



AUTOPISTAS DEL SOL S.A

**ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA SEGUNDA CALZADA
Y DISEÑOS DE LA REHABILITACIÓN DEL TRAMO GAMBOTE - VARIANTE
MAMONAL Y DE LA VARIANTE CARTAGENA**

**INFORME FINAL
MEMORIAS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA EL PUENTE
EN CONCRETO REFORZADO ARROYO MATUTE 2
ENTRE EL K4+849 Y K4+865**

VERSIÓN 1.0



TC-XXXX-129



AUTOPISTAS DEL SOL S.A

**ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA SEGUNDA CALZADA
Y DISEÑOS DE LA REHABILITACIÓN DEL TRAMO GAMBOTE - VARIANTE
MAMONAL Y DE LA VARIANTE CARTAGENA**

**INFORME FINAL
MEMORIAS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA EL PUENTE
EN CONCRETO REFORZADO ARROYO MATUTE 2
ENTRE EL K4+848 Y K4+865**

CONTROL DE MODIFICACIONES

Versión Nº	Fecha	Numeral Modificado	Descripción de la Modificación	Responsable
1.0	Diciembre de 2010	N/A	Emisión Original	Ing. José del Carmen Nieto

Elaboró: Ing. José del Carmen Nieto	Revisó: 	Aprobó: 	Fecha: Diciembre de 2010
--	------------------------	------------------------	--

1. ÍNDICE

1.	ÍNDICE.....	3
2.	INTRODUCCION.....	5
3.	ALCANCE	5
4.	METODOLOGIA.....	5
5.	MATERIALES	5
6.	NORMAS Y ESPECIFICACIONES.....	6
7.	CONDICIONES DE CARGA	6
8.	GEOMETRÍA	7
9.	TRABAJOS REALIZADOS.....	7
10.	PRESENTACIÓN DE DATOS	7
11.	LOCALIZACIÓN DEL PUENTE	8
12.	DISEÑO LOSA TABLERO METODOLOGÍA CCDSP-95.....	10
13.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIGAS	15
-	NÚMERO DE VIGAS.....	15
-	ALTURA DE VIGAS.....	15
-	ANCHO DE VIGAS	15
-	FACTOR RUEDA	16
-	EVALUACIÓN DE CARGAS	19
-	RESUMEN DE MOMENTOS	20
-	DISEÑO A FLEXIÓN.....	22
-	DISEÑO A ESFUERZO DE CORTE	25
14.	DISEÑO NEOPRENO	27
15.	DISEÑO LOSA DE APROXIMACION	29
16.	DISEÑO DE BARANDA	30
17.	DISEÑO ESTRIBO.....	32

-	MODELO 3D ESTRIBO	35
-	PLANTA ESTRIBO	35
-	COMBINACIONES DE DISEÑO ESTRIBO.....	36
18.	DISEÑO PILOTES	50
19.	DISEÑO TOPE SÍSMICO.....	70
20.	DISEÑO ESPALDAR.....	71
21.	VERIFICACIÓN DE LA LUZ DE APOYO DE LA SUPERESTRUCTURA	74
22.	FICHA TECNICA DE JUNTA DE DILATACION	74

2. INTRODUCCION

En el presente proyecto se realiza el Análisis y Diseño Estructural de un puente en concreto reforzado de 15.0 m de longitud y 12.00 m de ancho, incluidos bordillo, baranda y andén, ubicado en un alineamiento para dos calzadas, entre las abscisas **K4+848.33 y K4+865.00**, el ancho del bordillo es de 0.35 m y del andén de 2.25 m. El puente se apoya sobre estribos rígidos en concreto reforzado cimentados sobre pilotes, igualmente en concreto reforzado, de 1.20 m de diámetro y 10.0 m de longitud.

3. ALCANCE

El propósito del trabajo consiste en la producción de los Análisis, Diseños, Planos definitivos para construcción, y el Cálculo de las Cantidades de Obra.

4. METODOLOGIA

Para la solución de la superestructura, se adopta un sistema estructural consistente en una placa sobre vigas reforzadas.

Para los diseños de placas y vigas se utilizan hojas de cálculo, teniendo en cuenta el efecto de la carga viva sobre las vigas por medio del factor rueda. Para el análisis de los estribos se creara un modelo tridimensional. El modelo se someterá entonces a la acción de cargas verticales (permanente y viva) y cargas horizontales respectivas.

5. MATERIALES

Concretos:	Tablero y Riostras	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
	Vigas Reforzadas	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
	Losas de Acceso	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
	Estribos	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
	Pilotes	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
	Limpieza	$f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo:

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

Neopreno Reforzado Dureza 60

6. NORMAS Y ESPECIFICACIONES

- Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCSP-95.

7. CONDICIONES DE CARGA

- **Superestructura**
- **Carga Permanente:**

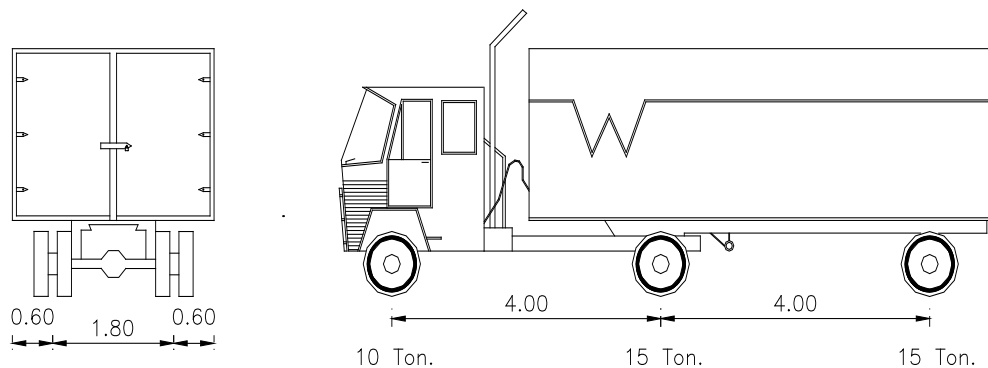
Peso propio (Vigas + Tablero)

Carpeta asfáltica

Barandas

Bordillo

- **Carga Viva Vehicular: Camión de diseño C40-95**



- **Parámetros Sísmicos**
- Zona de Amenaza Sísmica: *BAJA*
- Coeficiente de Aceleración: *A_a = 0.10*
- Clasificación por Importancia: *Grupo I (Puentes Esenciales)*
- Categoría de Comportamiento Sísmico (CCS) (Tabla A.3.5-2):

<i>Grupo I:</i>	<i>CCS – C</i>	<i>0.09 < A ≤ 0.19</i>
- <i>Requisitos de Análisis Sísmico:</i>	<i>Regular de una sola Luz</i>	
- <i>Procedimiento de Análisis Sísmico:</i>	<i>PAS – S (Simplificado)</i>	

Para puentes de una sola luz: las fuerzas sísmicas horizontales que trasmite la superestructura a los apoyos y estribos, tanto longitudinal como transversalmente, se obtienen multiplicando la reacción en el apoyo, o estribo, causada por las cargas muertas por el coeficiente sísmico A_a . En este caso las fuerzas sísmicas no se dividen por el coeficiente de modificación de respuesta R , para obtener las fuerzas de diseño.

8. GEOMETRÍA

- Sección Transversal del Tablero: 12 m
- Longitud = 15 m

9. TRABAJOS REALIZADOS

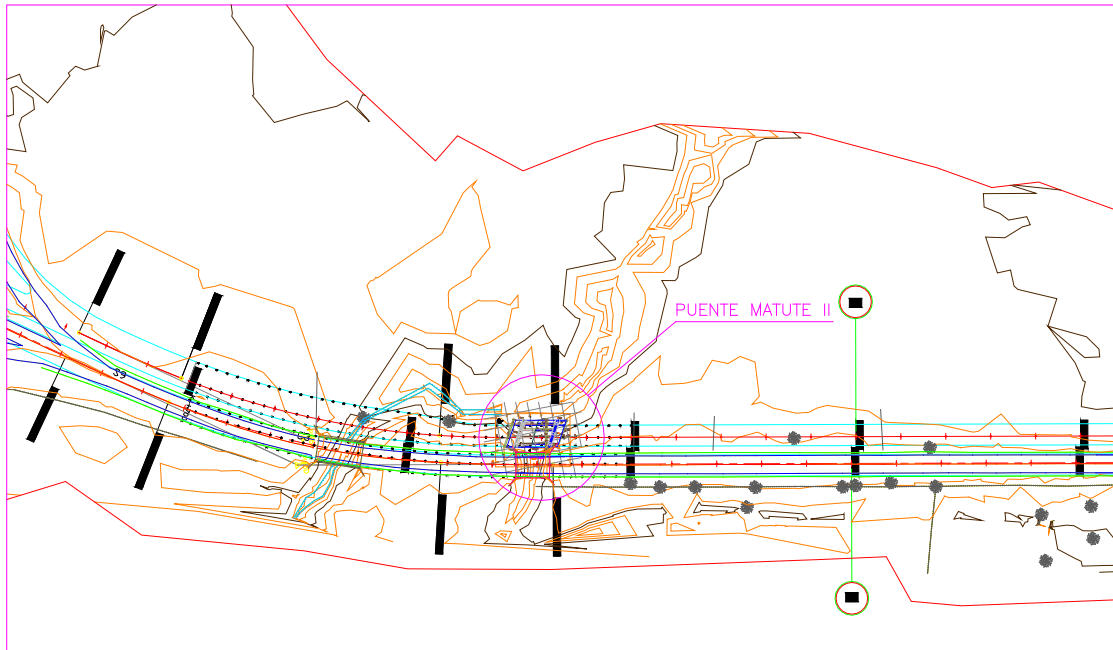
A continuación se presenta el desarrollo de la Memoria de Cálculo: El modelo estructural con sus datos de entrada, dimensiones, materiales, la aplicación de las respectivas cargas verticales, horizontales, las combinaciones correspondientes y las envolventes que nos producen los efectos más desfavorables.

10. PRESENTACIÓN DE DATOS

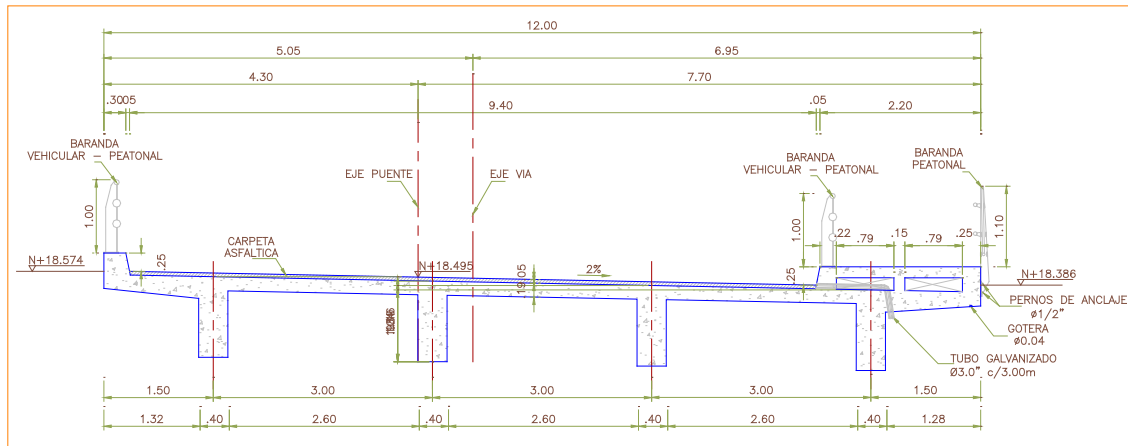
Los datos obtenidos relacionado con los esfuerzos que produce el programa en su mayoría se presentan en forma diagramática para una mejor visualización, indicando la referencia de donde procede o donde se produce.

Los diseños se presentan en hojas de cálculos (excel) cuando se requiera, o descrita en las presentes memorias.

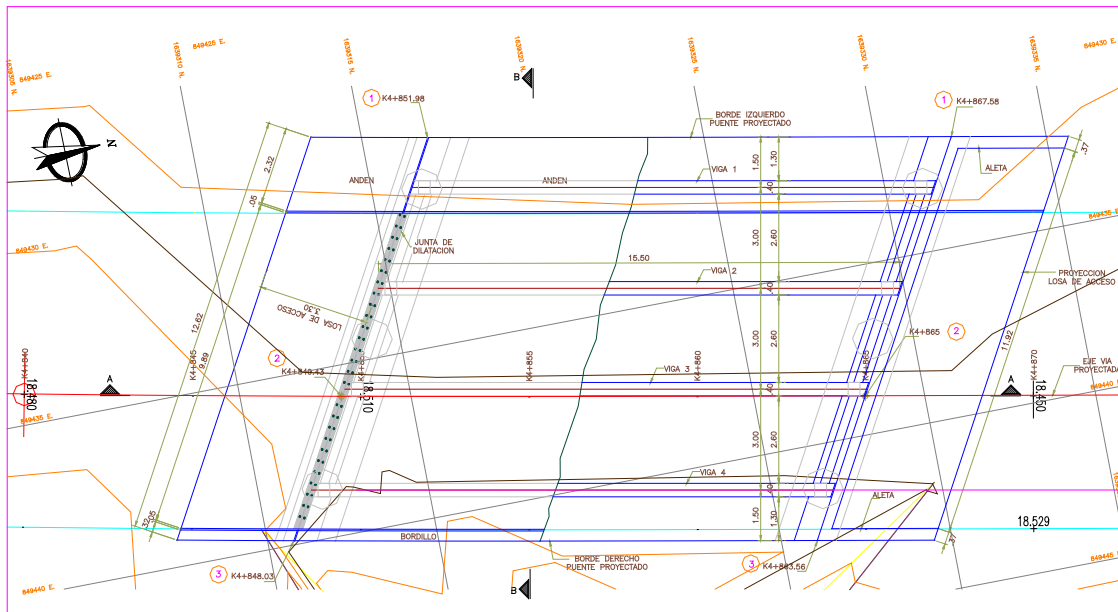
11. LOCALIZACIÓN DEL PUENTE



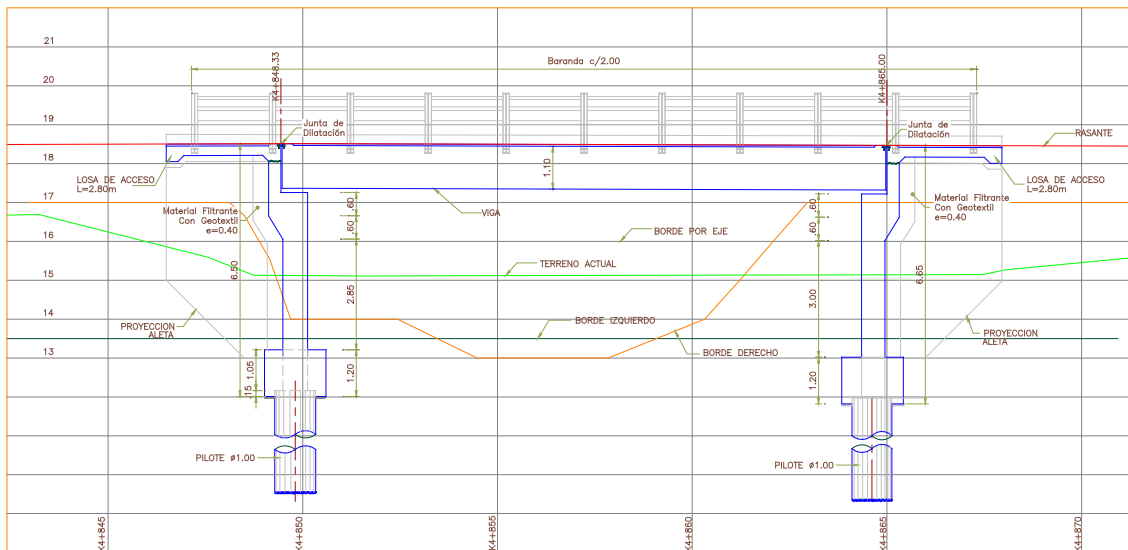
Localización General del Puente



Sección Transversal Tablero



Planta General del Puente



Perfil Longitudinal Puente

12. DISEÑO LOSA TABLERO METODOLOGÍA CCDSP-95

ARMADURA PRINCIPAL

b = 100 cm
d = 15.21 cm
recubrimiento = 3.00 cm
f_c = 280 kg/cm²
Cuantia minima = 0.00333
Cuantia balanceada = 0.02856
Cuantia maxima = 0.02142
M_n = 6.74 Ton.m
m = 17.65
R_n = 29.15 kg/cm²
R_n(max) = 72.97 kg/cm²
Cuantía = 0.00743
A_s = 11.29 cm²

Barra N° 5
Diámetro barra = 1.59 cm
A_s barra = 1.99 cm²
Colocar 1 # 5 cada 18 cm Inferior

b = 100 cm
d = 13.21 cm
recubrimiento = 5.00 cm
f_c = 280 kg/cm²
Cuantia minima = 0.00333
Cuantia balanceada = 0.02856
Cuantia maxima = 0.02142
M_n = 6.74 Ton.m
m = 17.65
R_n = 38.65 kg/cm²
R_n(max) = 72.97 kg/cm²
Cuantía = 0.01010
A_s = 13.34 cm²

Barra N° 5
Diámetro barra = 1.59 cm
A_s barra = 1.99 cm²
Colocar 1 # 5 cada 15 cm Superior

PARA EL GRUPO I

$$M_u = (1.3(CM + 1.67CV))$$

$$M_U = 10.17 \text{ Ton.m}$$

$$V_u = (1.3(CM + 1.67CV))$$

$$V_U = 15.07 \text{ Ton}$$

REVISION DEL CORTANTE

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

$$d = 29.37 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.53 \cdot 85 \cdot \text{Raiz}(f_c) \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 22136 \text{ Kg}$$
$$22.14 \text{ Ton}$$

$$V_c > V_u \quad \text{Cumple}$$

ARMADURA PRINCIPAL

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

$$d = 29.21 \text{ cm}$$

$$\text{recubrimiento} = 5.00 \text{ cm}$$

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Cuantía mínima} = 0.00333$$

$$\text{Cuantía balanceada} = 0.02856$$

$$\text{Cuantía máxima} = 0.02142$$

$$M_n = 11.30 \text{ Ton-m}$$

$$m = 17.65$$

$$R_n = 13.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_n(\text{max}) = 72.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Cuantía} = 0.00325$$

$$A_s = 9.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Barra N}^\circ 5$$

$$\text{Diámetro barra} = 1.59 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ barra} = 1.99 \text{ cm}^2$$

$$\text{Colocar 1 \#5 cada } 21 \text{ cm}$$

$$\text{Superior } 15 \text{ cm}$$

13. ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIGAS

- NÚMERO DE VIGAS

Dado que la experiencia muestra que separaciones de 2.50 m y 3.00 m centro a centro entre vigas, es una solución económica, probamos con estas separaciones. También se recomienda que una separación económica sea aquella en la que el número de vigas supera en uno al número de carriles.

$$\text{No. carriles} = \left\lceil \frac{\text{Ancho Calzada}}{3,65} \right\rceil = \left\lceil \frac{9,40 \text{ m}}{3,65} \right\rceil = 2,57 \approx 3$$

$$\text{No. Vigas} = \left(\frac{\text{Ancho Tablero}}{2.5} \right) \quad \text{ó} \quad \left(\frac{\text{Ancho Tablero}}{3.0} \right)$$

$$\text{No. Vigas} = \left(\frac{12 \text{ m}}{2.5} \right) = 5 \quad \text{ó} \quad \left(\frac{12 \text{ m}}{3.0} \right) = 4$$

Luego para el ancho del tablero del Puente, escogemos 4 vigas.

- ALTURA DE VIGAS

De acuerdo con la tabla A.7-1 del C.C.D.S.P, se tiene que para vigas T para una luz simple:

$$h_{\text{mín}} = 0.07 \times S = 0.07 \times 15 \text{ m} = 1.05 \text{ m}$$

Por tanto, empleamos una altura de 1.10 m.

- ANCHO DE VIGAS

Generalmente se emplea:

$$b_o = \frac{S_v}{7} = \frac{3,00 \text{ m}}{7} = 0,42 \text{ m} \quad \text{ó} \quad b_o = \frac{S_v}{6} = \frac{3,00 \text{ m}}{6} = 0,5 \text{ m}$$

Se selecciona un ancho de 0.40 m.

- FACTOR RUEDA

La longitud del voladizo generalmente es la mitad de la separación entre vigas.

$$L_v \leq \frac{S_v}{2}$$

Donde:

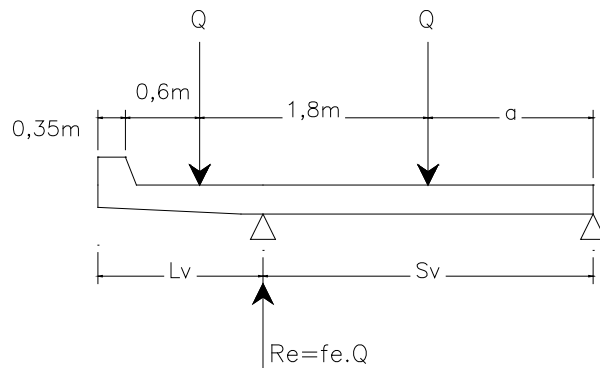
S_v = separación entre ejes de vigas

L_v = longitud del voladizo

f_e = factor de rueda de la viga exterior

f_i = factor de rueda de la viga interior

$$f_i = \frac{S_v}{1,8} \quad \text{para } S_v \leq 3.0$$



El bordillo tiene 0.35m de ancho, la carga de la rueda aplica a 0.60m del bordillo.

Se tiene un ancho fijo total de tablero de 12.0 m, y dado que vamos a usar 4 vigas, se genera un tablero con 2 voladizos y 3 luces intermedias.

$$L_v = \frac{12 - 3 \cdot S_v}{2}$$

$$a = S_v + \left(\frac{12 - 3 \cdot S_v}{2} \right) - 2,75 = \frac{6,5 - S_v}{2}$$

Reemplazo a en Re:

$$Re = \frac{a \cdot Q + (a + 1,8) \cdot Q}{S_v}$$

$$Re = \left(\frac{6,5 - S_v}{2} + 1,80 + \frac{6,5 - S_v}{2} \right) \frac{Q}{S_v}$$

$$Re = \left(\frac{6,5 - S_v + 3,60 + 6,5 - S_v}{2} \right) \frac{Q}{S_v}$$

$$Re = \left(\frac{16,6 - 2 \cdot S_v}{2} \right) \frac{Q}{S_v}$$

$$Re = fe \cdot Q$$

Igualando:

$$fe \cdot Q = \left(\frac{16,6 - 2 \cdot S_v}{2} \right) \frac{Q}{S_v}$$

$$fe = \frac{8,3 - S_v}{S_v}$$

Como fe = fi:

$$\frac{8,3 - S_v}{S_v} = \frac{S_v}{1,8}$$

$$S_v^2 + 1,8 \cdot S_v - 14,94 = 0$$

$$S_v = 3,07 \text{ m}$$

Asumimos un $S_v = 3,00 \text{ m}$

$$L_v = \frac{12 - 3 \cdot S_v}{2} = \frac{12 - (3 \times 3,00 \text{ m})}{2} = 1,50 \text{ m}$$

$$f_e = \frac{8,3 - S_v}{S_v} = \frac{8,3 - 3,00 \text{ m}}{3,00 \text{ m}} = 1,76$$

$$f_i = \frac{S_v}{1,8} = \frac{3,00}{1,8} = 1,67$$

Para aplicar la ecuación simplificada del factor rueda interior, S_v , debe ser menor o igual a 3,0 por lo que los factores rueda son ligeramente diferentes, por lo tanto, realizamos el análisis con los dos y escogemos el más crítico para el diseño.

- EVALUACIÓN DE CARGAS

CARGA MUERTA

Numero de Vigas Exteriores = 2
 Numero de Vigas Interiores = 2

CARGAS COMUNES

Bordillo	$(0.325 \times 0.25 \times 2.4)$	0.195 Ton/m
Anden	(0.44×2.4)	1.06 Ton/m
Barandas	(0.30×3)	0.90 Ton/m
TOTAL		2.15 Ton/m
Carga por Viga =		0.538 Ton/m

CARGAS NO COMUNES

	VIGA INTERNA	VIGA EXTERNA
Alma	$(0.40 \times 0.91 \times 2.4)$ 0.87 Ton/m	$(0.40 \times 0.91 \times 2.4)$ 0.87 Ton/m
Losa	$(0.19 \times 3.00 \times 2.4) + (0.07 \times 3.00 \times 2.2)$ 1.83 Ton/m	$(0.19 \times 1.70 \times 2.4) + (((0.19 + 0.35)/2) \times 1.30 \times 2.4) + (0.07 \times 2.65 \times 2.2)$ 2.03 Ton/m
	TOTAL = 2.70 Ton/m	2.90 Ton/m
P (Riostras Intermedias)	0.00 Ton	P (Riostras Intermedias) 0.00 Ton
RESUMEN DE CARGA		
W (Comunes + No Comunes)	3.24 Ton/m	3.44 Ton/m
MOMENTOS EN EL CENTRO DE LA LUZ		
$M = (WL^2 / 8) + (PL/4)$	91.16 Ton.m	96.67 Ton.m

CARGA VIVA

Momento Maximo en el Centro de la Luz =	100.17 Ton.m / Via de Circulación
a =	0.50 m
Luz de Diseño L =	15 m
Impacto = $16 / (L + 40)$ =	29.00 %
Impacto $\leq 30\%$	29.00 %
Factor Rueda Viga Externa =	1.76
Factor Rueda Viga Interna =	1.67

- RESUMEN DE MOMENTOS

	Abs (m)	Momento C40-95 por Via de Circulacion (Ton-m)	CV+Impacto (Ton-m)	CARGAS COMUNES		
				Bordillo (Ton-m)	Anden (Ton-m)	Barandas (Ton-m)
	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1	25.73	33.19	0.34	1.85	1.58
	2	47.64	61.46	0.63	3.43	2.93
	3	65.75	84.81	0.88	4.75	4.05
	4	80.04	103.25	1.07	5.81	4.95
	5	90.52	116.77	1.22	6.60	5.63
	6	97.19	125.37	1.32	7.13	6.08
CL	7.5	100.17	129.22	1.37	7.43	6.33
	9	97.19	125.37	1.32	7.13	6.08
	10	90.52	116.77	1.22	6.60	5.63
	11	80.04	103.25	1.07	5.81	4.95
	12	65.75	84.81	0.88	4.75	4.05
	13	47.64	61.46	0.63	3.43	2.93
	14	25.73	33.19	0.34	1.85	1.58
	15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

VIGA INTERNA					
CARGAS NO COMUNES			TOTAL MUERTA	VIVA VEHICULAR	MOMENTO ULTIMO
Alma (Ton-m)	Losa (Ton-m)	Riostras (Ton-m)	Comunes+No Comunes (Ton-m)	(CV+Impacto)*FR (Ton-m)	Mu=1.3(CM+1.67CV) (Ton-m)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.12	12.81	0.00	22.69	27.71	89.66
11.36	23.79	0.00	42.14	51.32	166.19
15.72	32.94	0.00	58.34	70.82	229.59
19.22	40.26	0.00	71.31	86.21	279.87
21.84	45.75	0.00	81.03	97.50	317.02
23.59	49.41	0.00	87.52	104.69	341.05
24.57	51.47	0.00	91.16	107.89	352.75
23.59	49.41	0.00	87.52	104.69	341.05
21.84	45.75	0.00	81.03	97.50	317.02
19.22	40.26	0.00	71.31	86.21	279.87
15.72	32.94	0.00	58.34	70.82	229.59
11.36	23.79	0.00	42.14	51.32	166.19
6.12	12.81	0.00	22.69	27.71	89.66
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

VIGA EXTERNA					
CARGAS NO COMUNES			TOTAL MUERTA	VIVA VEHICULAR	MOMENTO ULTIMO
Alma (Ton-m)	Losa (Ton-m)	Riostras (Ton-m)	Comunes+No comunes (Ton-m)	(CV+Impacto)*FR (Ton-m)	Mu=1.3(CM+1.67CV) (Ton-m)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.12	14.18	0.00	24.06	29.20	94.68
11.36	26.33	0.00	44.68	54.08	175.50
15.72	36.46	0.00	61.87	74.63	242.46
19.22	44.57	0.00	75.62	90.86	295.55
21.84	50.64	0.00	85.93	102.76	334.79
23.59	54.69	0.00	92.80	110.33	360.16
24.57	56.97	0.00	96.67	113.71	372.53
23.59	54.69	0.00	92.80	110.33	360.16
21.84	50.64	0.00	85.93	102.76	334.79
19.22	44.57	0.00	75.62	90.86	295.55
15.72	36.46	0.00	61.87	74.63	242.46
11.36	26.33	0.00	44.68	54.08	175.50
6.12	14.18	0.00	24.06	29.20	94.68
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- **DISEÑO A FLEXIÓN**

Se realiza el diseño a flexión de la viga exterior, dado que su análisis indica que es la más crítica, este diseño aplicará a todas las vigas y se tomará como tipo.

Diseño en el Centro de la Luz

DISEÑO DE LA VIGA POR FLEXION

$\mu = 372.53 \text{ Ton.m}$
 $F_i = 0.85$
 $f_c = 0.28 \text{ Ton/cm}^2$
 $F_y = 4.20 \text{ Ton/cm}^2$
 $t = 19.00 \text{ cm}$
 $d = 100.14 \text{ cm}$
 $b_e = 268.00 \text{ cm}$
 $M_n = \mu / 0.9 = 413.92 \text{ Ton.m}$

$A_s = \mu / (\phi \cdot F_y (d - t/2))$
 $A_c = (F_y \cdot A_s) / (0.85 \cdot F_c)$
 $a = A_c / b$
 $z = d - a/2$
 $M_n = \mu / \phi$
 $A_s = M_n / (F_y \cdot z)$

z (cm)	As cm ²	Ac cm ²	a (cm)
	115.13	2031.64	7.581
96.35	103.85	1832.72	6.838
96.72	103.30	1822.98	6.802
96.74	103.28	1822.51	6.800
96.74	103.27	1822.48	6.800
96.74	103.27	1822.48	6.800
96.74	103.27	1822.48	6.800
96.74	103.27	1822.48	6.800

Filas	Cant. Barra	Barra N°	As cm ²	Diam. (cm)
1	11	8	5.07	2.54
2	10	8	5.07	2.54
3	0	0	0	0
4	0	0	0	0
			As = 106.47 cm ²	
			y = 9.86 cm	
			d = 100.14 cm	

$a = (A_s \cdot F_y) / (0.85 \cdot F_c \cdot b)$
 $M_n = A_s \cdot F_y \cdot (d - a/2)$
 $A_s(\text{real}) = 106.47 \text{ cm}^2$
 $a = 7.01 \text{ cm}$
 $M_n = 432.12 \text{ Ton.m}$ **Bien**

CHEQUEO DE LA CUANTIA MAXIMA

$E_s = 2040000 \text{ kg/cm}^2$
 $\epsilon_c = 0.00330$
 $\epsilon_y = 0.00206$
 $c = 61.67 \text{ cm}$
 $\beta_1 = 0.85$
 $a = \beta_1 \cdot c = 52.42 \text{ cm}$
 $A_c = 6428.66 \text{ cm}^2$
 $C = 0.85 \cdot F_c \cdot A_c = 1530.02 \text{ Ton}$
 $T_{\text{máx}} = 1147.52 \text{ Ton}$
 $T_{\text{actual}} = A_s \cdot F_y = 447.17 \text{ Ton}$ **Cumple**

CHEQUEO DE LA CUANTIA MINIMA A FLEXION

$E_{\text{je Neutro}} = 77.57 \text{ cm}$
 $I = 9086069 \text{ cm}^4$
 $f_r = 33.132$
 $M_{cr} = 38.81 \text{ Ton.m}$
 $1.2 \cdot M_{cr} = 46.57 \text{ Ton.m}$
 $\mu / 0.9 = 413.92 \text{ Ton.m}$
 $(\mu / 0.9) \geq 1.2 M_r$ **Cumple**

CHEQUEO DE ESFUERZOS POR FATIGA

$n = E_s / E_c = 9.75$
 $Be^*(y^2/2) = n A_s (d - y)$
 $y = 24.24 \text{ cm}$
 $A_t = n A_s = 1038.08 \text{ cm}^2$
 $d = 100.14 \text{ cm}$
 $I_{cr} = (Be^* y^3) / 3 + (n A_s (d - y)^2)$
 $I_{\text{crítica}} = 7252485 \text{ cm}^4$
 $f_{\text{máx}} = 1160.25 \text{ kg/cm}^2$
 $f_{\text{mín}} = 986.36 \text{ kg/cm}^2$
 $RANGO DE ESFUERZOS$
 $f_f = 1470 - 0.33 \cdot f_{\text{mín}} + 560 \cdot (r/h)$
 $f_f = 1329.30 \text{ kg/cm}^2$ **Cumple**

Diseño Metro a Metro

DISEÑO POR RESISTENCIA ÚLTIMA

BASE	b	268 cm
	β_1	0.85
CONCRETO	f_c	280 kg/cm ²
ACERO	F_y	4200 kg/cm ²
	m	17.65
Cuantia balanceada	ρ_{bal}	0.0286
Cuantia minima	ρ_{min}	0.0019
Cuantia maxima	ρ_{max}	0.0214

MOMENTOS ÚLTIMOS

Ordenada (m)	0	1	2	3	4	5	6	7.5
Mu (Ton-m)	0.00	94.68	175.50	242.46	295.55	334.79	360.16	372.53
Mn (Ton-m)	0.00	105.20	195.00	269.40	328.39	371.99	400.18	413.92
Altura (H) (cm)	110	110	110	110	110	110	110	110
(d' cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
d (cm)	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000
Rn (Kg/cm ²)	0.00	3.93	7.28	10.05	12.25	13.88	14.93	15.44
Rn(max) (kg/cm ²)	72.97	72.97	72.97	72.97	72.97	72.97	72.97	72.97
Rn(max) < Rn	Simple Armd	Simple Armd	Simple Armd	Simple Armd	Simple Armd	Simple Armd	Simple Armd	Simple Armd
Cuantía sección	0.000000	0.000942	0.001760	0.002446	0.002997	0.003407	0.003674	0.003805
As(cm ²)	0.00	25.26	47.16	65.56	80.31	91.31	98.47	101.98
Diámetro Refuerzo	8	8	8	8	8	8	8	8
Cantidad	0.00	5.00	10.00	13.00	16.00	19.00	20.00	21.00

ANÁLISIS DE CUANTIA MÍNIMA

ABSCISA	0	1	2	3	4	5	6	7.5
Mn = (Mu/0.90) Ton.m	0.00	105.20	195.00	269.40	328.39	371.99	400.18	413.92
Mcr (Ton.m)	38.81	38.81	38.81	38.81	38.81	38.81	38.81	38.81
1.2 Mcr	46.57	46.57	46.57	46.57	46.57	46.57	46.57	46.57
(Mu/0.9) ≥ 1.2 Mr		Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

- DISEÑO A ESFUERZO DE CORTE

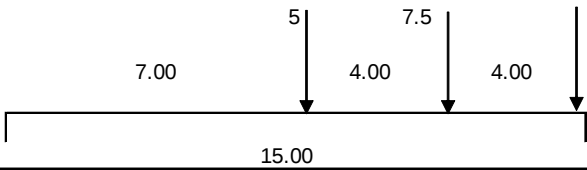
CORTANTE POR CARGA MUERTA			
En el apoyo	$V (CM) =$	25.79 Ton	
CORTANTE POR CARGA VIVA			
	FR =	1.76	
	V (CV) anden =	0.00 Ton	
En el apoyo	$V (CV) =$	21.03 Ton	
	$V (CV+I) =$	27.13 Ton	
	$V (CV+I)+(V(CV) anden) =$	27.13 Ton	Fr = 1.76
			
CORTANTE ÚLTIMO PARA EL GRUPO I			
	$V_u =$	92.4 Ton	

Diagrama de Cortante Carga Muerta (Comunes + No Comunes)

Unidades (Ton)

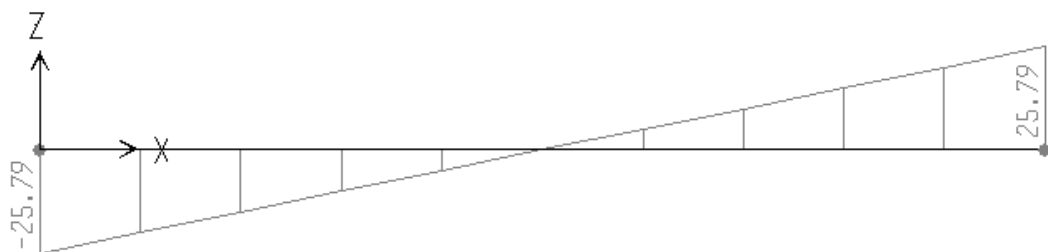
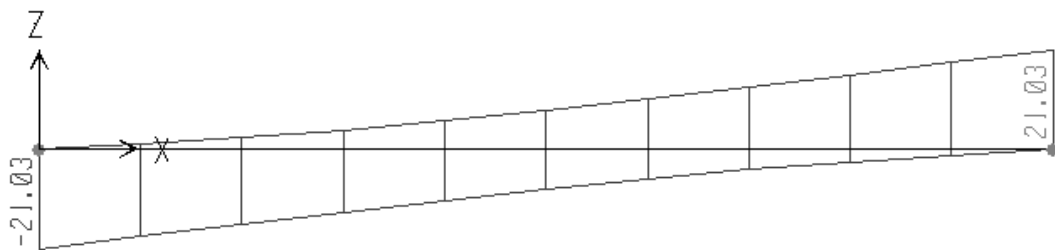


Diagrama de Cortante Carga Viva (Con Factor Rueda) sin Impacto.

Unidades (Ton)



Envolvente de Cortantes

$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ $s \text{ máx} = 50.1 \text{ cm}$ Separación máxima de estribos
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $s = d/2 = 50.1 \text{ cm}$
Longitud = 15.00 m $s = 60.0 \text{ cm}$
Impacto = 29.0 %
 $d = 100.14 \text{ cm}$

Abs. (m)	V(cv)+FR (Ton)	V(cv+I) (Ton)	V(Permanente) (Ton)	Vu=1.3*((V(Permanente)+ (1.67 V(cv+I))))	Vn Ton	Vc Ton	Vs Ton	Av cm ²	Sep máx (cm)	Cant $\phi = 1/2"$	Sep (cm)
0	21.03	27.13	25.79	92.42	108.73	35.52	73.21	2.54	50	7	15
1	19.31	24.91	22.34	83.12	97.79	35.52	62.27	2.54	50	6	17
2	17.60	22.70	18.91	73.87	86.91	35.52	51.39	2.54	50	5	21
3	15.89	20.50	15.47	64.61	76.01	35.52	40.49	2.54	50	4	26
4	14.18	18.29	12.03	55.35	65.12	35.52	29.60	2.54	50	3	36
5	12.46	16.07	8.59	46.06	54.19	35.52	18.67	2.54	50	2	50
6	10.75	13.87	5.15	36.80	43.30	35.52	7.77	2.54	50	2	50
7.5	8.35	10.77	0.00	23.38	27.51	35.52	-8.01	2.54	50	2	60
9	10.75	13.87	5.15	36.80	43.30	35.52	7.77	2.54	50	2	50
10	12.46	16.07	8.59	46.06	54.19	35.52	18.67	2.54	50	2	50
11	14.18	18.29	12.03	55.35	65.12	35.52	29.60	2.54	50	3	36
12	15.89	20.50	15.47	64.61	76.01	35.52	40.49	2.54	50	4	26
13	17.60	22.70	18.91	73.87	86.91	35.52	51.39	2.54	50	5	21
14	19.31	24.91	22.34	83.12	97.79	35.52	62.27	2.54	50	6	17
15	21.03	27.13	25.79	92.42	108.73	35.52	73.21	2.54	50	7	15

14. DISEÑO NEOPRENO

DATOS	
Reaccion por carga muerta	25.79 Ton
Reaccion por carga viva	21.03 Ton
Fuerza de Frenado Horizontal	1.052 Ton
Fuerza de Sismo horizontal	2.579 Ton
Luz de calculo	15.00 m
Temperatura	30 °C
Coefficiente de dilatacion Termica	0.00001080
Modulo de cortante del elastomero G=	11.500 kg/cm ²
Factor modificador b=	1.40 Capas externas
Fy=	3520 kg/cm ²
DUREZA	60
ROTACION EN RADIANES POR CARGA DE SERVICIO	
Rot=	0.002800 rad
CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL	
DEFORMACION POR TEMPERATURA	0.486 cm
DEFORMACION POR FRAGUADO	0.300 cm
Las Normas no Contemplan requisitos para desplazamientos ante las fuerzas de frenado y de sismo; dada la incertidumbre, se calculan los desplazamientos generados por el sismo de la superestructura y el frenado de los vehiculos, esto supera lo propuesto por el AASHTO, que recomienda aumentar los desplazamientos de temperatura y fraguado en un 20%. RIGIDEZ LATERAL DEL NEOPRENO $K = W * L * G / T$ $= 3232.9317 \text{ Kg/cm}$ La deformacion del neopreno por sismo la reducimos, en medida que los topes sismicos diseñados, fueron analizados para tomar la totalidad de la fuerza de sismo, dado adjudicamos solo el 40% del desplazamiento al Neopreno.	
DEFORMACION POR SISMO	0.319 cm
DEFORMACION POR FRENADO	0.163 cm
DIMENSIONAMIENTO	
Espesor Total	hrt
Espesor de cada capa	hri
Numero de capas interiores del elastomero	n
Numero de capas exteriores de elastomero	n2
DS= Movimiento maximo longitudinal del apoyo.	
ΔS =	1.27 cm
2ΔS =	2.54 cm
hrt =	5.2 cm
hri =	1.30 cm
n2	2
n =	2
T ≥ 2ΔS	Cumple

TAMAÑO DEL APOYO CON BASE EN EL ESFUERZO A COMPRESION					
Para apoyos reforzados con acero	P(total)=	46820.00	kg		
	de donde L*W=	668.86	cm ²		
Suponiendo base cuadrada	L=W=	25.86	cm		
DIMENSIONES ADOPTADAS					
Sentido Normal al eje longitudinal de Puente	W=	35	cm		
	L=	40	cm		
FACTOR DE FORMA DE UNA CAPA DEL APOYO					
$S = (L*W) / (2*hr*(L+W))$	S =	7.18			
$\sigma_c(tl) = P(\text{total}) / (L*W) <= 70 \text{ kg/cm}^2$	G*S/ β =	58.97	kg/cm ²	Cumple	
ESFUERZO A COMPRESION					
$\sigma_c \geq \sigma_c(tl)$	σ_c =	33.44	kg/cm ²	Cumple	
DEFORMACION INSTANTANE POR COMPRESION					
Factor de forma=	7.18				
Capas interiores ϵ_{ci} =	0.029			TABLA A.10,4,1,2B	
Factor de forma=S/ β =	5.13				
Capas exteriores ϵ_{cie} =	0.038			TABLA A.10,4,1,2B	
$(\epsilon_{ci}*n) + (\epsilon_{cie}*n_2) =$	0.1340				
$\Delta_c = \text{suma deformaciones unitarias}*(hr) =$	0.1742	cm			
Deformacion permisible 0,07 t=	0.364	cm			
CAPACIDAD MAXIMA A LA ROTACION					
$\alpha > \text{rotación calculada}$	$\alpha = \Delta_c * 2 / L =$	0.00871	rad	Cumple	
CHEQUEO DE LA ESTABILIDAD DEL APOYO					
El espesor total del apoyo no debe exeder el menor valor					
	L/3=	13.33	cm	Cumple	
	W/3=	11.67	cm		
REFUERZO					
A.10,2,2,2,6					
El espesor del refuerzo (hs), debe satisfacer:					
	$hs \geq (1,5*(hr_1+hr_2)s,tl)/f_y$				
	=	0.051267483			
	$hs \geq (1,5*(hr_1+hr_2)\sigma_{LL})/1650$				
	=	0.050814545			
RESUMEN					
CAPAS INTERIORES	Numero=	2	Espesor=	1.30	cm
CAPAS EXTERIORES	Numero=	2	Espesor=	0.74	cm
REFUERZO DE ACERO	Numero=	3	Espesor=	0.30	cm
			Espesor Total=	5.0	cm

15. DISEÑO LOSA DE APROXIMACION

Momento por Carga Viva

$$M = 1.4S$$

$$S = 3.30 \text{ m}$$

$$M = 4.62 \text{ Ton.m}$$

Carga Muerta

$$W \text{ (Muerta)} = \frac{0.60 \text{ Ton/m}^2}{0.60 \text{ Ton/m}^2}$$

$$M \text{ (Carga Muerta)} = 0.82 \text{ Ton.m}$$

MOMENTO ÚLTIMO

$$Mu = 1.3 [Mcm + (Mcv(1.67))]$$

$$Mu = 11.09 \text{ Ton.m}$$

DISEÑO POR RESISTENCIA ULTIMA

BASE	b	100 cm
	β_1	0.85
CONCRETO	f_c	210 kg/cm ²
ACERO	F_y	4200 kg/cm ²
	m	23.53
Cuantía balanceada	ρ_{bal}	0.0214
Cuantía mínima	$\rho_{mín}$	0.0018
Cuantía máxima	$\rho_{máx}$	0.0161

MOMENTOS ULTIMOS

	REFUERZO
Mu (Ton-m)	11.09
Mn(Ton-m)	12.32
Espesor(H) (cm)	25
Recubrimiento (d' cm)	5.0
d (cm)	19.206
Rn (Kg/cm ²)	33.40
Rn(max) (kg/cm ²)	54.73
Rn(max)<Rn	simple armd
Cuantía sección	0.008879
$\rho_{max} > \rho > \rho_{min}$	Cumple
As(cm ²)	17.05
DIAMETRO REFUERZO	5
Cantidad	8.62
Separacion	12

Colocar 1 Ø 5/8" cada 0.10 m

ARMADURA DE DISTRIBUCION

Para garantizar la distribución de las cargas concentradas, se debe colocar transversalmente, en la cara inferior de la losa, un porcentaje de refuerzo para momento inferior dado por:

$$\% 55/\text{raiz}(S) \leq 50\% \quad 30.28 \% \quad A.4.2.2.2.4$$

Luego	As(requerido) =	5.29 cm ²
	Barra N°	4
	Diámetro barra =	1.27 cm
	As barra =	1.27 cm ²
	Colocar 1 Ø 1/2" cada	15 cm

ARMADURA POR TEMPERATURA

	As(mínimo) =	3.00 cm ²
	Barra N°	4
	As =	1.27 cm ²
	Colocar 1 Ø 4" cada	40 cm

16. DISEÑO DE BARANDA

17. DISEÑO ESTRIBO

Se presenta un estribo apoyado sobre tres pilotes de 1.20 metros de diámetro y 10.0 metros de profundidad. Las cargas debidas al sismo se trasmiten al estribo por los apoyos. Se aplican en el centro de gravedad de las vigas.

TIPOS DE CARGA

- DE LA SUPERESTRUCTURA

- Muerta $P = 25.79$ Ton por viga

- Viva $P = 21.03$ Ton por viga

- Frenado

5% de la carga viva en sentido paralelo a las vigas.

$$F(\text{frenado}) = 0.05 * 21.03 \text{ Ton} = 1.051 \text{ Ton}$$

- Sismo Superestructura Y

$$F_{sy} = P(\text{muerta}) * A_a$$

$$F_{sy} = 25.79 \text{ Ton} * 0.10 = 2.579 \text{ Ton}$$

- Muerta Superestructura (sentido Z)

$$F_{mz} = 25.79 \text{ Ton}$$

- Viva Superestructura (sentido Z)

$$F_{vz} = 21.03 \text{ Ton}$$

Aplicadas en los apoyos de las vigas sobre el estribo

- DE LA INFRAESTRUCTURA

- Viva (no aplica, se usa placa de acceso).

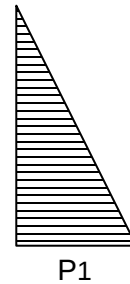
- Empujes de Relleno

- Sismo Inercial de la Estructura y del Relleno.

DIAGRAMAS DE PRESIONES

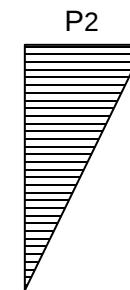
- **Empuje Estático del Relleno:**

- Peso Específico del Relleno = 2.0 Tn/m^3
- Coeficiente de presión Activa $K_a = 0.33$
- Altura del Muro $Z = 6.50 \text{ m}$
- $P_1 = 2.0 \text{ Ton/m}^3 * 0.33 * 6.50 \text{ m} = 4.290 \text{ Ton/m}^2$



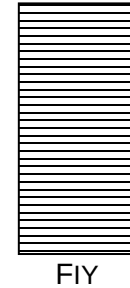
- **Empuje Pseudoestático del Relleno:**

- Peso Específico del Relleno = 2.0 Ton/m^3
- $K_E = 0.034$
- Altura del Muro $Z = 6.50 \text{ m}$
- $P_2 = 2.0 \text{ Ton/m}^3 * 0.034 * 6.50 \text{ m} = 0.442 \text{ Ton/m}^2$



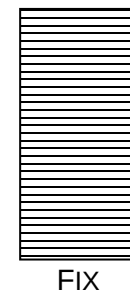
- **Empuje Inercial del Muro (sismo muro Y)**

- Espesor del Vástago = 0.65 m
- $F_{IY} = 0.65 \text{ m} * 2.4 \text{ T/m}^2 * (0.10/2) = 0.078 \text{ Ton/m}^2$



- **Empuje Inercial de las Aletas (sismo aletas X)**

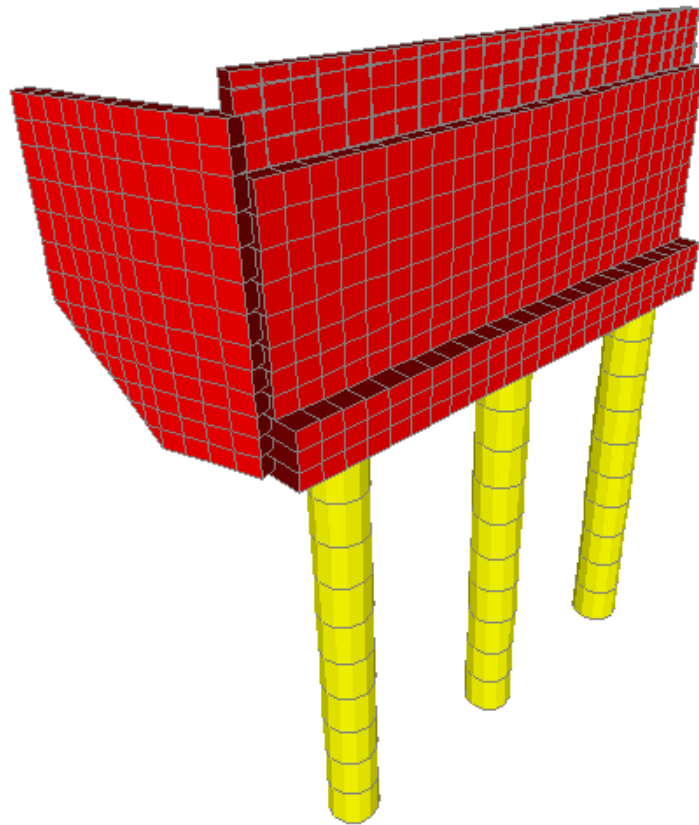
- Espesor de las Aletas = 0.35 m
- $F_{IX} = 0.35 \text{ m} * 2.4 \text{ T/m}^2 * (0.10/2) = 0.042 \text{ Ton/m}^2$



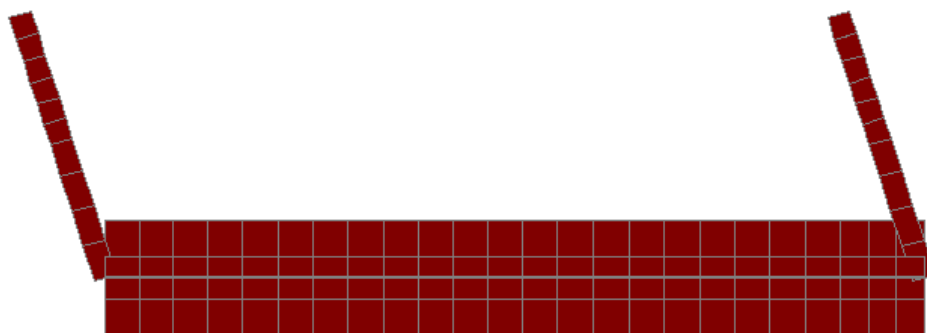
- **Relleno Vertical:**

- Dado que no se cuenta con zarpa que contenga el relleno, no aplica la inercia del relleno como fuerza horizontal.

- **MODELO 3D ESTRIBO**



- **PLANTA ESTRIBO**



- **COMBINACIONES DE DISEÑO ESTRIBO**

- ***Estados de Carga***

- Peso Propio (Modelado)
- Frenado
- Sismo Superestructura Y
- Muerta Superestructura
- Viva Superestructura
- Empuje Estático del Relleno
- Empuje Pseudoestático del Relleno
- Fuerza Inercial Muro en Y
- Fuerza Inercial Aletas en X
- Relleno Vertical
- Empuje Inercial del Relleno

GRUPOI-A

- | | |
|-------------------------------|------|
| - Peso Propio (Modelado) | 1.30 |
| - Relleno Vertical | 1.30 |
| - Empuje Estático del Relleno | 1.70 |
| - Muerta Superestructura | 1.30 |
| - Viva Superestructura | 2.17 |
| - Frenado | 2.17 |

GRUPOI-B

- | | |
|---------------------------|------|
| - Peso Propio (Modelado) | 1.30 |
| - Relleno Vertical | 1.30 |
| - Empuje Relleno Estatico | 1.70 |
| - Muerta Superestructura | 1.30 |

GRUPOI-C

-	Peso Propio (Modelado)	1.30
-	Relleno Vertical	1.30
-	Empuje Relleno Estatico	1.70

GRUPOVII-A

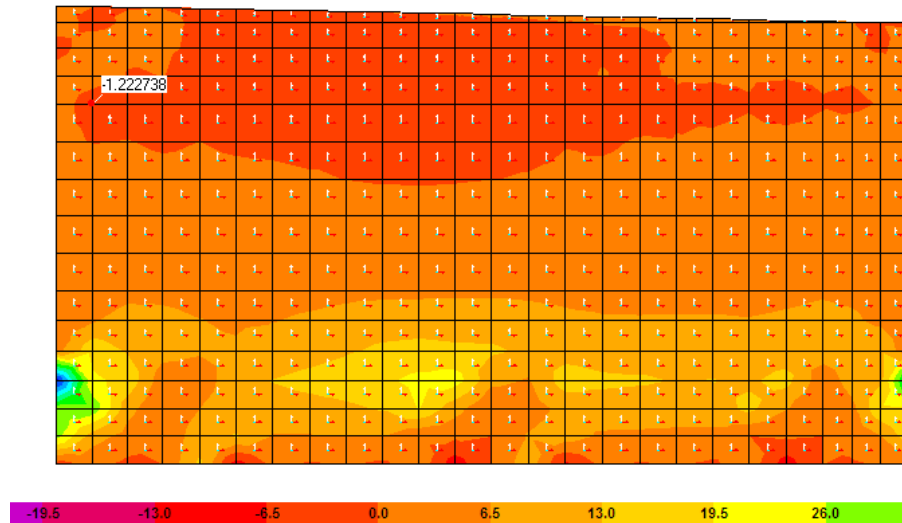
-	Peso Propio (Modelado)	1.00
-	Relleno Vertical	1.00
-	Empuje Relleno Estatico	1.00
-	Muerta Superestructura	1.00
-	Sismo Muro en Y	1.00
-	Empuje Pseudoestático del Relleno	1.30
-	Inercial Relleno	1.00
-	Sismo Superestructura Y	1.00

GRUPOI-SERVICIO

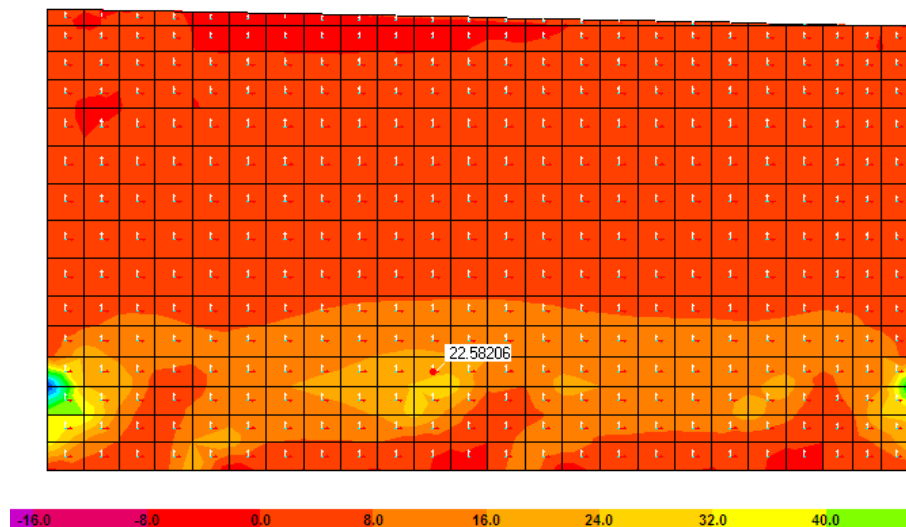
-	Peso Propio (Modelado)	1.00
-	Relleno Vertical	1.00
-	Empuje Relleno Estatico	1.00
-	Muerta Superestructura	1.00
-	Viva Superestructura	1.00
-	Frenado	1.00

VÁSTAGO

ENVOLVENTE DE MOMENTOS ÚLTIMOS MÍNIMOS VERTICALES (Ton.m/m) – Externo

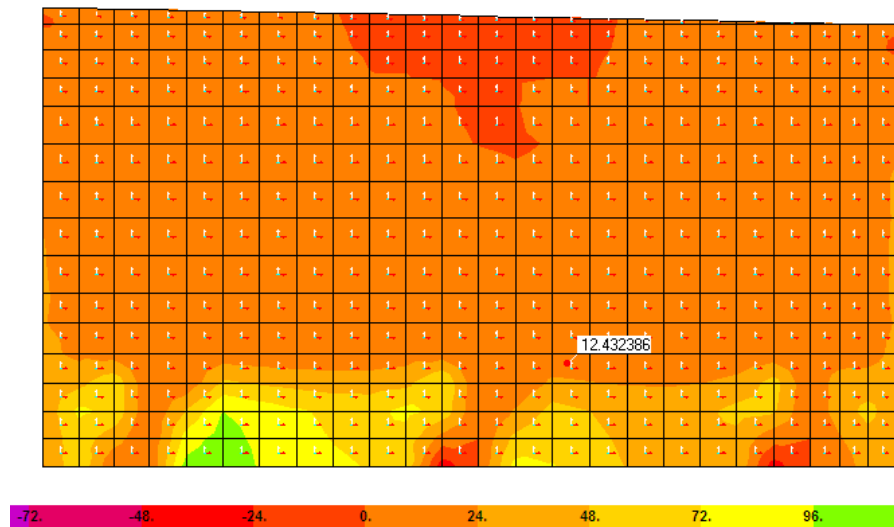


ENVOLVENTE DE MOMENTOS ÚLTIMOS MÁXIMOS VERTICALES (Ton.m/m) – Interno



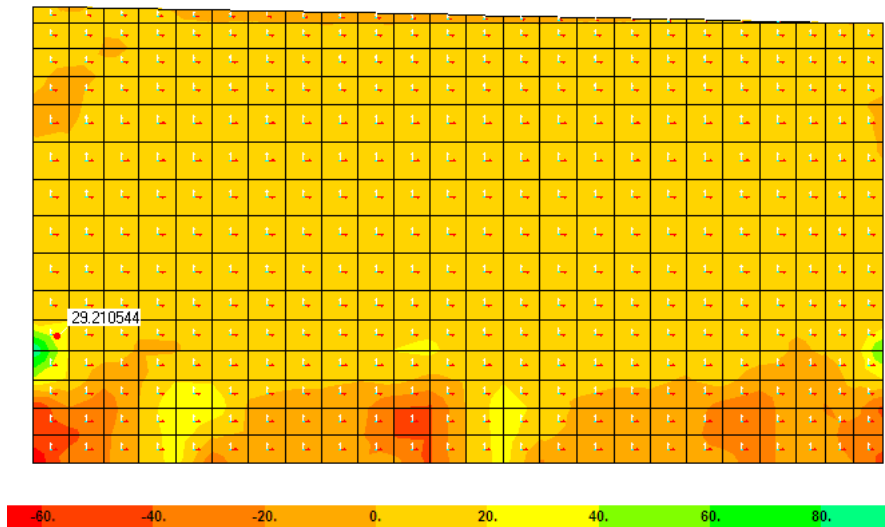
VÁSTAGO

ENVOLVENTE DE MOMENTOS ÚLTIMOS MÁXIMOS HORIZONTALES (Ton.m/m) – Interno



VÁSTAGO

ENVOLVENTE DE CORTANTE ÚLTIMOS SENTIDO CORTO (Ton)



$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 58$$

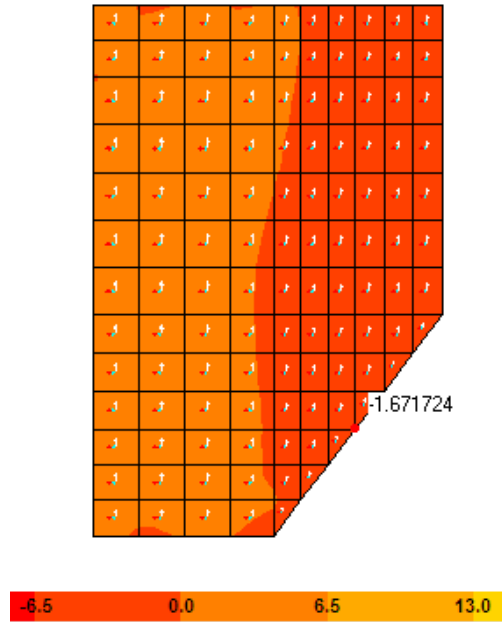
$$V_c = 37.86 \text{ Ton}$$

$$V_u = 29.21 \text{ Ton}$$

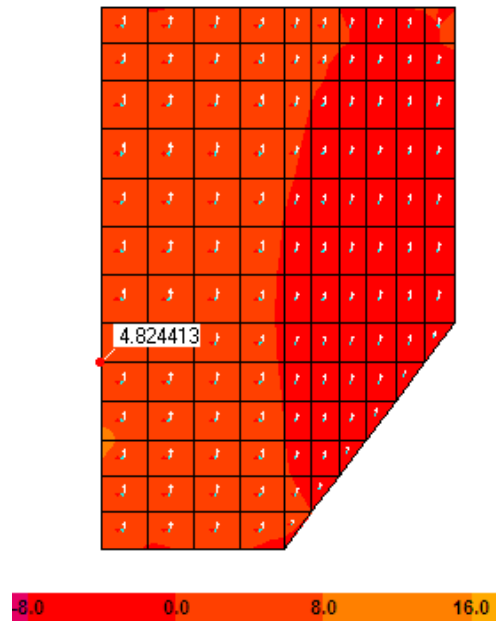
$$V_c > V_u \quad \textbf{Cumple}$$

ALETAS

ENVOLVENTE DE MOMENTOS ÚLTIMOS MÍNIMOS VERTICALES (Ton.m/m) - Externo

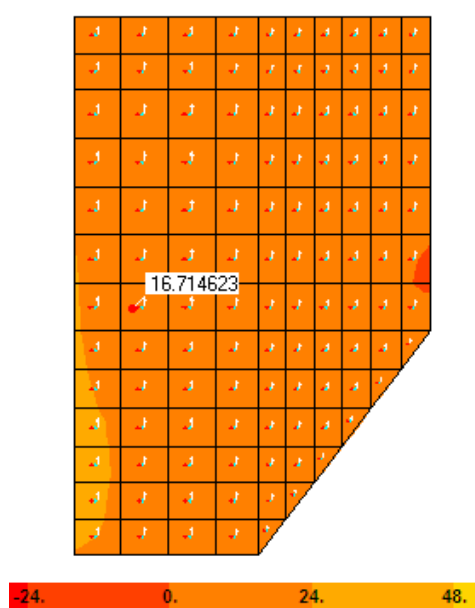


ENVOLVENTE DE MOMENTOS ÚLTIMOS MÁXIMOS VERTICALES (Ton.m/m) – Interno



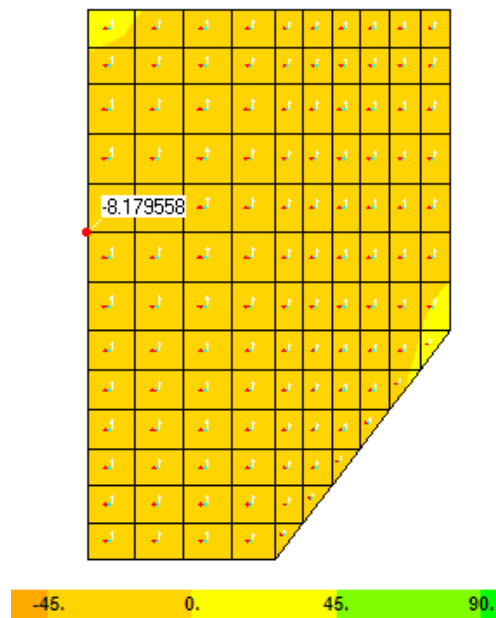
ALETAS

ENVOLVENTE DE MOMENTOS ÚLTIMOS MÁXIMOS HORIZONTALES (Ton.m/m) - Interno



ALETAS

ENVOLVENTE DE CORTANTE ÚLTIMOS SENTIDO CORTO (Ton)



$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 28$$

$$V_c = 18.30 \text{ Ton}$$

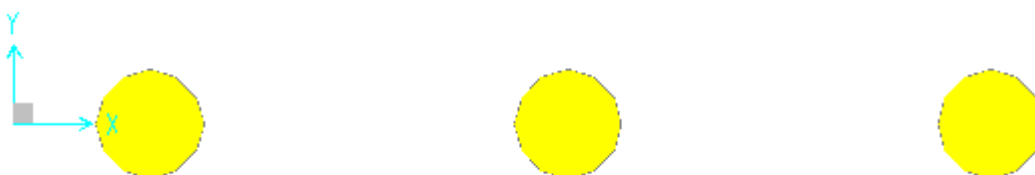
$$V_u = 8.17 \text{ Ton}$$

$$V_c > V_u \quad \textbf{Cumple}$$

18. DISEÑO PILOTES

Se emplean pilotes de 1.20 metros de diámetro y una longitud de 10.0 metros. Para el diseño se evaluará la condición sin efecto de la socavación.

Pilotes en Planta



Soil Data:

Depth -m	Gamma -kN/m ³	Phi	C -kN/m ²	K -MN/m ³	e50 or Dr %	Nspt
0	2.8	0.0	919.3	3.3	1.74	3
1.40	8.8	0.0	28.1	22.6	1.38	5
4.7	10.0	0.0	45.5	55.7	1.03	8
8.20	10.8	31.0	39.5	126.2	0.74	13
11.20	9.5	37.7	0.0	24.0	63.04	28

De acuerdo a la información suministrada por el geotecnista se tiene lo siguiente:

Módulo de Reacción Horizontal

Profundidad (m)	Kh (T/m ³)	ϕ (m)	Δ (m)	Ks (T/m)
0.00 - 5.00	2260.00	1.20	1.00	2712.0
6.00 - 9.00	5570.00	1.20	1.00	6684.0

Profundidad (m)	Kh (T/m ³)	ϕ (m)	Δ (m)	Ks (T/m)
10.00	2400.00	1.20	0.50	1440.0

Módulo de Reacción Vertical

Profundidad (m)	Kv (T/m ³)	ϕ (m)	Area (m ²)	Ks (T/m)
10.00	2400.00	1.20	1.13	2714.3

Identificación de Elementos



Análisis Pilotes

Grupo I (Servicio)

-128.95	-126.37	-123.70
-131.67	-129.08	-126.42
-134.39	-131.80	-129.14
-137.10	-134.52	-131.85
-139.82	-137.24	-134.57
-142.54	-139.95	-137.29
-145.26	-142.67	-140.01
-147.97	-145.39	-142.72
-150.69	-148.11	-145.44
-153.41	-150.82	-148.16

Axiales de Servicio (Ton)

Carga Admisible del Caisson = 153.2 Ton

Carga Máxima Aplicada en la Cabeza = 126.2 Ton

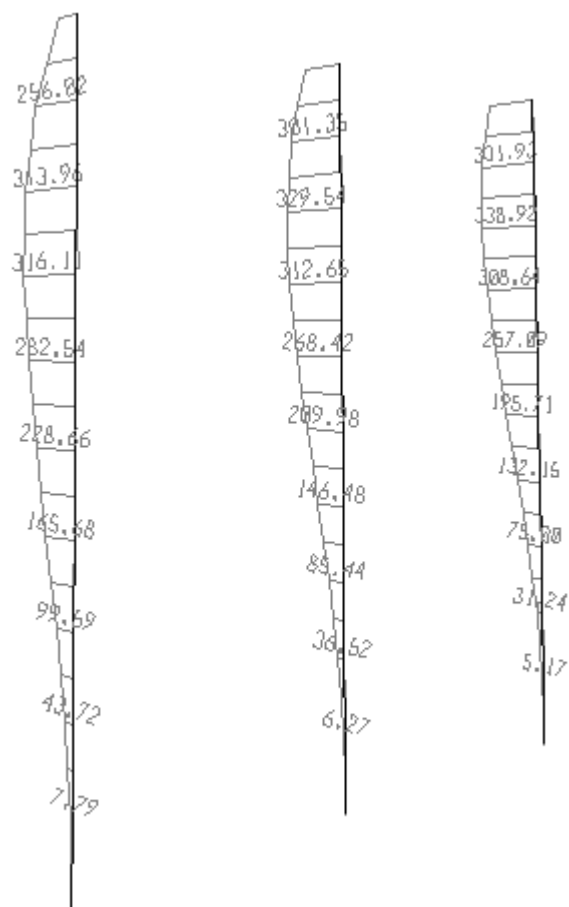
Grupo I-A

+191.68	+188.68	+185.55
+195.21	+192.22	+189.08
+198.74	+195.75	+192.61
+202.27	+199.28	+196.15
+205.81	+202.82	+199.68
+209.34	+206.35	+203.21
+212.87	+209.88	+206.75
+216.41	+213.41	+210.28
+219.94	+216.95	+213.81
+223.47	+220.48	+217.34

Axiales Ultimos (Ton)

Pu = 189.08 Ton

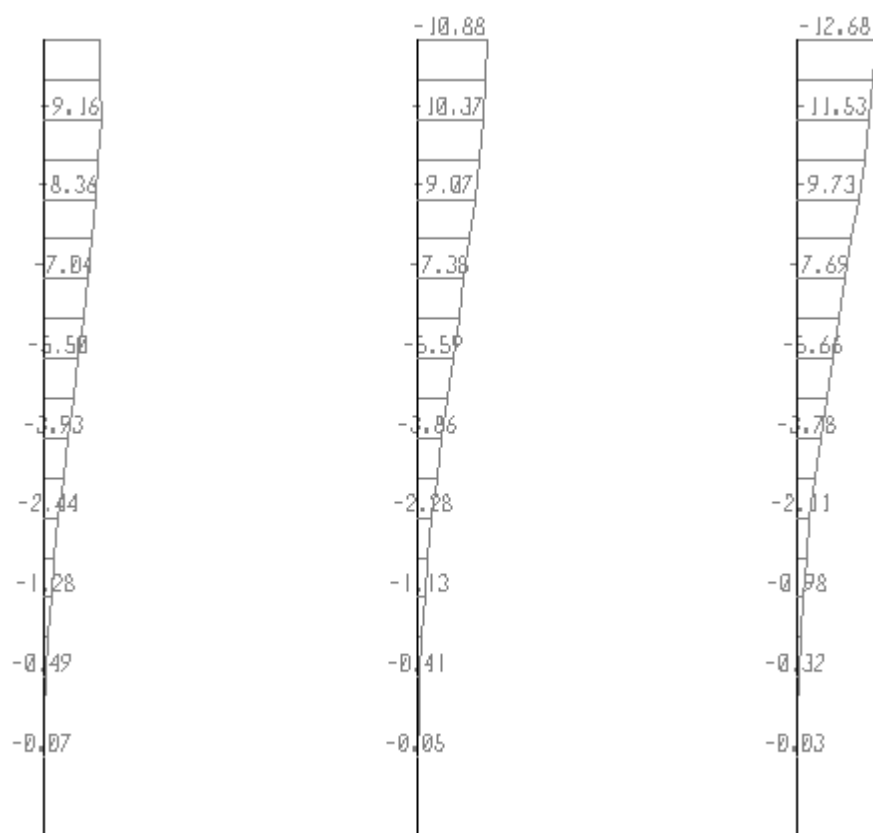
Grupo I-A



Momentos Últimos Sentido Tráfico (Ton.m)

Mu = 338.92 Ton.m

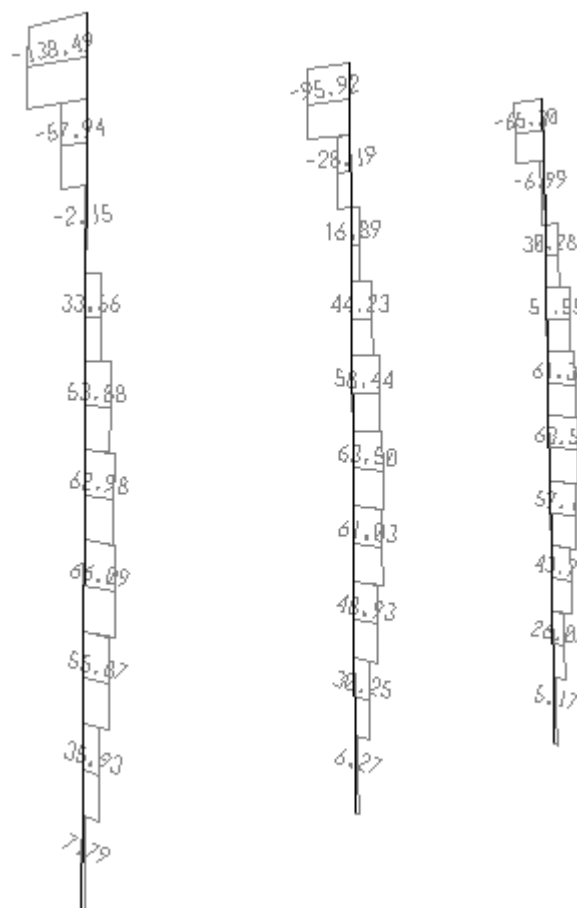
Grupo I-A



Momentos Últimos Sentido Transversal al Tráfico (Ton.m)

$M_u = 9.73 \text{ Ton.m}$

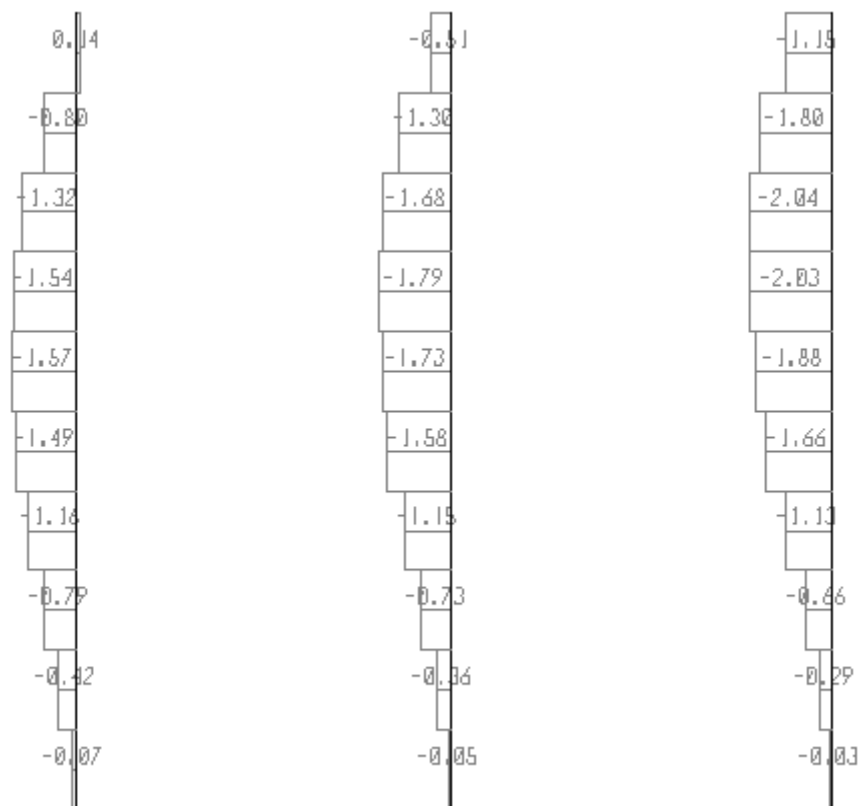
Grupo I-A



Cortantes Últimos Sentido al Tráfico (Ton)

$V_u = 138.49$ Ton

Grupo I-A



Cortantes Últimos Sentido Transversal al Tráfico (Ton)

$V_u = 2.04 \text{ Ton}$

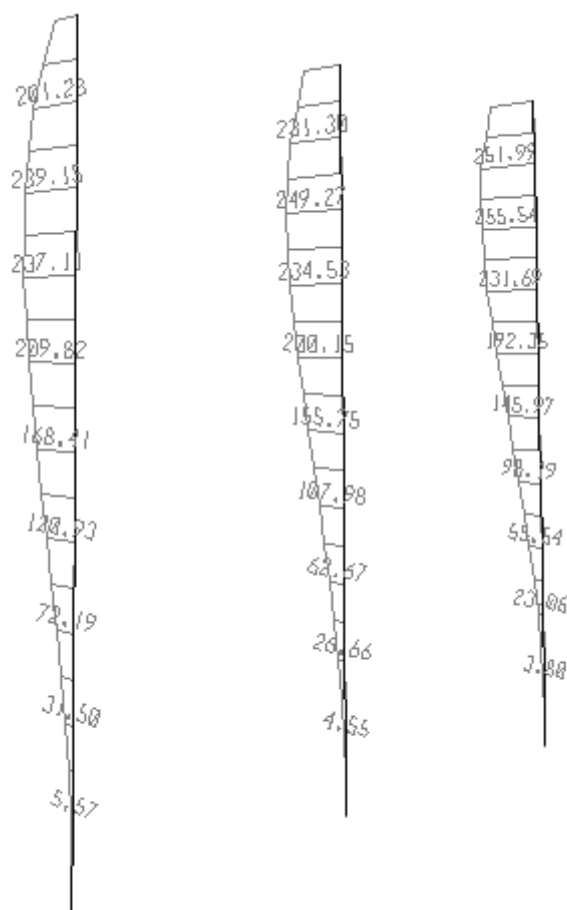
Grupo VII-A

-100.58	-98.31	-96.01
-103.29	-101.03	-98.73
-106.0	-103.75	-101.45
-108.73	-106.46	-104.16
-111.45	-109.18	-106.88
-114.16	-111.90	-109.60
-116.88	-114.62	-112.32
-119.60	-117.33	-115.03
-122.32	-120.05	-117.75
-125.03	-122.77	-120.47

Axiales Ultimos (Ton)

Pu = 98.73 Ton

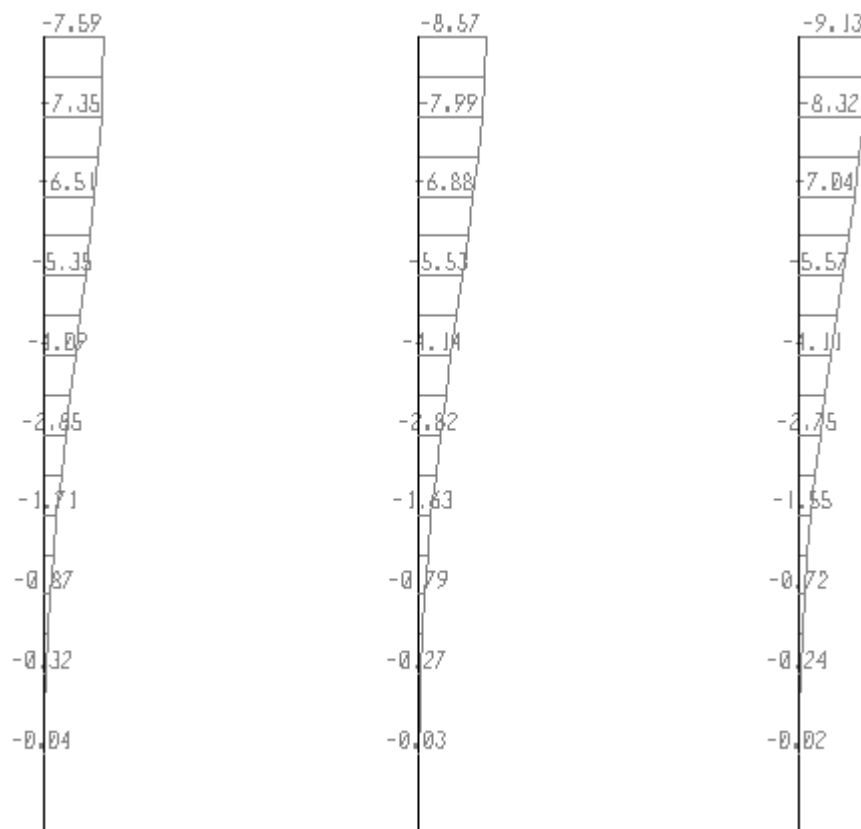
Grupo VII-A



Momentos Últimos Sentido Tráfico (Ton.m)

Mu = 255.54 Ton.m

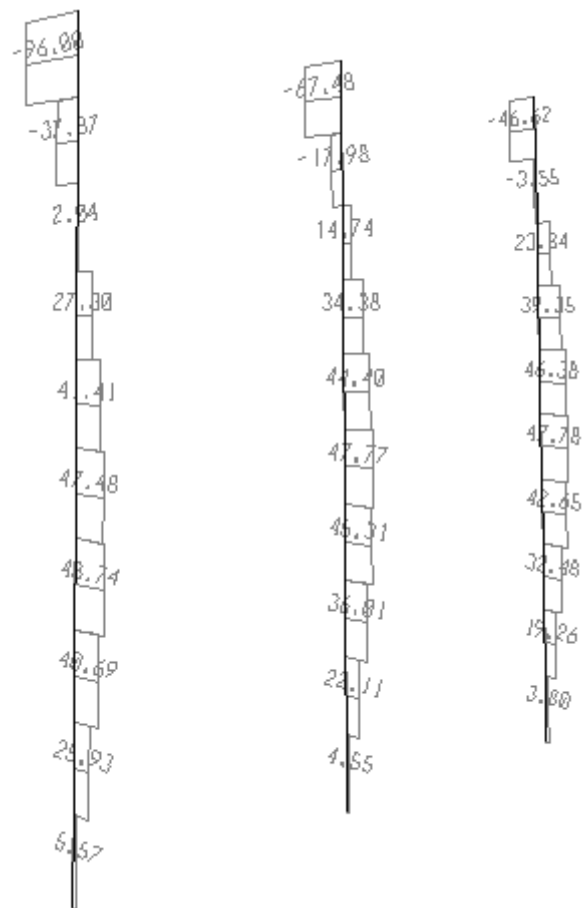
Grupo VII-A



Momentos Últimos Sentido Transversal al Tráfico (Ton.m)

$M_u = 7.04$ Ton.m

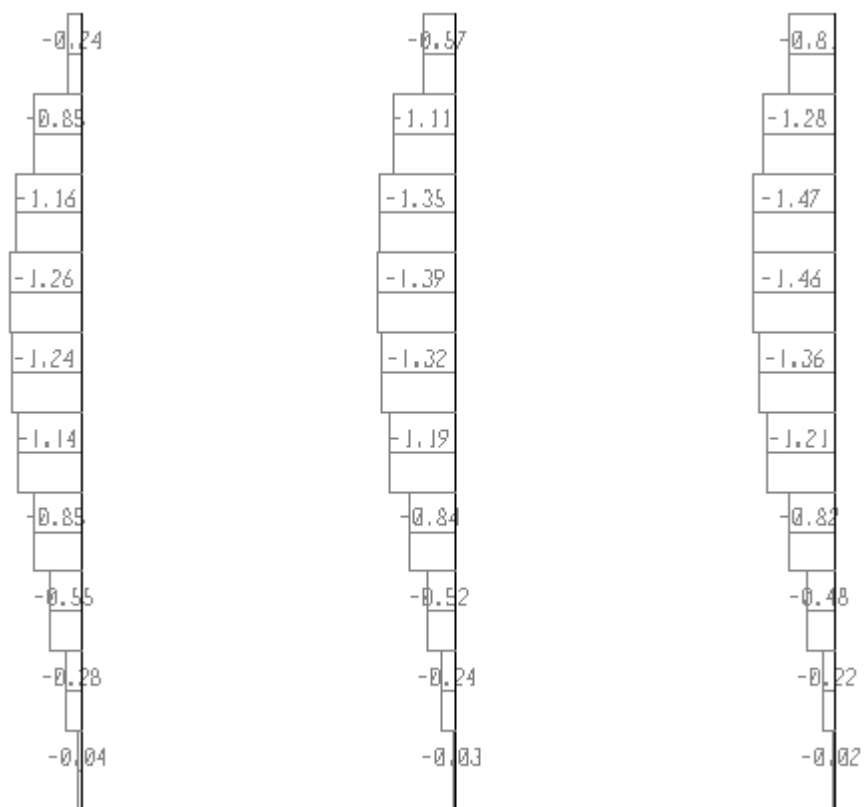
Grupo VII-A



Cortantes Últimos Sentido al Tráfico (Ton)

Vu = 96.00 Ton

Grupo VII-A



Cortantes Últimos Sentido Transversal al Tráfico (Ton)

Vu = 1.47 Ton

Diseño de Caissons

Grupo I-A

COLUMNA Pilote		UNCOL 2.1
Diámetro = 120 cm	d' = 6 cm	P.C.A.
f'c = 210 kg/cm ²	fy = 4200 kg/cm ²	
Pu = 189.08 ton	Mux = 338.92 ton*m	Muy = 9.73 ton*m
Pmáx = 1152.68 ton	γMn = 339.06 ton*m	
γPn = 189.08 ton	As total = 214.57 cm ²	
ro = .019		

***** SECCION DE COLUMNA APTA *****

COLUMNA Pilote		UNCOL 2.1
Diámetro = 120 cm	d' = 6 cm	P.C.A.
f'c = 210 kg/cm ²	fy = 4200 kg/cm ²	
Pu = 189.08 ton	Mux = 338.92 ton*m	Muy = 9.73 ton*m
Pmáx = 1174.31 ton	γMn = 353.64 ton*m	
γPn = 189.08 ton	ro = .0202	ro.máx = .04
ro.mín = .01		

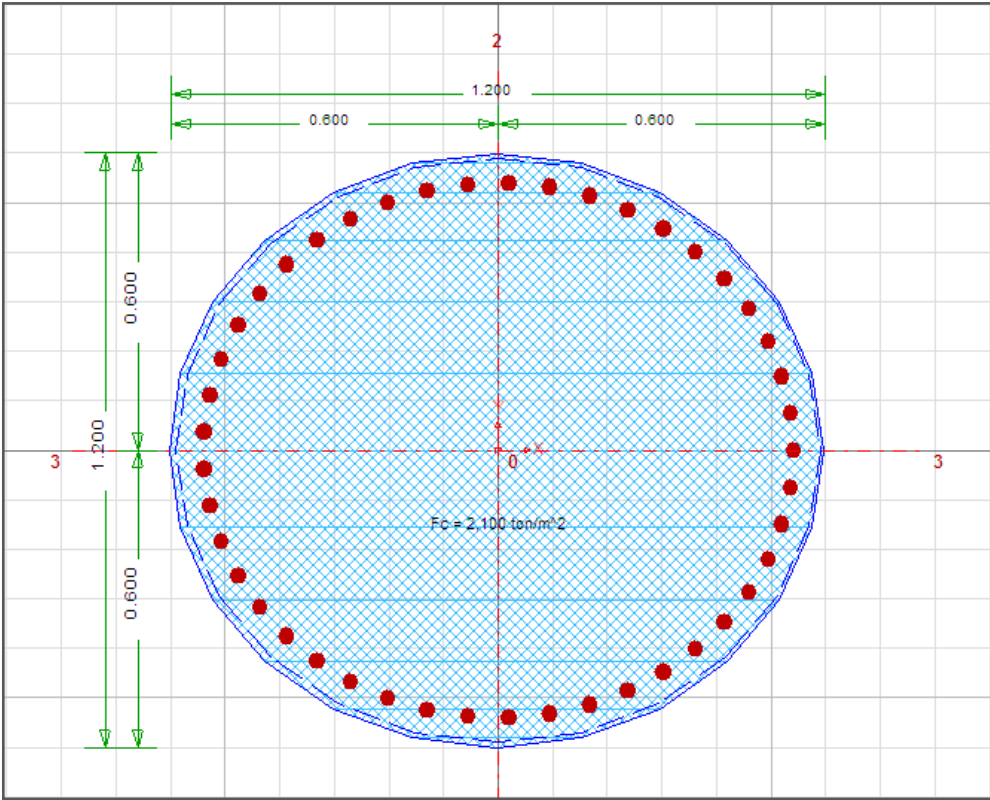
Grupo VII-A

COLUMNA Pilote		UNCOL 2.1	
Diámetro = 120 cm	d' = 6 cm	P.C.A.	
f'c = 210 kg/cm ²	fy = 4200 kg/cm ²		
Pu = 98.73 ton	Mux = 255.54 ton*m	Muy = 7.04 ton*m	
Pmáx = 1035.47 ton	γMn = 255.64 ton*m		
γPn = 98.73 ton	As total = 141.71 cm ²		
ro = .0125			

***** SECCION DE COLUMNA APTA *****

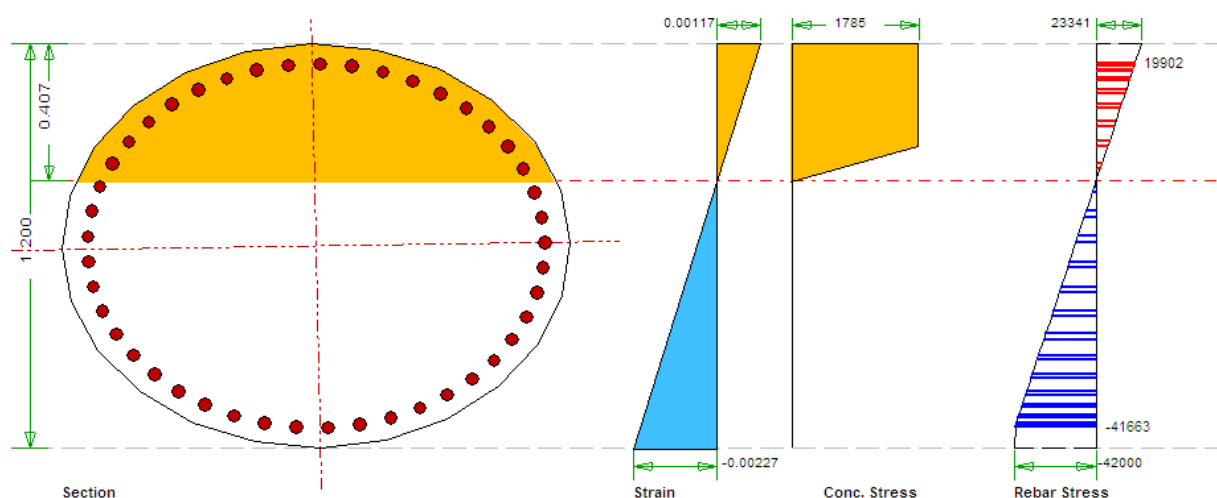
COLUMNA Pilote		UNCOL 2.1	
Diámetro = 120 cm	d' = 6 cm	P.C.A.	
f'c = 210 kg/cm ²	fy = 4200 kg/cm ²		
Pu = 98.73 ton	Mux = 255.54 ton*m	Muy = 7.04 ton*m	
Pmáx = 1174.31 ton	γMn = 360.18 ton*m		
γPn = 98.73 ton	ro = .0202	ro.máx = .04	
ro.mín = .01			

Esquema Dimensiones y Refuerzo



Sr. No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Muxy (ton-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (m)	Capacity Method	Remarks
1	Grupo IA	189.08	338.92	9.73	339.06	1.6	N/A	N/A	0.83	359.0	0.38	4	OK
2	Grupo VIIA	98.73	255.54	7.04	255.64	1.6	N/A	N/A	0.66	359.0	0.35	4	OK

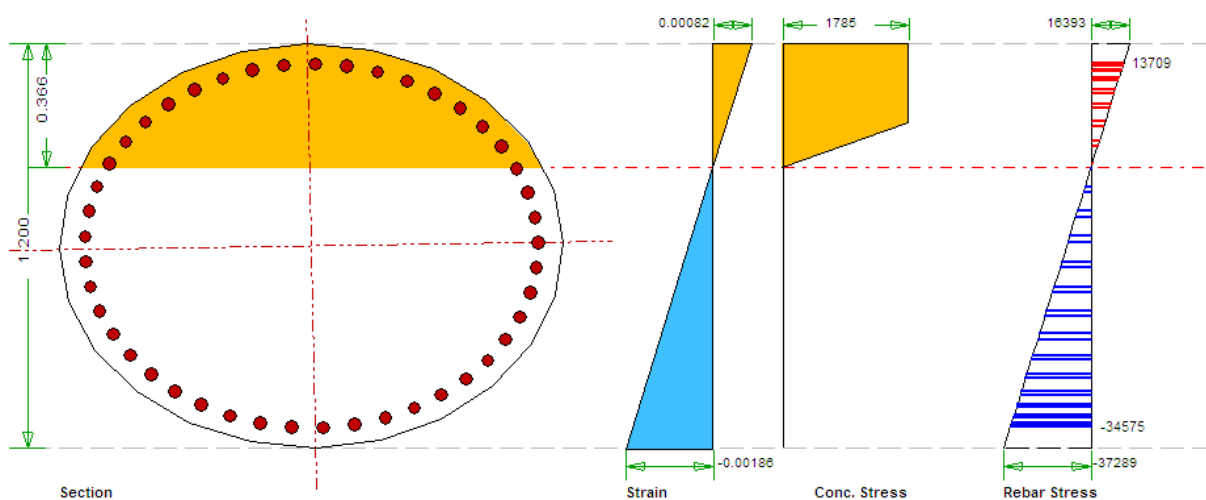
Grupo I-A



Loading - 1

Load P	= 189.08 ton	Moment Angle	= 1.6 Deg	Load Pn	= 223.17 ton
Moment Mx	= 338.92 ton-m	N.A. Angle	= 359.0 Deg	Moment Mn	= 375.97 ton-m
Moment My	= 9.73 ton-m	Curvature	= 2.867 1/1000	Moment Mn	= 6.71 ton-m

Grupo VII-A

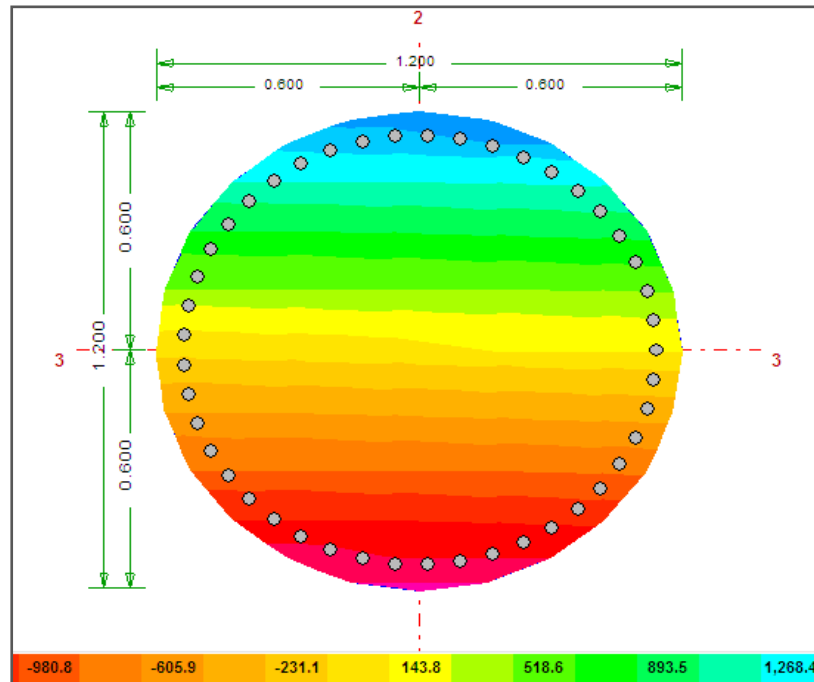


Loading - 2

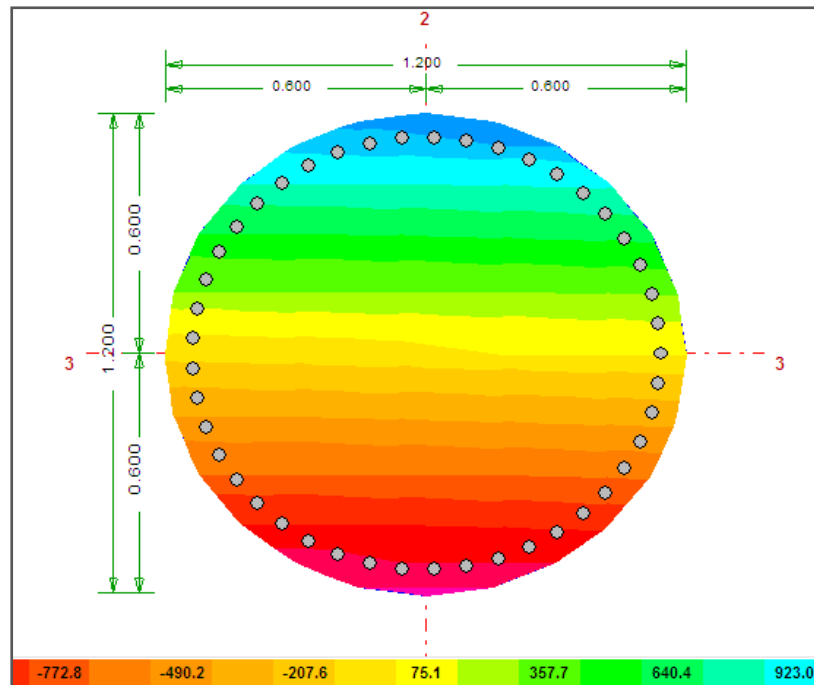
Load P	= 98.73 ton	Moment Angle	= 1.6 Deg	Load Pn	= 133.39 ton
Moment Mx	= 255.54 ton-m	N.A. Angle	= 359.0 Deg	Moment Mn	= 305.34 ton-m
Moment My	= 7.04 ton-m	Curvature	= 2.237 1/1000	Moment Mn	= 5.48 ton-m

Esfuerzos Últimos en la Sección

Grupo I-A



Grupo VII-A

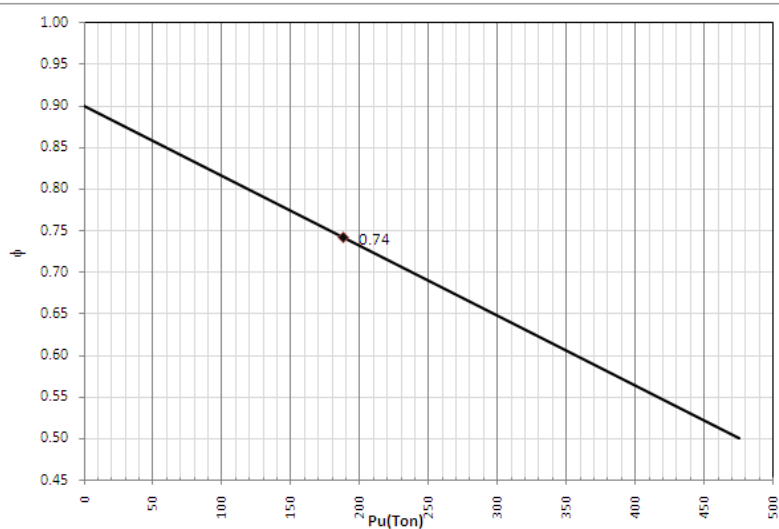


FACTOR DE RESISTENCIA DE DISEÑO

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 Axial Ultima Pu = 188140 kg
 Axial Ultima Pu = 188.14 Ton
 Diametro Columna = 120 cm
 Area Columna Ag = 11309.7 cm²
 Esfuerzo Aplicado = 16.64 kg/cm²
 $0.20f'_c = 42 \text{ kg/cm}^2$

ϕ	Carga Axial (Ton)
0.50	475.01
0.55	415.63
0.60	356.26
0.65	296.88
0.70	237.50
0.75	178.13
0.80	118.75
0.85	59.38
0.90	0.00

ϕ de Diseño = 0.74



— VARIACION FACTOR DE RESISTENCIA ● Factor de Resistencia de Diseño

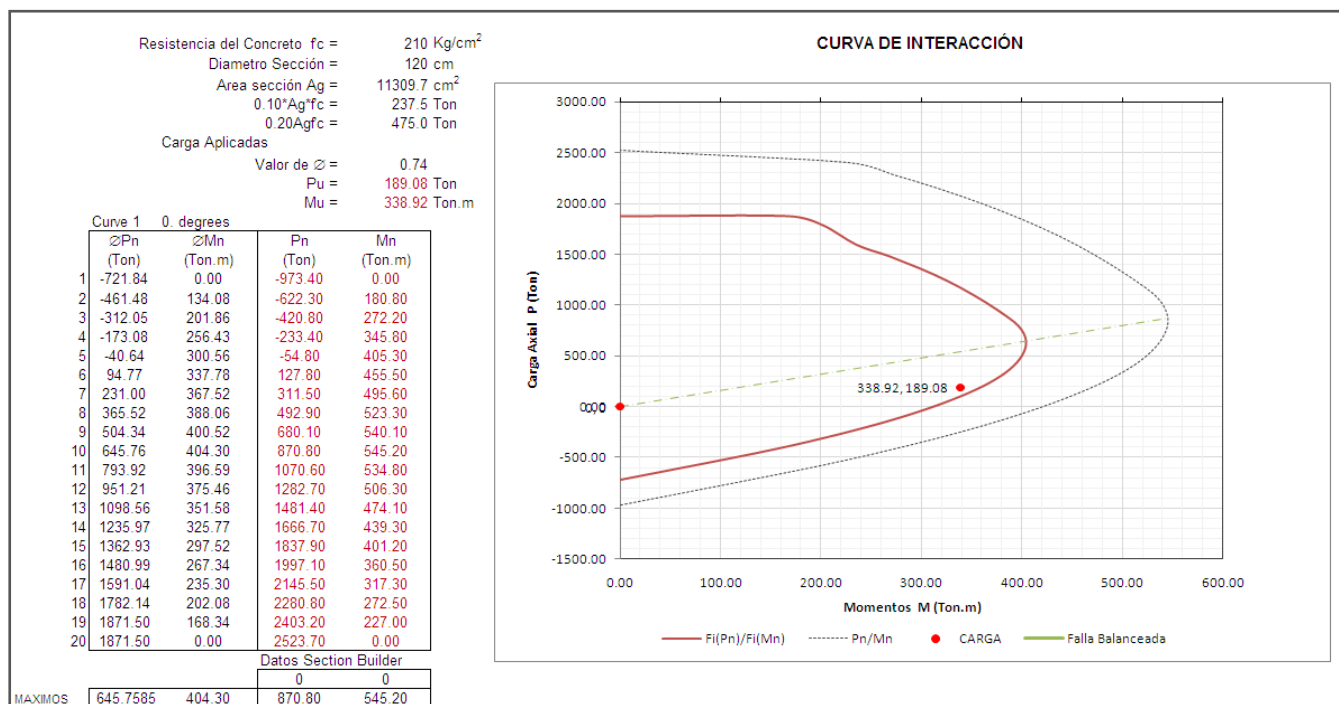
REFUERZO HORIZONTAL DE CONFINAMIENTO

$$\rho_s = 0.45((A_g/A_c) - 1) * (f'_c/f_y)$$

Resistencia a la Fluencia $f_y =$	4200 kg/cm ²
Resistencia Concreto $f'_c =$	210 kg/cm ²
Recubrimiento al fleje o espiral =	5 cm
Diametro Pilote =	120 cm
Distancia a la fibra de compresion d =	114.2 cm
Area Columna Ag =	11309.7 cm ²
Diametro fleje o espiral=	1.59 cm
Area de fleje o espiral Ash =	1.99 cm ²
Area del Nucleo Ac =	8962 cm ²
$\rho_s = 0.45((A_g/A_c) - 1) * (f'_c/f_y)$	0.005894869
Diametro externo del fleje o espiral Dc =	110 cm
$S = 4 Ash (Dc - db) / (Dc^2 \rho_s) =$	12 cm
Separacion de refuerzo en lugares distintos =	24.14 cm

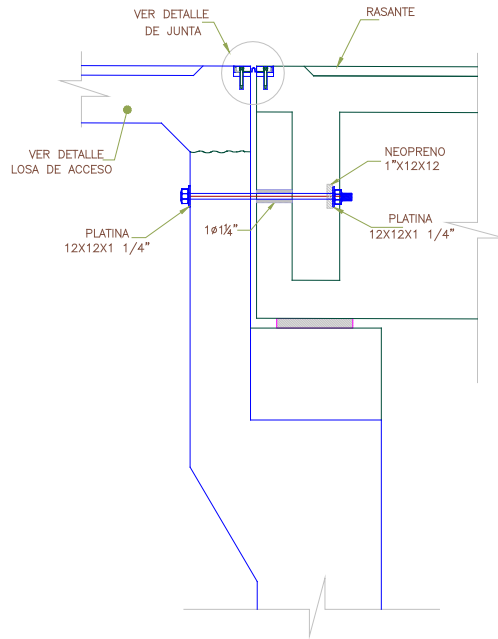
CORTANTE EN ELEMENTOS A COMPRESION

$0.10f'_c =$	21 kg/cm ²
$0.20f'_c =$	42 kg/cm ²
Esfuerzo axial =	16.64 kg/cm ²
Concreto aporta resistencia a corte si ; $0.10f'_c < \text{Esfuerzo Axial}$	NO APORTA
Carga Axial Mayorada simultanea con el cortante Un =	188140 Kg
Cortante Ultimo Vu =	138490 Kg
Cortante Nominal Vn = Vu/0.85 =	162929 Kg
$V_c = 0.53(1 + (Nu/140Ag))Raiz(f'_c) * Ag$	97185 Kg
$V_s = V_n - V_c$	162929 Kg
Resistencia maxima a corte del refuerzo $Ag * 2.1 * raiz(f'_c)$	344177 Kg
Separación S =	6 cm



Por tanto, el refuerzo longitudinal consiste en 45 varillas de $\phi = 1"$

19. DISEÑO TOPE SÍSMICO



La fuerza horizontal de sismo de la superestructura es resistida por tres conectores sísmicos.

Fuerza Sísmica de Diseño:

$F_{sy} \text{ vigas} = 2.579 \text{ Ton/viga}$ Son 4

$F_{sy} \text{ total} = 10.32 \text{ Ton}$

Longitud aferente del conector = 3.15 m

Carga de diseño por metro lineal (F_{sy}) = $10.32 \text{ Ton} / 9.10 = 1.13 \text{ Ton/m}$

Carga aplicada al conector:

$P (\text{aplicado}) = 1.13 \text{ Ton/m} * 3.15 \text{ m} = 3.56 \text{ Ton}$

Resistencia del Conector a Tracción:

Diámetro conector = 1"

Área = 5.10 cm²

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

$P \text{ (resistido)} = 4200 \text{ kg/cm}^2 * 5.10 \text{ cm}^2 * 0.60 \text{ m} = 12.85 \text{ Ton}$

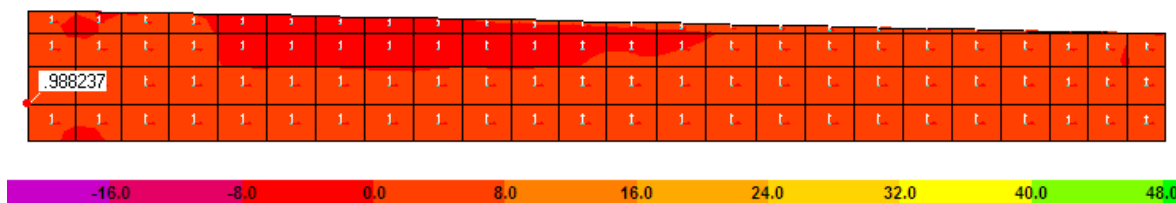
$P \text{ (resistido)} > P \text{ (aplicado)}$

Cumple

20. DISEÑO ESPALDAR

Se utiliza los esfuerzo generados por el modelo.

Espesor Espaldar = 0.30 m

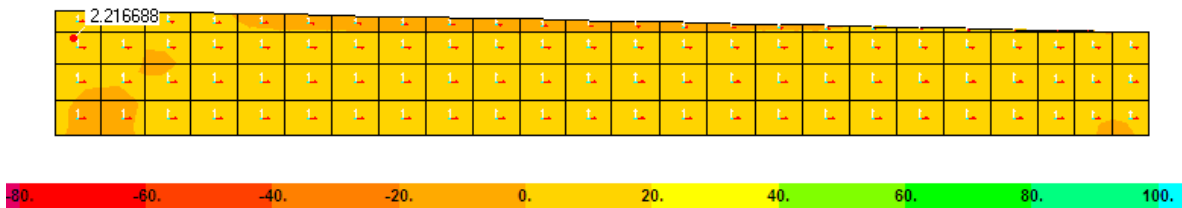


$M_u = 0.98 \text{ Ton.m/m}$

A continuación se presenta la revisión de la sección a flexión.

Revisión Sección a Corte

Dada la continuidad a lo largo del vastago, la fuerza de corte se disminuye debido a la capacidad de disipar los esfuerzos a lo largo del vastago, por lo cual el corte en la base del espaldar es:



$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 25$$

$$V_c = 16.32 \text{ Ton}$$

$$V_u = 2.21 \text{ Ton}$$

$$V_c > V_u \quad \textbf{Cumple}$$

21. VERIFICACIÓN DE LA LUZ DE APOYO DE LA SUPERESTRUCTURA

A.3.5.9.3. CCDSP-95

H = 0, para puente de una sola luz.

$$N = 30.5 + 0.25 L + 1.00 H \text{ (cm)}$$

$$N = 30.5 + 0.25 (15.00) + 1.00(0)$$

$$N = 34.25 \text{ cm}$$

Luz de apoyo seleccionada = 0.65 m **Cumple !**

22. FICHA TECNICA DE JUNTA DE DILATACION

JUNTA RECOMENDADA: TIPO TX-50 de VSL

