



00	29/11/2016	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



IATA S.A.
INGENIERÍA



ntec
Ingenieros Consultores

PROYECTO EJECUTIVO

VIADUCTO FC BELGRANO SUR

TRAMO CALLE DIÓGENES TABORDA - ESTACIÓN CONSTITUCIÓN

TÍTULO:

SUPERESTRUCTURA VIADUCTO - SECCIÓN "S ES3"

MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 29/11/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0108-00
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 armado

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la sección transversal del tramo típico correspondiente a la estación Buenos Aires del viaducto ferroviario sobre 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).

Se dimensiona la sección par el tramo que se considera típico, que cuenta con una luz entre ejes de pilas de 25.00 m, considerando una luz de cálculo de 24.15 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:

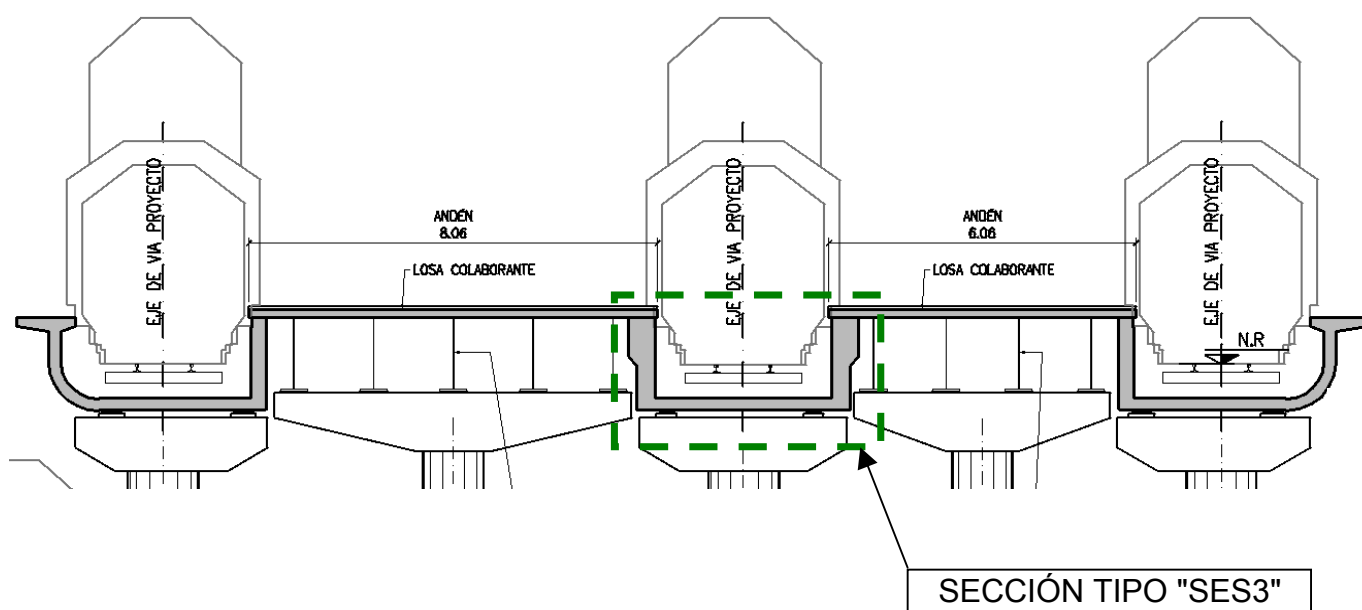
Hormigón Superestructura:	H- 38	$\sigma'_{bk} =$	380 kg/cm ²	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s =$	4200 kg/cm ²	(Conformado en barras)
Acero para Pretensado	C1900 Gr-270 (*)			(Cordones de 1/2")

(*) A confirmar según el sistema.

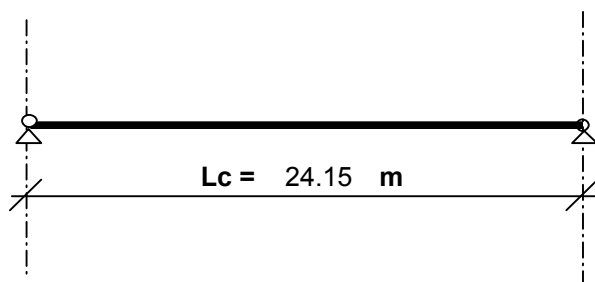
II.- SUPERESTRUCTURA

1.- Geometría

Sección Transversal.

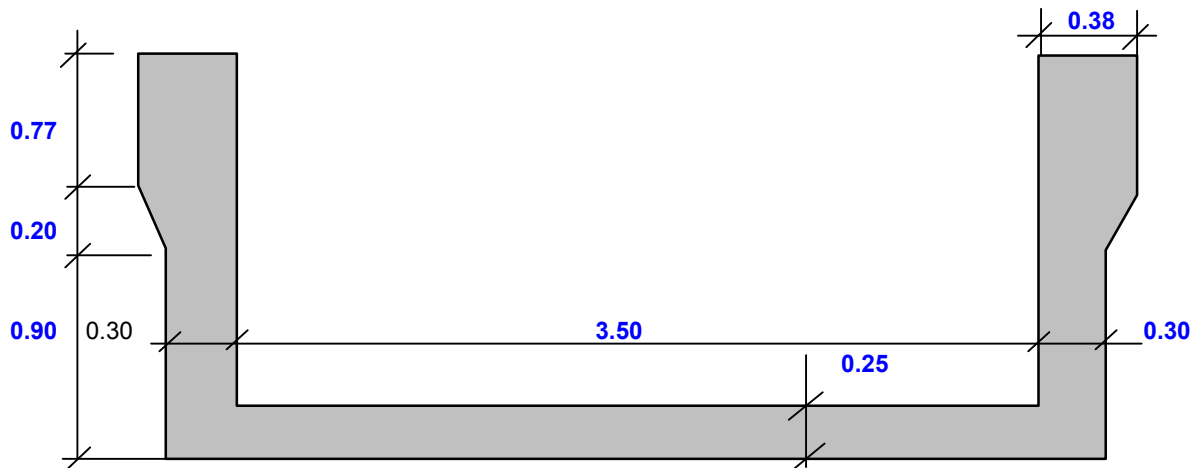


2.- Esquema Estático



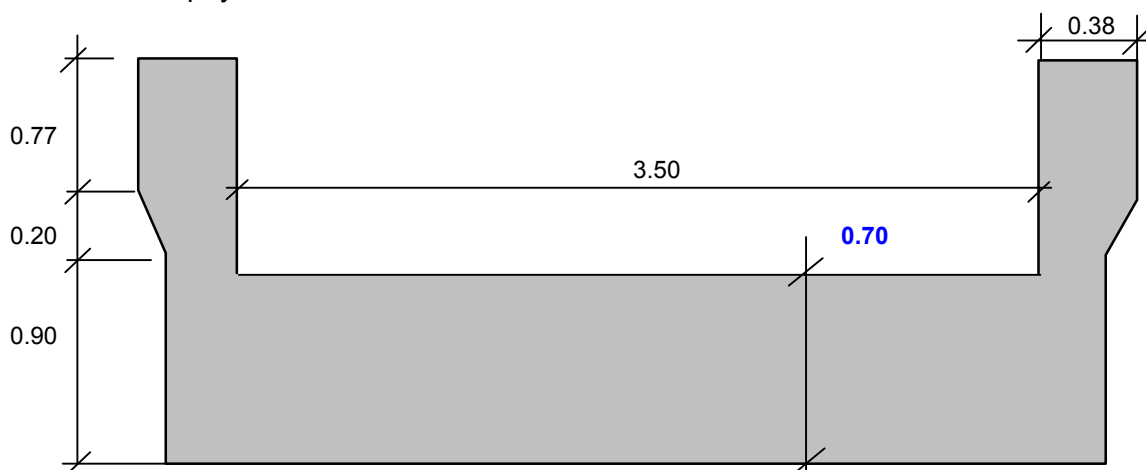
3.- Características geométricas de la Sección Transversal

3.1. Sección centro de tramo



Altura de la sección	Ht =	1.870	m
Superficie	F =	2.136	m ²
Distancia del baricentro a fibra superior	ys =	1.234	m
Distancia del baricentro a fibra inferior	yi =	0.636	m
Momento de inercia baricentrico	Jg =	0.758	m ⁴
Módulo resistente superior	Ws =	0.614	m ³
Módulo resistente inferior	Wi =	1.192	m ³
Momento estático	S =	0.568	m ³

3.2. Sección apoyo



Altura de la sección	Ht =	1.870	m
Superficie	F =	3.711	m ²
Distancia del baricentro a fibra superior	ys =	1.303	m
Distancia del baricentro a fibra inferior	yi =	0.567	m
Momento de inercia baricentrico	Jg =	0.808	m ⁴
Módulo resistente superior	Ws =	0.620	m ³
Módulo resistente inferior	Wi =	1.423	m ³
Momento estático	S =	0.660	m ³

4.- Análisis de Cargas

Tipo de trocha del material rodante

TROCHA: **ANGOSTA**

Luz entre ejes de pila

Lp = **25.00** m

Luz de cálculo

Lc = 24.15 m

4.1. Cargas permanentes

Superficie	2.14	m ² x	2.50	ton/m ³	=	5.34	ton/m
Riel y fijaciones						0.80	ton/m
Balasto	1.14	m ² x	2.00	ton/m ³	=	2.28	ton/m
Durmientes	0.10	m ² x	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 = 9.09 ton/m

4.2. Cargas de tránsito

4.2.1. Determinación del coeficiente de impacto

Altura de relleno

h_r = **0.30** m

Luz determinante del coeficiente de impacto

L_φ = 24.15 m

Coeficiente de impacto

$\phi = 1.40 - 0.008 \times L_{\phi} - 0.10 \times h_r = 1.18$

4.2.2. Sobrecarga debido a vereda

Tipo de tránsito

PUBLICO

Ancho de vereda

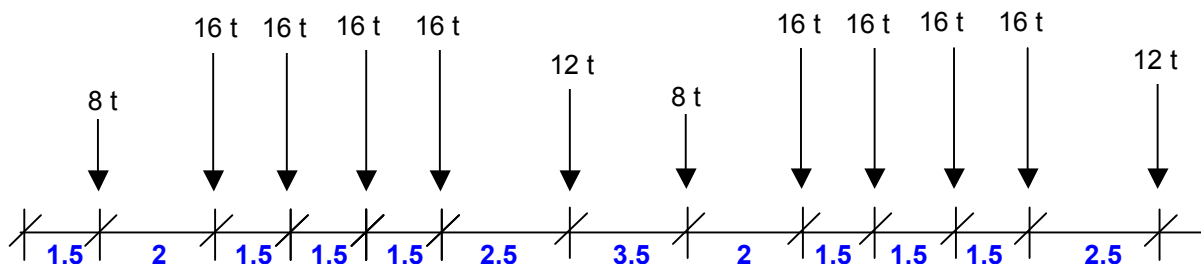
0.00 m

Sobrecarga debido a vereda

q_{veredas} = 0.00 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

5.1 Solicitaciones en Sentido Longitudinal

PLANILLA MAXIMOS MOMENTOS FLEXORES Y CORTES ASOCIADOS

Sección (%LC)	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
x (Dist. Apoyo)	0.00	1.21	2.42	4.83	7.25	9.66	12.08
$M_{\text{máx.}}$	0.00	239.3	465.4	903.4	1149.0	1318.5	1357.0
$Q_{\text{asoc.}}$	292.9	270.3	247.8	188.1	136.9	79.3	32.8

Momentos en ton m. Cortes en ton

PLANILLA MAXIMOS MOMENTOS FLEXORES Y CORTES ASOCIADOS PARA CARGAS PERMANENTES

Sección (%LC)	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
x (Dist. Apoyo)	0.00	1.21	2.42	4.83	7.25	9.66	12.08
$M_{\text{máx.}}$	0.0	125.9	238.6	424.1	556.6	636.1	662.6
$Q_{\text{asoc.}}$	109.8	98.8	87.8	65.9	43.9	22.0	0.0

Momentos en ton m. Cortes en ton

PLANILLA MAXIMOS MOMENTOS FLEXORES Y CORTES ASOCIADOS PARA PESO PROPIO

Sección (%LC)	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
x (Dist. Apoyo)	0.00	1.21	2.42	4.83	7.25	9.66	12.08
$M_{\text{máx.}}$	0.00	74.0	140.2	249.2	327.0	373.8	389.3
$Q_{\text{asoc.}}$	64.5	58.0	51.6	38.7	25.8	12.9	0.0

Momentos en ton m. Cortes en ton

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

$$L_c = 24.15 \text{ m}$$

Constante de la parábola de 2º grado

$$a = 0.00367$$

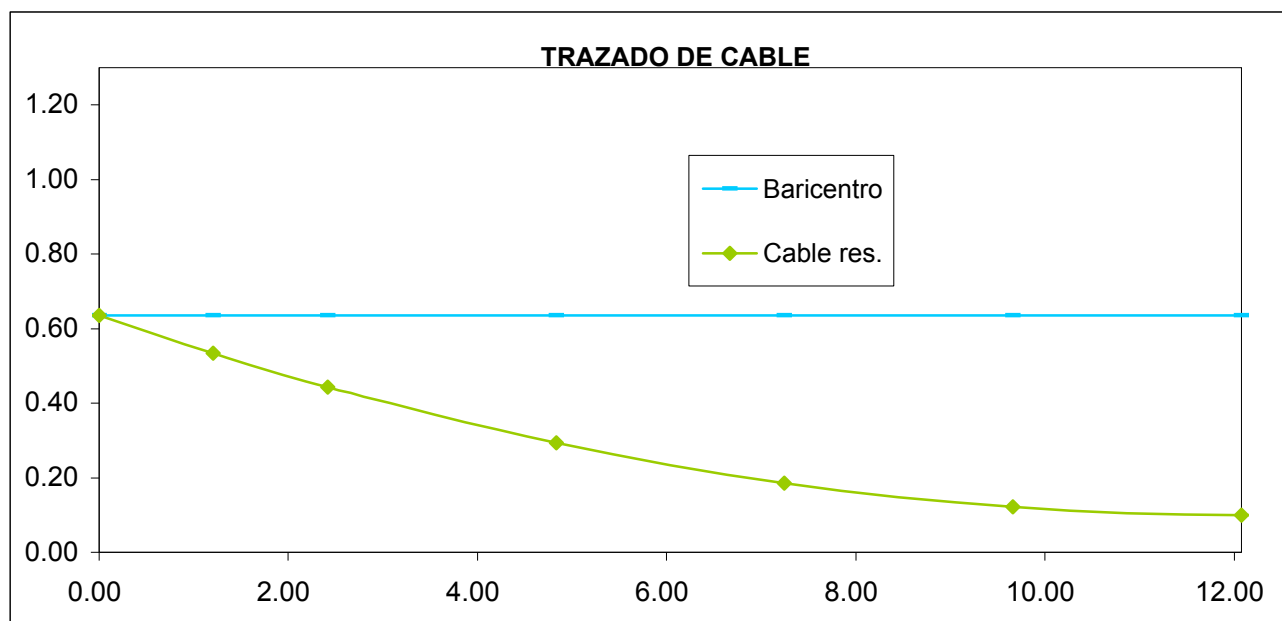
Tabla de trazado del cable:

Sección	X	Eje baricentro	Cable resultante	
			dist ₁	dist ₂
%	m	m	m	m
0	0.00	0.6357	0.6357	0.000
5	1.21	0.6357	0.5339	0.102
10	2.42	0.6357	0.4428	0.193
20	4.83	0.6357	0.2928	0.343
30	7.25	0.6357	0.1857	0.450
40	9.66	0.6357	0.1214	0.514
50	12.08	0.6357	0.1000	0.536
60	14.49	0.6357	0.1214	0.514
70	16.91	0.6357	0.1857	0.450
80	19.32	0.6357	0.2928	0.343
90	21.74	0.6357	0.4428	0.193
95	22.94	0.6357	0.5339	0.102
100	24.15	0.6357	0.6357	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

$$\alpha = 0.0885$$

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	1.208	0.00885	0.01730	0.9957
0.10	2.415	0.01770	0.03460	0.9914
0.15	3.623	0.02655	0.05191	0.9871
0.20	4.830	0.03540	0.06921	0.9828
0.25	6.038	0.04425	0.08651	0.9786
0.30	7.245	0.05310	0.10381	0.9744
0.35	8.453	0.06195	0.12111	0.9702
0.40	9.660	0.07079	0.13841	0.9660
0.45	10.868	0.07964	0.15572	0.9618
0.50	12.075	0.08849	0.17302	0.9577

Pérdidas por fricción en 0.5 L

4.23 %

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 =	2.1362	m ²
Distancia del baricentro a fibra superior	ys =	1.2343	m
Distancia del baricentro a fibra inferior	yi =	0.6357	m
Momento de inercia baricentrico	J =	0.7578	m ⁴
Módulo resistente superior	Wsv=	0.6139	m ³
Módulo resistente inferior	Wiv=	1.1921	m ³
Excentricidad del cable	e =	0.5357	m

6.3.2. Características Mecánicas.

Hormigón Viga Prefabricada H-38 $E_v = 3,700,000 \text{ ton/m}^2$

6.3.3. Esfuerzo de Pretensado.

$N_0 = -1845.7 \text{ ton}$	Pérdidas instantáneas	4.2 %
$N_\infty = -1509.1 \text{ ton}$	Pérdidas diferidas	14.0 %
	Pérdidas totales	18.2 %

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 $F_{ev \text{ nec}} = 138.77 \text{ cm}^2$

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	-1845.65		-864	-864	-706	-706
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-988.67	1610	-829	1317	-678
3	TOTAL PRETENSADO (1+2)			746	-1693	610	-1385
4	PESO PROPIO SECCIÓN		389.34	-634	327	-634	327
5	TOTAL (3+4)			112	-1367	-24	-1058
6	PESO PROPIO 2da ETAPA		0.00	0	0	0	0
7	TOTAL (5+6)			112	-1367	-24	-1058
8	PESO TERMINACIONES		273.30			-445	229
9	TOTAL (7+8)					-469	-829
10	SOBRECARGA		694.32			-1131	582
11	TOTAL (9+10)					-1600	-246

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

110	-1800	-1600	0
(*) 102%	76%	100%	

(*) Se acepta el defecto

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 = 15.37 m	Perimetro de la sección expuesto al desecamiento
def = 0.42	

Coefficiente de retracción final 0.10 < d_m < 0.80

ε _S ∞ = -0.00020	Tabla 45
------------------------------------	----------

Se estima

$$t_0 = 23 \text{ días (tesado inicial)}$$

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

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

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

$$\sigma_{bv} = -706.45 + -988.67 \times 0.54 / 0.76 = -1405.37 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{bg} = (389.34 + 0) \times 0.54 / 0.76 = 275.23 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_\phi = -17229.34 \text{ ton/m}^2$$

$$c_\phi = -14.0 \% \quad \textbf{Adoptado 14 \%}$$

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

M máx = 1357.0 ton m	Armadura No Tesa inferior = 26.0 cm ²	23Ø12
	Armadura No Tesa superior = 29.5 cm ²	2x 3Ø25
	Armadura Tesa = 138.8 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
VB25MU1 - Viaducto Belgrano Sur Viga U - Hviga 1.87 - Luz Pa DIN 1045 PAG. 1
ATEC S.A. Ingenieros Consultores 12: 2 HS, NOVIEMBRE 7,2016
*****
```

UNIDADES DE LONGITUD Y FUERZA: m to

CARACTERISTICAS DE LA SECCION INYECTADA:

COORDENADAS REFERIDAS AL SISTEMA TRASLADADO

CORRIMIENTOS: SEGUN X: .000 SEGUN Y: .634

AREA BRUTA DE LA SECCION:	AH	.21368E+01
AREA TOTAL DE ARMADURA:	AFE	.19427E-01
AREA DE ARMADURA PASIVA:	AFEP	.55470E-02
AREA DE ARMADURA ACTIVA:	AFEA	.13880E-01
AREA HOMOGENEIZADA DE LA SECCION:	AHOM	.22220E+01
CUANTIA TOTAL DE ARMADURA PASIVA:	RMUP	.25959E-02
CUANTIA TOTAL DE ARMADURA ACTIVA:	RMUA	.64957E-02
MOMENTOS ESTATICOS DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	SXHOM	-.22455E-01
	SYHOM	.58315E-05
COORD DEL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA SECCION HOMOGENEIZADA	XGHOM	.26244E-05
	YGHOM	-.10106E-01
MOMENTOS DE INERCIA DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	JX	.79592E+00
	JY	.56029E+01
	JXY	-.12377E-06
FIBRAS EXTREMAS REFERIDAS AL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	XINF	-.21256E+01
	XSUP	.21256E+01
	YINF	-.62434E+00
	YSUP	.12457E+01
MOMENTOS DE INERCIA DE LA SECCION HOMOGENEIZADA RESPECTO DE SUS EJES BARICENTRICOS:	JXG	.79569E+00
	JYG	.56029E+01

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

WXGSUP .63877E+00
 WXGINF -.12745E+01
 WYGSUP .26359E+01
 WYGINF -.26359E+01

MOMENTOS DE PRETENSADO RESPECTO DEL BARICENTRO
 DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:

RMXPRE .79122E+03
 RMYPRE -.33138E-03
 RNPRET -.15090E+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 Sur Viga U - Hviga 1.87 - Luz Pa CLAVE: VB25MU1

NORMA DE CALCULO DIN 1045 UNIDADES: to m PAG. 1

ATEC S.A. Ingenieros Consultores 12: 2 HS, NOVIEMBRE 7,2016

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

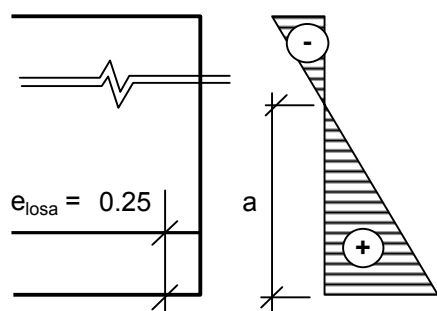
MODULO DE ELASTICIDAD: (Ec) .3700E+07

+-----+-----+-----+			
	CONJUNTO	N	.00
	DE VALORES	Mx	-1357.00
	A VERIFICAR	My	.00
+-----+-----+-----+			
	Angulo del Plano de cargas		90.00
+-----+-----+-----+			
	Coef.seg. necesario		1.9021
CUANTIA	Coef.seguridad real		2.0133
EXISTENTE	Ang. del eje neutro		.00
P= .260%	Deform.del Hormigon		-3.50E-3
A= .650%	Deform.del Acero		1.70E-3
	Cuant.Arm.Pas.Trac.		.12%
+-----+-----+-----+			

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	-1845.65	0.00	-864	-864	-706	-706
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-988.67	1610	-829	1317	-678
3	TOTAL PRETENSADO (1+2)			746	-1693	610	-1385
4	PESO PROPIO SECCIÓN		525.61	-856	441	-856	441
5	TOTAL (3+4)			-110	-1252	-246	-944
6	PESO PROPIO 2da ETAPA		0.00	0	0	0	0
7	TOTAL (5+6)			-110	-1252	-246	-944
8	PESO TERMINACIONES		368.96			-601	310
9	TOTAL (7+8)					-847	-634
10	SOBRECARGA		937.33			-1527	786
11	TOTAL (9+10)					-2374	152



$$a = 152.14 / (152.14 + 2373.63) \times 1.87 = 0.11 \text{ m}$$

$$Abz_1 = 0.46 \text{ m}^2$$

$$152 \text{ ton/m}^2$$

$$Z = 35.13 \text{ ton}$$

Armadura no tesa dispuesta

$$F_e = 26.0 \text{ cm}^2 \quad 23 \text{ } \varnothing 12$$

Tensión en el acero

$$\sigma = 213.2 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica

Verificación incremento de tensión en armadura pretensada.

$$\Delta \sigma_v = Z / (A_v + A_s) = 213.19 \text{ kg/cm}^2$$

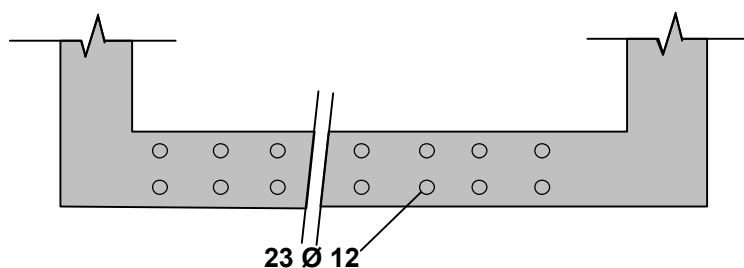
$$\sigma_v \text{ final} = 11,088.16 \text{ kg/cm}^2 < \beta_{sv}$$

Verificación diámetro límite

$$ds \leq \frac{4 \times r_{\mu z} \times 10^4}{\sigma_s^2}$$

$$\mu_z = 0.56 \%$$

$$ds = 3222 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Verifica fisuración}$$



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	1.21	208.51	-120.45	0.660	0.60	127.87	-706.45	22.43	-728.89	Si
0.10	2.42	185.34	-107.02	0.568	0.60	97.86	-1222.64	7.78	-1230.42	Si
0.20	4.83	139.00	-80.20	0.568	0.60	73.47	-2374.05	2.27	-2376.33	Si
0.30	7.25	92.67	-53.44	0.568	0.60	49.01	-1991.57	1.21	-1992.78	Si
0.40	9.66	46.33	-26.71	0.568	0.60	24.52	-2458.25	0.24	-2458.49	Si
0.50	12.08	0.00	0.00	0.568	0.60	0.00	-1265.99	0.00	-1265.99	Si

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

Armadura minima (según tabla 42)

$$As_{min} > 2 \times \mu \times b = 10.80 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{en sección apoyo})$$

$$As_{min} > 2 \times \mu \times b = 10.80 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{en sección centro de tramo})$$

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

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

$$\begin{aligned} \sigma_{b \text{ límite}} &= 320 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - 26.12.3.1}) \\ \sigma_{I \text{ admisible}} &= 200 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 50 a 55}) \\ \sigma_{II \text{ maxima}} &= 2000 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 62 a 63}) \\ \tau_r \text{ admisible} &= 200 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 50 a 55}) \\ \tau_r \text{ maxima} &= 800 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 56 a 61}) \end{aligned}$$

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

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	1.21	-407.0	A	-706.5	354.9	147.52	-853.98	0.40	73.2	Mínima	17.42
0.10	2.42	-139.1	A	-706.5	271.5	92.31	-798.76	0.40	60.9	Mínima	14.50
0.20	4.83	302.2	A	-706.5	203.7	54.54	-761.00	0.40	41.4	Mínima	9.85
0.30	7.25	617.5	B	-706.5	107.6	-	-	0.40	25.8	Minima	6.15
0.40	9.66	806.6	B	-706.5	51.8	-	-	0.40	12.4	Minima	2.96

Hasta 5 metros del apoyo:

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

Resto de la sección:

4 ramas Ø12c/15 por alma

6.6.3. Armadura de Suspensión

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

$$R_{\text{losa}} = 9.59 \text{ ton/m}$$

$$f_e \text{ colgar mín} = 4.00 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{Total})$$

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

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

$$R_{\text{losa}} = 5.05 \text{ ton/m} \quad \sigma_{\text{st}} = R_{\text{losa}} / F_{\text{etotal}}$$

6.6.4. 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	1.21	109.73	0.660	159.33	0.40	0.71	0.09	0.81	1.10	OK
0.10	2.42	97.54	0.568	121.87	0.40	0.55	0.09	0.64	1.10	OK
0.20	4.83	73.15	0.568	91.40	0.40	0.41	0.09	0.50	1.10	OK
0.30	7.25	48.77	0.568	60.93	0.40	0.48	0.17	0.65	1.10	OK
0.40	9.66	24.38	0.568	30.47	0.40	0.24	0.17	0.41	1.10	OK

6.7 Introducción del esfuerzo de pretensado

Esquema general de introducción del esfuerzo de pretensado

6.7.1. Desvío vertical de tensiones

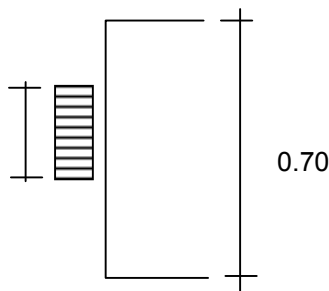
6.7.1.1. Desvío vertical de los cables inferiores

Análisis de la placa en conjunto

No = -154 ton **(por cada cable)**

Longitud de desvío según el eje de la viga

0.26



Lv = 0.70 m *(adoptado conservadoramente)*

Zv = $0.25 \times Vo (1 - 0.26 / 0.7) = 24.17$ ton

zv = 34.53 t/m

fe zv = 14.39 cm²/m (en 0.5 m)

Adoptado Estribos 4 Ramas Ø8c/7.5cm

6.7.2. Desvío horizontal de tensiones

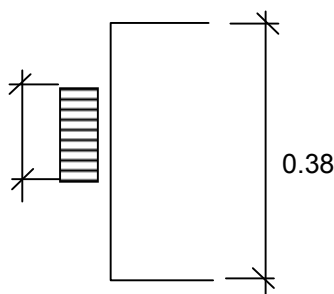
6.7.2.1. Desvío horizontal de los cables de alma

Análisis de la placa en conjunto

No = -154 ton **(por cada cable)**

Longitud de desvío según el eje de la viga

0.26



Lv = 0.38 m *(adoptado conservadoramente)*

Zv = $0.25 \times Vo (1 - 0.26 / 0.38) = 12.14$ ton

zv = 31.95 ton/m

fe zv = 13.31 cm²/m (en 0.3 m)

Adoptado Estribos 2 Ramas Ø8c/7.5cm

7.- Armaduras convencionales de la losa de tablero.

7.1. Análisis de Cargas

En base al análisis de cargas ferroviarias realizado en el punto 4 de esta Memoria:

Luz de cálculo a considerar $L\phi = 3.80 \text{ m}$

Coefficiente de impacto $\phi = 1.4 - 0.008 \times L\phi - 0.1 \times hr = 1.34$

Cargas permanentes

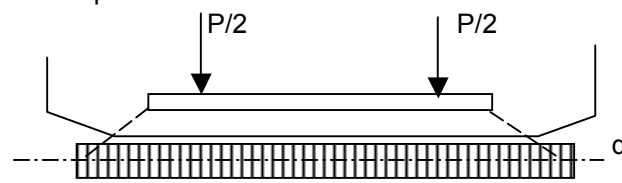
$g = 1.23 \text{ ton/m}^2$ Balasto + Peso Propio de la Losa

Sobrecargas ferroviarias

Consideramos el eje más pesado de la formación, con una separación de 1.50 m

$P = 16.00 \text{ ton}$

$P' = P \times \phi = 21.43 \text{ ton}$



Consideramos que el durmiente reparte esta carga en su longitud y luego ésta se difunde a 45° hasta el plano medio de la losa.

$q' = P' / (2.70 + 2 \times (0.3 + 0.25 / 2)) = 6.04 \text{ ton/m}$

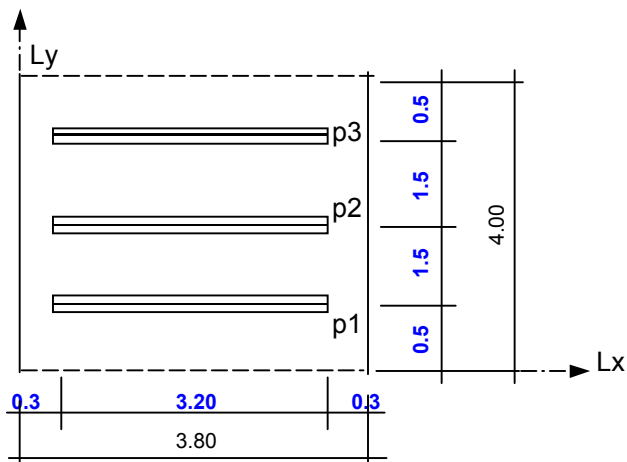
7.2. Cálculo de solicitaciones

7.2.1. Cargas permanentes

$M_{g \text{ máx}} = 2.21 \text{ ton.m/m}$ Con buena aproximación consideramos a la losa simplemente apoyada en las vigas principales.

7.2.2. Sobrecargas ferroviarias

Utilizamos la Tabla D.7.2.1. De "Elastische Platten" , H. Bruckner



						Factor 1	Factor 2
p1	$y_1 / ly =$	0.125	$x_{1i} / lx =$	0.079	$x_{1d} / lx =$	0.921	0.0018
p2	$y_2 / ly =$	0.500	$x_{2i} / lx =$	0.079	$x_{2d} / lx =$	0.921	0.0016
p3	$y_3 / ly =$	0.875	$x_{3i} / lx =$	0.079	$x_{3d} / lx =$	0.921	0.0018

$$M_{q\max} = 6.0376 \times 3.8 \times (2 \times (0.1161 - 0.0018) + (0.1378 - 0.0016)) = 8.37 \text{ tonm/m}$$

Cargas totales

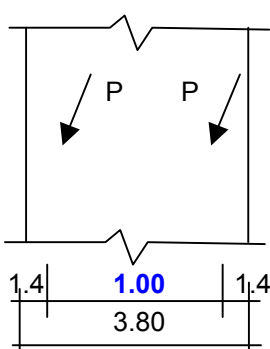
$$M_{\max} = 10.58 \text{ ton.m/m}$$

Empotramiento en las vigas : A fin de cubrir flexiones negativas por cargas localizadas, en correspondencia con las vigas se adopta el siguiente momento de apoyo.

$$M_{\min} = -3.50 \text{ ton.m/m}$$

Flexión en sentido longitudinal

Utilizamos Tabla B.1.4.3. Op. Cit.



		Factor
P =	10.72 ton	
$x_1 / lx =$	0.368	0.0333
$x_2 / lx =$	0.632	0.1847
$y / ly =$	0.000	

$$M_{y\max} = 10.7168 \times (0.0333 + 0.1847) = 2.34 \text{ ton.m/m}$$

7.1.1. Flexión en sentido transversal

Máximo momento positivo $M_{x.máx} = 10.58 \text{ ton.m/m}$

Máximo momento negativo $M_{x.mín} = -3.50 \text{ ton.m/m}$

7.1.2. Flexión en sentido longitudinal

Máximo momento positivo $M_{y.máx} = 2.34 \text{ ton.m/m}$

7.2. Dimensionamiento de la Losa

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = 0.025 m

Sección	M [tonm/m]	N [ton/m]	M _e [tonm/m]	d [m]	h [m]	b [m]	k _h	k _e	F _e [cm ² /m]	Adoptado
T. Máx	10.58	0.00	10.6	0.25	0.22	1.00	6.6	0.469	23.08	Ø20c/7.5cm [inf.]
T. Mín	-3.50	0.00	3.5	0.25	0.22	1.00	11.5	0.444	7.23	Ø16c/15cm [sup.]
L. Máx	2.34	0.00	2.3	0.25	0.22	1.00	14.1	0.439	4.77	Ø12c/15cm [inf.]

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 axil (< 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 ($A_{bz} = \text{Area } H^0 / (1 - k_x)$)

Condición Ambiental (Según tabla 15) : **2**

$\mu_z \leq 0.3\%$ (Según 17.6.2)
 $d_{máx} = 20 / 12 \text{ mm}$ (tabla 19 para condición ambiental 2)
 $r = 80$ (tabla 20 para condición ambiental 2)

Sección	M [tonm/m]	N [ton/m]	M _s [tonm/m]	d [m]	h [m]	b [m]	A _{bz} [m ²]	F _e [cm ² /m]	μ_z [%]	σ_s [Mpa]	d _s [mm]	d _{slim} [mm]
Tr. Máx	10.58	0.00	10.6	0.25	0.22	1.00	0.18	41.89	2.38%	132	20	109

➡ 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

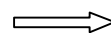
Momento debido a la sobrecarga $M_{q.máx} = 8.37 \text{ tonm/m}$

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

Brazo elástico $z = 0.19 \text{ m}$

Tensión en el acero $\sigma_s = (M_s / z + N) / A_s = 1.05 \text{ ton/m}^2$

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



Verifica

Apoyo

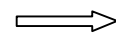
Momento debido a la sobrecarga $M_{q.min} = 1.40 \text{ tonm/m}$

Armadura adoptada Ø16c/15cm [sup.] $f_{e.adop} = 13.40 \text{ cm}^2/\text{m}$

Brazo elástico $z = 0.19 \text{ m}$

$\sigma_s = (M_s / z + N) / A_s = 0.55 \text{ ton/m}^2$

$\sigma_{lím} = 1.40 \text{ ton/m}^2$



Verifica

8.- Reacciones sobre apoyos

8.1 Cargas Verticales

8.1.1 Cargas Permanentes

Vigas	2.14	m ² x	2.50	ton/m ³	=	5.34	ton/m
Riel + Fijaciones						0.80	ton/m
Balasto y Durmientes	1.14	m ² x	2.00	ton/m ³	=	2.28	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

$$g = 9.09 \text{ ton/m}$$

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \quad R = 113.62 \text{ ton}$$

$$\text{Peso Riostra} \quad Pr = 3.02 \text{ ton}$$

8.1.2 Cargas de Tránsito

$$p \text{ vias} = 8.58 \text{ ton/m}$$

$$p \text{ and.} = 0.00 \text{ ton/m}$$

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \quad R = 107.25 \text{ ton}$$

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.

$$Lt = 25.0 \text{ m} \quad (\text{Se consideran 1 tramos continuos})$$

$$HF = 30.64 \text{ ton}$$

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

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \quad HF = 15.32 \text{ ton}$$

8.2.2 Viento

8.2.2.1 Puente Cargado

Reacción por eje de apoyo [150 kg/m²] **HWc = 6.94 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 = 5.84 ton**

Altura de aplicación de la fuerza axil (respecto al nivel del riel) **-0.06 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) 0.34 ton/m

Reacción por eje de apoyo **Hb = 4.14 ton**

8.2.5. Variaciones de longitud de tablero.

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

$$\Delta L_r = 20 \times 10^{-5} \times L_t / 2 = 2.50 \text{ mm}$$

$$\Delta L_f = 1.6 \times \sigma_b / E \times L_t / 2 = 3.82 \text{ mm}$$

$$\Delta L_t = 30 \times 10^{-5} \times L_t / 2 = 3.75 \text{ mm}$$

$$\Sigma \quad 10.07 \text{ mm} \quad 0.81 \text{ mm/m}$$

8.3. Resumen - Cargas por Pila

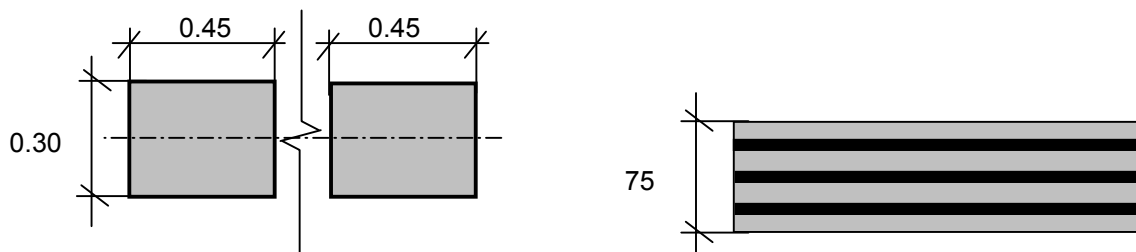
Distancia de riel a nivel superior de neopreno $d_{\text{apoyo - riel}} = 0.70 \text{ m}$

Nº	Estado	Fuerzas			Momentos	
		V ton	H _{long.} ton	H _{trans.} ton	M _{long.} ton.m	M _{trans.} ton.m
1	Vacío	233.28	0.00	11.69	0.00	7.42
2	Cargado	447.78	30.64	22.16	21.45	43.26
3	Mitad Cargado	340.53	15.32	16.93	10.73	25.34

Nota: las cargas indicadas corresponden a 1 tablero entero

9.- Apoyos de neopreno armado

Geometría



Dureza Shore **60**

Solicitaciones (por eje de apoyo)

$$V_{\text{máx}} = \mathbf{223.89} \text{ ton} \quad H_{V \text{ máx}} = \mathbf{26.40} \text{ ton}$$

$$V_{\text{mín}} = \mathbf{116.64} \text{ ton} \quad H_{V \text{ máx}} = \mathbf{5.84} \text{ ton}$$

Adoptado por eje de apoyo: pastillas: **0.30** m x **0.90** m en 2 pastillas 0.3 x 0.45

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

$$\sigma_{\text{máx}} = 829 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm máx}} = \mathbf{1000} \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 432 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{\text{adm mín}} = \mathbf{250} \text{ ton/m}^2$$

Verificación máxima distorsión

$$\Delta L_{\text{tab}} = 7.57 \text{ mm} \quad (\text{fluencia lenta y temperatura})$$

$$\Delta L_{\text{fren}} = 27.24 \text{ mm} \quad (\text{frenado})$$

$$\Delta L_{\text{tot}} = 34.81 \text{ mm}$$

$$\text{tg } \gamma = 0.73 > \text{tg } \gamma_{\text{máx}} = \mathbf{0.70} \quad \Rightarrow \quad \text{Se acepta el defecto}$$