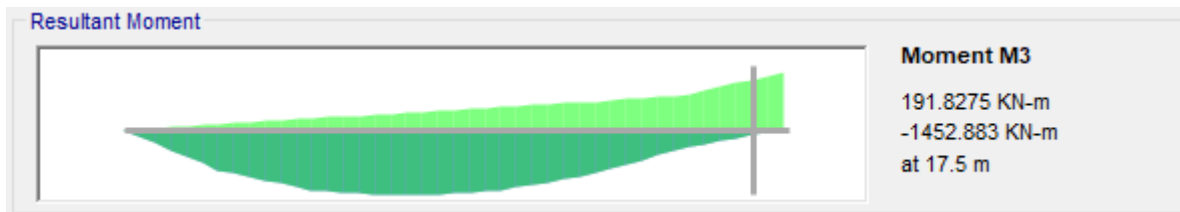


Gráfico SAP2000 combinación de carga fatiga i, fuente propia.



Momento positivo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.



Momento negativo sobre la luz 1 de la sección de diseño, fuente propia.

DISEÑO PARA MOMENTO POSITIVO POR FATIGA

Carga de Fatiga CCP-14 3 Art. .6.1.4

Momento por Carga muerta DC = 875.61 kN m

Momento por capa de rodadura DW = 111.89 kN m

Momento por fatiga Carga viva LL+IM = 1959.49 kN m



Sección fisurada Art. 5.5.3.1

Los efectos de fatiga deben satisfacer, $\Delta f \leq \Delta F_{TH}$

Las propiedades de la sección para investigaciones de fatiga deben basarse en secciones fisuradas cuando la suma de los esfuerzos, debidas a las cargas permanentes y re esfuerzo no mayorados y la combinación de carga de Fatiga I, es a tracción y excede 0.25 Raíz (f'_c) en MPa.

$$\text{Art. 5.5.3 } Fat = 0.25\sqrt{f'_c}$$

$$Fat = 0.25\sqrt{28} = 1322.88 \frac{kN}{m^2}$$

$$M'_{fat} = MDC + MDW + M_{fat} = 2946.99 \text{ kN m}$$

$$F_{trac} = \frac{M'_{fat}}{Sc} = \frac{2946.99}{0.158} = 18651.84 \frac{kN}{m^2}$$

$$F_{trac} > Fat$$

Se analiza el estado de esfuerzos sobre el acero de refuerzo.

Esfuerzo mínimo, por cargas permanentes:

$$f_{min} = \frac{M_{DC} + M_{DW}}{As * jd} = \frac{875.61 + 111.89}{0.0102 * 1.237} = 71066.15 \frac{kN}{m^2}$$

Umbral de fatiga de amplitud constante, Art. 5.5.3.2-1:

$$(\Delta F)_{TH} = 166 - 0.33f_{min} = 166 - 0.33(71.07) = 142.55 MPa$$

Esfuerzo máximo, por cargas permanentes más camión de fatiga:

$$f_{max} = \frac{M_{DC} + M_{DW} + M_{fat}}{As * jd} = \frac{2946.99}{0.0102 * 1.237} = 134329.58 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Rango de esfuerzo: } \Delta f = f_{max} - f_{min} = 134329.58 - 71066.15 = 63263.43 \frac{kN}{m^2}$$

se satisface, $\Delta f \leq \Delta F_{TH}$

$$63.26 MPa \leq 142.55 MPa \text{ CUMPLPE}$$



DISEÑO PARA MOMENTO NEGATIVO POR FATIGA

Carga de Fatiga CCP-14 3 Art. 6.1.4

Carga muerta DC = 1147.74 kN m

Carga por carpeta de rodadura DW = 147.38 kN m

Momento por fatiga Carga viva LL+IM = 1452.88 kN m

Sección fisurada Art. 5.5.3.1

Los efectos de fatiga deben satisfacer, $\Delta f \leq \Delta F_{TH}$

Las propiedades de la sección para investigaciones de fatiga deben basarse en secciones fisuradas cuando la suma de los esfuerzos, debidas a las cargas permanentes y re esfuerzo no mayorados y la combinación de carga de Fatiga I, es a tracción y excede 0.25 Raíz (f'_c) en MPa.

$$\text{Art. 5.5.3 } Fat = 0.25\sqrt{f'_c}$$

$$Fat = 0.25\sqrt{28} = 1322.88 \frac{kN}{m^2}$$

$$M'_{fat} = MDC + MDW + Mfat = 2748.00 \text{ kN m}$$

$$F_{trac} = \frac{M'_{fat}}{Sc} = \frac{2748.00}{0.158} = 17392.41 \frac{kN}{m^2}$$

$$F_{trac} > Fat$$

Se analiza el estado de esfuerzos sobre el acero de refuerzo.

Esfuerzo mínimo, por cargas permanentes:

$$f_{min} = \frac{M_{DC} + M_{DW}}{As * jd} = \frac{1147.74 + 147.38}{0.00918 * 1.237} = 103496.41 \frac{kN}{m^2}$$

Umbral de fatiga de amplitud constante, Art. 5.5.3.2-1:

$$(\Delta F)_{TH} = 166 - 0.33f_{min} = 166 - 0.33(103.50) = 131.85 \text{ MPa}$$



Esfuerzo máximo, por cargas permanentes más camión de fatiga:

$$f_{max} = \frac{M_{DC} + M_{DW} + M_{fat}}{A_s * jd} = \frac{1767.09}{0.00918 * 1.237} = 155613.15 \frac{kN}{m^2}$$

Rango de esfuerzo: $\Delta f = f_{max} - f_{min} = 155613.15 - 103496.41 = 52116.74 \frac{kN}{m^2}$

se satisface, $\Delta f \leq \Delta F_{TH}$

$$52.12 MPa \leq 131.85 MPa \text{ CUMPLE}$$

DISEÑO POR CORTANTE (ART. 5.8)

Factor de distribución para fuerza cortante por carga viva para fuerza cortante en vigas exteriores.

Al suponer rígida la sección transversal del puente, los factores de distribución de las vigas exteriores para las solicitaciones por cortante coinciden con los factores de distribución para momento. Por consiguiente:

- Para 1 carril cargado

$$R_e = \frac{1}{5} * \frac{5.2 * 5.4}{2 * (2.6^2 + 5.2^2)} = 0.59$$

$$M_g = 1.2 * 0.59 = 0.71$$

- Para 2 carriles cargados

$$R_e = \frac{1}{5} * \frac{5.2 * 5.4}{2 * (2.6^2 + 5.2^2)} = 0.765$$

$$M_g = 1 * 0.765 = 0.765$$

Rige 0.765 como factor M_g para carga viva

- Se calcula el estado límite de Resistencia I

$$M_U = 1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}$$



De acuerdo con el Artículo 5.8.3.2 cuando las fuerzas externas producen compresión en el concreto sobre los apoyos, la sección crítica a cortante se presenta una distancia d_v de la cara interna del apoyo.

Viga Art. 5.8.3.4.1 Proceso simplificado para secciones no preesforzado

Luz del puente = 18.5 m

H = altura de la viga = 1.50 m

De = 1.33 m

Art. 5.8.2.9 d_v = peralte de corte efectivo

$$.90d_e = 0.90 * 1.33 = 1.20 \text{ m}$$

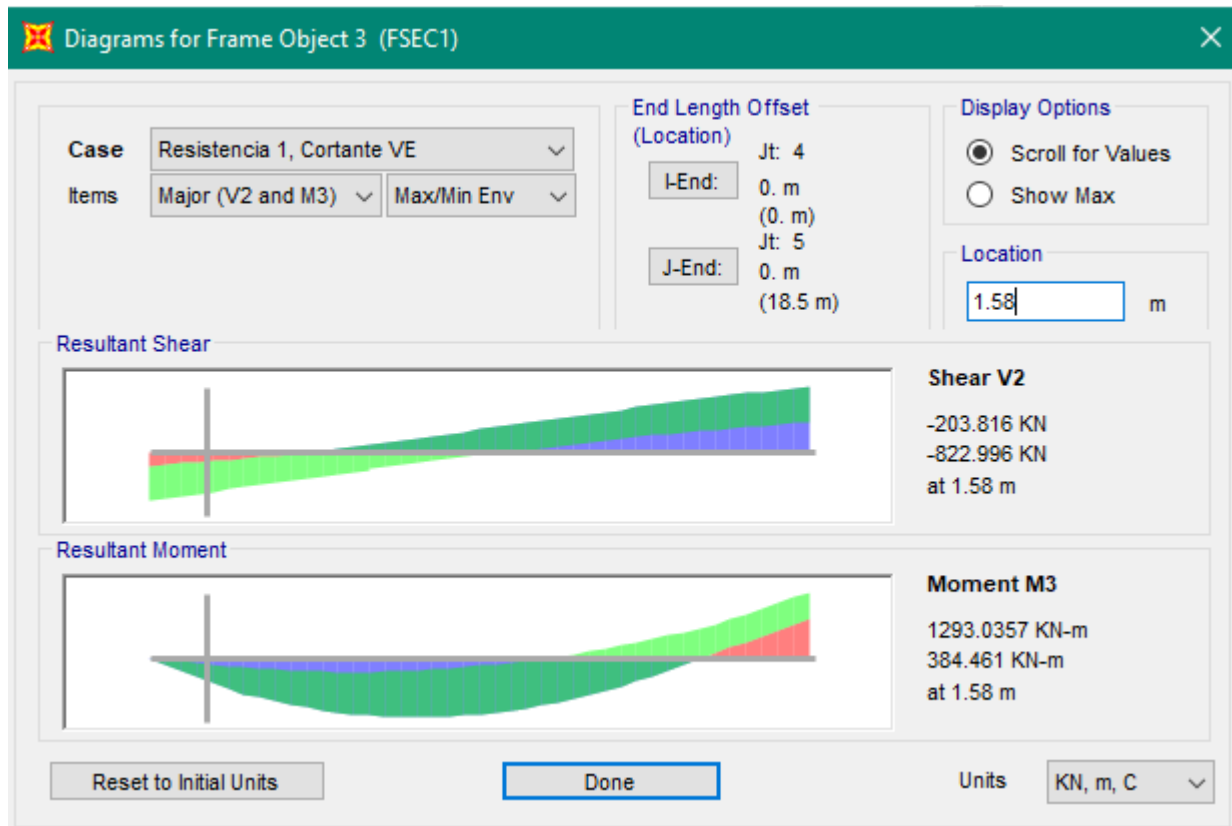
$$0.72h = 0.72 * 1.50 = 1.08 \text{ m}$$

$D_v = 1.20 \text{ m OK}$

La sección crítica se ubica desde el eje del apoyo de:

$$D_v + \text{apoyo}/2 = 1.20 + 0.75/2 = 1.58 \text{ m}$$





Interfaz SAP2000 para gráficos de cortante y momento, resistencia i, fuente propia.

$$V_u = 823.00 \text{ kN}$$

$$M_u = 1293.06 \text{ kN m}$$

Obtención de la separación de los flejes en la zona crítica a cortante.

Esfuerzo cortante Art. 5.8.2.1-2

$$V_r = \Phi V_N$$

$$\Phi = 0.9 \text{ Art. 5.5.4.2}$$

V_N es el menor entre:

- Art. 5.8.3.3-1

$$V_N = V_c + V_s + V_p$$

- Art. 5.8.3.3-2

$$V_N = 0.25f'_c b_d d_v + V_p$$

$$V_N = 0.25 * 28 * 0.50 * 1.20 + 0$$



$$V_N = 4.20 \text{ MN} = 4200 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Esfuerzo de cortante Art. 5.8.2.9

$$v_u = \frac{|V_u - \Phi V_P|}{\Phi b_v d_v}$$

$$v_u = \frac{|823.00|}{0.9 * 0.50 * 1.20} = 1524.07 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de la deformación unitaria Art. 5.8.3.4.2-3

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_P| - A_{ps}f_{po} \right)}{E_s A_{s \text{ cortante}} + E_p A_{ps}}$$

Momento estado límite de resistencia I, $M_u = 1293.04 \text{ kN/m}^2$

Módulo de elasticidad del acero, $E_s = 200 \text{ GPa}$

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|1293.04|}{1.20} + |823.00| \right)}{200 * 10^6 * 0.01224} = 0.0011$$

Por consiguiente:

Art. 5.8.3.4.2-3 $\theta = 29 + 3500\varepsilon_s$

$$\theta = 29 + 3500 * 0.0011 = 31.80^\circ$$

Art. 5.8.3.4.2-1 $\beta = \frac{4.8}{(1+750\varepsilon_s)}$

$$\beta = \frac{4.8}{(1+750*0.00011)} = 3.00$$

Fuerza cortante resistida por el concreto Art. 5.8.3.3-3

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f_c}b_v d_v$$

$$V_c = 0.083 * 3.00 * \sqrt{28} * 0.50 * 1.20$$

$$V_c = 0.7906 \text{ MN} = 790.55 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s$$



$$V_s = \frac{823.00}{0.9} - 790.55 = 123.89 \text{ kN}$$

Separación de los estribos en la zona crítica Art. 5.8.3.3-4

$$S = \frac{f_y d_v A_c (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{V_s}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 31.80^\circ$$

$$A_v = 2 * 0.000129 = 0.000258 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{420 * 1.20 * 0.000258 (\cot \cot (31.80) + \cot \cot (90)) \sin (90)}{0.1239} = 1.69 \text{ m}$$

Máximo espaciamiento ($S_{\max}$) del refuerzo transversal Art. 5.8.2.7

$$V_u = 1071.76 \text{ kN}$$

$$0.125 f'_c = 0.125 * 28000 = 3500 \text{ kN}$$

$$\text{Como: } V_u < 0.125 f'_c$$

Se la fórmula 5.8.2.7-2

$$S_{\max} = 0.8 d_v \leq 600 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 0.8 * 1290 = 1032 \text{ mm}$$

Por tanto, $S_{\max} = 600 \text{ mm}$

Se hará los cálculos correspondientes de la separación de los estribos #4 a lo largo de la luz de la viga, en secciones tomadas arbitrariamente cada 3 metros



DISEÑO A CORTANTE, SECCIONES CADA 3m, VIGAS EXTERIORES							
X (m)	1.58	3	6	9	12	15	17.5
V _u (kN)	823.00	679.41	390.47	418.19	703.03	1008.22	1277.59
M _u (kN m)	1293.06	2266.59	3323.86	3299.63	2324.16	1519.18	3440.89
v _u (kN)	1524.07	1258.17	723.09	774.43	1301.91	1867.07	2365.91
As flexión (cm ²)	122.4	122.4	122.4	122.4	122.4	102.00	102.00
ε _s (m)	0.0008	0.0011	0.0013	0.0013	0.0011	0.0012	0.0021
θ	31.80	32.85	33.55	33.55	32.85	33.20	36.35
β	3.00	2.63	2.43	2.43	2.63	2.53	1.86
v _c (kN)	790.55	693.09	640.45	640.45	693.09	665.73	491.22
V _s (kN)	123.89	61.81	-206.59	-175.79	88.06	454.52	928.33
s (cm)	60	60	60	60	60	44	19

Tabla cuantía de refuerzo a cortante en vigas externas, fuente propia.

Debido a que las luces del puente son simétricas, la segunda luz tendrá el mismo refuerzo a cortante.

Refuerzo transversal mínimo Art. 5.8.2.5-1

$$A_v \geq 0.083 \frac{B_v S}{f_y} \sqrt{f'_c}$$



$$A_v \geq 0.083 \frac{500 * 600}{420} \sqrt{28} = 198.11 \text{mm}^2$$

$$258 \text{mm}^2 \geq 198.11 \text{mm}^2 \quad \text{Cumple}$$

VERIFICACIÓN DEL ACERO LONGITUDINAL

Verificación del acero longitudinal en el centro de la luz Art. 5.8.3.5

Se debe satisfacer

$$A_{ps}f_{ps} + A_yf_y \geq \frac{|M_u|}{d_v\phi_f} + 0.50 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.50V_s \right) \cot \theta$$

Diseño en concreto reforzado, por tanto:

$$A_{ps} = 0$$

$$f_{ps} = 0$$

$$0.01224 * 420000 \geq \frac{|3299.63|}{1.20 * 0.90} + \left| \frac{418.19}{0.9} \right| \cot 33.55$$

$$5140.80 \geq 3755.90 \text{ CUMPLE}$$

DEFLEXION Art. 5.7.3.6.2

Deflexión y contra flecha Artículo 5.7.3.6.2

$$I_e = \left(\frac{M_{CR}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad 5.7.3.6.2 - 1$$

En la cual,

$$M_{CR} = f_r \frac{I_g}{y_t}$$

I_g = Momento de inercia de la sección bruta del concreto.

M_a = Momento máximo en el elemento de concreto en la etapa para la cual se calcula la deformación.

f_r = Módulo de rotura del concreto especificado en Art. 5.4.2.6



Y_t = Distancia desde el eje neutro a la fibra extrema a tracción.

M_{cr} = Momento de fisuración.

I_{cr} = momento de inercia de la sección fisurada del concreto.

Módulo de elasticidad del concreto

$$E_c = 4800 * \sqrt{f'_c} = 25399.21 \frac{kN}{m^2}$$

Módulo de roturo del concreto Art. 5.4.2.6

$$f_r = 0.62 * \sqrt{f'_c} = 3280.73 \frac{kN}{m^2}$$

$M_a = 3260 \text{ kN m}$

$M_{cr} = 1002.98 \text{ kN m}$

$$I_e = \left(\frac{1002.98}{3260} \right)^3 0.0933 + \left[1 - \left(\frac{1002.98}{3260} \right)^3 \right] 0.091 \leq I_g \quad \text{Art. 5.7.3.6.2 - 1}$$

$$0.0911 \leq 0.0933 \text{ cumple}$$



Paso 4: Subestructura

ESTRIBOS

Para el diseño de los estribos se realizó de acuerdo a las normas CCP-14 y NSR-10. Este diseño se realizó con información limitada del terreno, por lo cual mediante correlaciones se definieron propiedades del suelo necesarias para el análisis y pre - diseño.

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_{cp}	Presión pasiva del suelo, componente de la resistencia al deslizamiento	0.50

Tabla 10.5.5.2.2-1 – Factores de resistencia para la resistencia geotécnica de cimentaciones superficiales, fuente CCP-14

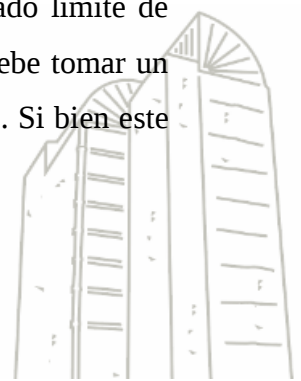
ϕ_b = Factor de resistencia especificado en el Artículo 10.5.5.2. Se toma el valor ϕ_b indicado para los métodos semi - empíricos en todos los suelos $q_{R=0.45}$

En consecuencia, la capacidad portante mayorada del suelo de fundación para el estado límite de resistencia I es:

$$q_{R=0.45*1}=0.45 \text{ MPa}=45.9 \text{ t/m}^2$$

- Estado límite de servicio

De acuerdo con el artículo 11.5.7 los factores de resistencia para el estado límite de servicio deben tomarse como 1 excepto para estabilidad global para la que debe tomar un valor de $\phi = 0.65$ si la información geotécnica es limitada (Artículo 11.6.2.3). Si bien este



factor de resistencia se debe emplear para la verificación por estabilidad global, se supone que también gobierna el diseño para el estado límite de servicio:

Tabla 11.5.7-1 — Factores de resistencia para muros de contención permanentes

TIPO DE MURO Y CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA
Muros en voladizo y muros anclados		
Resistencia axial a compresión de los elementos verticales		Aplica el Artículo 10.5
Resistencia de los elementos verticales a la compresión axial		0.75
Resistencia al arrancamiento de los anclajes (1)	• Suelos no cohesivos (granulares)	0.65 ⁽¹⁾
	• Suelos cohesivos	0.70 ⁽¹⁾
	• Roca	0.50 ⁽¹⁾
Resistencia al arrancamiento de los anclajes (2)	• Cuando se realizan pruebas de verificación	1.0 ⁽²⁾
Resistencia a la tensión de los tendones de anclaje	• Acero dulce (por ejemplo barras ASTM A615)	0.90 ⁽³⁾
	• Acero de alta resistencia (por ejemplo barras ASTM A722)	0.80 ⁽³⁾
Capacidad a flexión de los elementos verticales		0.90
Muros de suelo estabilizado mecánicamente, Muros de gravedad, y Muros de Semigravedad		
Capacidad de carga	• Muros de gravedad y semigravedad	0.55
	• Muros de suelo estabilizado mecánicamente	0.65
Deslizamiento		1.0
Resistencia a la tensión de los refuerzos metálicos y sus conectores	Refuerzos en franja ⁽⁴⁾	
	• Fuerza estática	0.75
	Refuerzos en malla ^{(4) (5)}	
	• Fuerza estática	0.65
Resistencia a la tensión de los refuerzos geosintéticos y sus conectores	• Carga estática	0.90
Resistencia al arrancamiento de los refuerzos a tensión.	• Carga estática	0.90
Muros prefabricados		
Capacidad		Se aplica el artículo 10.5
Deslizamiento		Se aplica el artículo 10.5
Resistencia pasiva		Se aplica el artículo 10.5

⁽¹⁾ Se aplica a los esfuerzos últimos de adherencia unitaria asumidos para el diseño preliminar únicamente en el Artículo C11.9.4.2.

⁽²⁾ Se aplica cuando se realiza(n) prueba(s) de verificación en cada anclaje de producción hasta una fuerza igual a 1.0 o más veces la fuerza de diseño mayorada en el anclaje.

⁽³⁾ Se aplica a la máxima fuerza de prueba de verificación del anclaje. Para el acero dulce aplicar el factor de resistencia para F_y . Para el acero de alta resistencia aplicar el factor de resistencia a la resistencia última a la tensión garantizada.

⁽⁴⁾ Se aplica a la sección transversal bruta menos el área sacrificable. En el caso de las secciones con orificios reducir el área bruta de acuerdo con el Artículo 6.8.3 y aplicar a la sección neta menos el área sacrificable.

⁽⁵⁾ Se aplica a los refuerzos en malla conectados a un elemento de revestimiento rígido, por ejemplo, un panel o bloque de concreto. Para los refuerzos en malla conectados a un revestimiento flexible o que son continuos con el revestimiento, utilizar el factor de resistencia correspondiente a refuerzos en franja.

$$q_R = 0.65 \times 1 = 0.65 \text{ MPa} = 66.3 \text{ t/m}^2$$

- Estado límite de evento extremo I de acuerdo con el Artículo 11.5.8



De acuerdo con el artículo 11.5.8 los factores de resistencia deben tomarse iguales a 1.0, cuando se investigue el estado límite de evento extremo. Para la estabilidad global debe emplearse un factor de resistencia $\varphi = 0.9$ Para la capacidad de carga debe usarse un factor de carga igual a 0.80, para muros de semigravedad y gravedad. Es posible considerar el estribo bajo estudio como de semi gravedad, por lo tanto, la capacidad portante mayorada del suelo de fundación para el estado límite de evento extremo es:

$$q_R = 0.80 \cdot 1 = 0.80 \text{ MPa} = 81.6 \text{ t/m}^2$$

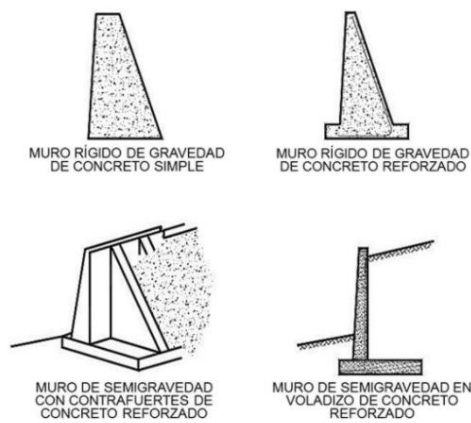


Figura C11.6.1.1-1 — Muros típicos rígidos de gravedad y semigravedad

Clasificación sísmica del puente.

Ubicación: Pasca, Cundinamarca

Coeficiente de aceleración pico del terreno PGA. Región 5. PGA=0.25

Coeficiente de aceleración espectral horizontal, periodo de 1 s. Región 6 S1=0.30

Tipo de perfil de suelo: C

Clasificación operacional. A3.10.5: Otros puentes

Zona de desempeño sísmico A3.10.6. Zona 3



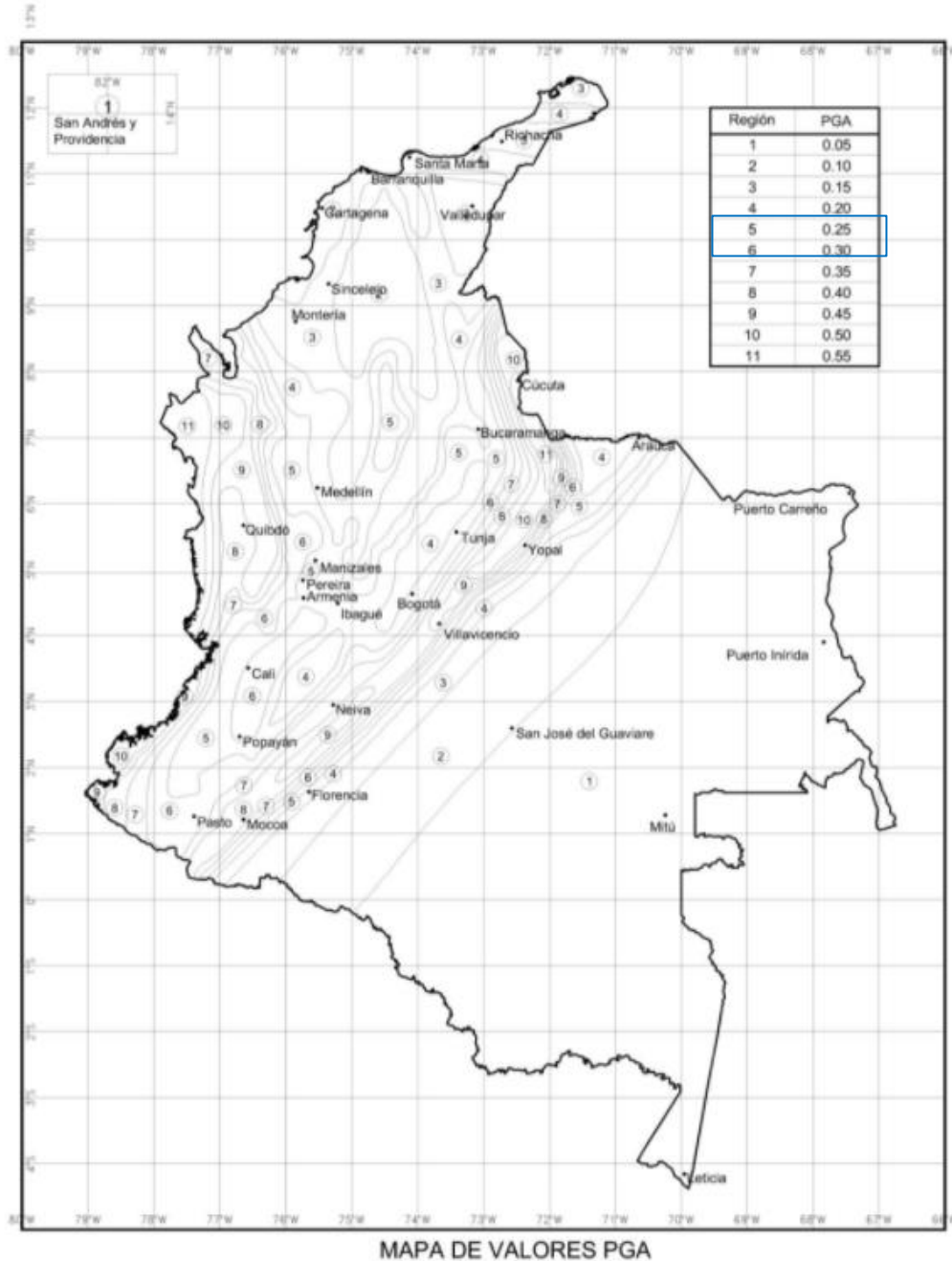
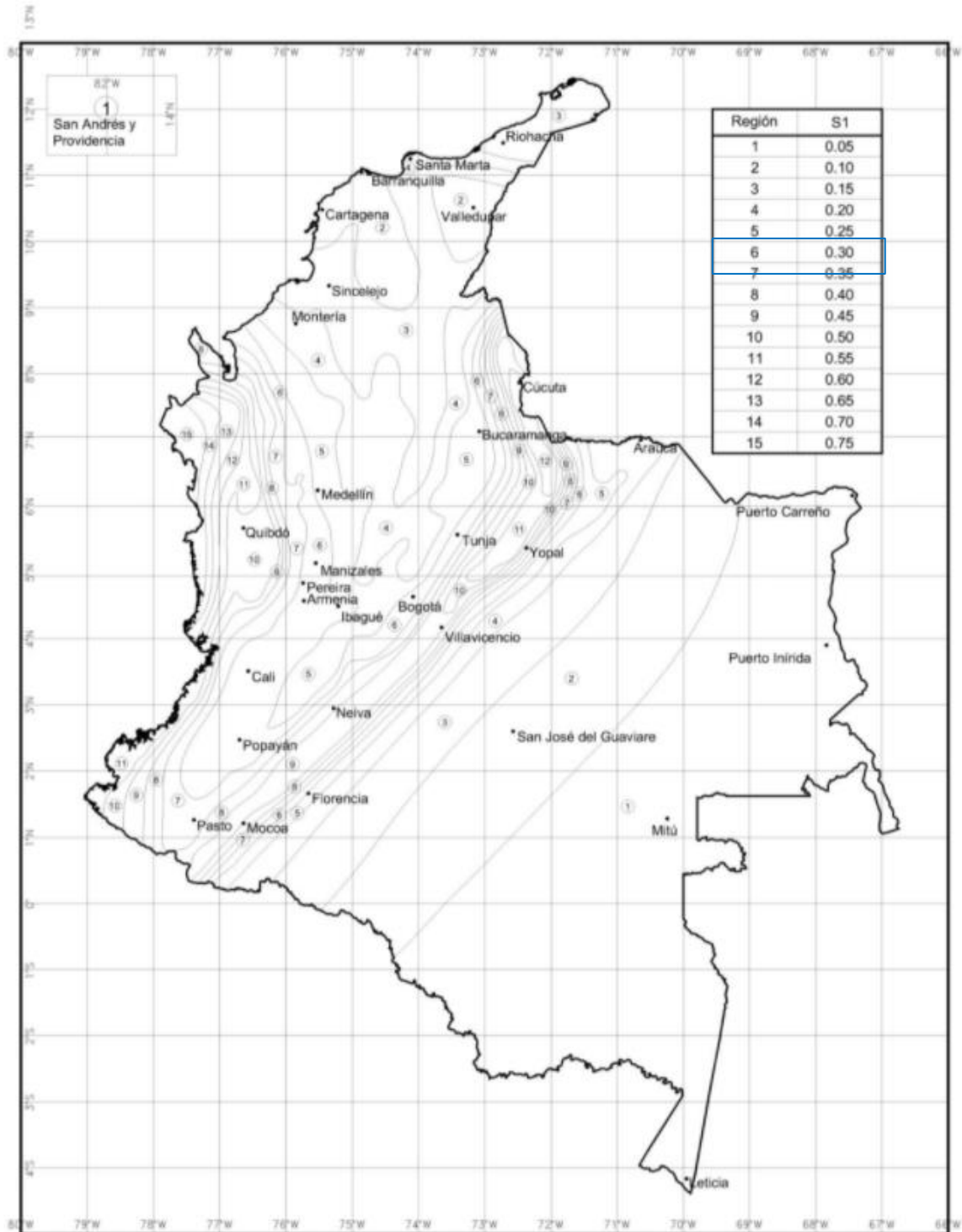


Figura 3.10.2.1-1 — Aceleración Pico Horizontal del Terreno (PGA) con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años (aproximadamente 1000 años de período promedio de retorno) expresada en la aceleración de la gravedad (g).

PGA = coeficiente de aceleración pico del terreno en roca (Perfil de Suelo Tipo B)





MAPA DE VALORES S1

Figura 3.10.2.1-3 — Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un período de vibración de 1.0 segundos (S_1) para 5% del amortiguamiento crítico y con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años (aproximadamente 1000 años de período promedio de retorno) expresada en la aceleración de la gravedad (g).

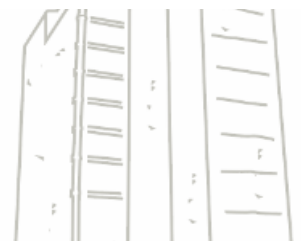


Tabla 3.10.3.1-1 — Definición de los Tipos de Perfil de Suelo

Tipo de Perfil de Suelo	Características del perfil
A	Roca competente con velocidad medida de onda de cortante, $\bar{v}_s \geq 1500$ m/s.
B	Perfil de roca de rigidez media con $\bar{v}_s$ en el intervalo $1500 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 760 \text{ m/s}$.
C	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda con velocidad medida de onda de cortante, $\bar{v}_s$ en el intervalo $760 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 360 \text{ m/s}$, o perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: $\bar{N} > 50$ golpes/pie, o $\bar{s}_u > 100$ kPa ($\approx 1 \text{ kgf/cm}^2$).
D	Perfiles de suelos rígidos con velocidad medida de onda de cortante $\bar{v}_s$ en el intervalo $360 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 180 \text{ m/s}$, o perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: $\bar{N}$ en el intervalo $50 \text{ golpes/pie} > \bar{N} \geq 15 \text{ golpes/pie}$, o $\bar{s}_u$ en el intervalo $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$.
E	Perfil de suelo con velocidad medida de onda de cortante, $\bar{v}_s < 180$ m/s, o
	perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: $\bar{N} < 15$ golpes/pie, o $\bar{s}_u < 50$ kPa ($\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2$), o cualquier perfil con $H > 3$ m de arcilla blanda, definida como un suelo con $IP > 20$, $w > 40\%$ y $\bar{s}_u < 25$ kPa ($\approx 0.25 \text{ kgf/cm}^2$) (véase la Nota al final de la Tabla).
F	Suelos que requieren evaluación particular de sitio, tales como: - Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. - Turbas o arcillas altamente orgánicas ($H > 3$ m de turba o arcillas altamente orgánicas donde H = espesor del suelo) - Arcillas de alta plasticidad ($H > 7.5$ m con $IP > 75$) - Estratos de arcillas con rigidez de media a blanda de gran espesor ($H > 36$ m)

Ecuación 3.10.4.2-6

$$S_{D1} = F_v S_1$$

S_1 = coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal para un período de vibración de 1.0 segundos en roca (Perfil de Suelo Tipo B)

F_v = Factor de sitio. Tipo de perfil del suelo: C. $S_1=0.30$

S_{D1} = coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal para un periodo de 1.0s modificado por un factor de sitio de periodos largos



Tabla 3.10.3.2-3 — Valores del factor de Sitio, F_v , en el intervalo de periodos de vibración largos del Espectro de Aceleraciones

Tipo de Perfil	Coeficiente de aceleración espectral para periodo de vibración de 1.0s (Véase la Nota 1)				
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
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 S_1
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.

$$F_v = 1.5$$

Coeficiente de aceleración espectral $S_{D1} = F_v S_1$

$$S_{D1} = 1.5 * 3.0 = 0.45$$

Zona de desempeño sísmico

Tabla 3.10.6-1 — Zonas de Desempeño Sísmico

Coeficiente de aceleración espectral S_{D1}	Zona de Desempeño Sísmico
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

De acuerdo con los parámetros de aceleración espectral, se establece la Zona 3,

Carga de viento WS. La fuerza horizontal debida a la acción del viento es mínima, por lo que se ignora su efecto.

Para los puentes usuales de vigas y de losa maciza que tienen una sola luz no mayor que 38000 mm y una altura máxima de 10000 mm sobre el nivel del terreno o del agua puede usarse la siguiente carga de viento:

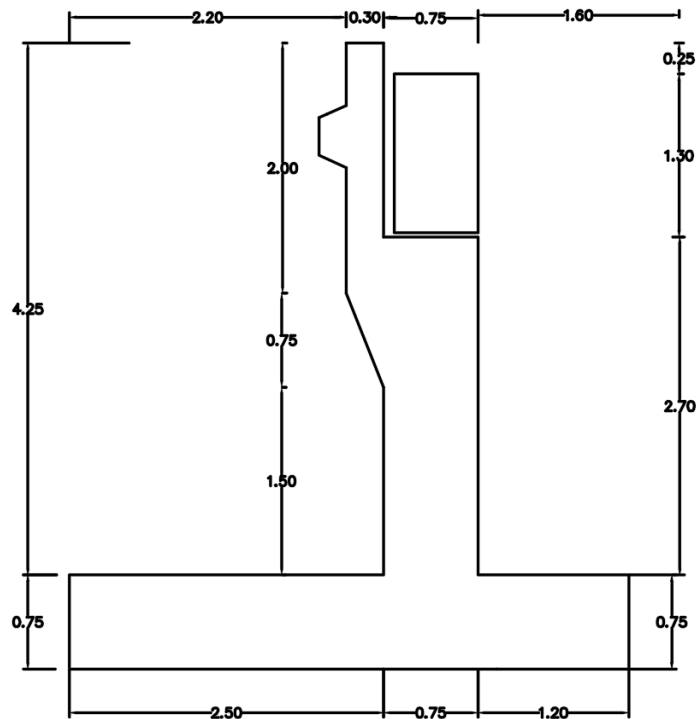
- 0.58 kPa, longitudinal



En estas condiciones y para un área del puente, en alzado igual a: $18.5 * (1.50 + 0.5 + 1.2) = 59.2m^2$

$$WS = 59.2 * 0.58 = 3.5t$$

Dimensionamiento del estribo:



Fuente propia.

1. Cargas y momentos respecto del punto A de la zapata, provenientes de la superestructura.

*Los cálculos se llevan a cabo por m de estribo

- 1.1 Carga sobre el estribo, debida al peso de la losa de área $2.52 m^2$

$$DC_{losa} = 2.52 * 24 * 9.25 = 559.44Kn$$

- 1.2 Carga sobre el estribo debido al peso de las vigas.



$$DC_{vigas} = 5 * 0.5 * 1.30 * 24 * 9.25 = 721.5Kn$$

1.3 Carga sobre el estribo debido al peso del bordillo, andén y barandas.

$$\text{Barandas} = 4.9Kn/m$$

$$\text{Área Andén} = 0.26 m^2$$

Lo que conlleva, la carga sobre el estribo proveniente de la carga sobre impuesta es:

$$DC_{sobreimpuestas} = (0.25) * 9.25 * 24 + 4.9 * 9.25 = 100.83Kn$$

1.4 Carga sobre el estribo debida a la carpeta asfáltica (8cm):

$$DW_{capa} = 9.92 * 22.5 * 0.08 * 9.25 = 165.17Kn$$

1.5 Resumen de las cargas y momentos provenientes de las superestructuras para un ancho del estribo de 12.60m

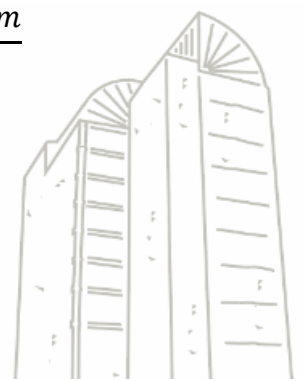
- Momento de estabilización con respecto al punto A debido a las cargas permanentes provenientes de la superestructura

$$DC = \frac{559.44 + 721.5 + 100.83}{12.60} = 109.66 \frac{kN}{m}$$

$$X_A = 1.20 + 0.375 = 1.575 m \rightarrow M_A = 109.66 * 1.575 = 172.71 \frac{kN m}{m}$$

- Momento de estabilización con respecto al A debido a la carpeta asfáltica

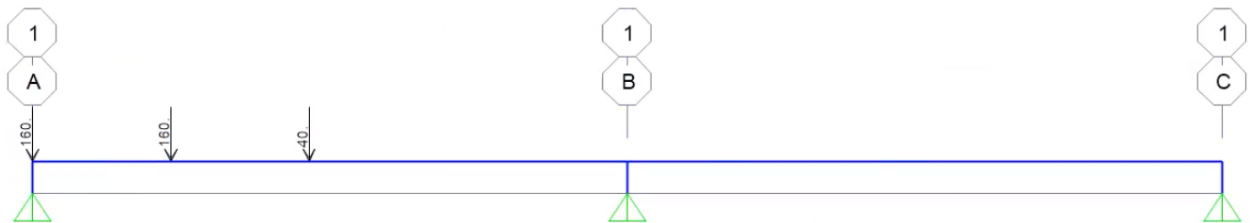
$$DW = \frac{165.17}{12.60} = 13.11 \frac{kN}{m} \rightarrow M_A = 13.11 * 1.575 = 20.65 \frac{kN m}{m}$$



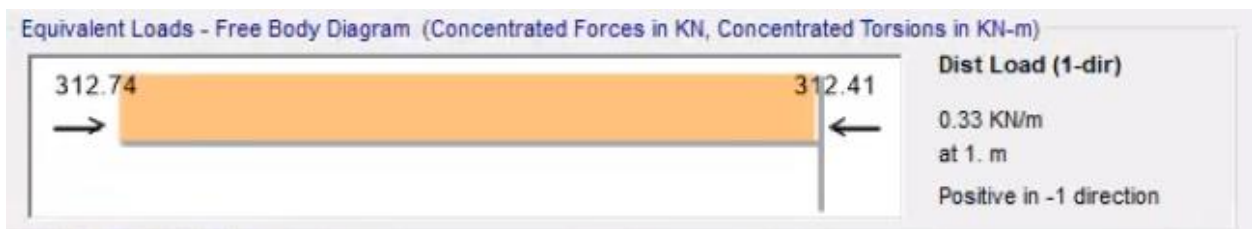
1.6 Cargas provenientes de la superestructura debidas a la carga vehicular de diseño CC-14

Cargas producidas sobre el estribo:

- Carga producida por el camión de diseño sobre el estribo

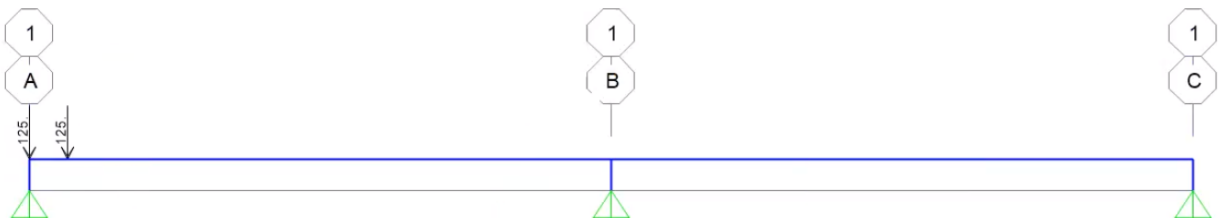


Fuente propia



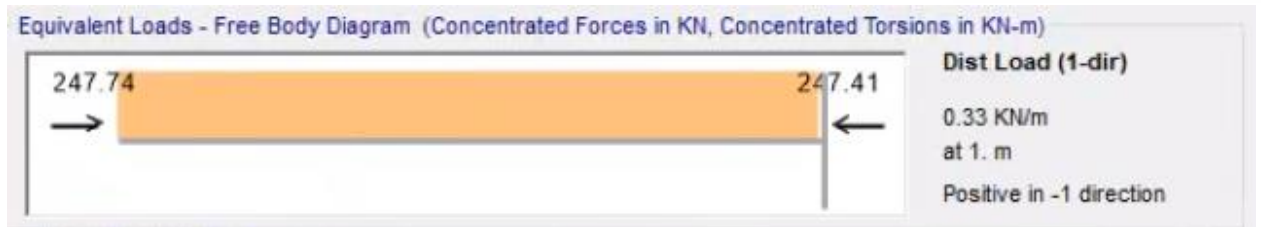
Carga axial, fuente propia.

- Carga producida por el tándem de diseño sobre el estribo



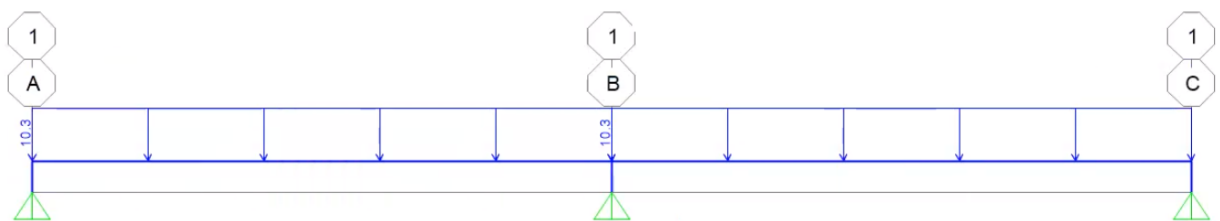
fuentes propia.



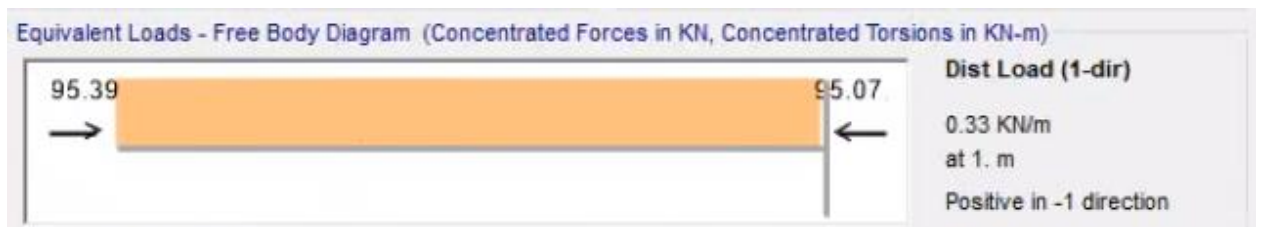


Carga axial, fuente propia.

- Carga producida por el carril de diseño



fuelle propia.



Carga axial, fuente propia.

Carga sobre el estribo debida a la carga vehicular de diseño CCP-14, incluyendo un factor de carga dinámica del 33% para todos los estados límites, excepto fatiga y para un factor de presencia múltiple para dos carriles cargados $m=1$.

$$R_{A,CC-1.4. \text{ Un Carril}} = 1.33 * 312.74 + 95.39 = 511.33 \text{ kN}$$

En estas condiciones la carga vehicular de diseño que actúa sobre el estribo correspondiente a dos carriles cargados

$$R_{A(LL+IM),CC-14 \text{ DOS CARRILES}} = 2 * 511.33 \text{ kN} = 1022.66 \text{ kN}$$



La reacción por m producida por la carga viva vehicular de diseño CC-14 sobre el estribo de 12.60 m de ancho es:

$$R_{A(LL+IM)} = \frac{1022.66}{12.60} = 81.163 \frac{kN}{m}$$

Momento de estabilización con respecto al punto A debido a la carga vehicular de diseño:

$$R_{A(LL+IM)} = 81.163 * 1.575 = 127.83 \frac{kN \cdot m}{m}$$

2. Fuerza de Frenado (BR)

De acuerdo con el Artículo 3.64 BR debe ser la mayor entre:

- 25% del peso de los ejes del camión o tándem de diseño. Es decir:

$$BR = 0.25 * 360 * 2 * 1 = 180 \text{ kN (m=1= factor de presencia múltiple)}$$

$$BR = 0.25 * 250 * 2 * 1 = 125 \text{ kN}$$

- 5% del camión o tándem de diseño más la carga de carril. (Se toma una luz del puente)

$$BR = 0.05 * 2 * 1 (250 + 10.3 + 18.5) = 44.05 \text{ kN}$$

$$BR = 0.05 * 2 * 1 (360 + 10.3 + 18.5) = 55.05 \text{ kN}$$

La fuerza de frenado, BR, de magnitud 18.3 t, se aplica 1.8 m por encima de la losa del tablero.

$$\text{Fuerza de frenado por m de estribo: } BR = \frac{44.05}{12.60} = 3.49 \frac{kN}{m}$$



Momento de desestabilización con respecto al punto A debido a la fuerza de frenado:

$$M_{A,BR} = 3.49 * (12.60 + 1.8) = 50.26 \frac{kN \cdot m}{m}$$

3. Cargas y momentos debidos al peso de la subestructura.

3.1 Peso del estribo

PESO DEL CONCRETO DEL ESTRIBO (t/m)					
ÁREA (m ²)	DC	X_A	Y_A	DCX_A	DCY_A
Zapata	10.6	2.45	0.45	25.9	4.76
Vástago	11.2	1.65	3.5	18.53	39.31
Espaldar	1.51	2.25	6.65	6.40	10.05
Topes	0.5	1.65	6.65	0.80	3.24
Aletas	5.6	3.65	4.3	20.44	24.07
Suma	29.4			69.1	81.5

Fuente propia.

Posición de la resultante de cargas debida al peso propio del estribo.

$$\underline{X}_A = \frac{69.1}{29.4} = 2.35 \text{ m}; \quad \underline{Y}_A = \frac{79.2}{29.4} = 2.69 \text{ m}$$

4. Sobrecarga LS por carga viva sobre el relleno

De acuerdo con el Artículo 3.11.6.4 el incremento en la presión horizontal debida a la sobrecarga por carga viva vehicular puede estimarse como:



$$\Delta_p = k\gamma_s h_{eq} * 10^{-9}$$

Donde:

Δ_p = Presión constante horizontal de suelo debida a la sobrecarga por carga viva (MPa).

γ_s = Peso unitario total del suelo (kN/m^3) = $20.40 kN/m^3$

k = Coeficiente de presión lateral del suelo = 0.333

h_{eq} = Altura equivalente de suelo para carga vehicular (mm) = 600 mm

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

Interpolando con una altura del estribo de 5000 mm, el $h_{eq} = 700mm$

Sustituyendo todos los valores numéricos se tiene que

$$\Delta_p = 0.333 * 20.40 * 700 * 10^{-9} = 4.755 \times 10^{-6} MPa$$

Este resultado tiene sentido físico:

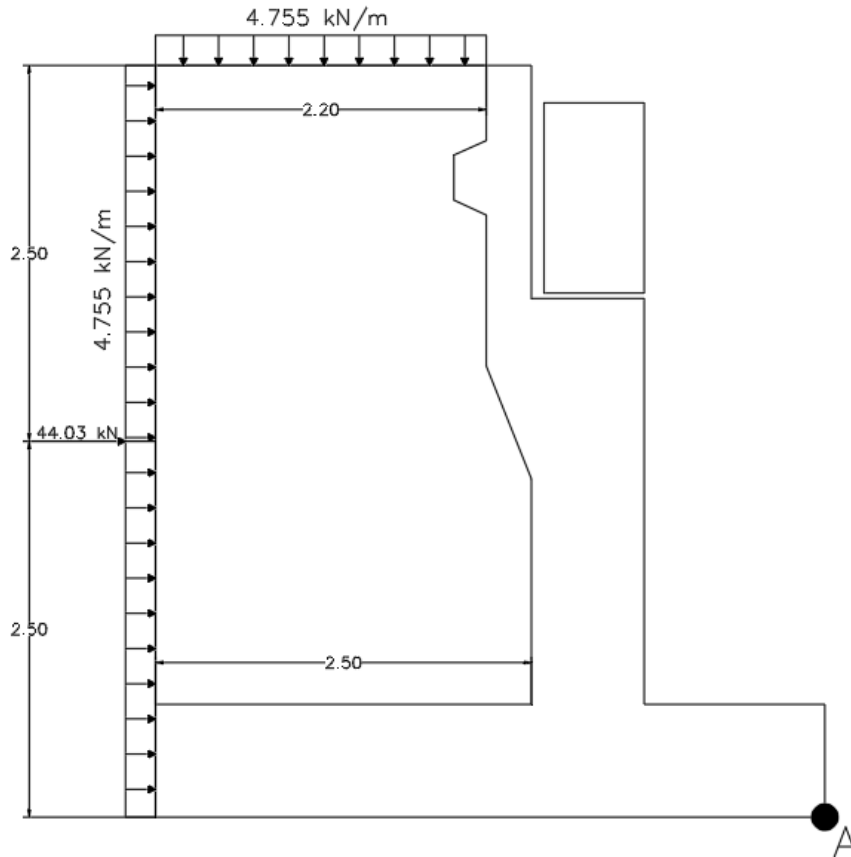
$$\Delta_p = 0.333 * 20.40 * 0.7 = \frac{4.76kN}{m}$$

La norma deja a elección del diseñador reducir la sobrecarga por carga viva sobre el estribo cuando se proyectan losas de aproximación. Efectivamente en el Artículo 3.11.6.5 se estipula que “Si la carga vehicular se transmite a través de una losa estructural, la cual está apoyada por medios diferentes que el suelo, puede permitirse una reducción correspondiente en la sobrecarga”. En este ejemplo no se redujo la sobrecarga.



4.1 Componente horizontal y momento de desestabilización en A para una altura total del estribo de 7.7 m:

$$LS_x = 4.76 * 9.25 = \frac{44.03 \text{ kN}}{\text{m}}; M_{A,LS,x} = \frac{44.03 * 9.25}{2} = 203.64 \frac{\text{kN m}}{\text{m}}$$



Fuente propia.

Sobrecarga por carga viva LS.



5. Acciones verticales por m de estribo

ACCIONES VERTICALES SOBRE EL ESTRIBO (m)				
CARGA	ORIGEN	PESO (t/m)	X_A	M_A
DC	ESTRIBO	29.4	2.35	69.1
DC	SUPERESTRUCTURA	14	1.65	23.1
DW	ASLFÀLTICA	1.86	1.65	3.1
EV	PESO DEL TERRENO	36.4	3.65	132.9
LL+IM	CC-14	13.85	1.65	22.9
LS	CARGA VIVA	1	3.65	3.7
SUMA		97		255

Fuente propia

CARGA VERTICALES POR M SOBRE EL ESTRIBO

6. Empuje horizontal del suelo EH

6.1 Empuje activo del terreno

$$\text{Coeficiente de presión activa } K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 27}{1 + \sin 27} = 0.375$$

Empuje activo estático del terreno EH:

$$EH = \frac{\gamma * K_A * H^2}{2} = \frac{20.40 * 0.375 * 5^2}{2} = 95.63 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Además: } Y_A = \frac{5}{5} = 1 \text{ m}$$

Momento de desestabilización producido por el empuje activo EH del terreno.



$$M_{A,EH} = 95.63 * 1 = 95.63 \frac{kN \cdot m}{m}$$

6.2 Empuje debido a la sobrecarga por carga viva LSx.

Del numeral 2.3: $LS_x = \frac{44.03 kN}{m}$ y $M_A = \frac{44.03 * 5}{2} = 110.07 \frac{kN \cdot m}{m}$

7. Fuerzas sísmicas P_{seis} y H_{bu}

De acuerdo con la Tabla 4.7.4.3.1-1 para puentes de una sola luz no se requiere análisis sísmico. Sin embargo para el estado de evento extremo I, que incluye el sismo m es necesario calcular las fuerzas sísmicas que actúan sobre el estribo. Estas fuerzas tiene su origen en el empuje dinámico del suelo (Mononobe Okabe) y en el peso de la superestructura, definido en la Norma como la fuerza H_{bu} (Art. 14.6.3.1-1).

El modelo de cálculo que se emplee para la determinación de las fuerzas sísmicas que actúan sobre un estribo tiene un impacto significativo en la magnitud de las fuerzas obtenidas. Si se supone que el estribo es infinitamente rígido y se emplean los coeficientes del método de Mononobe Okabe (A11.3) se obtienen fuerzas sísmicas inferiores a aquellas que resultan de suponer que el estribo es un sistema elástico con una rigidez al desplazamiento y que se comporta como un oscilador simple.

Los cálculos que siguen suponen que el estribo es infinitamente rígido.

7.1 Fuerza sísmica proveniente del peso del estribo, del peso y del empuje del material de relleno detrás del estribo.

7.1.1 Cálculo de la fuerza sísmica P_{seis}



De acuerdo con el artículo 11.6.5.1 la fuerza lateral total aplicada al estribo debida al sismo más la presión de tierra P_{seis} debe determinarse considerando el efecto combinado P_{EA} y P_{IR} donde:

P_{seis}

= Fuerza lateral total aplicada al muro debida al sismo y a la presión de la tierra.

$$P_{IR} = k_h(W_w + W_s)$$

$$P_{EA} = \text{Fuerza dinámica debida al empuje de tierras}; P_{EA} \\ = 0.50yH^2K_{AE}; (\text{Art. 11.6.5.3} - 2.)$$

P_{IR}

= Fuerza horizontal debida a la fuerza sísmica de la masa del muro; (Art 11.6.5.1 - 1)

k_h = Coeficiente de aceleración sísmica horizontal

W_w = Peso del muro

W_s

= Peso del suelo que está inmediatamente encima del muro incluyendo el talón del muro.

Para investigar la estabilidad del estribo debe incluirse el efecto combinado de P_{AE} y P_{IR}

considerando que estos no son concurrentes. De acuerdo con la Norma en el Artículo 11.6.5.1 se debe:

- Combinar el 100% del empuje sísmico de tierras P_{AE} con el 50% de la fuerza inercial del muro P_{IR}
- Combinar el 50% de P_{AE} pero no menos que el empuje activo estático EH, con el 100% de la fuerza inercial del muro P_{IR}

De acuerdo con el Artículo 11.6.5.3 la fuerza sísmica activa P_{AE} es:

$$P_{AE} = 0.5yH^2K_{AE}; (\text{Art. 11.6.5.3-2})$$

K_{AE} = Coeficiente de empuje activo sísmico del suelo.



El coeficiente de empuje sísmico K_{AE} puede ser calculado de acuerdo con la teoría de Mononobe Okabe, tal como se indica en el apéndice A.11.3, Ecuación A11.3.1-1.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\Phi - \theta_{MO} - \beta)}{\cos \theta_{MO} \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta_{MO})} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \theta_{MO} - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta_{MO}) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} ; (A.11.3.1 - 1)$$

Fuente, Fundamento de diseño de puentes, Carlos Vallecilla.

7.1.2 Valor de k_h :

De acuerdo con el Artículo 11.6.5.2.2 donde el muro pueda desplazarse de 25 mm a 50 mm durante un sismo, puede suponerse que $k_h = 0.50k_{ho}$ donde k_{ho} es el coeficiente sísmico de aceleración horizontal que se obtiene suponiendo que el estribo no puede desplazarse.

$$A_s = F_{pga} PGA = k_{ho} (\text{Art. 3.10.4.2-2})$$

Sustituyendo los valores numéricos en la ecuación 3.10.4.2-2 se obtiene:

De la tabla 3.10.2.1-1 se tiene para Pasca, Región 5; $PGA=0.25$

De la tabla 3.10.3.2-1 para un perfil de suelo tipo C y $PGA = 0.25$ el factor de sitio es $F_{pga} = 1.15$

Es decir:

$$k_{HO} = F_{pga} PGA = 1.15 * 0.25 = A_s = 0.2875$$

Por consiguiente: $k_n = 0.50k_{no} = 0.50 * 0.2875 = 0.14375$

Nota: para $k_n = 0.50k_{no}$ ver Artículo 11.6.5.2.2

7.1.3 Cálculo de P_{AE}



Se supone que $k_v = 0$, (Artículo 11.6.5.2.1) por lo que:

$$\theta_{Mo} = \left[\frac{0.14375}{1 - 0} \right] = 8.18^\circ$$

Ángulo de fricción del suelo de relleno: $\phi = 27^\circ$

De acuerdo con la geometría del estribo: $i = \beta = \delta = 0$, por consiguiente:

$$K_{AE} = \frac{(27 - 8.18 - 0)}{\cos 8.18 \cos 27 \cos (0 + 0 + 8.18)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 8.18 \sin (27 + 0) \sin (27 - 8.18 - 0)}{\cos (0 + 0 + 8.18) \cos (0 - 0)}} \right]^{-2}$$

$$K_{AE} = 0.47695$$

Fuerza sísmica P_{AE} debida al empuje del terreno, por m de estribo:

$$P_{AE} = 0.5 * 0.47695 * 20.40 * 5^2 = 121.622 \frac{kN}{m}$$

Diferencia entre el empuje activo estático y el empuje del terreno debido al sismo:

$$\Delta P_{AE} = 121.622 - 95.63 = 25.992 \frac{kN}{m}$$

Esta fuerza ΔP_{AE} sísmica se aplica a $0.4H = 0.4 * 5 = 2m$

Y produce un momento respecto al punto al punto A igual a:

$$M \Delta P_{AE} = 25.992 * 2 = 51.984 \frac{kN \cdot m}{m}$$

7.1.4 Cálculo de la fuerza P_{IR}

Peso del suelo detrás del estribo:



$$W_s = EV = 9.827 * 20.40 = 200.47 \frac{kN}{m}$$

$$W_w = \text{Peso del concreto del estribo} = 288.31 \frac{kN}{m}$$

Por lo que:

$$P_{IR} = k_h(W_w + W_s) = 0.14375(288.31 + 200.47) = 70.26 \frac{kN}{m}$$

7.1.5 Combinación más desfavorable de fuerza debidas al sismo

- 100% del empuje activo sísmico $\Delta P_{AE} = 25.992 \text{ kN}$ más el 50% de la fuerza sísmica $P_{IR} = 70.26 \text{ kN}$, debida al peso del suelo de relleno

- 50% del empuje activo sísmico $\Delta P_{AE} = 25.992 \text{ kN}$ (pero no menos que el empuje estático $EH = 95.63 \text{ kN}$ del terreno), más el 100% de la fuerza sísmica $P_{IR} = 70.26 \text{ kN}$, debida al peso del suelo de relleno

$$P_{seis} = 25.992 + 0.5 * 70.26 = 61.122 \text{ kN}$$

$$P_{seis} = 0.5 * 95.63 + 70.26 = 118.075 \text{ kN}$$

Debido a que la combinación del estado límite de evento extremo I, Tabla 3.4.1-1, Incluye el empuje estático EH, se emplea la diferencia de empujes ΔP_{AE} para la valoración de la fuerza sísmica sobre el estribo

Punto de aplicación de la fuerza sísmica P_{AE} debida al empuje dinámico (Mononobe Okabe): de acuerdo con A11.3.1 puede suponerse que la resultante de fuerzas sísmicas debidas al empuje del terreno se aplica una altura entre $0.4H_{estribo}$ y $0.5H_{estribo}$. Se supone que la fuerza sismo P_{IR} se aplica a una altura igual a: $0.4H_{estribo} = 0.4 * 5 = 2 \text{ m}$

Momento producido por la fuerza sísmica horizontal EQ estribo = 118.075kN

$$M_{p,SEIS,A} = 118.075 * 2 = 236.15 \frac{kN \cdot m}{m}$$

7.2 Fuerza sísmica H_{bu} proveniente de la superestructura (C.11.6.5.1)



La fuerza de fricción por desplazamiento H_{bu} es:

$$H_{bu} = \mu P_u$$

H_{bu} = Carga lateral transmitida a la superestructura y a la infraestructura por los apoyos, obtenida a partir de las combinaciones de carga de resistencia, aplicables y de evento extremo de la tabla 3.4.1-1.

P_u = Fuerza de compresión, obtenida a partir de las combinaciones de carga de resistencia aplicables y evento extremo de la tabla 3.4.1-1

μ = Coeficiente de fricción

El valor del coeficiente de fricción depende del esfuerzo aplicado al apoyo elastomérico y de la temperatura del medio ambiente. se supone de manera simplificada que $\mu = 0.20$, Valor promedio empleado para dispositivos elastoméricos apoyados sobre acero o concreto

De los cálculos precedentes se tiene las siguientes fuerzas provenientes de la superestructura:

$$DC = 109.66 \frac{kN}{m}; DW = 13.11 \frac{k}{m}; LL + IM = 81.163 \frac{kN}{m}$$

En consecuencia, la fuerza horizontal, proveniente del estado límite de evento extremo I es:

$$H_{bu} = \mu P_u = 0.20 (1.25 * 109.66 + 1.5 * 13.11 + 0.5 * 81.163) = 39.46 \frac{kN}{m}$$

La fuerza horizontal se aplica a la altura del apoyo de la viga. De las geometrías del estribo se concluye que la altura entre el punto del estribo A y el apoyo de las vigas es:

$$0.75 + 2.7 = 3.45 \text{ m}$$

Momento de desestabilización de la fuerza horizontal de la fuerza horizontal H_{bu} con respecto al punto A:

$$MH_{bu} = 39.46 * 3.45 = 136.137 \frac{kN \text{ m}}{m}$$



RESUMEN DE LAS ACCIONES SÍSMICAS SOBRE EL ESTRIBO		
FUERZAS HORIZONTALES		
P_{seis}	110.075	kN/m
H_{bu}	39.46	kN/m
SUMA	150.21	kN/m
MOMENTOS DE DESESTABILIZACIÓN RESPECTO AL PUNTO A		
MP_{seis}	236.15	kN m/m
MH_{bu}	136.137	kN m/m
SUMA	372.29	kN m/m

Acciones sísmicas sobre el estribo, fuente propia.

8. Longitud del apoyo

De acuerdo con 4.7.4.4 la longitud mínima de apoyo es:

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H)(1 + 0.000125S^2) \quad (\text{Art. 4.7.4.4} + 1)$$

N=Longitud mínima de apoyo en mm, medida perpendicularmente al eje del apoyo,

L=Longitud del puente (mm)

H= Altura promedio de las columnas que soportan el tablero del puente. En puente de una luz, H=0

S=Ángulo de sesgo del puente. En este caso S=0

Sustituyendo:



$$N = (200 + 0.0017 * 18500 + 0.0067 * 2700)(1) = 249.55mm$$

Mayoración, zona sísmica 3 al 150%

$$N = 1.50 * 0.25 = 0.375 m < 0.75 \text{ Cumple}$$

9. verificación de la estabilidad y cálculo de los esfuerzos sobre el suelo

9.1 verificación por estabilidad al volcamiento y al deslizamiento

Nota: Emplear los máximos factores para cargas permanentes (Tabla 3.4.1-2) para las acciones que producen inestabilidad y los mínimos para las acciones que producen estabilidad.

Se analizaron los siguientes estados limites: Resistencia I, evento extremo I y servicio I para el caso de carga estribo más superestructura, y de acuerdo con la tabla 3.4.1-1

ACCIONES HORIZONTALES SOBRE EL ESTRIBO (m)			
ORIGEN	PESO $\left(\frac{kN}{m}\right)$	$Y_A(m)$	$M_A\left(\frac{kN\ m}{m}\right)$
EH	95.63	1	95.63
P_{seis}	110.075	2	220.15
H_{bu}	39.46	3.45	136.137
BR	3.49	14.4	50.256
LS	44.03	4.63	203.86
SUMA	292.69		706.032

Cargas horizontales por m sobre el estribo, fuente propia



RESUMEN DE FUERZAS (kN/m) Y MOMENTOS (kN m /m) CON RESPECTO AL PUNTO A				
ORIGEN	FUERZA	DIRECCIÓN	MOMENTO	SENTIDO
DC, SUPERESTRUCTURA	109.66	Vertical	172.71	ESTABILIZACIÓN
DW, SUPERESTRUCTURA	13.11	Vertical	20.65	ESTABILIZACIÓN
CARGA VEHICULAR CC-14 (LL+IM)	81.16	Vertical	127.83	ESTABILIZACIÓN
FUERZA DE FRENADO (BR)	3.49	Horizontal	50.26	DESESTABILIZACIÓN
DC, PESO DEL CONCRETO DEL ESTRIBO	294	Vertical	691	ESTABILIZACIÓN
EV, PESO DEL RELLENO DEL ESTRIBO	200.47	Vertical	731.94	ESTABILIZACIÓN
LS x, SOBRECARGA POR CARGA VIVA	44.03	Horizontal	110.07	DESESTABILIZACIÓN
LS y, SOBRECARGA POR CARGA VIVA	9.87	Vertical	36.5	ESTABILIZACIÓN
EH, EMPUJE ACTIVO	95.63	Horizontal	95.63	DESESTABILIZACIÓN
P_{seis}	110.08	Horizontal	220.15	DESESTABILIZACIÓN
H_{bu}	39.65	Horizontal	136.137	DESESTABILIZACIÓN

Resumen de fuerzas y momentos con respecto al punto A por m de estribo, fuente propia.



ACCIONES VERTICALES		
VALORES EXTREMOS DE Y_p		
Y_p	Máximo	Mínimo
DC	1.25	0.9
DW	1.5	0.65
EH	1.5	0.9
EV	1	N/A
EV	1.35	1
ES	1.5	0.75
LS	1.75	N/A

Resumen de coeficientes de γ , fuente propia

FUERZAS VERTICALES (kN) CASO CARGA: ESTRIBO MAS SUPERESTRUCTURA								
ORIGEN	DC, superestructura	DW	LL+IM	DC, estribo	EV	LSy	SUMA	ESTADO LIMITE
fv	109.66	13.11	81.16	294.00	200.47	9.87	954.18	RESISTENCIA I
Caso maximo	1.25	1.50	1.75	1.25	1.35	1.75		
	137.08	19.67	142.03	367.50	270.63	17.27		
Caso minimo	0.90	0.65	0.00	0.90	1.00	1.75	589.56	EVENTO EXTREMO I
	98.69	8.52	0.00	264.60	200.47	17.27		
Caso maximo	1.25	1.50	0.50	1.25	1.35	0.50	840.39	
	137.08	19.67	40.58	367.50	270.63	4.94		
Caso minimo	0.90	0.65	0.00	0.90	1.00	0.00	572.29	
	98.69	8.52	0.00	264.60	200.47	0.00		
Factores = 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	708.27	SERVICIO I
	109.66	13.11	81.16	294.00	200.47	9.87		

Combinación de fuerzas verticales sobre el estribo. Estados límites de resistencia I, evento extremo I y de servicio. Casos máximo y mínimo, fuente propia.



MOMENTOS DE ESTABILIZACION (Kn m) CASO CARGA: ESTRIBO MAS SUPERESTRUCTURA								
ORIGEN	DC, superestructura	DW	LL+IM	DC, estribo	EV	LS	SUMA	ESTADO LIMITE
May	172.71	20.65	127.83	691.00	731.94	36.50	954.18	RESISTENCIA I
Caso maximo	1.25	1.50	1.75	1.25	1.35	1.75		
	137.08	19.67	142.03	367.50	270.63	17.27		
Caso minimo	0.90	0.65	0.00	0.90	1.00	1.75	589.56	EVENTO EXTREMO I
	98.69	8.52	0.00	264.60	200.47	17.27		
Caso maximo	1.25	1.50	0.50	1.25	1.35	0.50	840.39	
	137.08	19.67	40.58	367.50	270.63	4.94		
Caso minimo	0.90	0.65	0.00	0.90	1.00	0.00	572.29	EVENTO EXTREMO I
	98.69	8.52	0.00	264.60	200.47	0.00		
Factores = 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	708.27	
	109.66	13.11	81.16	294.00	200.47	9.87		

Combinación de momentos de estabilización sobre el estribo con respecto al punto A. Estados límites de resistencia I, evento extremo I y de servicio. Casos máximo y mínimo, fuente propia.

FUERZAS HORIZONTALES (kN) CASO CARGA: ESTRIBO MAS SUPERESTRUCTURA							
ORIGEN	BR	LSx	EH	Pseis	Hbu	SUMA	ESTADO LIMITE
Fx	3.49	44.03	95.63	110.08	39.65		
Caso maximo	1.25	1.75	1.75	0.00	0.00	741.27	RESISTENCIA I
	367.50	22.94	350.82	0.00	0.00		
Caso minimo	0.90	1.75	0.00	0.00	0.00	287.54	
	264.60	22.94	0.00	0.00	0.00		
Caso maximo	1.50	0.50	0.50	1.00	1.00	638.82	EVENTO EXTREMO I
	441.00	6.56	100.24	81.16	9.87		
Caso minimo	0.90	0.00	0.00	1.00	1.00	355.63	
	264.60	0.00	0.00	81.16	9.87		
Factores = 1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	507.58	SERVICIO I
	294.00	13.11	200.47	0.00	0.00		

Combinación de fuerzas horizontales sobre el estribo. Estados límites de resistencia I, evento extremo I y de servicio Casos máximo y mínimo, fuente propia.



MOMENTOS DE DESETABILIZACION DEBIDO A FUERZAS HORIZONTALES (Kn m) CASO CARGA:							
ORIGEN	BR	LSx	EH	Pseis	Hbu	SUMA	ESTADO LIMITE
Max	50.26	110.07	95.63	220.15	136.14		
Caso maximo	1.25	1.75	1.75	0.00	0.00	741.27	RESISTENCIA I
	367.50	22.94	350.82	0.00	0.00		
Caso minimo	0.90	1.75	0.00	0.00	0.00	287.54	
	264.60	22.94	0.00	0.00	0.00		
Caso maximo	1.50	0.50	0.50	1.00	1.00	638.82	EVENTO EXTREMO I
	441.00	6.56	100.24	81.16	9.87		
Caso minimo	0.90	0.00	0.00	1.00	1.00	355.63	
	264.60	0.00	0.00	81.16	9.87		
Factores = 1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	507.58	SERVICIO I
	294.00	13.11	200.47	0.00	0.00		

Combinación de momentos de desestabilización sobre el estribo con respecto al punto A. Estados límites de resistencia I, evento extremo I y de servicio. Casos máximo y mínimo, fuente propia

Debido al alcance del proyecto se dejan todas la cargas y factores de seguridad y sismo para el diseño de la cimentación, de acuerdo a un estudio de suelo más detallado

DISEÑO DE PILA CENTRAL

- P_{cr} =Carga Crítica a Pandeo
- P_{nmax} = Resistencia Axial Nominal (máximo valor permitido)
- P_U =Carga Axial Mayorada
- A_g = Área Bruta
- A_{st} = Área total de acero
- E =Módulo de elasticidad
- I =Inercia
- k =Constante de deformación
- σ_{Lp} = Esfuerzo Límite de Proporcionalidad
- σ_{cr} = Esfuerzo crítico
- l =Longitud miembro vertical
- r =Radio de giro



- $l r$ = Relación de esbeltez

Según las especificaciones de los materiales empleados a lo largo del presente documento se realiza una tabla resumen la cual permite una mejor trabajabilidad y explicación en el proceso de diseño. Tabla que se presenta a continuación:

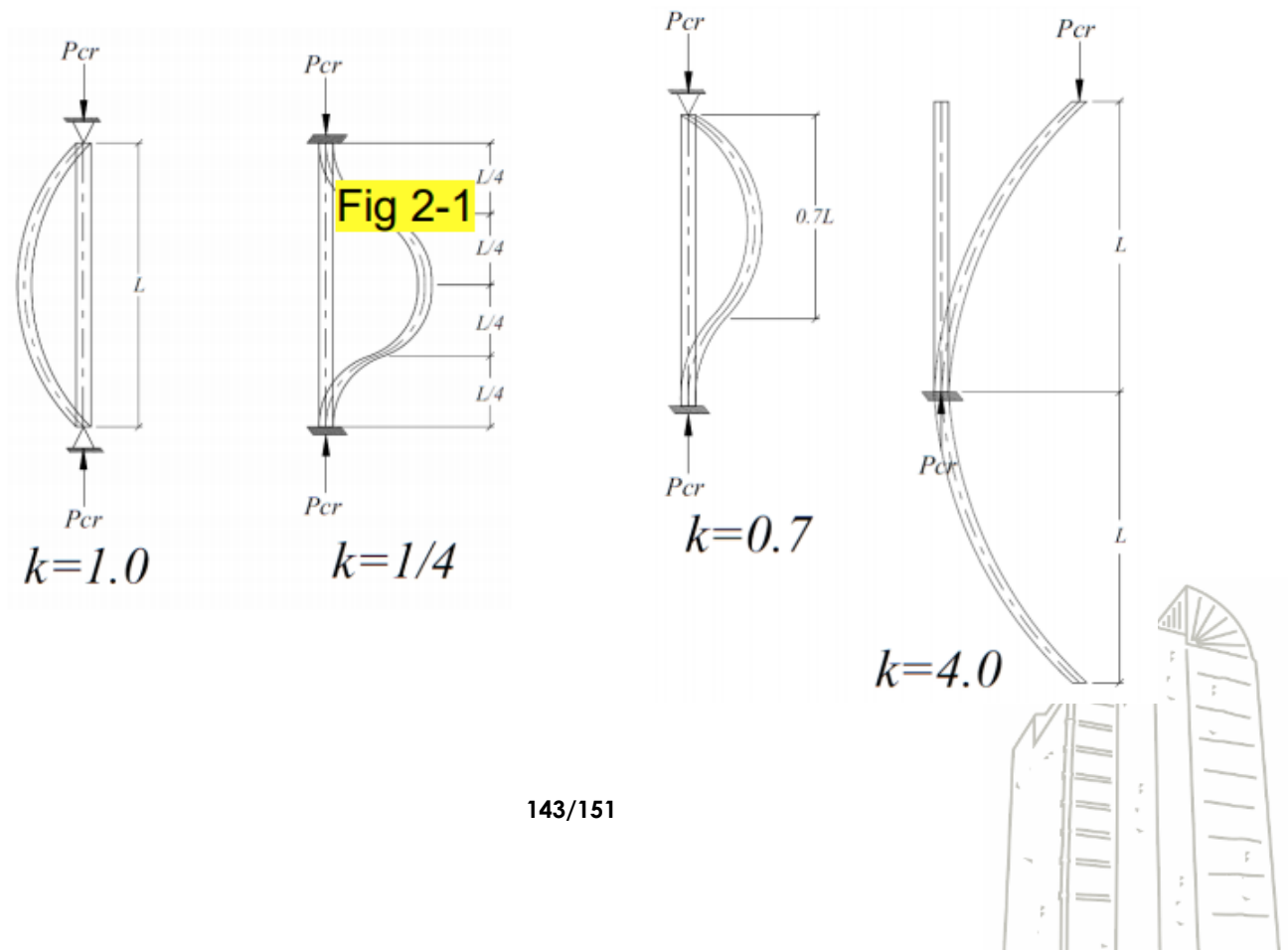
Pila	
f_y (Kn/m ²)	420000
f_y (Mpa)	420
f_c (Kn/m ²)	28000
E (Mpa)	24870
k	4,0
#fleje(1/2")	4,00
Øfleje(cm)	1,27

Fuente propia.

En donde el módulo de elasticidad se ha definido como:

$$E = 4700 * \sqrt{f'_c} = 24870.1$$

Y K como la constante según la deformación en columnas determinada por sus apoyos:



Fuente (Diseño basico de concreto reforzado. 2014)

Sigueiendo la anterior ilustracion se toma $K = 4.0$ por si apoyo en la zona inferior de la pila.

Refuerzos longitudinales

La ecuacion C.10.6.3.2 de la NSR-10 define la resistencia axial nominal (valor maximo permitido) como:

$$\phi P_{nmax} = 0.75\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st})] + f_y A_{st}$$

en donde P_u se define como:

$$P_U = 1.2PD + 1.6PL$$

conociendo el valor mayorado producto del apoyo central de la super estructura del puente se obtiene a $P_u = 7529,24$ kN; al optar por el diseño de tres pilas centrales como se muestra en la siguiente fotografía, se tiene la división de esta carga como $P_u = 2509,75$ kN para cada una.



Fuente: <https://es.slideshare.net/FelixGuanto/pilas-teoria-y-diseo>

Y la resistencia axial nominal maxima es el resultado de la la aplicación del factor de reducción $\phi = 0.7$ a la carga mayorada que soporta la columna.

$$\phi P_{nmax} = \frac{P_u}{\phi}$$

$$\phi P_{nmax} = \frac{2509,75}{0.7}$$

$$\phi P_{nmax} = 3585.35 \text{ kN}$$



El punto de inicial para asignar los refuerzos longitudinales de una columna es la definición de la sección transversal (A_g), la cual después de definida se le da un 2% de refuerzo que se traduce en una cuantía $\rho = 0.02$. Con lo anterior se reescribe la resistencia axial nominal máxima como:

$$\phi P_n \max = 0,75 * 0,7 * ((0,85 * f'_c * (A_g - 0,02A_g)) + (f_y * 0,02A_g)); A_{st} = 0,02A_g$$

$$3585.35 = 0,75 * 0,7 * ((0,85 * 28000 * (A_g - 0,02A_g)) + (420000 * 0,02A_g))$$

$$A_g \text{ requerida} = 0.2460 \text{ m}^2$$

Con el área bruta obtenida se procede a dar un dimensionamiento que cumpla con los parámetros establecidos.

$$\emptyset = \sqrt{\frac{A_g * 4}{\pi}} \quad \emptyset = \sqrt{\frac{0.246 * 4}{\pi}} \quad \emptyset = 0.56 \text{ m} \quad \emptyset = \sqrt{\frac{A_g * 4}{\pi}}$$

Dado este diámetro requerido, por cuestiones de seguridad y elementos ajenos al diseño estructural y tomando la magnitud e importancia de la estructura se desea tomar uno superior, optando por un valor diametral $\emptyset = 0.75 \text{ m}$ y un A_g de diseño = 0.4418 m^2

Ya realizado el cálculo del área bruta de la sección transversal, se procede por realizar el cálculo del área del acero nuevamente con la ecuación C.10.6.3.2 de la NSR-10.

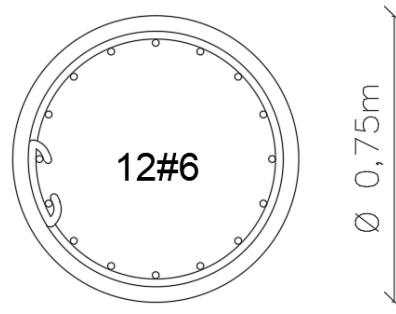
$$\phi P_n \max = 0.75 \phi [0.85 f'_c (A_g - A_{st})] + f_y A_{st}$$

$$3585.35 = 0.75 * 0.75 [0.85 * 28000 (0.2460 - A_{st})] + 420000 * A_{st}$$

$$A_{st} = 24.60 \text{ cm}^2 \quad A_{st} \text{ escogida} = 34.08 \text{ cm}^2 = 12 \# 6$$

Y se distribuyen como se muestra en la siguiente ilustración.





Fuente propia. Ver plano subestructura.

Ya con los aceros asignados y una sección transversal definida, solo resta definir los refuerzos transversales, no obstante, es importante identificar si esta se clasifica como una columna corta o larga mediante su relación de esbeltez por tipo de materiales y geometría.

$$\frac{l}{r} = \sqrt{\frac{\pi^2 * E}{k f' c}} \quad \text{Relación de esbeltez por tipo de materiales}$$

$$\frac{l}{r} = \sqrt{\frac{\pi^2 * 24870000}{4 * 28000}} = 46.81$$

Relación de esbeltez por geometría de la sección transversal

$$I = \frac{\pi * r^4}{4} = \frac{\pi * 0.375^4}{4} = 0,0155 \text{ m}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0.0155}{0.4418}} = 0.187$$

$$\frac{L}{r} = \frac{6.45}{0.187} = 34.492$$

La relación de esbeltez por tipo de geometría es mayor que la esbeltez por geometría, por ende, esta se clasifica como una columna corta.



En la asignación de refuerzos transversales se ha tenido como única opción el acero número 4 como refuerzo transversal se procede a hacer el cálculo de las tres opciones de separación entre estribos.

Opción A (mitad de la menor longitud de la sección transversal)

$$s = \frac{< \text{long. sección}}{2} = \frac{0.56 \text{ m}}{2} = 0.2798 \text{ m} \cong 27 \text{ cm}$$

Opción B (16 veces el diámetro de la barra asignada para el refuerzo longitudinal)

$$s = 16 * db \text{ Long} = 1.91 * 16 = 30.56 \text{ cm} \cong 30 \text{ cm}$$

Opción C (48 veces el diámetro del estribo)

$$s = 48 * db \text{ Estribo} = 48 * 1.27 = 60.96 \text{ cm} \cong 60 \text{ cm}$$

Ya planteadas las tres opciones, se procede a escoger menor longitud entre las todas las opciones, la cual para este caso es la opción A.

$$S = 27 \text{ cm}$$

La asignación de los estribos se desarrolla dividiendo en tres partes iguales la longitud de la pila, de tal manera que:

$$\frac{L}{3} = \frac{6.45}{3} = 2.15 \text{ m}$$

Esta longitud es redistribuida donde el tercio inicial y el tercio final de la columna es considerado como la longitud refuerzo máximo (LMX) dando una separación de estribos igual a la mitad de la separación elegida.

$$S(lmx) = \frac{s}{2} = \frac{27 \text{ cm}}{2} = 13.5 \cong 13 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$Lmx = 2.15 \text{ m}$$

$$\text{No. Flejes } (lmx) = \frac{2.15 \text{ m}}{0.13 \text{ m}} + 1 = 17.53 \cong 18 \text{ und}$$



18 # 4 @ 13 cm

El tercio central de la columna es denominado longitud refuerzo medio (LMD) donde los estribos son asignados a la separación elegida desde el inicio.

$$S (lmd) = 27 \text{ cm}; Lmd = 2.15 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$No. Flejes (lmd) = \frac{2.15 \text{ m}}{0.27 \text{ m}} = 7.96 \cong 8 \text{ und}$$

8 # 4 @ 27 cm

Nota: para ver la ubicación del refuerzo detallado ver plano subestructuras

Diseño del apoyo de neopreno

Datos Generales

Estado límite de servicio I

Neopreno tipo 1, dureza (shore A) 50+/- 5

Método de diseño: Art. 14.7.6 Método A

Para la región del puente, Pasca Cundinamarca, temperatura máxima 25 °C, temperatura mínima 5 °C

Durante la instalación la temperatura promedio es 15 °C

Coefficiente de dilatación térmica del concreto Art. 5.4.2.2

$$\alpha = 1.08 \cdot 10^{-5} \frac{m}{^\circ C}$$

Deformación unitaria debido al flujo plástico, Art. 5.4.2.3.1 se toma un valor promedio

$$\varepsilon_p = 0.30$$



Se suponen espesores de las capas de apoyo del neopreno

Espesor capa externa	h_{rs}	10 mm
Espesor capa interna	h_{ri}	15 mm
Espesor lámina de acero	h_s	3 mm

Tabla espesores elementos del apoyo de neopreno, fuente propia,

Deformación por cortante del apoyo de neopreno

$$\text{Art. 14.7.6.3.4-1 } h_{rt} = 2\Delta_s$$

Por tanto, la deformación horizontal

$$\Delta_s = \alpha L \Delta T + \varepsilon_p L$$

$$\Delta_s = 1.08 \cdot 10^{-5} * 37000 * (25 - 10) + 0.0003 * 38000 = 17.56 \text{ mm}$$

Espesor mínimo requerido

De acuerdo a la tabla 3.4.1-1

$$y_{Tu} = 1.20$$

$$\text{Art. 14.7.6.3.4-1}$$

$$h_{rt} = 2y_{Tu}\Delta_s$$

$$h_{rt} = 2 * 1.2 * 17.56 = 42.13 \text{ mm}$$

Se estimó $h_{ri} = 15 \text{ mm}$

Por tanto, el espesor requerido por la capa superior, Art. 14.7.6.1

$$\frac{h_{rs}}{h_{ri}} \leq 0.7$$

$$h_{rs} = 0.70 * h_{ri} = 10.5 \approx 10 \text{ mm}$$

Determinación del número de capas internas



$$n = \frac{h_{rt,min} - 2h_{rs}}{h_{ri}}$$

$$n = \frac{42.13 - 2 * 10}{15} \approx 2 \text{ capas}$$

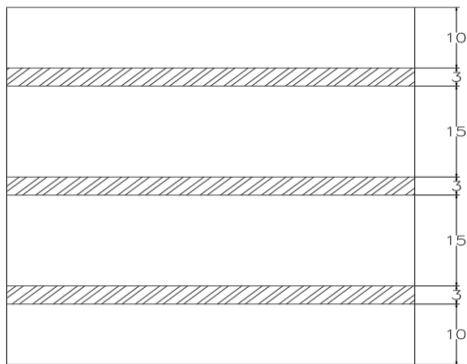
Altura total de las capas (2 internas y 2 externas)

$$h_{rt} = 2h_{rs} + 2h_{ri} = 2 * 10 + 2 * 15 = 50 \text{ mm}$$

Altura total del apoyo de neopreno con láminas de acero intermedias

$$H = h_{rt} + h_s(n + 1) = 50 + 3(2 + 1) = 59 \text{ mm}$$

Detalle de apoyo de neopreno, medidas en milímetros



Detalle apoyo de neopreno, fuente propia.

