



00	30/10/2016	EMISIÓN ORIGINAL	J.R.	J.R.	R.P.
REV.	FECHA	DESCRIPCION DE LA REVISION	PROY. POR	ELAB. POR	APROB. POR

	GOBIERNO DE LA CIUDAD AUTÓNOMA DE BUENOS AIRES DIRECCIÓN GENERAL DE PLANIFICACIÓN DE LA MOVILIDAD		
---	--	--	---

PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR TRAMO CALLE DIÓGENES TABORDA - ESTACIÓN CONSTITUCIÓN	
TÍTULO: SUPERESTRUCTURA VIADUCTO - SECCIÓN "S1" MEMORIA DE CÁLCULO	

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0101-00
ELAB.	J.R.			
APROB.	R.P.			

INDICE

I.- GENERALIDADES

II.- SUPERESTRUCTURA

- 1.- Geometría**
- 2.- Esquema estático**
- 3.- Características geométricas de la sección transversal**
- 4.- Análisis de cargas**
- 5.- Cálculo de solicitaciones**
- 6.- Pretensado Longitudinal**
- 7.- Armaduras convencionales de losa de tablero**
- 8.- Reacciones sobre apoyos.**
- 9.- Apoyos de neopreno**

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la sección transversal del tramo típico del viaducto ferroviario de las vías del Belgrano Sur, en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires.

Los tableros están constituidos por elementos premoldeados postesados con vigas invertidas laterales y una losa inferior que contiene el paquete ferroviario (aislaciones, balasto, durmientes y rieles).

Una de las vigas invertidas, presenta un tramo curvo en su unión con la losa inferior, y termina con una cabeza de compresión que sirve a su vez de vereda de evacuación.

Se dimensiona la sección par el tramo típico, que cuenta con una luz entre ejes de pilas de 20.50 m, considerando una luz de cálculo de 19.65 m

También se dimensionan los bloques de neopreno sobre los que apoyará la sección, y se calculan los esfuerzos transmitidos a las pilas.

El cálculo de solicitaciones se realiza de acuerdo con los lineamientos del "Reglamento para Puentes Ferroviarios de Hormigón Armado" de Ferrocarriles Argentinos. El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

Los materiales previstos en este anteproyecto son:

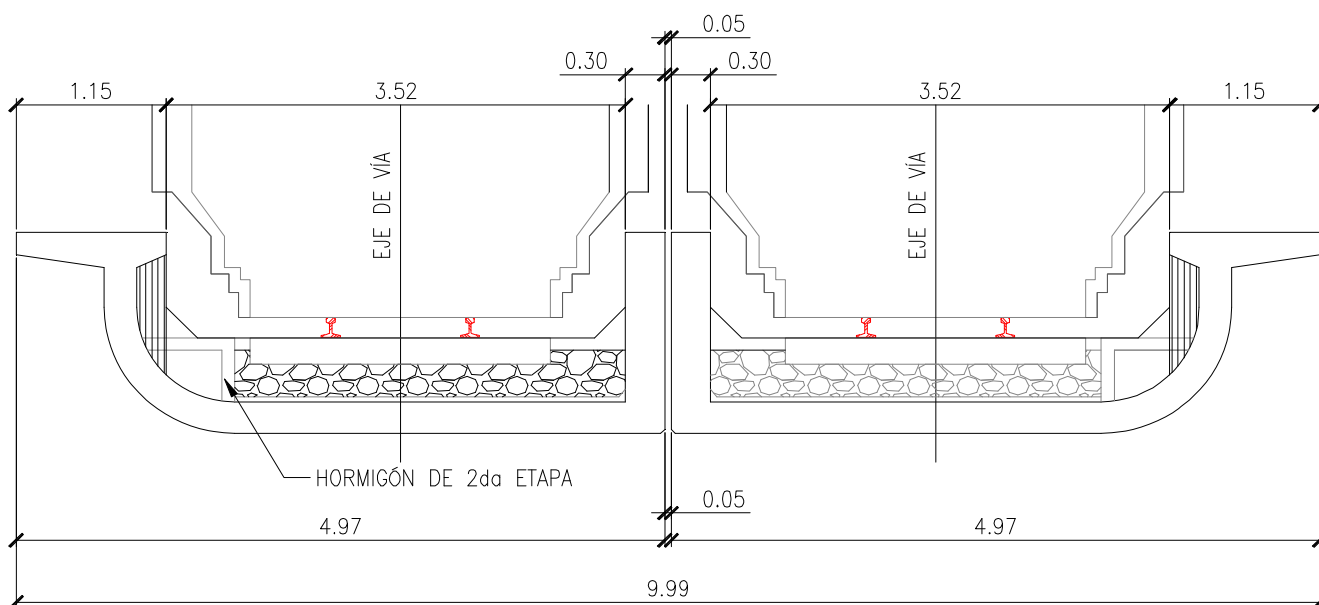
Hormigón Superestructura:	H- 38	$\sigma'_{bk} = 380 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)
Acero para Pretensado	C1900 Gr-270 (*)		(Cordones de 1/2")

(*) A confirmar según el sistema.

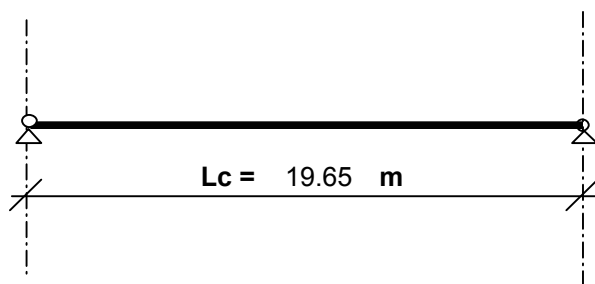
II.- SUPERESTRUCTURA

1.- Geometría

Sección Transversal.

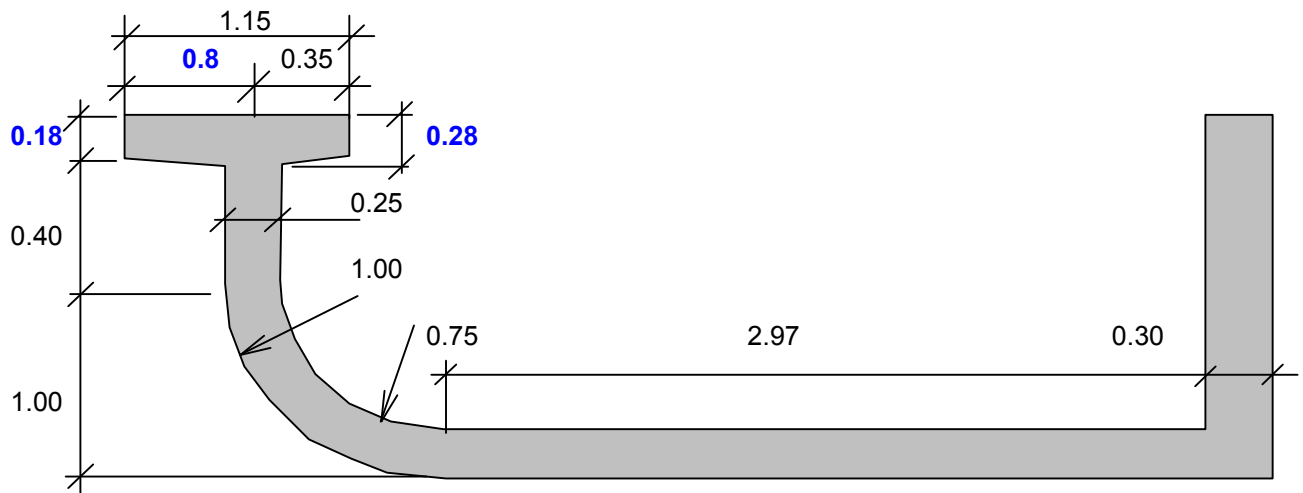


2.- Esquema Estático



3.- Características geométricas de la Sección Transversal

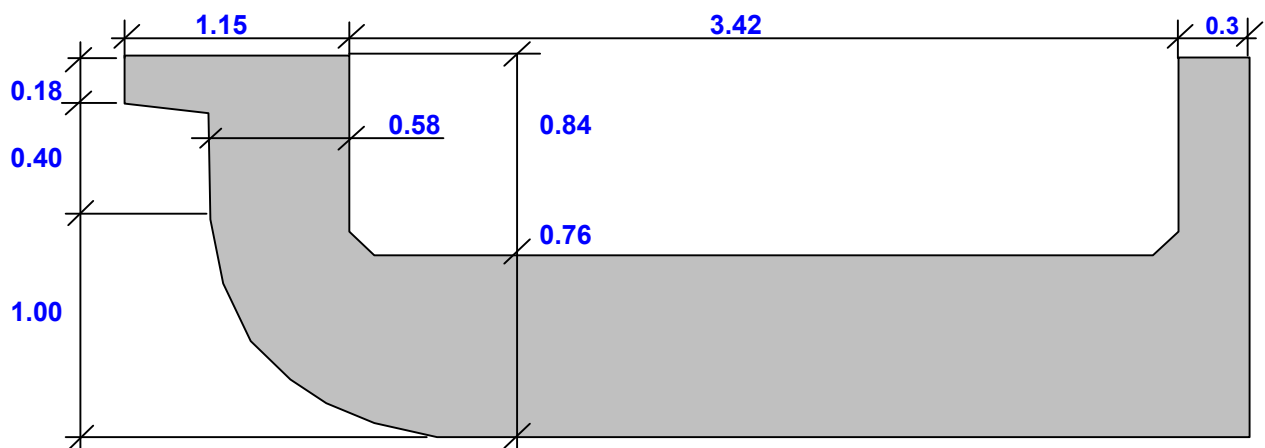
3.1. Sección centro de tramo



Altura de la sección
Superficie
Distancia del baricentro a fibra superior
Distancia del baricentro a fibra inferior
Momento de inercia baricentrico
Módulo resistente superior
Módulo resistente inferior
Momento estático

Ht = 1.60 m
F = 1.896 m²
ys = 1.024 m
yi = 0.576 m
Jg = 0.551 m⁴
Ws = 0.539 m³
Wi = 0.957 m³
S = **0.456** m³

3.2. Sección apoyo



Altura de la sección
Superficie
Distancia del baricentro a fibra superior
Distancia del baricentro a fibra inferior
Momento de inercia baricentrico
Módulo resistente superior
Módulo resistente inferior
Momento estático

Ht = **1.60** m
F = **3.900** m²
ys = **1.027** m
yi = **0.573** m
Jg = **0.657** m⁴
Ws = **0.640** m³
Wi = **1.147** m³
S = **0.636** m³

4.- Análisis de Cargas

Tipo de trocha del material rodante

TROCHA: **ANGOSTA**

Luz entre ejes de pila

$L_p = 20.50 \text{ m}$

Luz de cálculo

$L_c = 19.65 \text{ m}$

4.1. Cargas permanentes

Superficie	1.90	$\text{m}^2 \times$	2.50	ton/m^3	=	4.74	ton/m
Riel y fijaciones						0.80	ton/m
Balasto	1.04	$\text{m}^2 \times$	2.00	ton/m^3	=	2.08	ton/m
Durmientes	0.10	$\text{m}^2 \times$	1.80	ton/m^3	=	0.17	ton/m
Pantallas y barandas						0.00	ton/m
Otros						0.50	ton/m

Total de carga permanente

$g = 8.29 \text{ ton/m}$

4.2. Cargas de tránsito

4.2.1. Determinación del coeficiente de impacto

Altura de relleno

$h_r = 0.30 \text{ m}$

Luz determinante del coeficiente de impacto

$L_\phi = 19.65 \text{ m}$

Coeficiente de impacto

$\phi = 1.40 - 0.008 \times L_\phi - 0.10 \times h_r = 1.21$

4.2.2. Sobrecarga debido a vereda

Tipo de tránsito

PUBLICO

Ancho de vereda

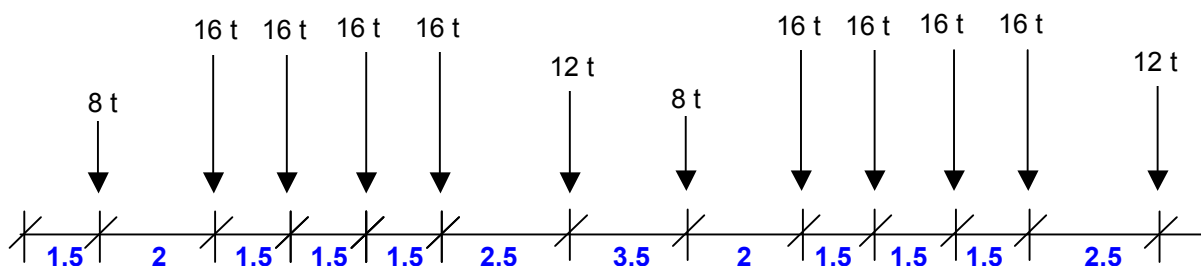
1.15 m

Sobrecarga debido a vereda

$q_{\text{veredas}} = 0.58 \text{ ton/m}$

4.2.3. Sobrecarga debido al material rodantes

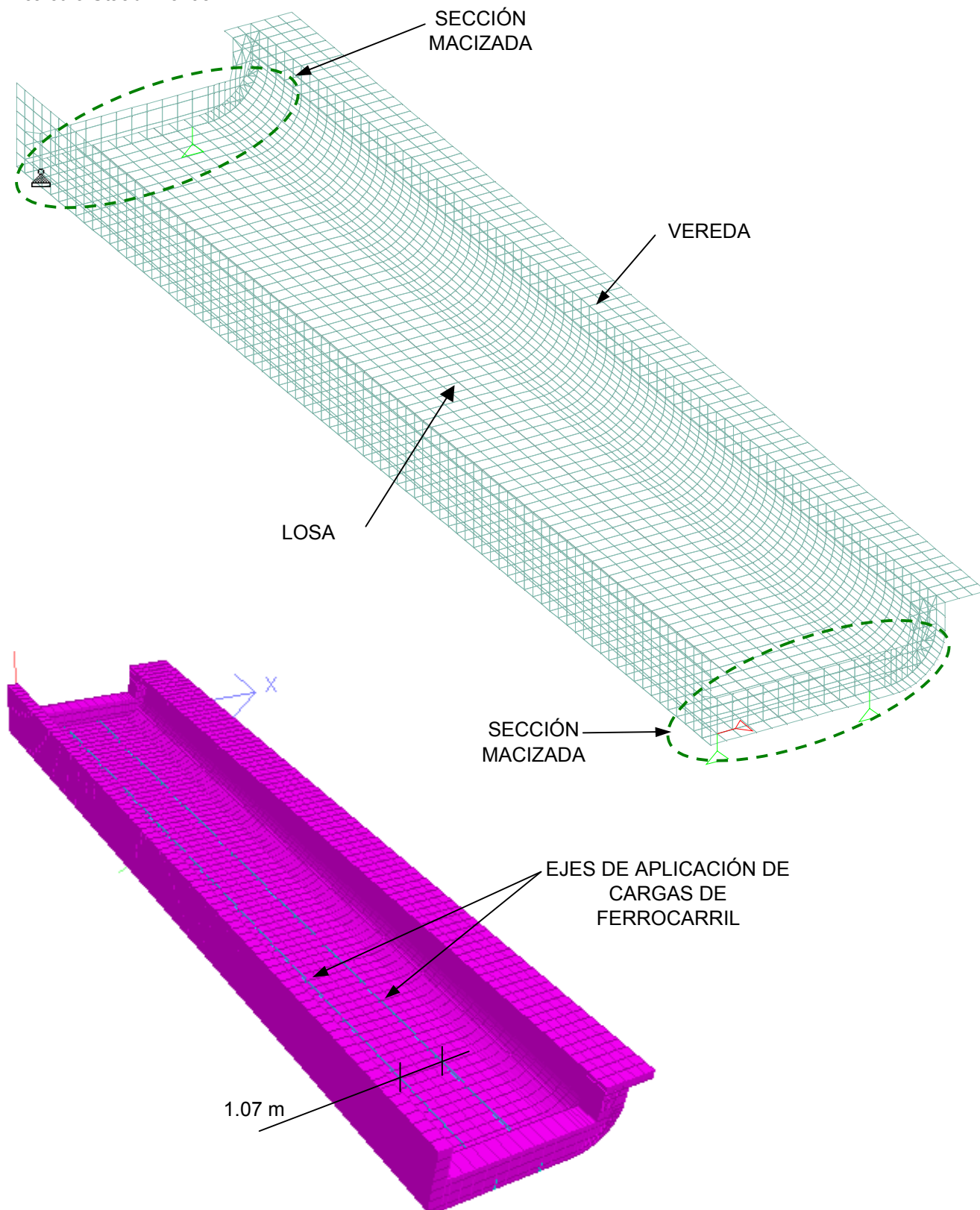
Como sobrecarga ferroviaria se consideran 2 locomotoras sobre el tramo. Entonces, el tren de carga considerado será:



En el programa de cálculo se generan estados de carga cambiando la posición del tren de cargas cada 0.25 m. Luego, para el dimensionado, se toma la envolvente de solicitaciones.

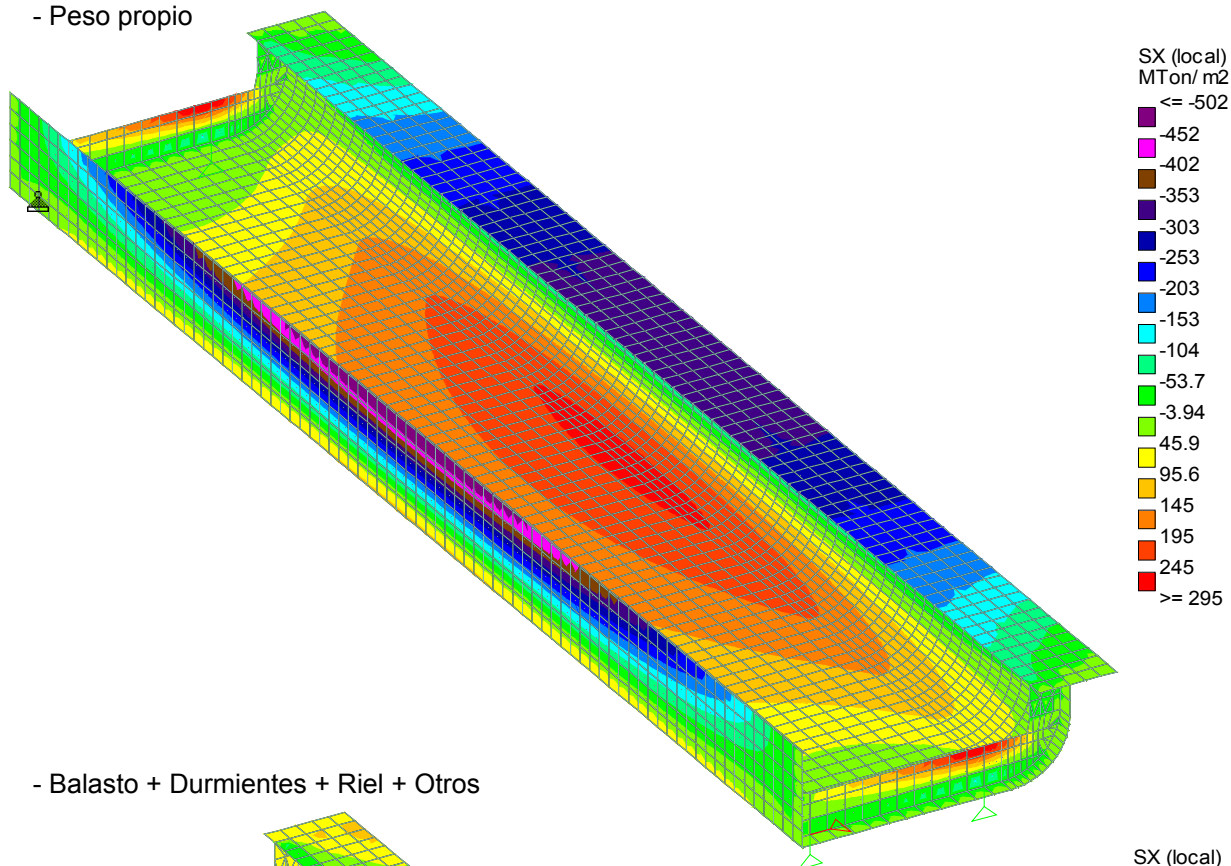
5.- Cálculo de Solicitaciones

Para el cálculo de solicitaciones, se realiza un modelo de elementos finitos mediante en el programa de cálculo Staad Pro '05.

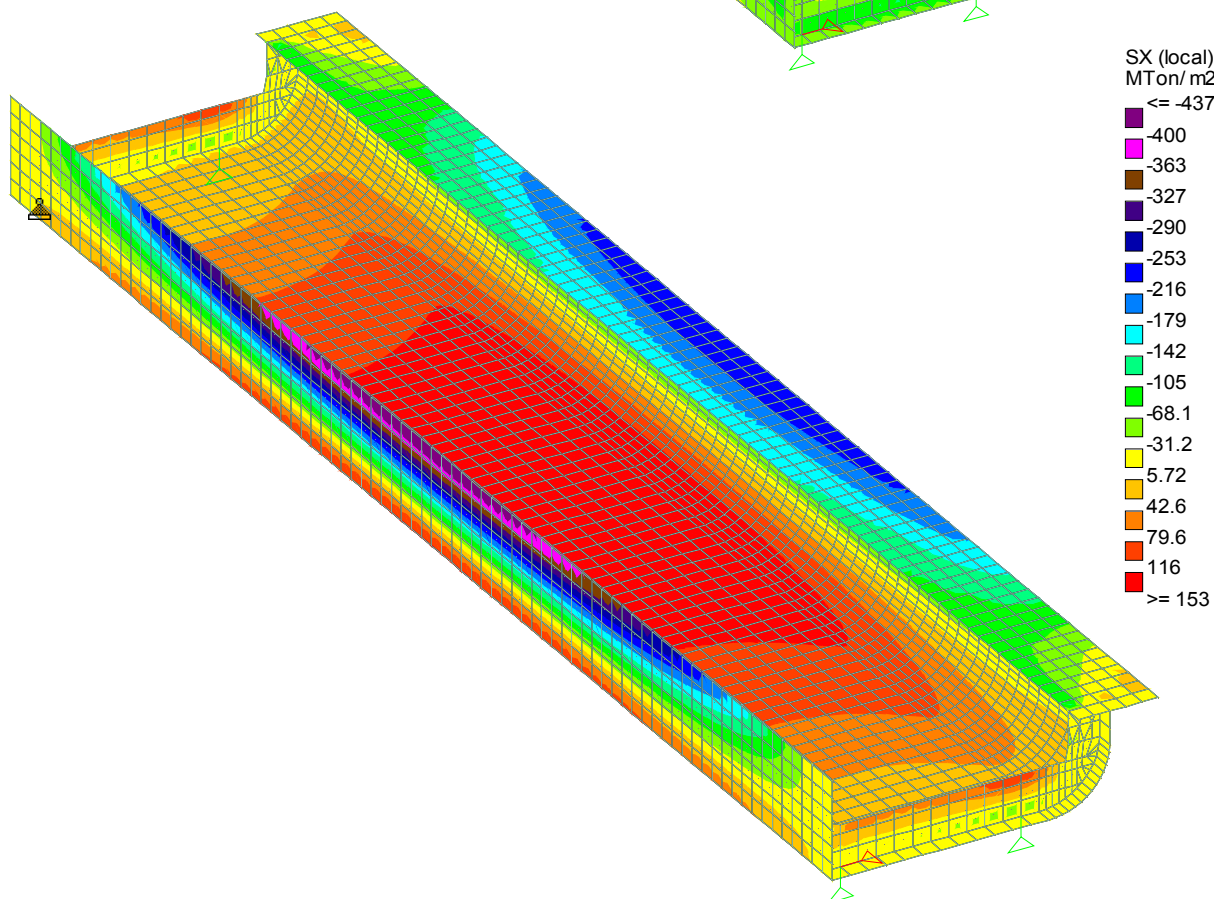


5.1. Diagramas de tensiones normales en el sentido longitudinal

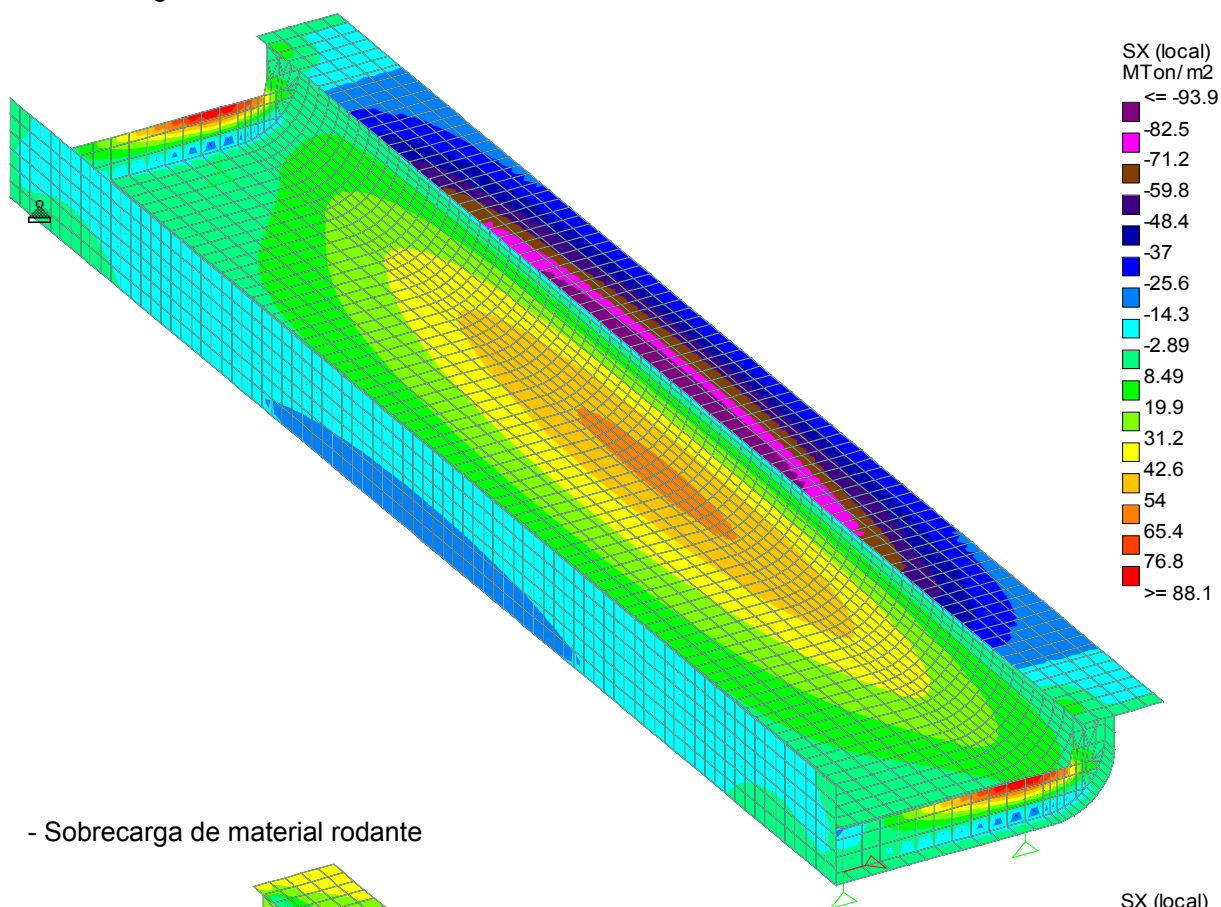
- Peso propio



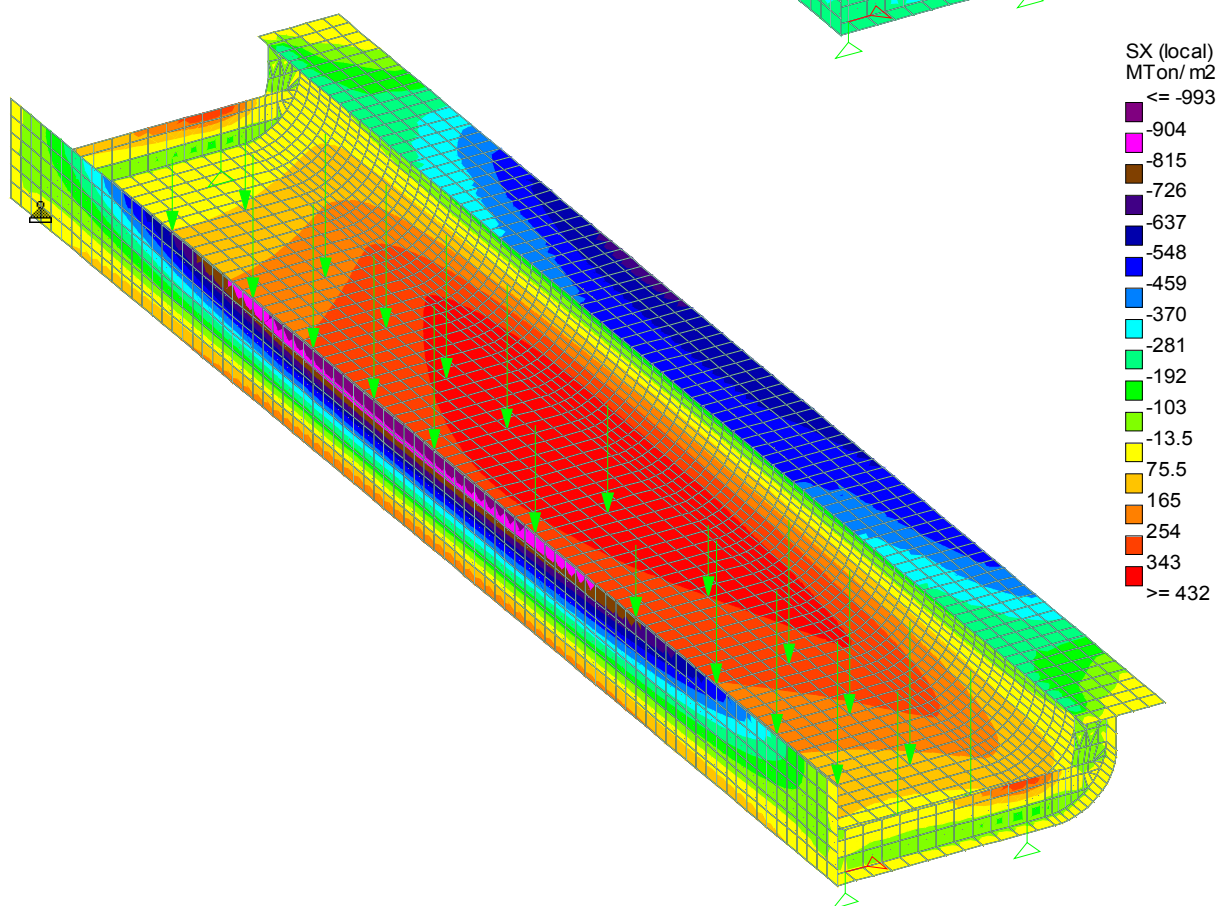
- Balasto + Durmientes + Riel + Otros



- Sobrecarga de vereda



- Sobrecarga de material rodante



6.- Pretensado Longitudinal.

Las vigas se diseñan con un postesado longitudinal. A los efectos de este proyecto, se considera que se utilizarán cables con cordones de 1/2" con inyección a posteriori.

A continuación, se estudia la posición del cable resultante. Se verifican tensiones normales, seguridad a rotura y se dimensiona a la fisuración.

Se determina la magnitud de la fuerza de pretensado remanente necesaria en el centro de tramo (sección crítica). El proyecto podrá ser posteriormente adaptado con facilidad a otro sistema de postesado.

6.1 Trazado del cable.

Se adopta una directriz formada por una parábola de segundo grado, con máxima excentricidad en el centro de tramo y mínima en los apoyos.

6.1.1 Posición del cable resultante

Las posiciones del cable resultante y del baricentro, están referidas al fondo de la losa del tablero.

Longitud entre apoyos de la viga Lc = 19.65 m

Constante de la parábola de 2º grado a = 0.00475

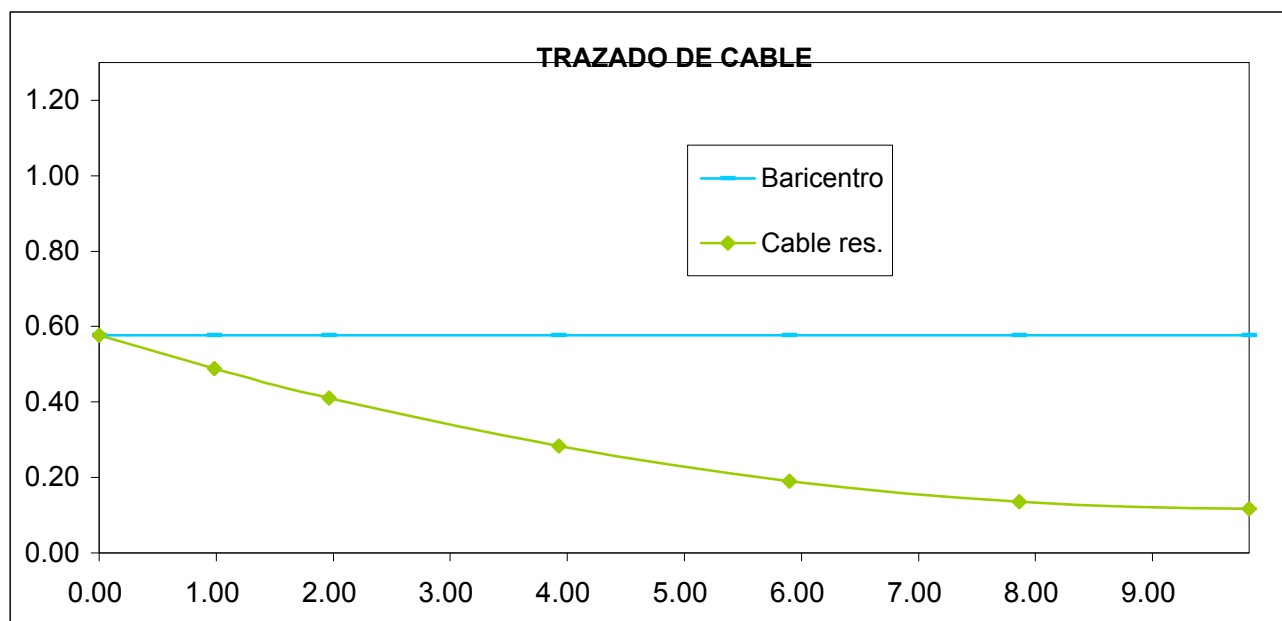
Tabla de trazado del cable:

Sección	X	Eje baricentro	Cable resultante	
			dist ₁	dist ₂
%	m	m	m	m
0	0.00	0.5763	0.5763	0.000
5	0.98	0.5763	0.4891	0.087
10	1.97	0.5763	0.4111	0.165
20	3.93	0.5763	0.2827	0.294
30	5.90	0.5763	0.1909	0.385
40	7.86	0.5763	0.1359	0.440
50	9.83	0.5763	0.1175	0.459
60	11.79	0.5763	0.1359	0.440
70	13.76	0.5763	0.1909	0.385
80	15.72	0.5763	0.2827	0.294
90	17.69	0.5763	0.4111	0.165
95	18.67	0.5763	0.4891	0.087
100	19.65	0.5763	0.5763	0.000

dist₁ : distancia del cable resultante al borde inferior de la sección

dist₂ : distancia del cable resultante al baricentro de la sección

Gráfico de trazado del cable:



6.2 Cálculo de pérdidas por fricción

Parámetros adoptados

$$\beta = 0.007$$

$$\mu = 0.25$$

Ángulo de cable resultante

$$\alpha = 0.0931$$

Cálculo de pérdidas por fricción

Sección	X	α	$\alpha + \beta \times X$	$e^{-\mu \times (4)}$
1	2	3	4	5
0.00	0.000	0.00000	0.00000	1.0000
0.05	0.983	0.00931	0.01619	0.9960
0.10	1.965	0.01862	0.03238	0.9919
0.15	2.948	0.02794	0.04857	0.9879
0.20	3.930	0.03725	0.06476	0.9839
0.25	4.913	0.04656	0.08095	0.9800
0.30	5.895	0.05587	0.09714	0.9760
0.35	6.878	0.06519	0.11333	0.9721
0.40	7.860	0.07450	0.12952	0.9681
0.45	8.843	0.08381	0.14571	0.9642
0.50	9.825	0.09312	0.16190	0.9603

Pérdidas por fricción en 0.5 L

3.97 %

6.3 Verificación de tensiones normales en Estado de Servicio en sección centro de tramo (0.5 L)

6.3.1. Características Geométricas.

Sección centro de tramo:

Superficie	F =	1.8961	m ²
Distancia del baricentro a fibra superior	ys =	1.0237	m
Distancia del baricentro a fibra inferior	yi =	0.5763	m
Momento de inercia baricentrico	J =	0.5514	m ⁴
Módulo resistente superior	Wsv=	0.5386	m ³
Módulo resistente inferior	Wiv=	0.9567	m ³
Excentricidad del cable	e =	0.4588	m

6.3.2. Características Mecánicas.

Hormigón Viga Prefabricada H-38 $E_v = 3,700,000$ ton/m²

6.3.3. Esfuerzo de Pretensado.

No = -1100.0 ton	Pérdidas instantáneas	4.0 %
N _∞ = -932.5 ton	Pérdidas diferidas	11.3 %
	Pérdidas totales	15.2 %

Estimación acero de pretensado necesario

Tensión límite acero de pretensado (con sobretesado)

$$90 \% \times \beta_s = 0.90 \times 17000 = 15300.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$75 \% \times \beta_s = 0.75 \times 19000 = 14250.00 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión límite acero de pretensado (en servicio)

$$85 \% \times \beta_s = 0.85 \times 17000 = 14450.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$70 \% \times \beta_s = 0.70 \times 19000 = 13300.00 \text{ kg/cm}^2 \leq \text{Valor límite adoptado}$$

Armadura necesaria $F_{ev \text{ nec}} = 82.71 \text{ cm}^2$

6.3.4 Planilla de verificación de tensiones normales en la sección pretensada

Se verifican tensiones correspondientes a Pretensado **total** según C.I.R.S.O.C. 201

Nº	SOLICITACIONES POR	N ton	M ton m	t = 0 (inicial)		t = ∞ (final)	
				σ _{SV}	σ _{IV}	σ _{SV}	σ _{IV}
				ton/m²	ton/m²	ton/m²	ton/m²
1	TIRO	-1100.00		-580	-580	-492	-492
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-504.67	937	-527	794	-447
3	TOTAL PRETENSADO (1+2)			357	-1108	303	-939
4	PESO PROPIO SECCIÓN		237.90	-442	249	-442	249
5	TOTAL (3+4)			-85	-859	-139	-690
6	PESO PROPIO 2da ETAPA		0.00	0	0	0	0
7	TOTAL (5+6)			-85	-859	-139	-690
8	PESO TERMINACIONES		176.70			-328	185
9	TOTAL (7+8)					-467	-506
10	SOBRECARGA		480.40			-892	502
11	TOTAL (9+10)					-1359	-4

Tensiones limites según C.I.R.S.O.C. 201 (Tabla 47)

110 -1800 -1600 0
-77% **48%** **85%**

6.3.5 Cálculo de pérdidas diferidas.

$$\sigma\phi = (+\epsilon_s \times E_z + n \times \phi \times \sigma_{bvd} + \Delta\sigma_r) / [1 - n \times (\sigma_{bv}/\sigma_{zv} \times (1+\phi/2))]$$

E_b = 3,700,000 ton/m² Hormigón H-38
 E_z = **19,500,000** ton/m² Acero C1900 Grado 270 Cordo (A verificar según el sistema)
 n = 5.27
 Ø = **1.80**

Determinación espesor medio ficticio

k_{ef} = **1.50** Tabla 46 renglón 3 (CIRSOC 201)
 def = k_{ef} x (2 A_b / u)
 u = **15.49** m Perimetro de la sección expuesto al desecamiento
 def = 0.37

Coefficiente de retracción final 0.10 < d_m < 0.80

ε_{S ∞} = **-0.00020** Tabla 45

Se estima

$$t_o = 23 \text{ días (tesado inicial)}$$

$$\varepsilon_s \times E_z = -3900.00 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{zv} = 0.65 \times 190000 = 123500.00 \text{ ton/m}^2$$

$$\Delta\sigma_r = -3/100 \times \sigma_{zv} = -3705.00 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{bv} = -491.8 + -504.67 \times 0.46 / 0.55 = -911.74 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{bg} = (237.9 + 0) \times 0.46 / 0.55 = 197.96 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_\phi = -13910.18 \text{ ton/m}^2$$

$$c_\phi = -11.26 \% \quad \textbf{Adoptado 11.3 \%}$$

6.4. Verificación de la seguridad a la rotura por flexión.

M máx = 895.0 ton m	Armadura No Tesa inferior = 60.3 cm ²	27 Ø10
	Armadura No Tesa superior = 29.5 cm ²	3 Ø25
	Armadura Tesa = 82.7 cm ²	

La verificación se efectúa haciendo uso del Programa de Secciones de ATEC S.A.

La entrada de datos es la siguiente:

```
*****
C21AS. CALCULO DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO CON GRADO DE PRETENSADO VARIABLE
VBMR20M - Viaducto Belgrano - Hviga 1.6 - Luz Parcial 19.75m DIN 1045 PAG. 1
ATEC S.A. Ingenieros Consultores 15:49 HS, NOVIEMBRE 19,2014
*****
```

UNIDADES DE LONGITUD Y FUERZA: m to

CARACTERISTICAS DE LA SECCION INYECTADA:

COORDENADAS REFERIDAS AL SISTEMA TRASLADADO

CORRIMIENTOS: SEGUN X: .223 SEGUN Y: .579

AREA BRUTA DE LA SECCION:	AH	.18868E+01
AREA TOTAL DE ARMADURA:	AFE	.12887E-01
AREA DE ARMADURA PASIVA:	AFEP	.50670E-02
AREA DE ARMADURA ACTIVA:	AFEA	.78200E-02
AREA HOMOGENEIZADA DE LA SECCION:	AHOM	.19439E+01
CUANTIA TOTAL DE ARMADURA PASIVA:	RMUP	.26855E-02
CUANTIA TOTAL DE ARMADURA ACTIVA:	RMUA	.41446E-02
MOMENTOS ESTATICOS DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	SXHOM	-.93903E-02
	SYHOM	-.23639E-01
COORD DEL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA SECCION HOMOGENEIZADA	XGHOM	-.12160E-01
	YGHOM	-.48306E-02
MOMENTOS DE INERCIA DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	JX	.57311E+00
	JY	.49431E+01
	JXY	-.40134E+00
FIBRAS EXTREMAS REFERIDAS AL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	XINF	-.25686E+01
	XSUP	.21472E+01
	YINF	-.57407E+00
	YSUP	.10259E+01
MOMENTOS DE INERCIA DE LA SECCION HOMOGENEIZADA RESPECTO DE SUS EJES BARICENTRICOS:	JXG	.57307E+00
	JYG	.49428E+01

MODULOS RESISTENTES DE LA SECCION HOMOGENEIZADA
 RESPECTO DE SUS EJES BARICENTRICOS:

WXGSUP .55858E+00
 WXGINF -.99825E+00
 WYGSUP .23020E+01
 WYGINF -.19244E+01

MOMENTOS DE PRETENSADO RESPECTO DEL BARICENTRO
 DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:

RMXPRE .51384E+03
 RMPRE -.21908E+03
 RNPRET -.10400E+04

ESFUERZO TOTAL DE PRETENSADO:

La salida de datos es la siguiente:

 C21AS. CALCULO DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO CON GRADO DE PRETENSADO VARIABLE
 CALCULO DE CURVAS DE INTERACCION
 Viaducto Belgrano - Hvigas 1.6 - Luz Parcial 19.75m CLAVE: VBM20M
 NORMA DE CALCULO DIN 1045 UNIDADES: to m PAG. 1
 ATEC S.A. Ingenieros Consultores 15:51 HS, NOVIEMBRE 19,2014

TIPO DE ACERO 1 DUREZA NATURAL

LIMITE ELASTICO: Bs= .4200E+05
 MODULO DE ELASTICIDAD: Es= .2100E+08

TIPO DE ACERO 2 DEFORMADO EN FRIO

LIMITE ELASTICO: Bs= .1700E+06
 MODULO DE ELASTICIDAD: Es= .1950E+08

RESISTENCIA DE CALCULO DEL HORMIGON: (Br) .2700E+04

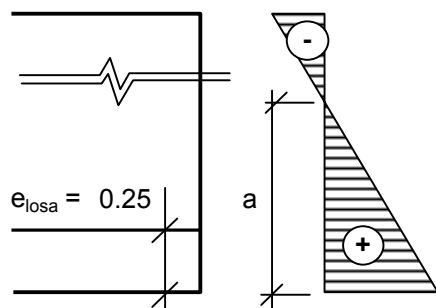
MODULO DE ELASTICIDAD: (Ec) .3700E+07

+-----+-----+-----+		
CONJUNTO	N	.00
DE VALORES	Mx	-895.00
A VERIFICAR	My	.00
+-----+-----+-----+		
Angulo del Plano de cargas		90.00
+-----+-----+-----+		
CUANTIA	Coef.seg. necesario	1.7500
EXISTENTE	Coef.seguridad real	2.0480
P= .269%	Ang. del eje neutro	355.29
A= .414%	Deform.del Hormigon	-3.50E-3
	Deform.del Acero	3.42E-3
	Cuant.Arm.Pas.Trac.	.11%
+-----+-----+-----+		

6.5 Verificación a la fisuración y dimensionamiento de armaduras longitudinales.

Planillamos las tensiones normales en la sección 0.5L considerada en estado I y con cargas exteriores mayoradas en 35%.

Nº	SOLICITACIONES POR	N ton	M ton m	t = 0 (inicial)		t = ∞ (final)	
				σ _{sv}	σ _{iv}	σ _{sv}	σ _{iv}
				ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²
1	TIRO	-1100.00	0.00	-580	-580	-492	-492
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-504.67	937	-527	794	-447
3	TOTAL PRETENSADO (1+2)			357	-1108	303	-939
4	PESO PROPIO SECCIÓN		321.17	-596	336	-596	336
5	TOTAL (3+4)			-239	-772	-294	-603
6	PESO PROPIO 2da ETAPA		0.00	0	0	0	0
7	TOTAL (5+6)			-239	-772	-294	-603
8	PESO TERMINACIONES		238.55			-443	249
9	TOTAL (7+8)					-737	-354
10	SOBRECARGA		648.54			-1204	678
11	TOTAL (9+10)					-1941	324



$$a = 323.91 / (323.91 + 1940.8) \times 1.6 = 0.23 \text{ m}$$

$$Abz = 0.68 \text{ m}^2$$

$$324 \text{ ton/m}^2$$

$$Z = 110.07 \text{ ton}$$

Armadura no tesa dispuesta

$$F_e = 60.32 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{30 \text{ } \varnothing \text{ } 16}$$

Tensión en el acero

$$\sigma = 769.6 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica

Verificación incremento de tensión en armadura pretensada.

$$\Delta \sigma_v = Z / (A_v + A_s) = 769.62 \text{ kg/cm}^2$$

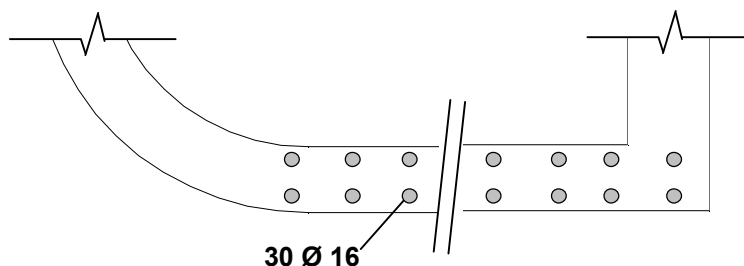
$$\sigma_v \text{ final} = 12,044.48 \text{ kg/cm}^2 < \beta_{sv}$$

Verificación diámetro límite

$$d_s \leq \frac{4 \times r \times \mu_z \times 10^4}{\sigma_s^2}$$

$$\mu_z = 0.89 \%$$

$$d_s = 390 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{\text{Verifica fisuración}}$$



6.6.Verificación de Tensiones principales

6.6.1 Verificación de tensiones principales en estado de uso.

$$\sigma_{adm} = 90.00 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{de acuerdo a C.I.R.S.O.C. - Tabla 47 - Renglones 46 a 49})$$

SECCIÓN	X m	Q ton	Q _{TESADO} ton	S cm ³	b m	τ ton/m ²	σ_x ton/m ²	σ_I ton/m ²	σ_{II} ton/m ²	Verifica
0.05	0.98	164.75	-78.34	0.636	0.88	113.94	-491.80	25.11	-516.91	Si
0.10	1.97	146.44	-69.60	0.456	0.55	115.55	-910.91	14.43	-925.34	Si
0.20	3.93	109.83	-52.16	0.456	0.55	86.73	-1618.11	4.64	-1622.75	Si
0.30	5.90	73.22	-34.75	0.456	0.55	57.85	-1691.28	1.98	-1693.25	Si
0.40	7.86	36.61	-17.37	0.456	0.55	28.93	-1731.37	0.48	-1731.86	Si
0.50	9.83	0.00	0.00	0.456	0.55	0.00	-974.67	0.00	-974.67	Si

6.6.2. Verificación de tensiones principales en estado de rotura y cálculo de armaduras de corte

Armadura mínima (según tabla 42)

$$A_s \text{ min} > 2 \times \mu \times b = 9.90 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{en sección apoyo})$$

$$A_s \text{ min} > 2 \times \mu \times b = 9.90 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{en sección centro de tramo})$$

$$\mu = 0.09 \% \quad (\text{según tabla 43})$$

Tensión límite de definición de zonas a y b - Tensiones máximas y admisibles

$$\begin{aligned} \sigma_b \text{ límite} &= 320 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - 26.12.3.1}) \\ \sigma_I \text{ admisible} &= 200 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 50 a 55}) \\ \sigma_{II} \text{ máxima} &= 200 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 62 a 63}) \\ \tau_r \text{ admisible} &= 200 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 50 a 55}) \\ \tau_r \text{ máxima} &= 800 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 56 a 61}) \end{aligned}$$

$$\tan \delta = (1 - \Delta \tau / \tau_r) > 0.4 \quad (\Delta \tau: 60\% \text{ de los valores según tabla 47 renglon 50})$$

SECCION	X m	$\sigma_{inferior}$ ton/m ²	ZONA	σ_x ton/m ²	τ_u / τ_r	σ_I ton/m ²	σ_{II} ton/m ²	$\tan \delta$	Z ton	Req.Arm	fe req cm ²
0.05	0.98	-305.3	A	-491.8	276.9	124.40	-616.20	0.40	75.6	Mínima	18.00
0.10	1.97	-138.3	A	-491.8	280.7	127.29	-619.08	0.40	62.8	Mínima	14.95
0.20	3.93	136.6	A	-491.8	210.6	77.86	-569.66	0.40	42.5	Mínima	10.12
0.30	5.90	332.9	B	-491.8	120.5	-	-	0.40	26.5	Minima	6.31
0.40	7.86	450.7	B	-491.8	58.0	-	-	0.40	12.8	Minima	3.04

Hasta 5 metros del apoyo:

2 ramas Ø16c/15 + 2 ramas Ø12c/15 por alma

Resto de la sección:

4 ramas Ø12c/15 en viga 'recta' y 2 ramas Ø16c/15 en viga 'curva'

6.7.3. Armadura de Suspensión

6.7.3.1 Calculamos la reacción de la losa debida a cargas permanentes y sobrecarga ferroviaria.

$$R_{\text{losa}} = 9.38 \text{ ton/m}$$

$$f_e \text{ colgar mín} = 3.91 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{Total})$$

6.7.3.2 Calculamos la reacción de la losa debida a sobrecarga ferroviaria.

Limitación de las tensiones en el acero bajo cargas de servicio no predominantemente estáticas

$$R_{\text{losa}} = 5.23 \text{ ton/m} \quad \sigma_{\text{st}} = R_{\text{losa}} / F_{\text{etotal}}$$

6.6.3. Verificación de Tensiones en el Acero bajo cargas no predominantemente estáticas (CIRSOC 201 - Tomo II - 17.8).

SECCION	X	Q _p	S	τ	tang δ	σ _{est Q}	σ _{est Cuelgue}	σ _{est total}	σ _{est Máx}	chk
0.05	0.98	92.50	0.636	121.97	0.40	1.02	0.12	1.14	1.10	REDIM. (*)
0.10	1.97	82.22	0.456	123.64	0.40	0.65	0.12	0.77	1.10	OK
0.20	3.93	61.66	0.456	92.73	0.40	0.49	0.12	0.61	1.10	OK
0.30	5.90	41.11	0.456	61.82	0.40	0.45	0.17	0.62	1.10	OK
0.40	7.86	20.55	0.456	30.91	0.40	0.23	0.17	0.40	1.10	OK

(*) Se acepta el defecto

6.7 Introducción del esfuerzo de pretensado

Esquema general de introducción del esfuerzo de pretensado

6.7.1. Desvío vertical de tensiones

6.7.1.1. Desvío vertical de los cables inferiores

Análisis de la placa en conjunto

No = -133 ton **(por cada cable)**

Longitud de desvío según el eje de la viga

0.26

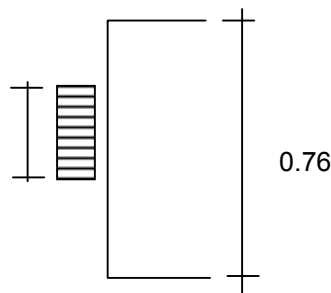
Lv = 0.76 m *(adoptado conservadoramente)*

Zv = $0.25 \times Vo (1 - 0.26 / 0.76) = 21.91$ ton

zv = 28.83 t/m

fe zv = 12.01 cm²/m (en 0.6 m)

Adoptado Estribos 4 Ramas Ø8c/7.5cm



6.7.1.2. Desvío vertical para el conjunto total de cables

Análisis de la placa en conjunto

No = -133 ton **(por cada cable)**

Longitud de desvío según el eje de la viga

0.26

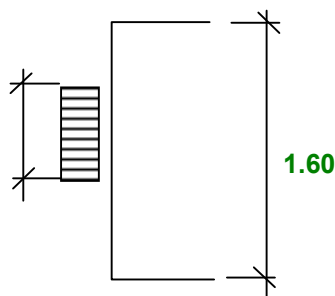
Lv = 1.60 m *(adoptado conservadoramente)*

Zv = $0.25 \times Vo (1 - 0.26 / 1.6) = 27.89$ ton

zv = 17.43 ton/m

fe zv = 7.26 cm²/m (en 1.2 m)

Adoptado Estribos 2 Ramas Ø8c/7.5cm



7.- Armaduras convencionales de la losa de tablero.

7.1. Cálculo de solicitaciones

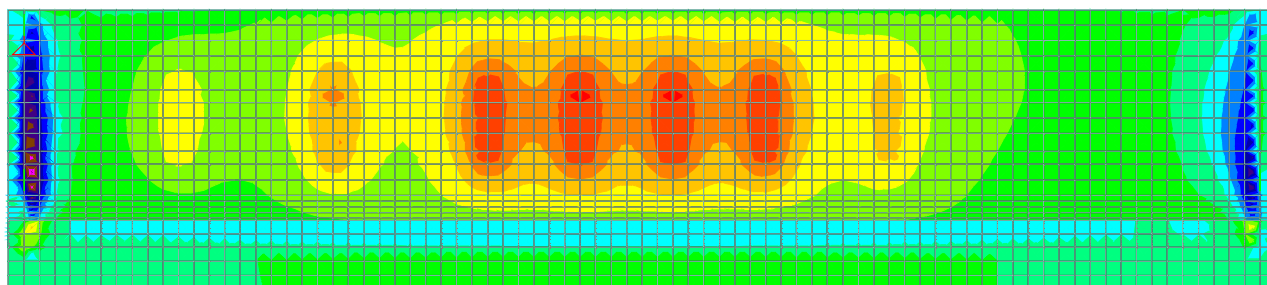
Del modelo de elementos finitos se extraen los momentos solicitantes sobre la losa

- Momento longitudinal Mx para cargas totales

MX (local)
MTon-m/m

<= -11
-9.69
-8.37
-7.06
-5.75
-4.44
-3.12
-1.81
-0.500
0.813
2.13
3.44
4.75
6.06
7.37
8.69
>= 10

Vista en planta

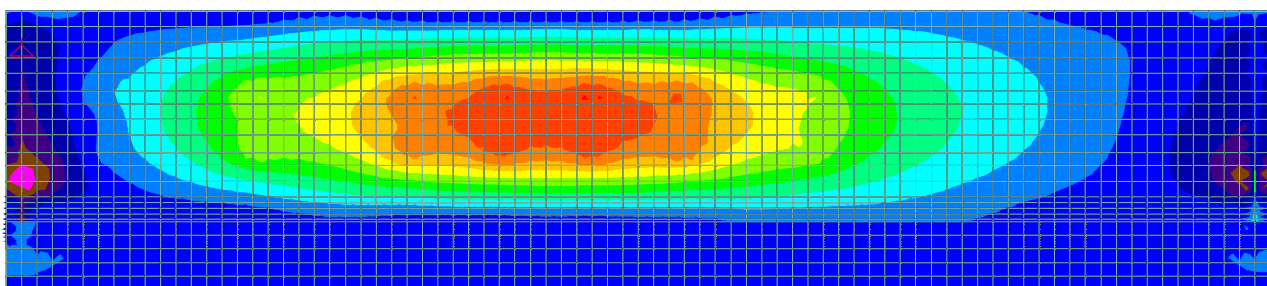


- Momento transversal My para cargas totales

MY (local)
MTon-m/m

<= -10
-8.25
-6.5
-4.74
-2.99
-1.24
0.512
2.26
4.02
5.77
7.52
9.27
11
12.8
14.5
16.3
>= 18

Vista en planta



7.1.1. Flexión en sentido transversal

Máximo momento positivo $M_{y.máx} = 16.43$ ton.m/m

Máximo momento negativo $M_{y.mín} = -4.97$ ton.m/m

7.1.2. Flexión en sentido longitudinal

Máximo momento positivo $M_{x.máx} = 8.87$ ton.m/m

Máximo momento negativo $M_{x.mín} = -2.62$ ton.m/m

7.2. Dimensionamiento de la Losa

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = 0.025 m

Sección	M	N	M_e	d	h	b	k_h	k_e	F_e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
T. Máx	16.43	0.00	16.4	0.25	0.22	1.00	5.3	0.503	38.44	Ø20c/7.5cm [inf.]
T. Mín	-4.97	0.00	5.0	0.25	0.22	1.00	9.6	0.448	10.36	Ø12c/10cm [sup.]
L. Máx	8.87	0.00	8.9	0.25	0.22	1.00	7.2	0.465	19.18	Ø16c/10cm [inf.]
L. Mín	-2.62	0.00	2.6	0.25	0.22	1.00	13.3	0.439	5.35	Ø10c/10cm [sup.]

7.3. Verificación a Fisuración (CIRSOC 201 - Tomo II - 17.6)

Referencias:

Tensión en el Acero:

A_s : Sección de Armadura Traccionada
 M_s :Momento referido al baricentro de la armadura traccionada
 z : brazo elástico de los esfuerzos internos
 N : esfuerzo axíl (< 0 para compresión)

Diámetro Máximo de la Armadura:

μ_z : Cuantía de Armadura referida área de la sección Traccionada ($\mu_z = F_e/A_{bz}$)
 r : coeficiente de adherencia
 σ_s : Tensión en el Acero bajo cargas permanentes
 A_{bz} : Área traccionada ($A_{bz} = A_{H^0} / (1 - k_x)$)

Condición Ambiental (Según tabla 15) : **2**
 $\mu_z \leq 0.3\%$ (Según 17.6.2)
 $d_{\max} = 20 / 12 \text{ mm}$ (tabla 19 para condición ambiental 2)
 $r = 80$ (tabla 20 para condición ambiental 2)

Sección	M	N	M _s	d	h	b	A _{bz}	F _e	μ_z	σ_s	d _s	d _{slim}
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]	[m ²]	[cm ² /m]	[%]	[Mpa]	[mm]	[mm]
Tr. Máx	16.43	0.00	16.4	0.25	0.22	1.00	0.15	41.89	2.85%	220	20	47

 Verifica

7.4. Verificación de Tensiones en el Acero bajo cargas no predominantemente estáticas (CIRSOC 201 - Tomo II - 17.8).

7.4.1. Verificación para el centro de tramo

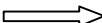
Tramo

 Momento debido a la sobrecarga $M_{q,\max} = 6.70 \text{ tonm/m}$

 Armadura adoptada Ø20c/7.5cm [inf.] $fe_{\text{adop}} = 41.89 \text{ cm}^2/\text{m}$

 Brazo elástico $z = 0.18 \text{ m}$

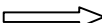
 Tensión en el acero $\sigma_s = (M_s / z + N) / A_s = 0.90 \text{ ton/m}^2$

 Tensión límite $\sigma_{\text{lím}} = 1.40 \text{ ton/m}^2$
 Verifica

Apoyo

 Momento debido a la sobrecarga $M_{q,\min} = -1.72 \text{ tonm/m}$

 Armadura adoptada Ø12c/10cm [sup.] $fe_{\text{adop}} = 11.31 \text{ cm}^2/\text{m}$

 Brazo elástico $z = 0.18 \text{ m}$
 $\sigma_s = (M_s / z + N) / A_s = 0.85 \text{ ton/m}^2$
 $\sigma_{\text{lím}} = 1.40 \text{ ton/m}^2$
 Verifica

7.5. Verificación del empotramiento del poste de electrificación.

Se realiza una verificación a rotura del voladizo de la vereda perimetral, solicitado por el momento producido por el poste de electrificación

7.5.1. Momento solicitante

Geometría del voladizo

Longitud de voladizo	$l =$	0.675	m
Distancia de aplicación de carga	$x =$	0.475	m
Espesor de losa sobre plano de rotura	$d =$	0.28	m
Ancho de repartición del momento aplicado	$0.4 + 5 \times d + x =$	2.275	m

Análisis de carga

Carga de vereda	$q_{\text{vereda}} =$	0.70	ton/m ²
Carga de poste de electrificación	$P_{\text{poste}} =$	0.20	ton
Momento producido por la catenaria (adoptado conservadoramente)	$M_{\text{catenaria}} =$	9.4	ton.m

<i>Momento en el plano de rotura</i>	$M_{\text{máx}} =$	4.39	ton.m/m
--------------------------------------	--------------------	------	---------

7.5.2. Momento resistente

Materiales

Resistencia a la rotura del hormigón H-38	$\beta_r = 0,7 \times \sigma'_{bk} =$	2660	ton/m ²
Resistencia a rotura del acero ADN-420	$\beta_s =$	42000	ton/m ²
Módulo de elasticidad del acero ADN-420	$E_{A^\circ} =$	2.1E+07	ton/m ²

Geometría

Altura de la losa	$d =$	28	cm
Recubrimiento adoptado	$\text{rec.} =$	1.5	cm
	$h' = 1.5 \text{ cm} + \varnothing_{12}/2 =$	2.1	cm
Altura útil	$h = d - h' =$	25.9	cm

Armadura

Armadura inferior y superior	$\varnothing 12c/15\text{cm} =$	7.54	cm ² /m
------------------------------	---------------------------------	------	--------------------

Plano de rotura

Fibra traccionada	$\epsilon_t =$	0.5	%
Fibra comprimida	$\epsilon_c =$	0.05	%

Deformaciones

Profundidad del eje neutro	x =	2.3	cm
Ancho hasta deformación de 0,135%	a =	0.000	cm
Armadura traccionada	ε_{At} =	0.50	%
Armadura comprimida	ε_{Ct} =	0.00	%

Tensiones

Tensión en el acero traccionado	42000	ton/m ²
Tensión en el acero comprimido	999	ton/m ²

Esfuerzos en el plano de rotura

Resultante de tracción	T =	31.7	ton/m
Compresión en la armadura	C1 =	0.8	ton/m
Compresión en el hormigón (rectángulo)	C2 =	0	ton/m
Compresión en el hormigón (triángulo)	C3 =	31	ton/m
Resultante de compresión	C = C1 + C2 + C3 =	31.7	ton

Como C=T, verifica el plano de rotura adoptado

Brazos elásticos

Distancia al baricentro de la sección de la armadura traccionada	z1 =	0.12	m
Distancia al baricentro de la sección de la armadura comprimida	z2 =	0.12	m
Distancia al baricentro de la sección del hormigón comprimido (rectángulo)	z3 =	0.14	m
Distancia al baricentro de la sección del hormigón comprimido (triángulo)	z4 =	0.13	m

Momento último

Momento último	M _u =	7.95	ton.m/m
----------------	------------------	------	---------

7.5.3. Verificación del factor de seguridad

Factor de seguridad	$v = M_u / M_{m\acute{a}x} =$	1.81	> 1.75
---------------------	-------------------------------	------	--------

Verifica

8.- Reacciones de apoyo

8.1 Cargas Verticales

8.1.1 Cargas Permanentes

Vigas	1.90	m ² x	2.50	ton/m ³	=	4.74	ton/m
Riel + Fijaciones						0.80	ton/m
Balasto y Durmientes	1.04	m ² x	2.00	ton/m ³	=	2.08	ton/m
Durmientes	0.10	m ² x	1.80	ton/m ³	=	0.17	ton/m
Pantallas / Barandas						0.00	ton/m
Otros						0.50	ton/m

$$g = 8.29 \text{ ton/m}$$

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \quad R = 85.00 \text{ ton}$$

$$\text{Peso Riostra} \quad Pr = 3.85 \text{ ton}$$

8.1.2 Cargas de Tránsito

$$p \text{ vias} = 8.05 \text{ ton/m}$$

$$p \text{ and.} = 0.58 \text{ ton/m}$$

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \quad R = 88.41 \text{ ton}$$

8.2 Cargas Horizontales

8.2.1 Frenado y Arranque

Por tratarse de tramos únicos con rigideces de apoyos iguales en ambos extremos, las acciones debidas al frenado se reparten por partes iguales en ambos apoyos.

$$L_t = 20.5 \text{ m} \quad (\text{Se consideran 1 tramos continuos})$$

$$H_F = 23.58 \text{ ton}$$

$$\text{Ejes de apoyo} = 2.00$$

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \quad H_F = 11.79 \text{ ton}$$

8.2.2 Viento

8.2.2.1 Puente Cargado

Reacción por eje de apoyo [150 kg/m²] **HWc = 6.03 ton**

Altura de aplicación de la fuerza axil (respecto al nivel del riel) **2.00 m**

8.2.2.2 Puente Descargado

Reacción por eje de apoyo [250 kg/m²] **HWd = 4.10 ton**

Altura de aplicación de la fuerza axil (respecto al nivel del riel) **-0.20 m**

8.2.3. Fuerzas centrífugas horizontales

Radio de la curva **∞ m**

Velocidad maxima del tren (es función del radio de curvatura) **27.8 m/s**

Carga axil transmitida por un eje 16.00 ton

Altura de aplicación de la fuerza axil (respecto al nivel del riel) 1.69 m

Fuerza centrífuga producida **Hf = P x V² / 127 x R = 0.00 ton**

Reacción por eje de apoyo **HFc = 0.00 ton**

8.2.4. Choque lateral del tren (balanceo)

Fuerza lateral del tren (solo en tramos rectos - aplicada en nivel sup. riel) 0.32 ton/m

Reacción por eje de apoyo **Hb = 3.16 ton**

8.2.5. Variaciones de longitud de tablero.

Estimamos las variaciones de longitud por fluencia, retracción y temperatura.

$$\Delta L_r = 20 \times 10^{-5} \times L_t / 2 = 2.05 \text{ mm}$$

$$\Delta L_f = 1.6 \times \sigma_b / E \times L_t / 2 = 2.18 \text{ mm}$$

$$\Delta L_t = 30 \times 10^{-5} \times L_t / 2 = 3.08 \text{ mm}$$

$$\Sigma \quad 7.30 \text{ mm} \quad 0.71 \text{ mm/m}$$

8.3. Resumen - Cargas por Pila

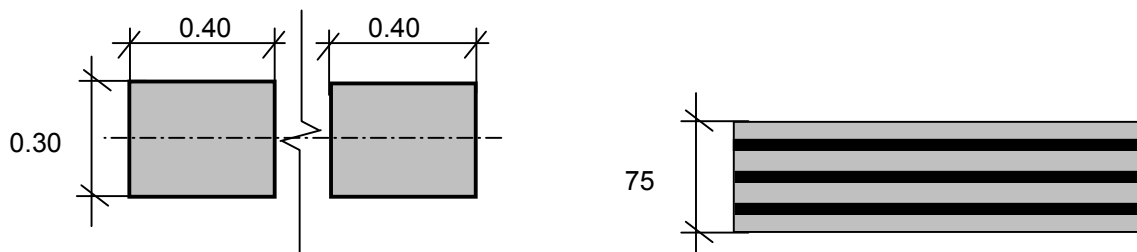
Distancia de riel a nivel superior de neopreno $d_{\text{apoyo - riel}} = 0.92 \text{ m}$

Nº	Estado	Fuerzas			Momentos	
		V ton	H _{long.} ton	H _{trans.} ton	M _{long.} ton.m	M _{trans.} ton.m
1	Vacío	177.71	0.00	8.20	0.00	5.90
2	Cargado	354.52	23.58	18.38	21.69	41.02
3	Mitad Cargado	266.11	11.79	13.29	10.84	23.46

Nota: las cargas indicadas corresponden a 1 tablero entero

9.- Apoyos de neopreno Armado

Geometría



Dureza Shore **60**

Solicitaciones (por eje de apoyo)

$$V_{\text{máx}} = \mathbf{177.26} \text{ ton} \quad H_{V \text{ máx}} = \mathbf{20.98} \text{ ton}$$

$$V_{\text{mín}} = \mathbf{88.85} \text{ ton} \quad H_{V \text{ máx}} = \mathbf{4.10} \text{ ton}$$

Adoptado por eje de apoyo: pastillas: **0.30** m x **0.80** m en 2 pastillas 0.3 x 0.4

$$h_{\text{neta}}: \mathbf{48.00} \text{ mm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Recubrimiento exterior} = 3 \text{ mm} \\ \text{Espesor placas} = 3 \text{ mm} \\ \text{Espesor capas de goma} = \mathbf{8} \text{ mm} \text{ c/u} \\ \text{cantidad de capas} = \mathbf{6} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 739 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm máx}} = \mathbf{1000} \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 370 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{\text{adm mín}} = \mathbf{250} \text{ ton/m}^2$$

Verificación máxima distorsión

$$\Delta L_{\text{tab}} = 5.25 \text{ mm} \quad (\text{fluencia lenta y temperatura})$$

$$\Delta L_{\text{fren}} = 23.58 \text{ mm} \quad (\text{frenado})$$

$$\Delta L_{\text{tot}} = 28.83 \text{ mm}$$

$$\text{tg } \gamma = 0.60 < \text{tg } \gamma_{\text{máx}} = \mathbf{0.70} \quad \Rightarrow \quad \text{Verifica distorsión}$$