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+770 Y K4+791

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:	Revisó:	Aprobó:	Fecha:
Ing. José del Carmen Nieto			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 20.0 m de longitud y 15.00 m de ancho, incluidos bordillo, baranda y anden, ubicado en un alineamiento para dos calzadas, entre las abscisas **K4+770.27 y K4+791.06**, el ancho del bordillo es de 0.35 m y del andén de 1.60 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 12.0 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	$f´c = 280\ kg/cm^2$
	Vigas Reforzadas	$f'c = 280\ kg/cm^2$
	Losas de Acceso	$f´c = 210\ kg/cm^2$
	Estribos	$f´c = 210\ kg/cm^2$
	Pilotes	$f´c = 210\ kg/cm^2$
	Limpieza	$f'c = 175\ kg/cm^2$

Acero de refuerzo: $fy = 4200\ kg/cm^2$

Neopreno Reforzado Dureza 60

6. NORMAS Y ESPECIFICACIONES

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

7. CONDICIONES DE CARGA

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

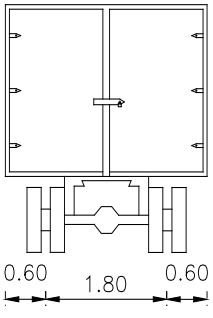
Peso propio (Vigas + Tablero)

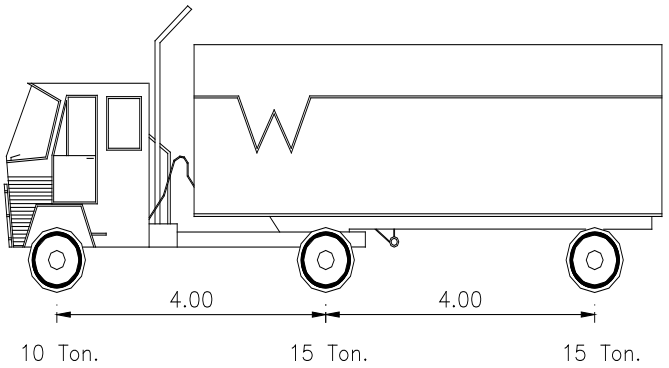
Carpeta asfáltica

Barandas

Bordillo

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





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

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

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 Aa. 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: 15 m
- Longitud = 20 m

9. TRABAJOS REALIZADOS

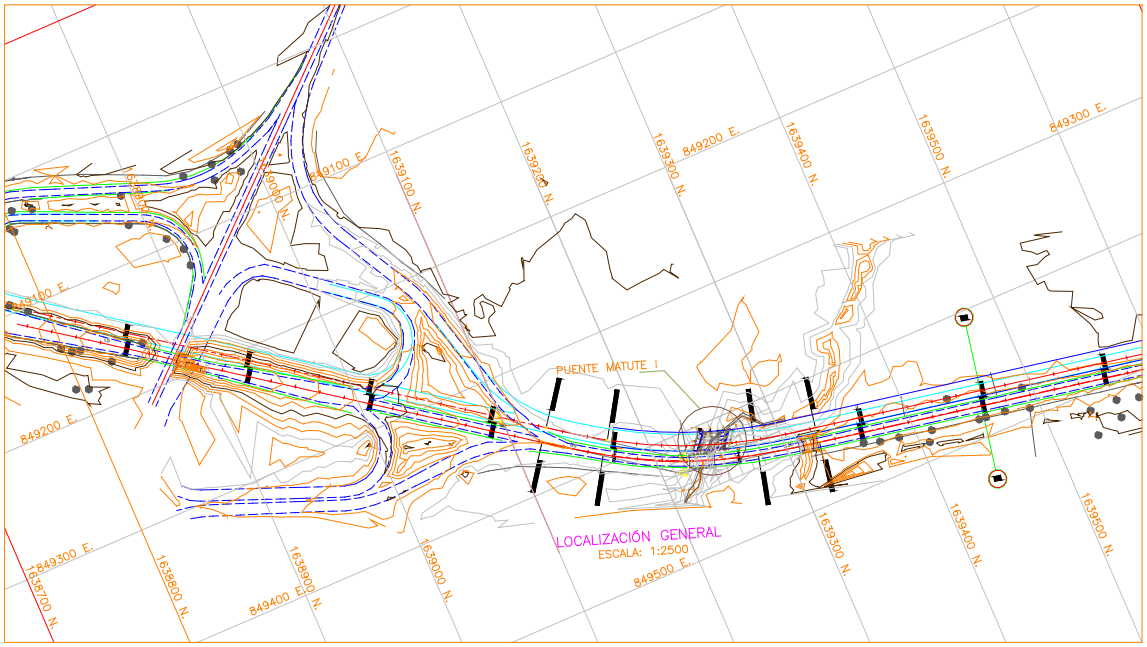
A continuación se presenta el desarrollo de la Memoria de Cálculo: El modelo estructural con sus datos de entrada, dimensiones, materiales, la aplicación de las respectivas cargas verticales, horizontales, las combinaciones correspondientes y las envolventes que nos producen los efectos más desfavorables.

10. PRESENTACIÓN DE DATOS

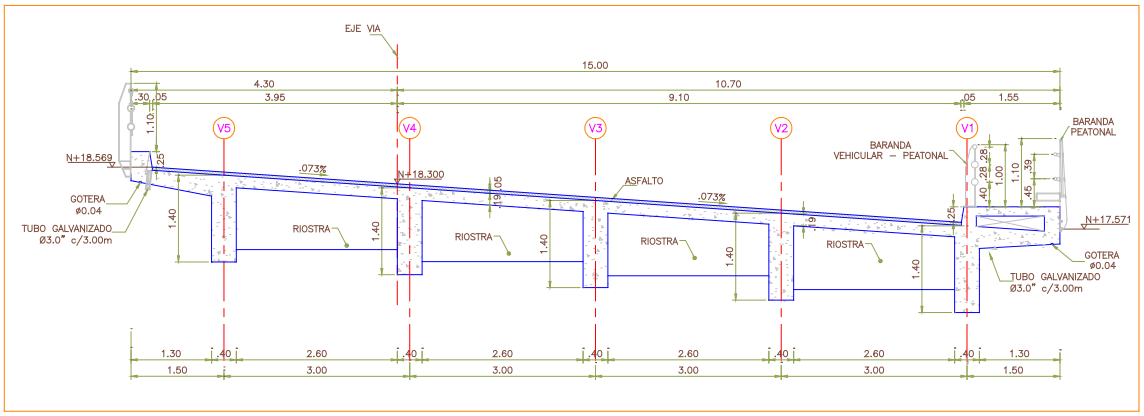
Los datos obtenidos relacionado con los esfuerzos que produce el programa en su mayoría se presentan en forma diagramática para una mejor visualización, indicando la referencia de donde procede o donde se produce.

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

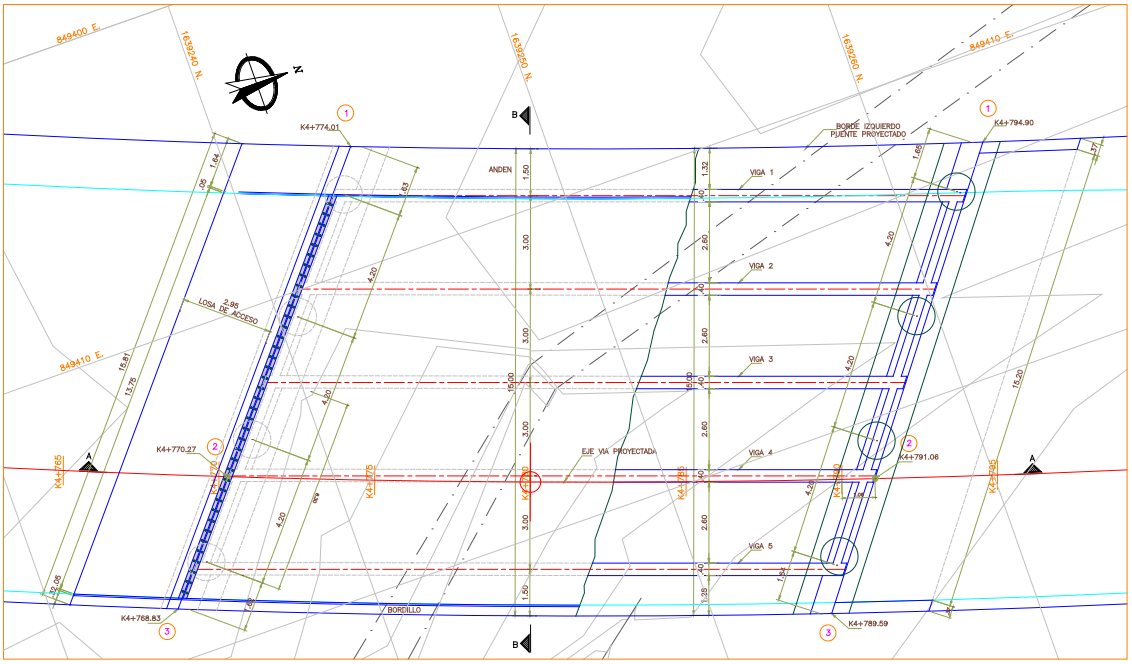
11. LOCALIZACIÓN DEL PUENTE



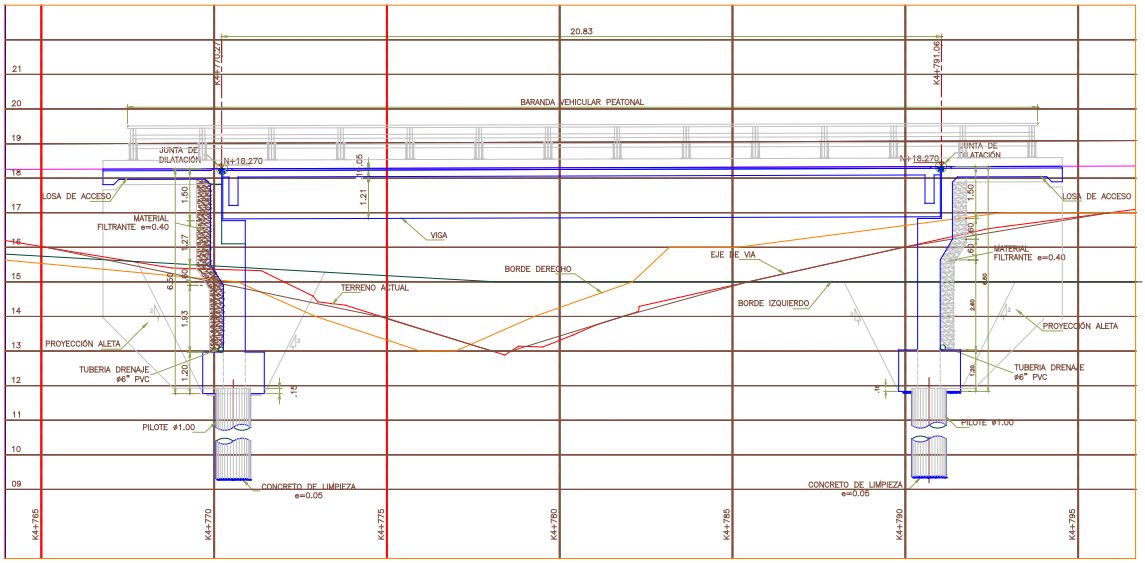
Localización General del Puente



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	
recubrimieto =	3.00	cm	
f'c =	280	kg/cm^2	
Cuantia minima =	0.00333		
Cuantia balanceada =	0.02856		
Cuantia maxima =	0.02142		
Mn =	6.74	Ton.m	
m =	17.65		
Rn =	29.15	kg/cm^2	
Rn(max) =	72.97	kg/cm^2	
Cuantía =	0.00743		
As =	11.29	cm^2	
Barra Nº	5		
Diámetro barra =	1.59	cm	
As barra =	1.99	cm^2	
Colocar 1 # 5 cada	**18**	**cm**	**Inferior**

b =	100	cm	
d =	13.21	cm	
recubrimieto =	5.00	cm	
f'c =	280	kg/cm^2	
Cuantia minima =	0.00333		
Cuantia balanceada =	0.02856		
Cuantia maxima =	0.02142		
Mn =	6.74	Ton.m	
m =	17.65		
Rn =	38.65	kg/cm^2	
Rn(max) =	72.97	kg/cm^2	
Cuantía =	0.01010		
As =	13.34	cm^2	
Barra Nº	5		
Diámetro barra =	1.59	cm	
As barra =	1.99	cm^2	
Colocar 1 # 5 cada	**15**	**cm**	**Superior**

PARA EL GRUPO I

Mu = (1.3(CM+1.67CV))	**MU =**	**10.17**	**Ton.m**
Vu = (1.3(CM+1.67CV))	**VU =**	**15.07**	**Ton**

REVISION DEL CORTANTE

	b =	100	cm
	d =	29.37	cm
Vc= 0.53*.85*Raiz(f`c)*b*d	**Vc =**	22136	Kg
		22.14	**Ton**

Vc > Vu ***Cumple***

ARMADURA PRINCIPAL

b =	100	cm			
d =	29.21	cm			
recubrimieto =	5.00	cm			
f'c =	280	kg/cm^2			
Cuantía mínima =	0.00333				
Cuantía balanceada =	0.02856				
Cuantía máxima =	0.02142				
Mn =	11.30	Ton-m			
m =	17.65				
Rn =	13.25	kg/cm^2			
Rn(max) =	72.97	kg/cm^2			
Cuantía =	0.00325				
As =	9.49	cm^2			
Barra Nº	5				
Diámetro barra =	1.59	cm			
As barra =	1.99	cm^2			
Colocar 1 #5 cada	**21**	**cm**	**Superior**	15	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.

$$\text{No. carriles} = \left|\frac{\text{Ancho Calzada}}{3{,}65}\right| = \left|\frac{13.05\ \text{m}}{3{,}65}\right| = 3{,}57 \simeq 4$$

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

$$\text{No. Vigas} = \left(\frac{15\ \text{m}}{2.5}\right) = 6 \quad \text{ó} \quad \left(\frac{15\ \text{m}}{3.0}\right) = 5$$

Luego para el ancho del tablero del Puente, escogemos 5 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:

$$\text{hmín} = 0.07 \text{ x S} = 0.07 \text{ x } 20\ \text{m} = 1.40\ \text{m}$$

Por tanto, empleamos una altura de 1.40 m.

- **ANCHO DE VIGAS**

Generalmente se emplea:

$$\text{bo} = \frac{\text{Sv}}{7} = \frac{3{,}00\text{m}}{7} = 0{,}42\ \text{m} \qquad \text{ó} \qquad \text{bo} = \frac{\text{Sv}}{6} = \frac{3{,}00\text{m}}{6} = 0{,}5\ \text{m}$$

Se selecciona un ancho de 0.40 m.

- **FACTOR RUEDA**

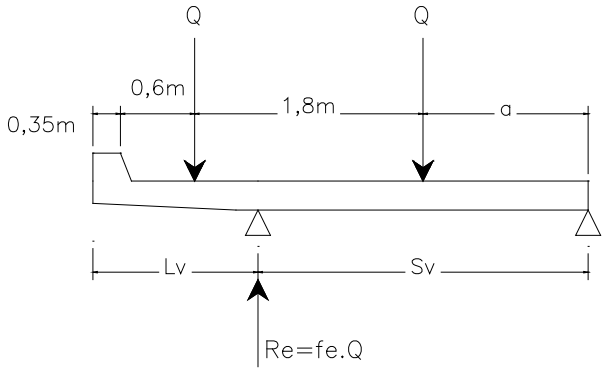
La longitud del voladizo generalmente es la mitad de la separación entre vigas.

$$\mathrm{Lv} \leq \frac{\mathrm{Sv}}{2}$$

Donde:
Sv = separación entre ejes de vigas
Lv = longitud del voladizo

fe = factor de rueda de la viga exterior
fi = factor de rueda de la viga interior

$$\mathrm{fi} = \frac{\mathrm{Sv}}{1{,}8} \qquad para\ Sv \leq 3.0$$



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 15.0 m, y dado que vamos a usar 5 vigas, se genera un tablero con 2 voladizos y 4 luces intermedias.

$$\mathrm{Lv} = \frac{15 - 4.\mathrm{Sv}}{2}$$

$$a = Sv + \left(\frac{15 - 4.Sv}{2}\right) - 2{,}75 = \frac{9{,}5 - 2.Sv}{2}$$

Reemplazo a en Re:

$$Re = \frac{a.Q + (a + 1{,}8).Q}{Sv}$$

$$Re = \left(\frac{9{,}5 - 2.Sv}{2} + 1{,}80 + \frac{9{,}5 - 2.Sv}{2}\right)\frac{Q}{Sv}$$

$$Re = \left(\frac{9{,}5 - 2.Sv + 3{,}60 + 9{,}5 - 2.Sv}{2}\right)\frac{Q}{Sv}$$

$$Re = \left(\frac{22{,}6 - 4.Sv}{2}\right)\frac{Q}{Sv}$$

$$Re = fe.Q$$

Igualando:

$$fe.Q = \left(\frac{22{,}6 - 4.Sv}{2}\right)\frac{Q}{Sv}$$

$$fe = \frac{11{,}3 - 2.Sv}{Sv}$$

Como fe = fi:

$$\frac{11{,}3 - 2.Sv}{Sv} = \frac{Sv}{1{,}8}$$

$$Sv^2 + 3{,}60.Sv - 20{,}34 = 0$$

$$Sv = 3{,}05\ m$$

Asumimos un Sv = 3,00 m

$$\text{Lv} = \frac{15 - 4.\text{Sv}}{2} = \frac{15 - (4 \text{ x } 3{,}00 \text{ m})}{2} = 1{,}50 \text{ m}$$

$$\text{fe} = \frac{11{,}3 - 2.\text{Sv}}{\text{Sv}} = \frac{11{,}3 - (2 \text{ x } 3{,}00 \text{ m})}{3{,}00 \text{ m}} = 1{,}76$$

$$\text{fi} = \frac{\text{Sv}}{1{,}8} = \frac{3{,}00}{1{,}8} = 1{,}67$$

Para aplicar la ecuación simplificada del factor rueda interior, Sv, 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 = 3

CARGAS COMUNES

Bordillo	(0.325*0.25*2.4)	0.195	Ton/m
Anden	(0.34*2.4)	0.82	Ton/m
Barandas	(0.30*3)	0.90	Ton/m
	TOTAL	**1.91**	**Ton/m**
	Carga por Viga =	**0.382**	**Ton/m**

CARGAS NO COMUNES

	VIGA INTERNA			**VIGA EXTERNA**		
Alma	(0.40*1.21*2.4)	1.16	Ton/m	(0.40*1.21*2.4)	1.16	Ton/m
Losa	(0.19*3.00*2.4)+(0.07*3.00*2.2)	1.83	Ton/m	(0.19*1.70*2.4)+(((0.19+0.35)/2)*1.30*2.4)+(0.07*2.65*2.2)	2.03	Ton/m
	TOTAL =	**2.99**	**Ton/m**		**3.19**	**Ton/m**
P (Riostras Intermedias)		0.53	Ton	P (Riostras Intermedias)	0.26	Ton
RESUMEN DE CARGA						
W (Comunes + No Comunes)		3.37	Ton/m		3.57	Ton/m
MOMENTOS EN EL CENTRO DE LA LUZ						
M=((WL^2) / 8) + (PL/4)		**171.32**	**Ton.m**		**179.79**	**Ton.m**

CARGA VIVA

Momento Maximo en el Centro de la Luz =	150.13	Ton.m / Via de Circulación
a =	0.50	m
Luz de Diseño L =	20	m
Impacto = 16/(L+40) =	27.00	%
Impacto ≤ 30%	27.00	%
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	29.22	37.10	0.37	1.55	1.71
	2	55.27	70.20	0.70	2.94	3.24
	3	78.17	99.28	0.99	4.16	4.59
	4	97.91	124.35	1.25	5.22	5.76
	5	114.49	145.41	1.46	6.12	6.75
	6	127.92	162.45	1.64	6.85	7.56
	7	138.18	175.49	1.77	7.43	8.19
	8	145.29	184.52	1.87	7.83	8.64
	9	149.24	189.53	1.93	8.08	8.91
CL	10	150.13	190.66	1.95	8.16	9.00
	11	149.24	189.53	1.93	8.08	8.91
	12	145.29	184.52	1.87	7.83	8.64
	13	138.18	175.49	1.77	7.43	8.19
	14	127.92	162.45	1.64	6.85	7.56
	15	114.49	145.41	1.46	6.12	6.75
	16	97.91	124.35	1.25	5.22	5.76
	17	78.17	99.28	0.99	4.16	4.59
	18	55.27	70.20	0.70	2.94	3.24
	19	29.22	37.10	0.37	1.55	1.71
	20	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
11.04	17.39	0.26	32.31	30.98	109.27
20.91	32.94	0.53	61.25	58.61	206.88
29.62	46.67	0.79	86.82	82.90	292.84
37.17	58.56	1.05	109.01	103.83	367.13
43.56	68.63	1.31	127.83	121.41	429.77
48.79	76.86	1.58	143.28	135.65	480.75
52.85	83.27	1.84	155.35	146.54	520.08
55.76	87.84	2.10	164.04	154.07	547.75
57.50	90.59	2.36	169.37	158.26	563.75
58.08	91.50	2.63	**171.32**	**159.20**	**568.33**
57.50	90.59	2.36	169.37	158.26	563.75
55.76	87.84	2.10	164.04	154.07	547.75
52.85	83.27	1.84	155.35	146.54	520.08
48.79	76.86	1.58	143.28	135.65	480.75
43.56	68.63	1.31	127.83	121.41	429.77
37.17	58.56	1.05	109.01	103.83	367.13
29.62	46.67	0.79	86.82	82.90	292.84
20.91	32.94	0.53	61.25	58.61	206.88
11.04	17.39	0.26	32.31	30.98	109.27
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
11.04	19.24	0.13	34.04	32.65	115.14
20.91	36.46	0.26	64.51	61.77	217.98
29.62	51.66	0.39	91.42	87.36	308.51
37.17	64.82	0.53	114.75	109.43	386.74
43.56	75.96	0.66	134.51	127.96	452.66
48.79	85.08	0.79	150.71	142.96	506.29
52.85	92.17	0.92	163.33	154.43	547.60
55.76	97.23	1.05	172.39	162.37	576.62
57.50	100.27	1.18	177.87	166.79	593.33
58.08	101.29	1.31	**179.79**	**167.78**	**597.97**
57.50	100.27	1.18	177.87	166.79	593.33
55.76	97.23	1.05	172.39	162.37	576.62
52.85	92.17	0.92	163.33	154.43	547.60
48.79	85.08	0.79	150.71	142.96	506.29
43.56	75.96	0.66	134.51	127.96	452.66
37.17	64.82	0.53	114.75	109.43	386.74
29.62	51.66	0.39	91.42	87.36	308.51
20.91	36.46	0.26	64.51	61.77	217.98
11.04	19.24	0.13	34.04	32.65	115.14
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 =	597.97	Ton.m
Fi =	0.85	
f'c =	0.28	Ton/cm^2
Fy =	4.20	Ton/cm^2
t =	19.00	cm
d =	130.11	cm
be =	268.00	cm
Mn = Mu/0.9 =	**664.42**	**Ton.m**

	z (cm)	As cm^2	Ac cm^2	a (cm)
As = Mu / (∅ *F'y(d- t/2))		138.88	2450.76	9.145
Ac = (F'y*As) / (0.85*F'c)	125.54	109.65	1935.06	7.220
a = Ac/b	126.50	108.15	1908.53	7.121
z = d- a/2	126.55	108.07	1907.17	7.116
Mn = Mu/∅	126.55	108.07	1907.10	7.116
As = Mn / (F'y^z)	126.55	108.07	1907.10	7.116
	126.55	108.07	1907.10	7.116
	126.55	108.07	1907.10	7.116

Filas	Cant. Barra	Barra Nº	As cm^2	Diam. (cm)
1	13	8	5.07	2.54
2	12	8	5.07	2.54
3	0	0	0	0
4	0	0	0	0

As = 126.75 cm^2
y = 9.89 cm
d = 130.11 cm

	As(real) =	**126.75 cm^2**	
a = (As*F'y) / (0.85*F'c*b)	a =	8.35 cm	
Mn = As*F'y*(d- a/2)	**Mn =**	**670.43 Ton.m**	**Bien**

CHEQUEO DE LA CUANTIA MAXIMA

	Es =	2040000 kg/cm^2	
	εc =	0.00330	
	εy =	0.00206	
	c =	80.12 cm	
	β1 =	0.85	
	a = β1*c =	68.10 cm	
Area a compresión	Ac =	7056.19 cm^2	
C = 0.85*F'c*Ac	C =	1679.37 Ton	
Tmáx = 0.75*C	Tmáx =	1259.53 Ton	
Tactual = As*F'y	Tactual =	532.35 Ton	***Cumple***

CHEQUEO DE LA CUANTIA MINIMA A FLEXION

	Eje Neutro =	96.39 cm	
Inercia de la sección	I =	18217255 cm^4	
Modulo de Rotura fr = 1.98*raiz(F'c)	fr =	33.132	
Mcr = (fr*I) / Eje neutro	Mcr =	62.62 Ton.m	
	1.2*Mcr =	75.14 Ton.m	
	Mu/0.9 =	**664.42 Ton.m**	
	(Mu/0.9) ≥ 1.2 Mr		***Cumple***

CHEQUEO DE ESFUERZOS POR FATIGA

n = Es/Ec	n =	9.75	
Posible eje neutro			
Be*(y^2/2) = nAs(d-y)	y =	30.33 cm	
Obtencion de la seccion homogenea			
	At = nAs	1235.81 cm^2	
	d =	130.11 cm	
Icr = (Be*y^3)/3 +(n*As*(d-y)^2)	Inercia Crítica =	14796481 cm^4	
Esfuerzo maximo= (viva+impact.)	fmax =	1103.14 kg/cm^2	
Esfuezo minimo=(muerta)	fmin =	1182.10 kg/cm^2	
	RANGO DE ESFUERZOS		
ff = 1470-0.33*fmin+ 560*(r/h)	ff =	1264.71 kg/cm^2	***Cumple***

Diseño Metro a Metro

DISEÑO POR RESISTENCIA ÚLTIMA

BASE	b	268 cm
	β1	0.85
CONCRETO	f´c	280 kg/cm^2
ACERO	Fy	4200 kg/cm^2
	m	17.65
Cuantia balanceada	ρbal	0.0286
Cuantia minima	ρmin	0.0019
Cuantia maxima	ρmax	0.0214

MOMENTOS ÚLTIMOS

Ordenada (m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Mu (Ton-m)	**0.00**	**115.14**	**217.98**	**308.51**	**386.74**	**452.66**	**506.29**	**547.60**	**576.62**	**593.33**	**597.97**
Mn (Ton-m)	0.00	127.93	242.20	342.79	429.71	502.96	562.54	608.45	640.69	659.25	664.42
Altura (H) (cm)	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140
(d' cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
d (cm)	130.000	130.000	130.000	130.000	130.000	130.000	130.000	130.000	130.000	130.000	130.000
Rn (Kg/cm^2)	0.00	2.82	5.35	7.57	9.49	11.10	12.42	13.43	14.15	14.56	14.67
Rn(max) (kg/cm^2)	72.97	72.97	72.97	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	Simple Armd	Simple Armd	Simple Armd
Cuantía sección	0.000000	0.000677	0.001288	0.001832	0.002306	0.002709	0.003039	0.003294	0.003475	0.003579	0.003608
As(cm^2)	**0.00**	**23.57**	**44.87**	**63.81**	**80.34**	**94.37**	**105.87**	**114.77**	**121.05**	**124.68**	**125.69**
Diámetro Refuerzo	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
Cantidad	0.00	5.00	9.00	13.00	16.00	19.00	21.00	23.00	24.00	25.00	25.00

ANÁLISIS DE CUANTIA MÍNIMA

ABSCISA	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Mn = (Mu/0.90) Ton.m	0.00	127.93	242.20	342.79	429.71	502.96	562.54	608.45	640.69	659.25	664.42
Mcr (Ton.m)	62.62	62.62	62.62	62.62	62.62	62.62	62.62	62.62	62.62	62.62	62.62
1.2 Mcr	75.14	75.14	75.14	75.14	75.14	75.14	75.14	75.14	75.14	75.14	75.14
(Mu/0.9) ≥ 1.2 Mr		Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

- **DISEÑO A ESFUERZO DE CORTE**

CORTANTE POR CARGA MUERTA			
En el apoyo	**V (CM) =**	**35.72 Ton**	
CORTANTE POR CARGA VIVA			
	FR =	1.76	
	V (CV) anden =	0.00 Ton	
En el apoyo	**V (CV) =**	**22.20 Ton**	
	V (CV+I) =	28.19 Ton	
	V (CV+I)+(V(CV) anden)) =	**28.19 Ton**	Fr = 1.76
CORTANTE ÚLTIMO PARA EL GRUPO I	**Vu =**	**107.6 Ton**	

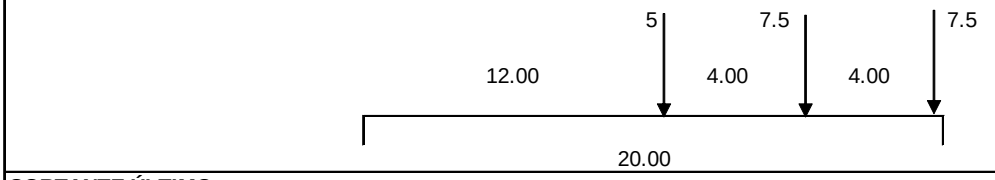


Diagrama de Cortante Carga Muerta (Comunes + No Comunes)

Unidades (Ton)

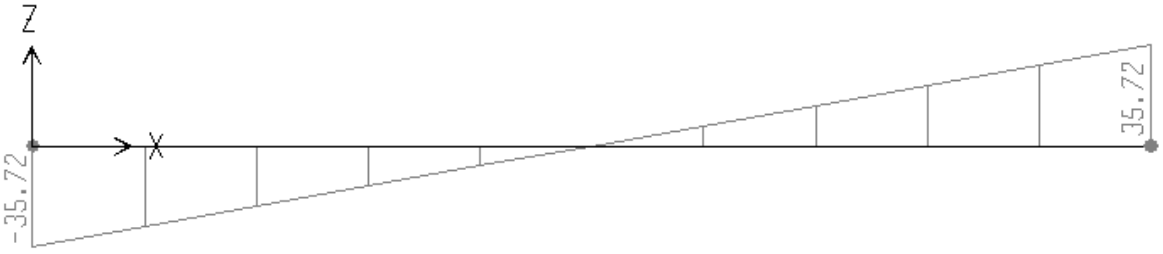
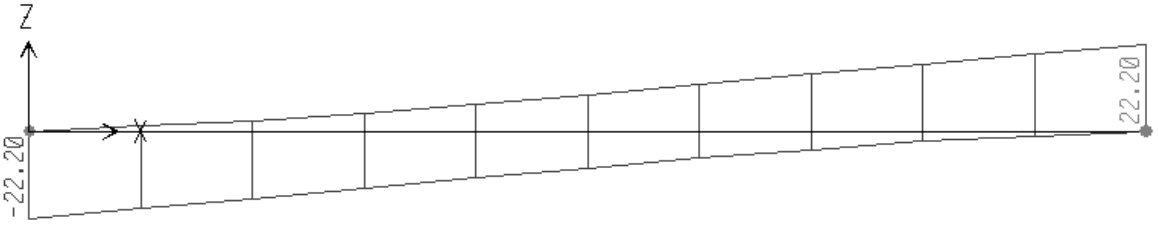


Diagrama de Cortante Carga Viva (Con Factor Rueda) sin Impacto.

Unidades (Ton)



Envolvente de Cortantes

f´c =	280	kg/cm^2	s máx =	60.0	cm	Separación máxima de estribos
Fy =	4200	kg/cm^2				s = d/2 65.1 cm
Longitud =	20	m				s = 60.0 cm
Impacto =	27.0	%				
d =	130.11	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 ϕ= 1/2"	Sep (cm)
0	**22.20**	**28.19**	**35.72**	**107.65**	**126.64**	**46.16**	**80.49**	**2.54**	60	6	**17**
1	20.91	26.56	32.14	99.43	116.98	46.16	70.83	2.54	60	5	20
2	19.62	24.92	28.57	91.24	107.34	46.16	61.18	2.54	60	4	23
3	18.34	23.29	25.00	83.07	97.73	46.16	51.57	2.54	60	4	27
4	17.05	21.65	21.43	74.87	88.08	46.16	41.92	2.54	60	3	33
5	15.77	20.03	17.86	66.70	78.47	46.16	32.31	2.54	60	2	43
6	14.48	18.39	14.28	58.49	68.81	46.16	22.65	2.54	60	2	60
7	13.20	16.76	10.71	50.32	59.20	46.16	13.04	2.54	60	2	60
8	11.91	15.13	7.14	42.12	49.55	46.16	3.40	2.54	60	2	60
9	10.63	13.50	3.57	33.95	39.94	46.16	-6.22	2.54	60	2	60
10	9.35	11.87	0.00	25.78	30.33	46.16	-15.83	2.54	60	2	60
11	10.63	13.50	3.57	33.95	39.94	46.16	-6.22	2.54	60	2	60
12	11.91	15.13	7.14	42.12	49.55	46.16	3.40	2.54	60	2	60
13	13.20	16.76	10.71	50.32	59.20	46.16	13.04	2.54	60	2	60
14	14.48	18.39	14.28	58.49	68.81	46.16	22.65	2.54	60	2	60
15	15.77	20.03	17.86	66.70	78.47	46.16	32.31	2.54	60	2	43
16	17.05	21.65	21.43	74.87	88.08	46.16	41.92	2.54	60	3	33
17	18.34	23.29	25.00	83.07	97.73	46.16	51.57	2.54	60	4	27
18	19.62	24.92	28.57	91.24	107.34	46.16	61.18	2.54	60	4	23
19	20.91	26.56	32.14	99.43	116.98	46.16	70.83	2.54	60	5	20
20	**22.20**	**28.19**	**35.72**	**107.65**	**126.64**	**46.16**	**80.49**	**2.54**	60	6	**17**

14. DISEÑO NEOPRENO

DATOS

Reaccion por carga muerta		35.72	Ton
Reaccion por carga viva		22.20	Ton
Fuerza de Frenado Horizontal		1.110	Ton
Fuerza de Sismo horizontal		3.572	Ton
Luz de calculo		20.00	m
Temperatura		30	ºC
Coeficiente 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	0.648	cm
DEFORMACION POR FRAGUADO	0.400	cm

Las Normas no Contemplan requisitos para desplazamientos ante las fuerzas de frenado y de sismo; dada la insertidumbre, 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 aumetar los desplazamientos de temperatura y fraguado en un 20%.

RIGIDEZ LATERAL DEL NEOPRENO

K= W*L*G / T

= 3232.9317 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	0.442	cm
DEFORMACION POR FRENADO	0.172	cm

DIMENSIONAMIENTO

Espesor Total		hrt
Espersor 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 =	1.66	cm
2ΔS =	3.32	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)=	57920.00 kg	
	de donde L*W=	827.43 cm^2	
Suponiendo base cuadrada	L=W=	28.77 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) / (2hri*(L+W))	**S =**	**7.18**	
σc(tl)=P(total) / (L*W) <=70kg/cm2	G*S/β =	58.97 kg/cm^2	***Cumple***

ESFUERZO A COMPRESION

σc ≥ σc(tl)	σc =	41.37 kg/cm^2	***Cumple***

DEFORMACION INSTANTANE POR COMPRESION

Factor de forma=		**7.18**	
Capas interiores	εci=	0.035	TABLA A.10,4,1,2B
Factor de forma=S/β =		**5.13**	
Capas exteriores	εcie=	0.042	TABLA A.10,4,1,2B
(εci*n)+(εcie*n2)=		0.1540	
Δc=suma deformaciones unitarias*(hri)=		0.2002 cm	
Deformacion permisible 0,07 t=		0.364 cm	

CAPACIDAD MAXIMA A LA ROTACION

	α=Δc*2/L=	0.01001 rad	
α > rotación calculada		***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 satisfaser:

hs ≥ (1,5*(hr1+hr2)s,tl)/fy
= 0.051267483

hs ≥ (1,5*(hr1+hr2)σ,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 m

M = 4.62 Ton.m

Carga Muerta

W (Muerta) = 0.60 Ton/m^2

0.60 Ton/m^2

M (Carga Muerta) = 0.82 Ton.m

MOMENTO ÚLTIMO

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

Mu = 11.09 Ton.m

DISEÑO POR RESISTENCIA ULTIMA

BASE	b	100 cm
	β1	0.85
CONCRETO	f´c	210 kg/cm^2
ACERO	Fy	4200 kg/cm^2
	m	23.53
Cuantia balanceada	ρbal	0.0214
Cuantia minima	ρmín	0.0018
Cuantia maxima	ρmáx	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
ρmax>ρ>ρmin	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/raiz(S) ≤ 50% 30.28 **%** A.4.2.2.2.4

Luego	As(requerido) =	**5.29 cm^2**
	Barra Nº	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 Nº	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 cuatro pilotes de 1.20 metros de diámetro y 12.0 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 = 35.72 Ton por viga
- Viva P = 22.20 Ton por viga
- **Frenado**

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

  F(frenado) = 0.05 * 22.20 Ton = 1.11 Ton
- **Sismo Superestructura Y**

  Fsy = P(muerta) * Aa

  Fsy = 35.72 Ton * 0.10 = 3.572 Ton
- **Muerta Superestructura (sentido Z)**

  Fmz = 35.72 Ton
- **Viva Superestructura (sentido Z)**

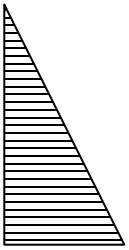
  Fvz = 22.20 Ton

  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

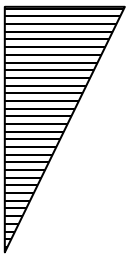
- **Empuje Estático del Relleno:**
- Peso Específico del Relleno = 2.0 Tn/m^3
- Coeficiente de presión Activa Ka= 0.33
- Altura del Muro Z = 6.50 m
- P1 = 2.0 Ton/m^3 * 0.33 * 6.50 m = 4.290 Ton/m^2



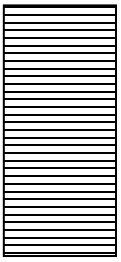
P1

P2

- **Empuje Pseudoestático del Relleno:**
- Peso Específico del Relleno = 2.0 Ton/m^3
- K_E = 0.034
- Altura del Muro Z = 6.50 m
- P2 = 2.0 Ton/m^3 * 0.034 * 6.50 m = 0.442 Ton/m^2

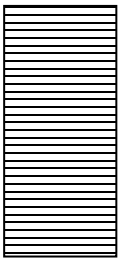


- **Empuje Inercial del Muro (sismo muro Y)**
- Espesor del Vástago = 0.65 m
- F_{IY} = 0.65 m * 2.4 T/m^2 *(0.10/2) = 0.078 Ton/m^2



FIY

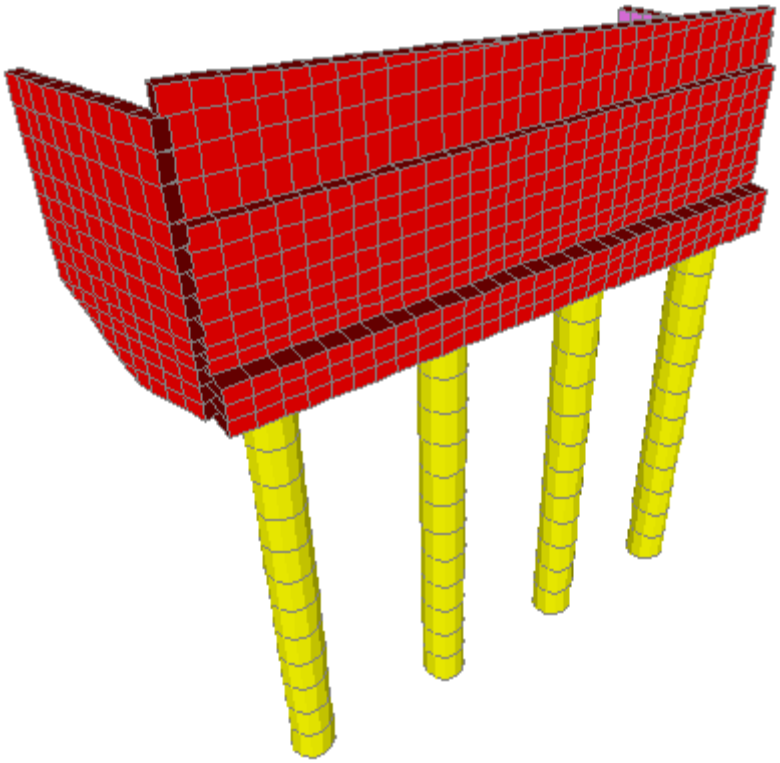
- **Empuje Inercial de las Aletas (sismo aletas X)**
- Espesor de las Aletas = 0.35 m
- F_{IX} = 0.35 m * 2.4 T/m^2 *(0.10/2) = 0.042 Ton/m^2



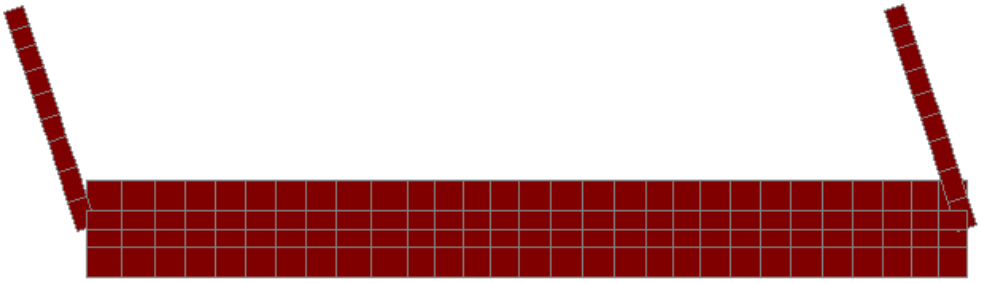
FIX

- **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

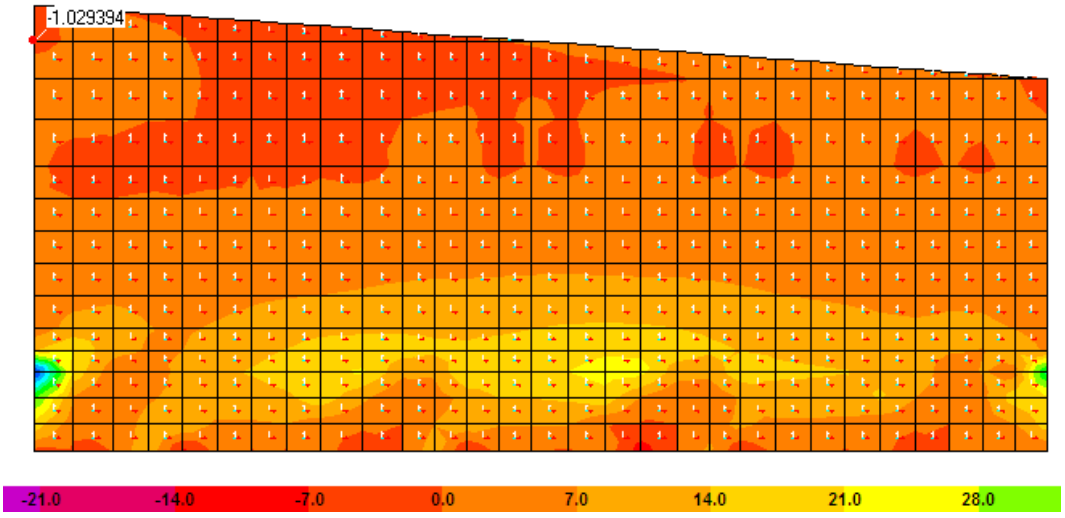
- Peso Propio (Modelado) 1.00
- Relleno Vertical 1.00
- Empuje Relleno Estatico 1.00
- Muerta Superestructura 1.00
- Sismo Muro en Y 1.00
- Empuje Pseudoestático del Relleno 1.30
- Inercial Relleno 1.00
- Sismo Superestructura Y 1.00

GRUPOI-SERVICIO

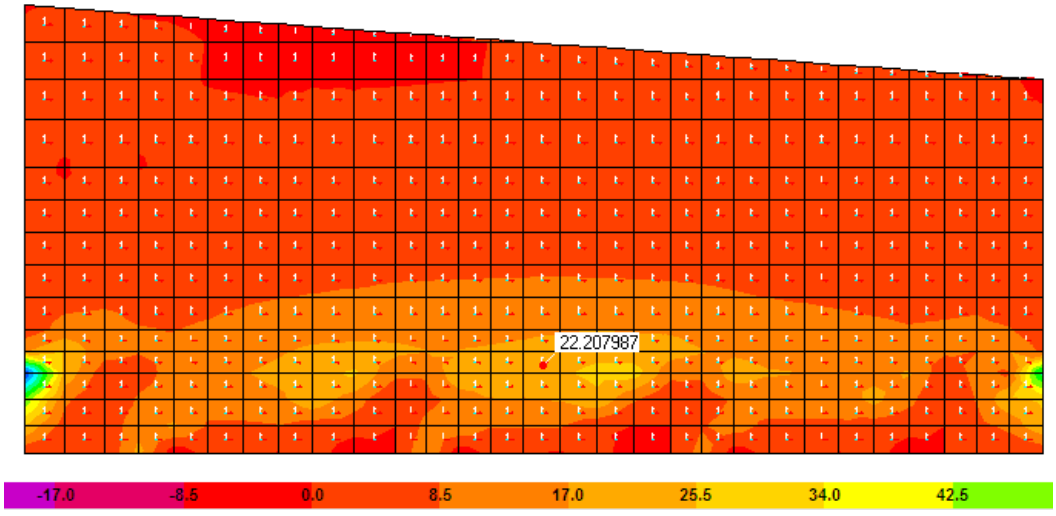
- Peso Propio (Modelado) 1.00
- Relleno Vertical 1.00
- Empuje Relleno Estatico 1.00
- Muerta Superestructura 1.00
- Viva Superestructura 1.00
- Frenado 1.00

VÁSTAGO

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

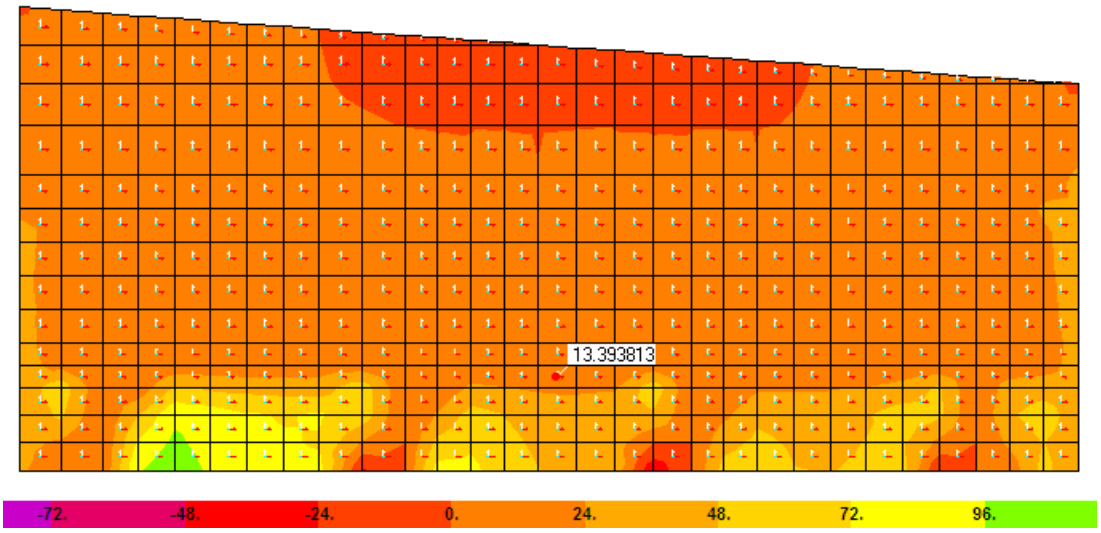


ENVOLVENTE DE MOMENTOS ÚLTIMOS MÁXIMOS VERTICALES (Ton.m/m) – Interno



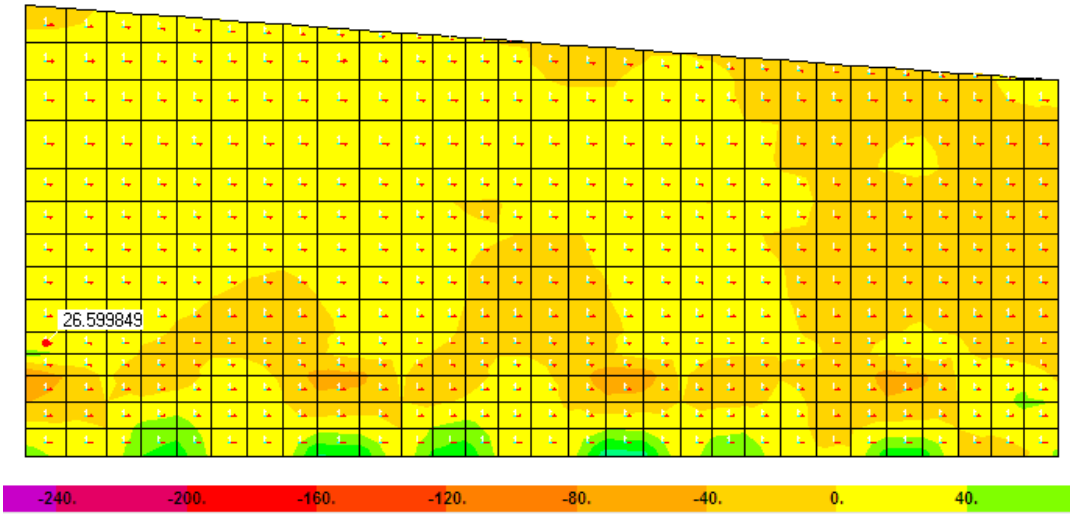
VÁSTAGO

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



VÁSTAGO

ENVOLVENTE DE CORTANTE ÚLTIMOS SENTIDO CORTO (Ton)



$Vc = 0.85\ x\ 0.53\ x\ \sqrt{f´c}\ x\ b\ x\ d$

$Vc = 0.85\ x\ 0.53\ x\ \sqrt{210}\ x\ 100\ x\ 58$

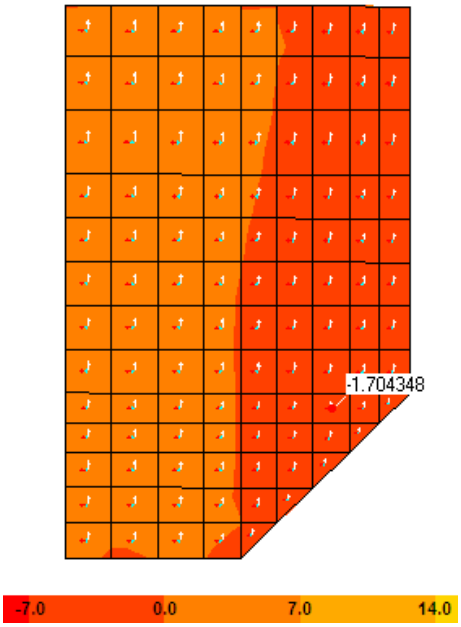
$Vc = 37.86\ Ton$

$Vu = 26.59\ Ton$

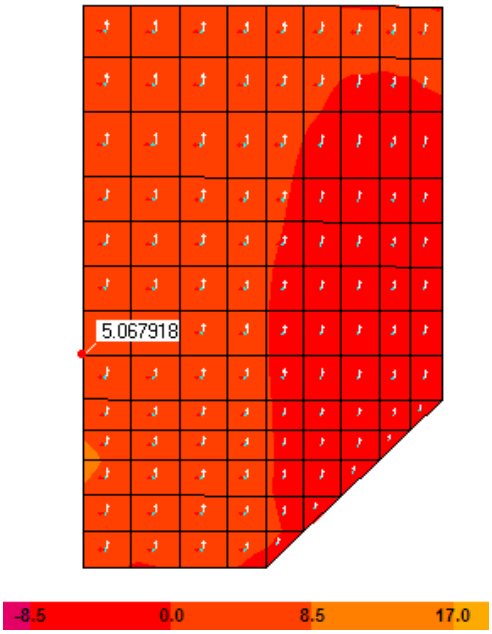
$Vc > Vu$ **$Cumple$**

ALETAS

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

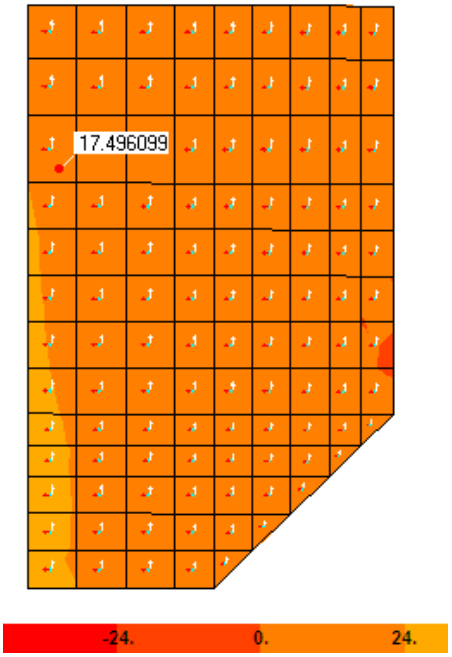


ENVOLVENTE DE MOMENTOS ÚLTIMOS MÁXIMOS VERTICALES (Ton.m/m) – Interno



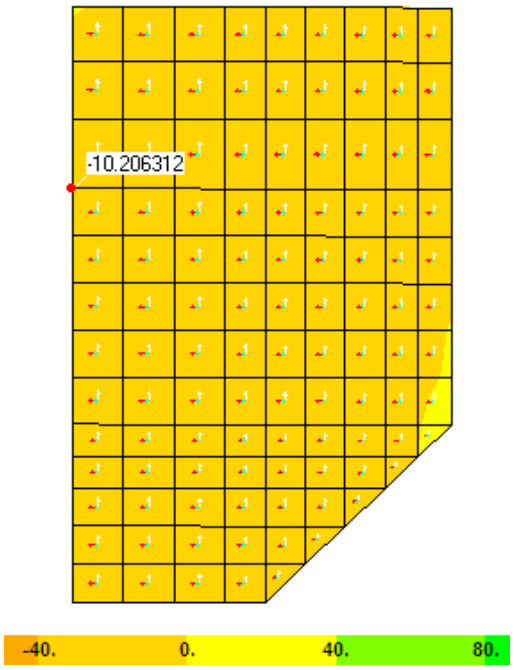
ALETAS

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



ALETAS

ENVOLVENTE DE CORTANTE ÚLTIMOS SENTIDO CORTO (Ton)



$Vc = 0.85\ x\ 0.53\ x\ \sqrt{f'c}\ x\ b\ x\ d$

$Vc = 0.85\ x\ 0.53\ x\ \sqrt{210}\ x\ 100\ x\ 28$

$Vc = 18.30\ Ton$

$Vu = 10.20\ Ton$

$Vc > Vu$ ***Cumple***

18. DISEÑO PILOTES

Se emplean pilotes de 1.20 metros de diámetro y una longitud de 12.0 metros. Para el diseño se evaluará la condición sin efecto de la socavación.

Pilotes en Planta

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

Soil Data:

Depth -m	Gamma -kN/m3	Phi	C -kN/m2	K -MN/m3	e50 or Dr %	Nspt
0	2.9	0.0	1201.8	4.7	1.48	4
1.50	8.8	0.0	28.1	22.6	1.38	5
3.5	10.4	0.0	55.1	75.1	0.92	9
6.80	11.1	20	64.0	241.4	0.55	21
10.8	9.6	35	0.0	27.7	68.24	33

Módulo de Reacción Horizontal

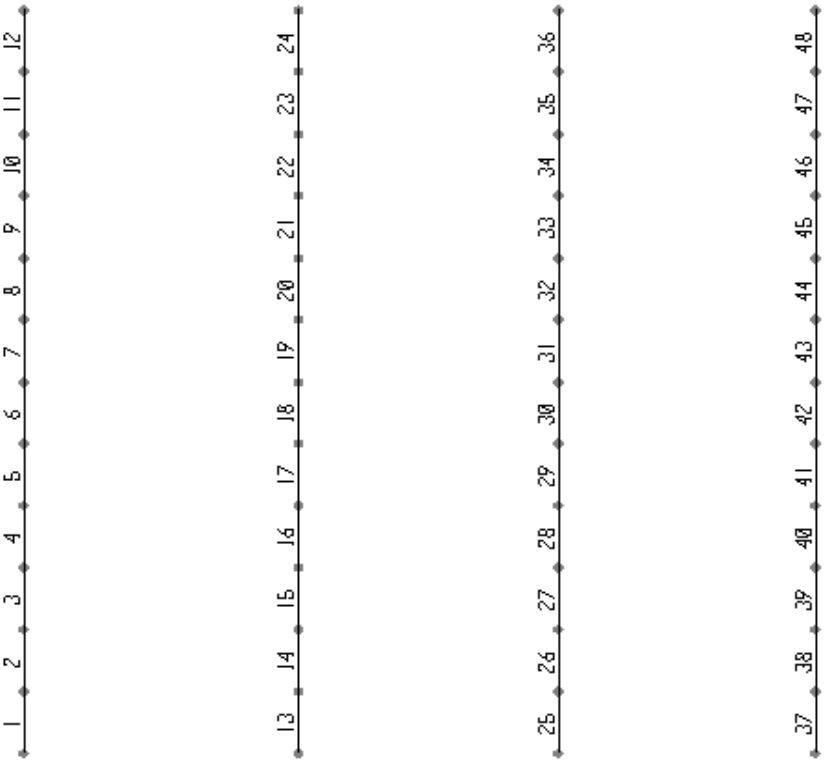
Profundidad (m)	Kh (T/m^3)	ϕ (m)	Δ (m)	Ks (T/m)
1.00 - 4.00	2260.00	1.20	1.00	2712.0
5.00 - 11.00	7510.00	1.20	1.00	9012.0

Profundidad (m)	Kh (T/m^3)	ϕ (m)	Δ (m)	Ks (T/m)
12.00	2770.00	1.20	0.50	1662.0

Módulo de Reacción Vertical

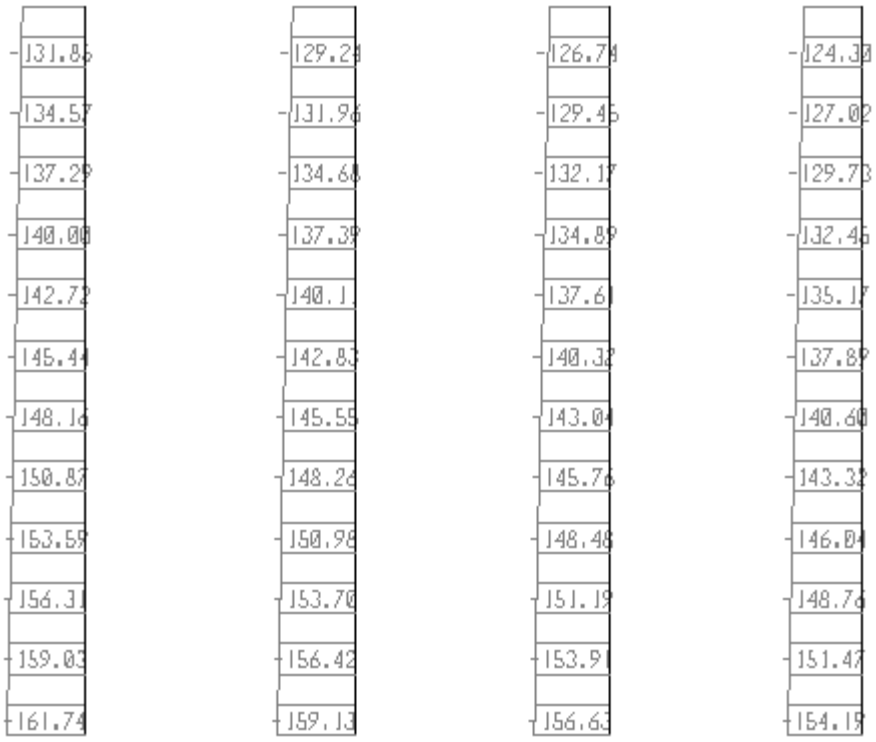
Profundidad (m)	Kv (T/m^3)	ϕ (m)	Area (m^2)	Ks (T/m)
12.00	2770.00	1.20	1.13	3132.8

Identificación de Elementos



Análisis Pilotes

Grupo I (Servicio)

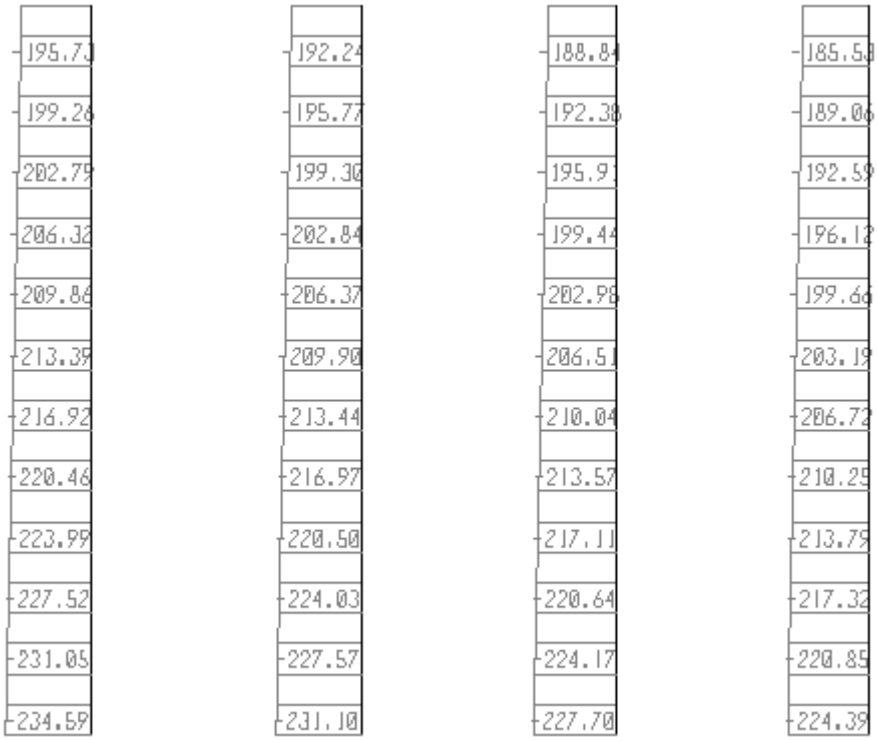


Axiales de Servicio (Ton)

Carga Admisible del Pilote = 167.5 Ton

Carga Máxima Aplicada en la Cabeza = 129.1 Ton

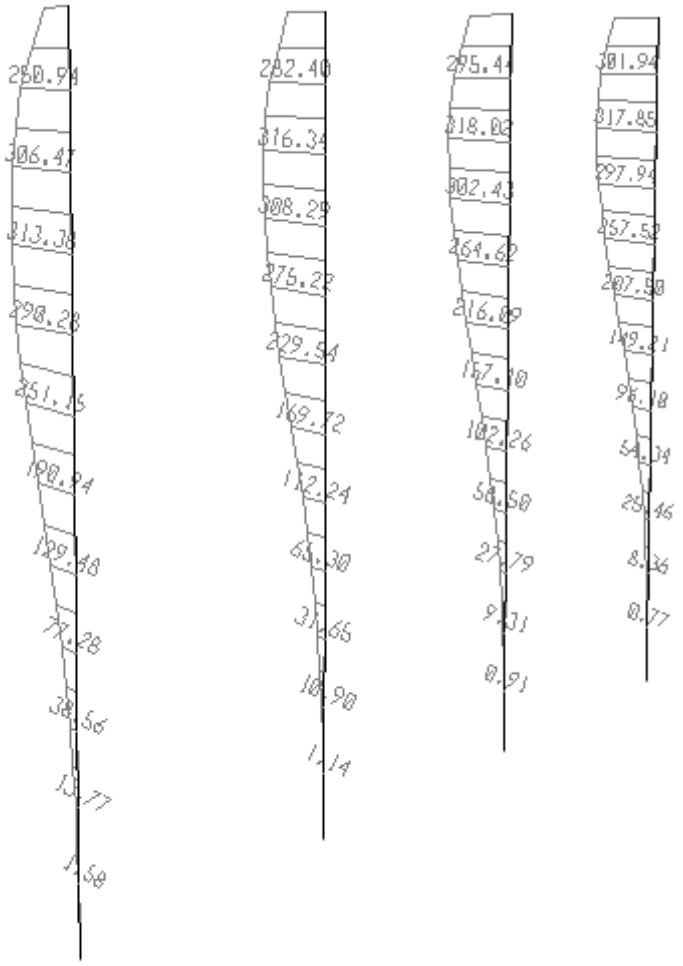
Grupo I-A



Axiales Ultimos (Ton)

Pu = 192.38 Ton

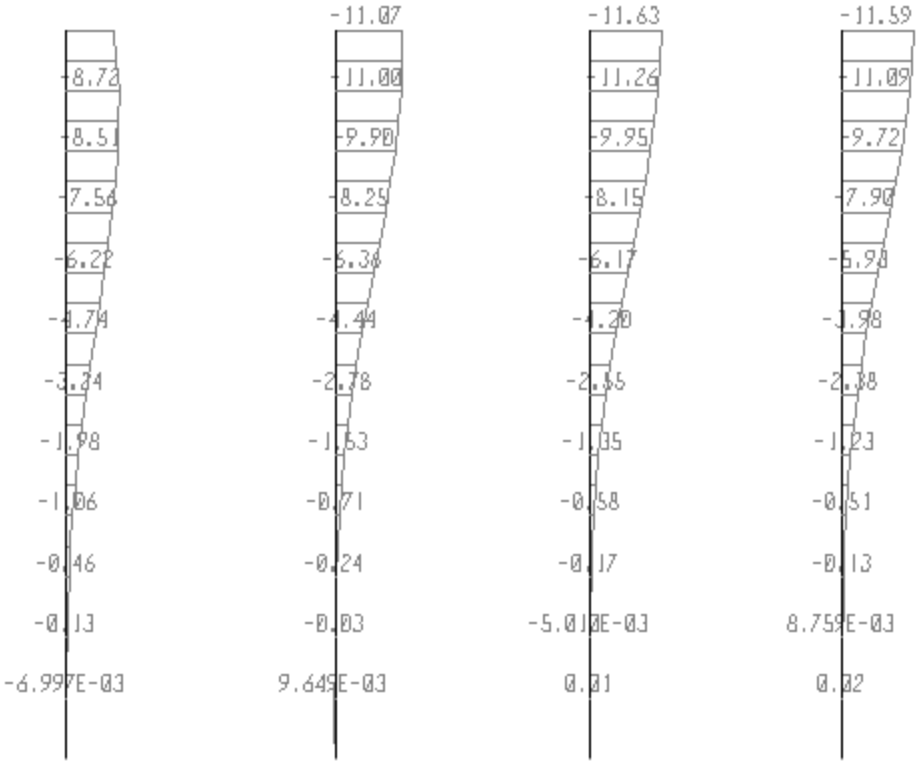
Grupo I-A



Momentos Últimos Sentido Tráfico (Ton.m)

Mu = 318.02 Ton.m

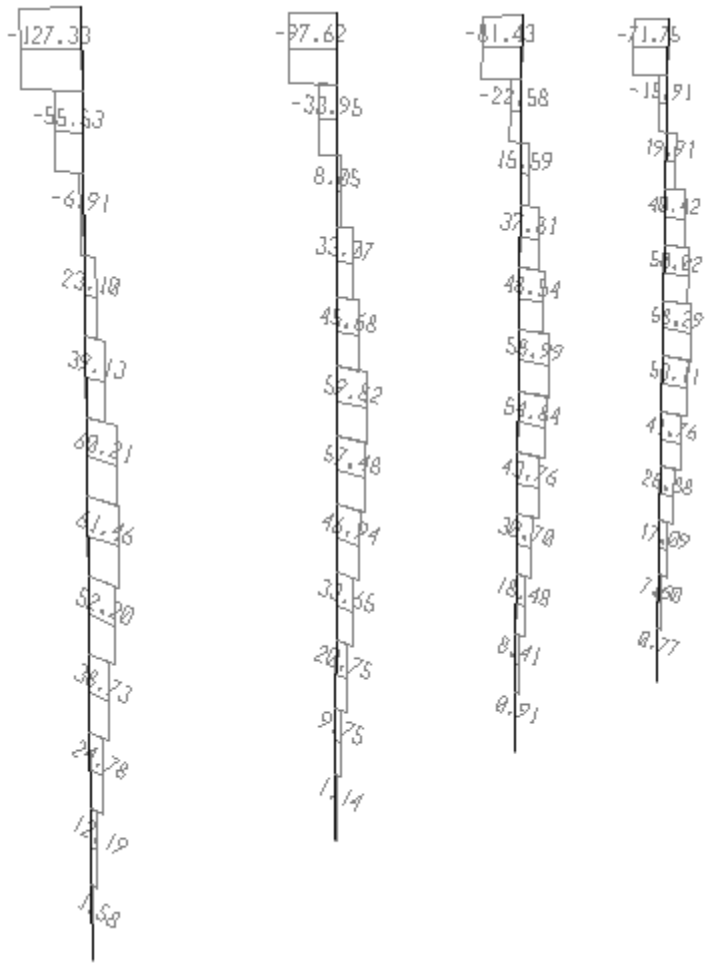
Grupo I-A



Momentos Últimos Sentido Transversal al Tráfico (Ton.m)

Mu = 9.95 Ton.m

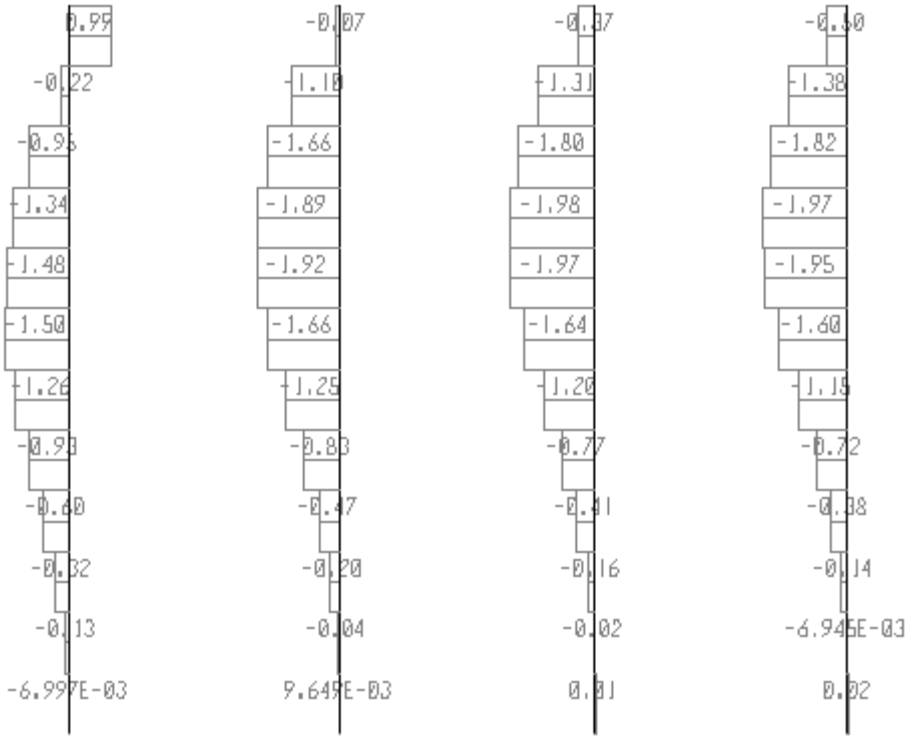
Grupo I-A



Cortantes Últimos Sentido al Tráfico (Ton)

Vu = 127.33 Ton

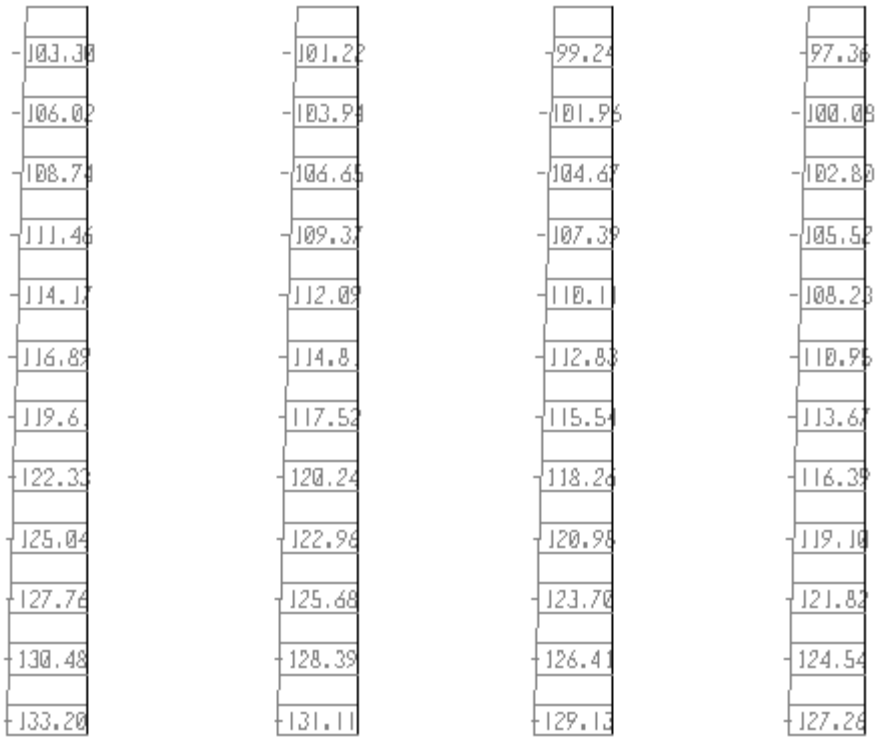
Grupo I-A



Cortantes Últimos Sentido Transversal al Tráfico (Ton)

Vu = 1.98 Ton

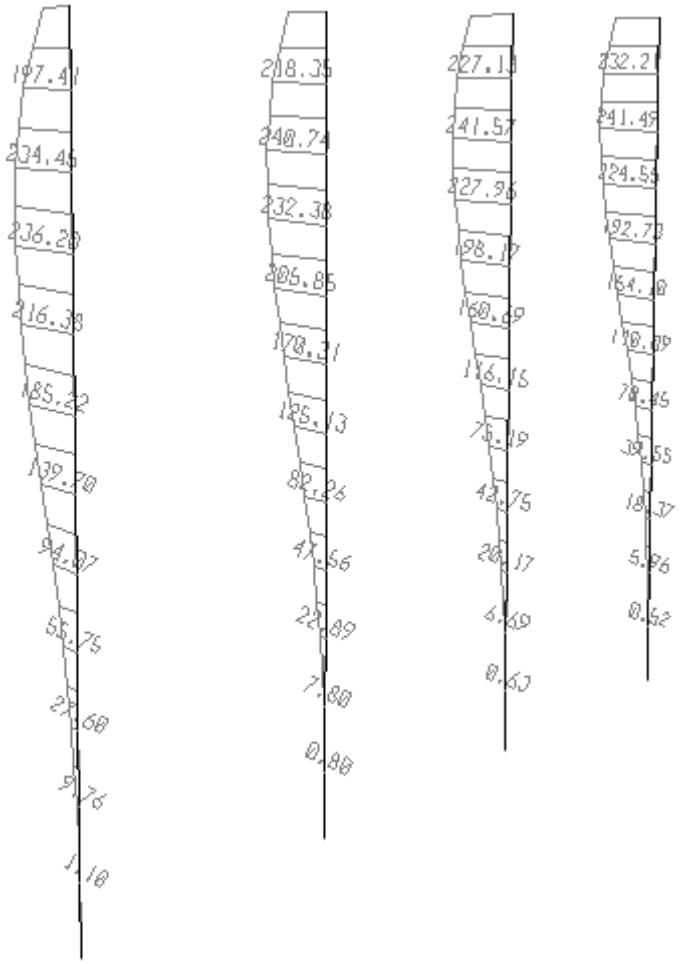
Grupo VII-A



Axiales Ultimos (Ton)

Pu = 101.96 Ton

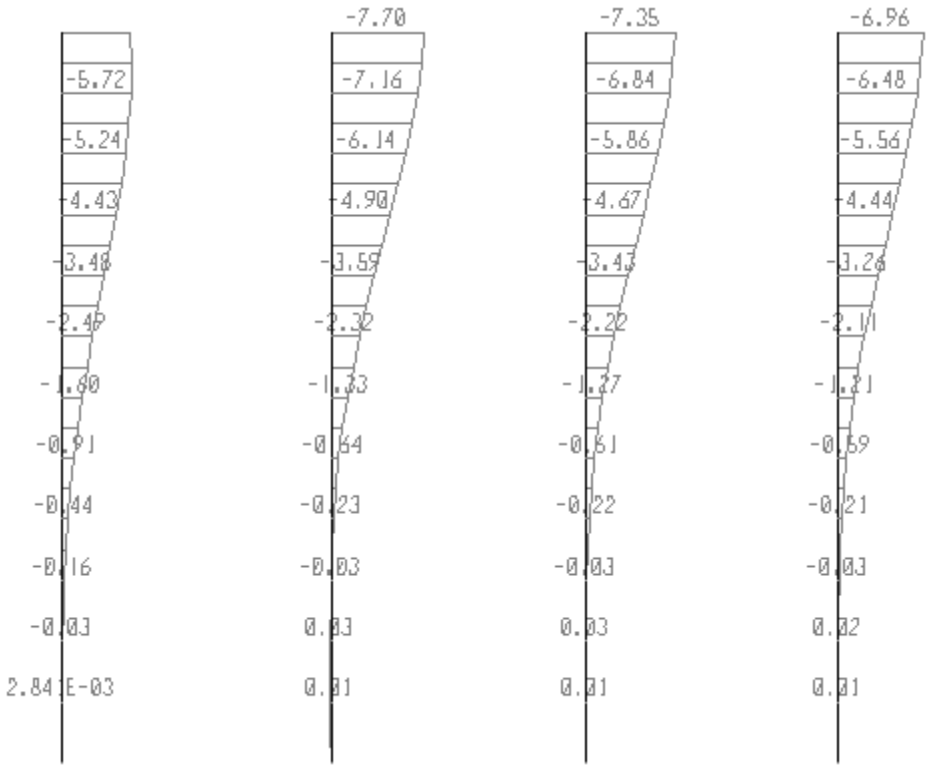
Grupo VII-A



Momentos Últimos Sentido Tráfico (Ton.m)

Mu = 241.57 Ton.m

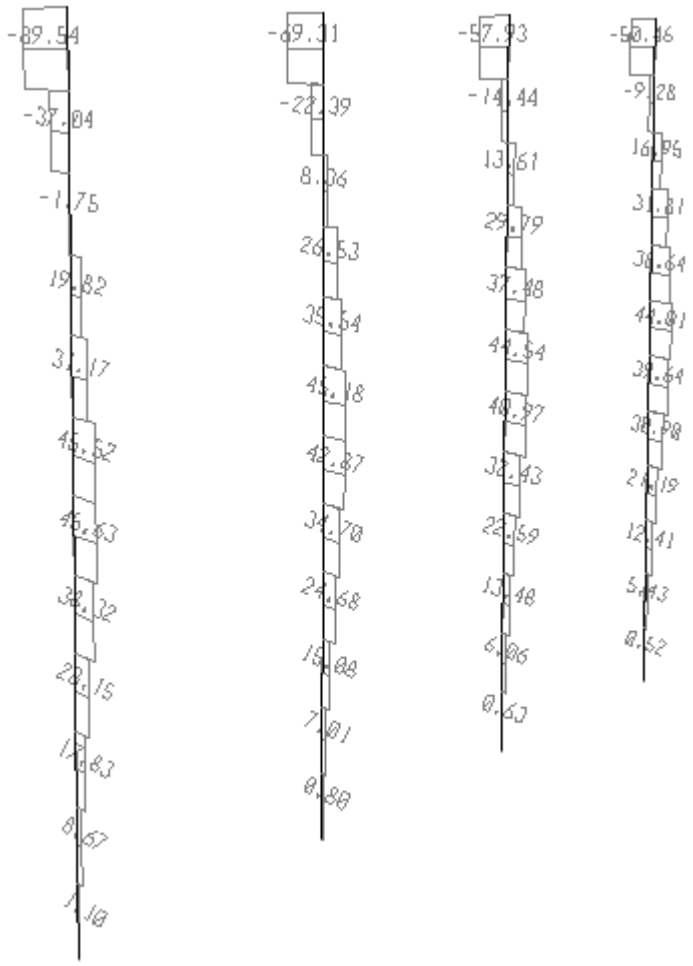
Grupo VII-A



Momentos Últimos Sentido Transversal al Tráfico (Ton.m)

Mu = 5.86 Ton.m

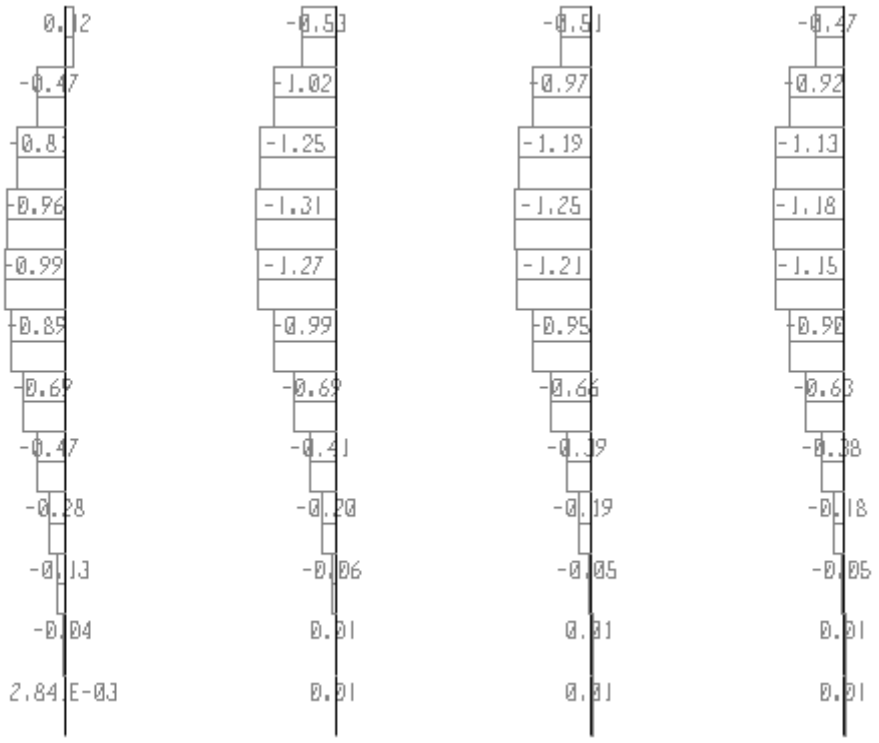
Grupo VII-A



Cortantes Últimos Sentido al Tráfico (Ton)

Vu = 89.54 Ton

Grupo VII-A



Cortantes Últimos Sentido Transversal al Tráfico (Ton)

Vu = 1.31 Ton

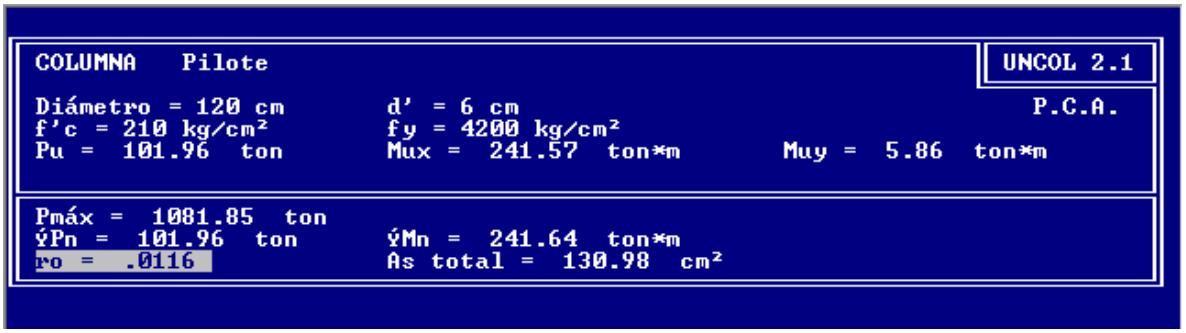
Diseño de Pilotes

Grupo I-A

```
COLUMNA   Pilote                                              UNCOL 2.1

Diámetro = 120 cm        d' = 6 cm                                P.C.A.
f'c = 210 kg/cm²         fy = 4200 kg/cm²
Pu =  192.38  ton        Mux =  318.02  ton*m       Muy =  9.95  ton*m

Pmáx =  1122.19  ton
ýPn =  192.38  ton       ýMn =  318.17  ton*m
ro =  .0173              As total =  195.62  cm²
```

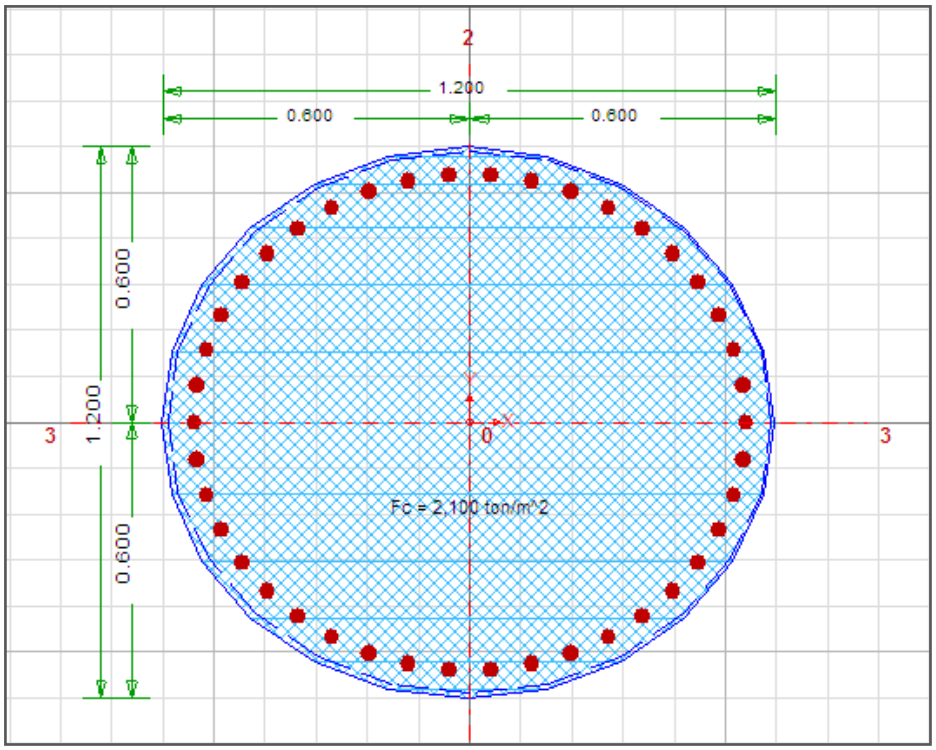
```
********** SECCION DE COLUMNA APTA **********

COLUMNA   Pilote                                              UNCOL 2.1

Diámetro = 120 cm        d' = 6 cm                                P.C.A.
f'c = 210 kg/cm²         fy = 4200 kg/cm²
Pu =  192.38  ton        Mux =  318.02  ton*m       Muy =  9.95  ton*m

Pmáx =  1221.72  ton
ýPn =  192.38  ton       ýMn =  320.93  ton*m
ro.mín =  .01            ro =  .0188                ro.máx =  .04
```

Grupo VII-A


COLUMNA Pilote
UNCOL 2.1
Diámetro = 120 cm
d' = 6 cm
P.C.A.
f'c = 210 kg/cm²
fy = 4200 kg/cm²
Pu = 101.96 ton
Mux = 241.57 ton*m
Muy = 5.86 ton*m
Pmáx = 1081.85 ton
ýPn = 101.96 ton
ýMn = 241.64 ton*m
ro = .0116
As total = 130.98 cm²

********** SECCION DE COLUMNA APTA **********
COLUMNA Pilote
UNCOL 2.1
Diámetro = 120 cm
d' = 6 cm
P.C.A.
f'c = 210 kg/cm²
fy = 4200 kg/cm²
Pu = 101.96 ton
Mux = 241.57 ton*m
Muy = 5.86 ton*m
Pmáx = 1221.72 ton
ýPn = 101.96 ton
ýMn = 341.26 ton*m
ro.mín = .01
ro = .0188
ro.máx = .04

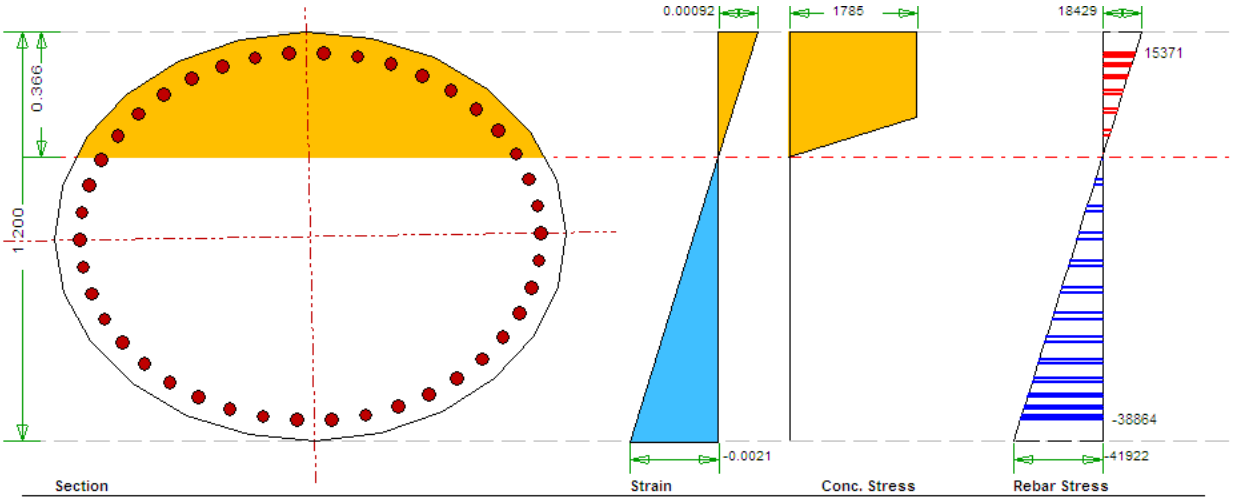
Esquema Dimensiones y Refuerzo



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	192.38	318.02	9.95	318.18	1.8	N/A	N/A	0.82	359.0	0.37	4	OK
2	Grupo VIIA	101.96	241.57	5.86	241.64	1.4	N/A	N/A	0.66	359.0	0.34	4	OK

Grupo I-A

Grupo VII-A

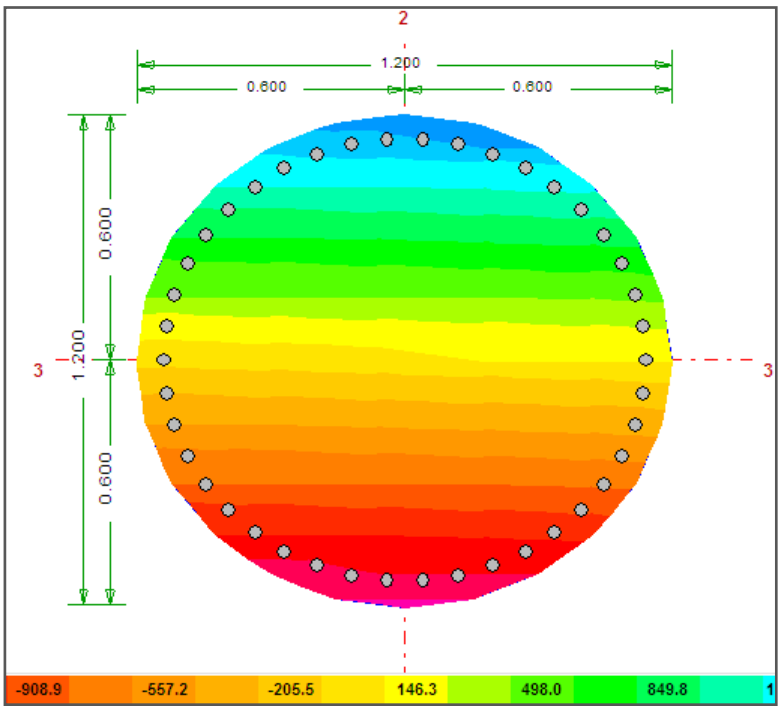


Loading - 2

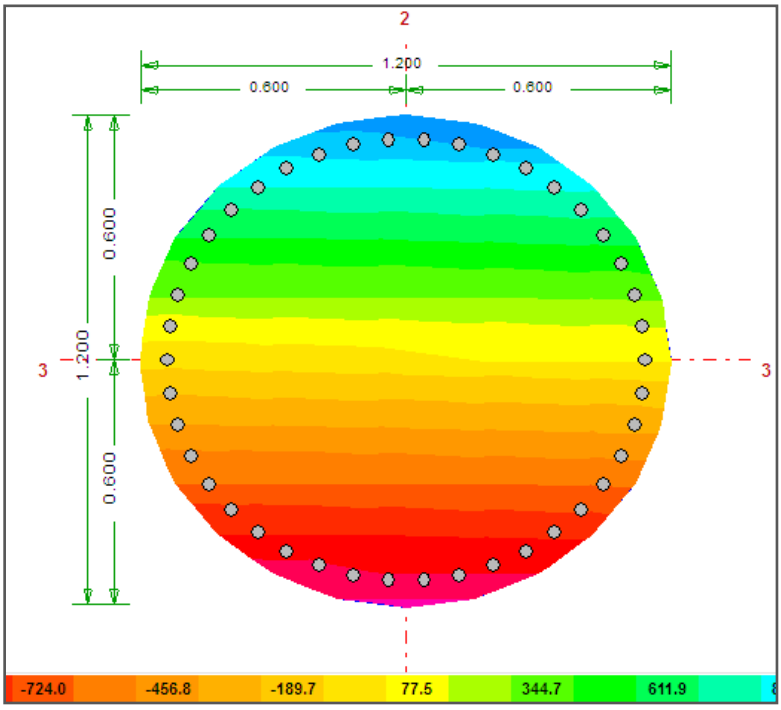
Load P	= 101.96 ton	Moment Angle	= 1.4 Deg	Load Pn	= 135.67 ton
Moment Mx	= 241.57 ton-m	N.A. Angle	= 359.0 Deg	Moment Mn	= 317.31 ton-m
Moment My	= 5.86 ton-m	Curvature	= 2.515 1/1000	Moment Mn	= 5.54 ton-m

Esfuerzos Últimos en la Sección

Grupo I-A



Grupo VII-A



FACTOR DE RESISTENCIA DE DISEÑO

f'c =	210 kg/cm^2
Axial Ultima Pu =	195730 kg
Axial Ultima Pu =	195.73 Ton
Diametro Columna =	120 cm
Area Columna Ag =	11309.7 cm^2
Esfuerzo Aplicado =	17.31 kg/cm^2
0.20f'c =	42 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

REFUERZO HORIZONTAL DE CONFINAMIENTO

ρs=0.45((Ag/Ac)-1) * (f'c/fy)

Resistencia a la Fluencia fy =	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
ρs=0.45((Ag/Ac)-1) * (f'c/fy)	0.005894869	
Diametro externo del fleje o espiral Dc =	110	cm
S= 4 Ash (Dc-db) / (Dc^2 ps) =	12	cm
Separacion de refuerzo en lugares distintos =	24.14	cm

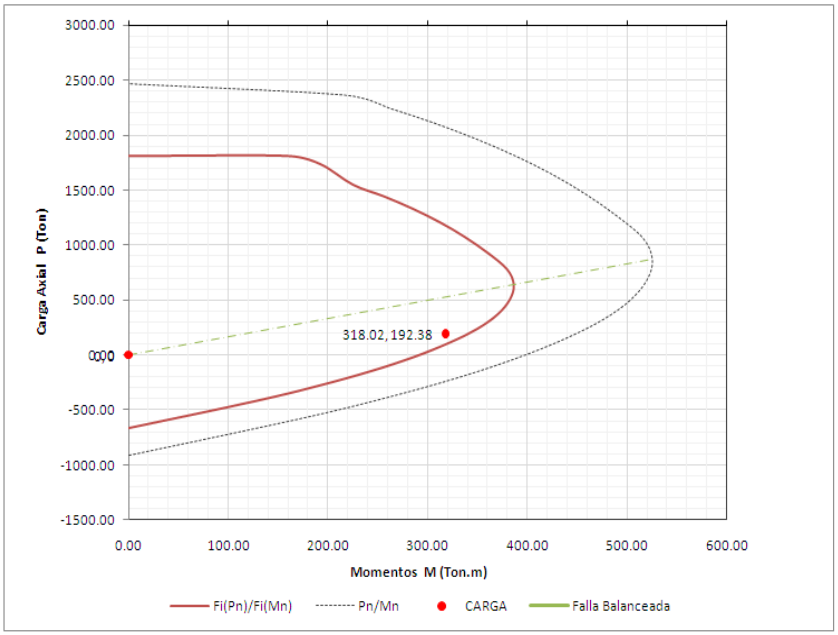
CORTANTE EN ELEMENTOS A COMPRESION

0.10f'c =	21	kg/cm^2
0.20f'c =	42	kg/cm^2
Esfuerzo axial =	17.31	kg/cm^2
Concreto aporta resistencia a corte si ; 0.10 f'c < Esfuerzo Axial	NO APORTA	
Carga Axial Mayorada simultanea con el cortante Un =	195730	Kg
Cortante Ultimo Vu =	127330	Kg
Cortante Nominal Vn = Vu/0.85 =	149800	Kg
Vc = 0.53(1+(Nu/140Ag)Raiz(f´c)*Ag	97601	Kg
Vs = Vn - Vc	149800	Kg
Resistencia maxima a corte del refuerzo Ag*2.1*raiz(f'c)	344177	Kg
Separación S =	6	cm

Resistencia del Concreto f'c = 210 Kg/cm²
Diametro Sección = 120 cm
Area sección Ag = 11309.7 cm²
0.10*Ag*f'c = 237.5 Ton
0.20Agf'c = 475.0 Ton
Carga Aplicadas
Valor de ∅ = 0.74
Pu = 192.38 Ton
Mu = 318.02 Ton.m

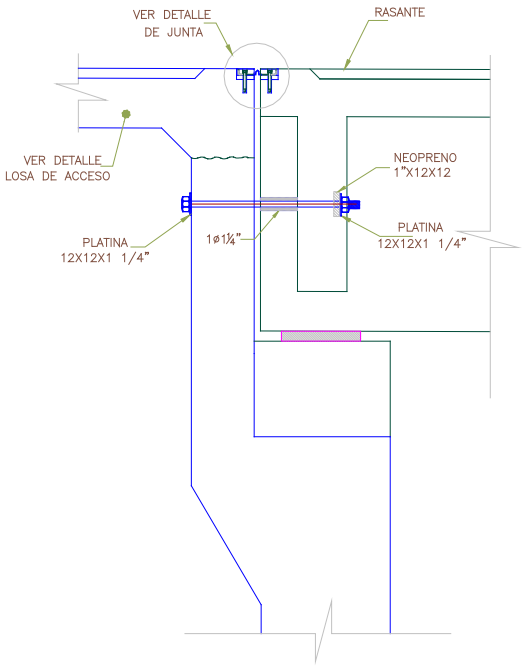
Curve 1 0. degrees

	∅Pn (Ton)	∅Mn (Ton.m)	Pn (Ton)	Mn (Ton.m)
1	-667.91	0.00	-908.50	0.00
2	-422.65	126.38	-574.90	171.90
3	-280.54	190.78	-381.60	259.50
4	-148.80	242.76	-202.40	330.20
5	-21.39	285.25	-29.10	388.00
6	109.32	321.27	148.70	437.00
7	239.89	350.02	326.30	476.10
8	369.87	370.01	503.10	503.30
9	504.04	382.22	685.60	519.90
10	640.19	386.26	870.80	525.40
11	782.89	379.35	1064.90	516.00
12	934.04	359.65	1270.50	489.20
13	1075.93	337.15	1463.50	458.60
14	1208.49	312.52	1643.80	425.10
15	1331.41	285.40	1811.00	388.20
16	1445.80	256.28	1966.60	348.60
17	1552.55	225.11	2111.80	306.20
18	1738.25	192.84	2244.40	262.30
19	1814.86	159.97	2364.40	217.60
20	1814.86	0.00	2468.60	0.00
			Datos Section Builder	
			0	0
MAXIMOS	640.1928	386.26	870.80	525.40



Por tanto, el refuerzo longitudinal consiste en 42 varillas de ϕ = 1”

19. DISEÑO TOPE SÍSMICO



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

Fuerza Sísmica de Diseño:
Fsy vigas = 3.572 Ton/viga Son 5
Fsy total = 17.86 Ton

Longitud aferente del conector = 3.25 m

Carga de diseño por metro lineal (Fsy) = 17.86 Ton / 12.40 = 1.44 Ton/m

Carga aplicada al conector:
P (aplicado) = 1.44 Ton/m * 3.25 m = 4.68 Ton

Resistencia del Conector a Tracción:

Diámetro conector = 1”

Área = 5.10 cm^2

fy = 4200 kg/cm^2

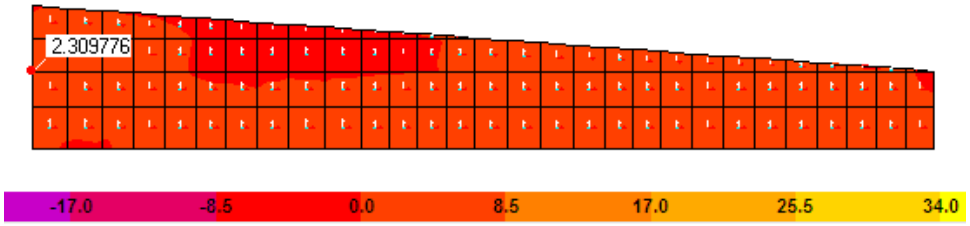
P (resistido) = 4200 kg/cm^2 * 5.10 cm^2 * 0.60 m = 12.85 Ton

P (resistido) > P (aplicado) ***Cumple***

20. DISEÑO ESPALDAR

Se utiliza los esfuerzo generados por el modelo.

Espesor Espaldar = 0.35 m

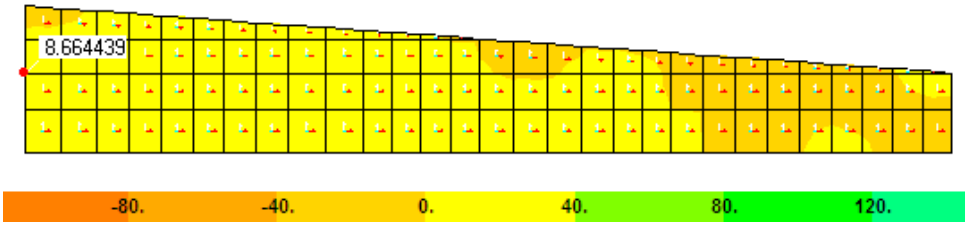


Mu = 2.30 Ton.m/m

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

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:



$Vc = 0.85\ x\ 0.53\ x\ \sqrt{f'c}\ x\ b\ x\ d$

$Vc = 0.85\ x\ 0.53\ x\ \sqrt{210}\ x\ 100\ x\ 30$

$Vc = 19.58\ Ton$

$Vu = 8.66\ Ton$

$Vc > Vu$ **$Cumple$**

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 (cm)

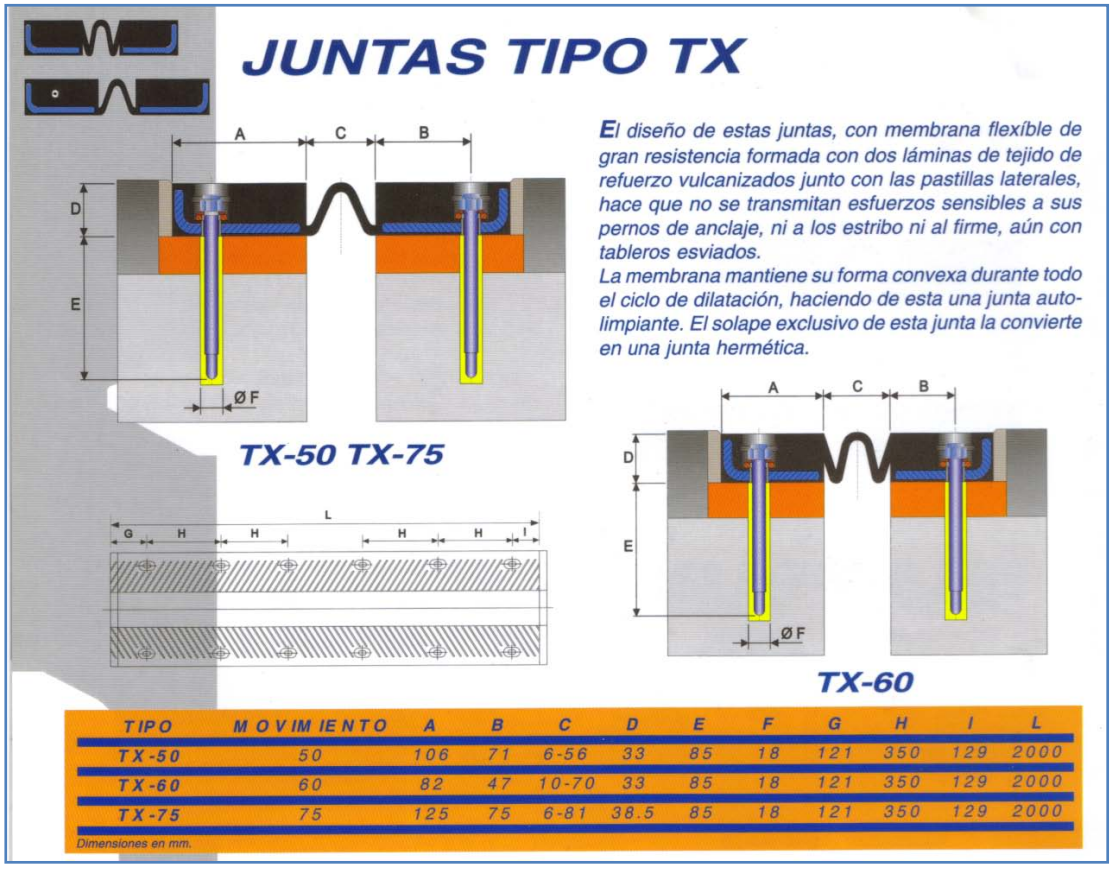
N = 30.5 + 0.25 (20.00) + 1.00(0)

N = 35.50 cm

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

22. FICHA TECNICA DE JUNTA DE DILATACION

JUNTA RECOMENDADA: TIPO TX-50 de VSL



TIPO	MOVIMIENTO	A	B	C	D	E	F	G	H	I	L
TX-50	50	106	71	6-56	33	85	18	121	350	129	2000
TX-60	60	82	47	10-70	33	85	18	121	350	129	2000
TX-75	75	125	75	6-81	38.5	85	18	121	350	129	2000