

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

IATASA
INGENIERÍA

ntec
Ingenieros Consultores

PROYECTO EJECUTIVO
VIADUCTO FC BELGRANO SUR
TRAMO CALLE DIÓGENES TABORDA - ESTACIÓN CONSTITUCIÓN

TÍTULO:

SUPERESTRUCTURA VIADUCTO - SECCIÓN "S 3"
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0104-00
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 de apoyo.
9. Apoyos de Neopreno.

I.- GENERALIDADES

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

Se trata de 2 tableros independientes, uno para cada vía, que están constituidos por una losa "in situ" sobre vigas premoldeadas postesadas en forma de "V", que sostienen el paquete ferroviario (aislaciones, balasto, durmiente y rieles).

Se dimensiona para el tramo típico de cambio de vías, que cuenta con una luz de 21.60 m entre ejes de pilas, considerando una luz de cálculo de 20.88 m.

En los bordes exteriores del tablero, con hormigón de segunda etapa, se colocan pasarelas peatonales que a su vez sirven como conducto de instalaciones.

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 de "Reglamento para puentes ferroviarios de hormigón armado". El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

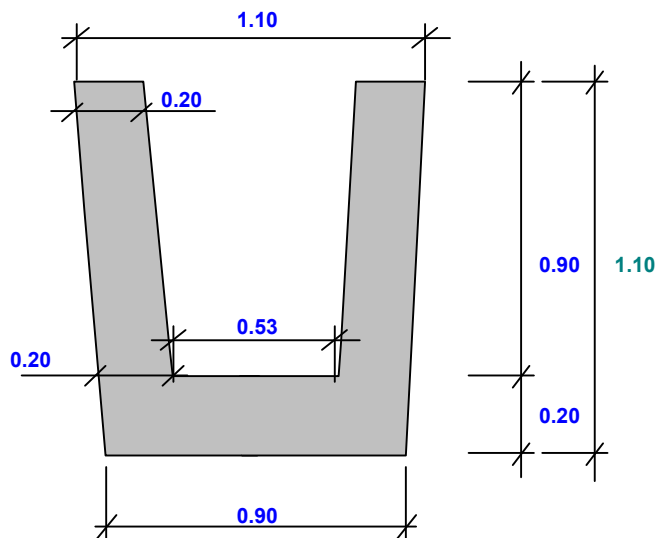
Los materiales previstos en este proyecto son:

Hormigón Losa "in Situ":	H- 30	$\sigma'_{bk} =$	300 kg/cm ²	
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")

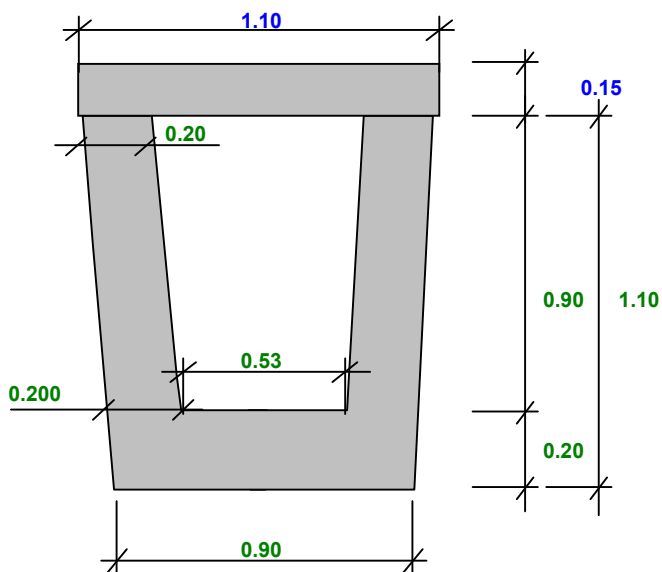
(*) A confirmar según el sistema.

Sección transversal centro de tramo viga premoldeada

Etapas I



Etapas II



3.- Características geométricas de la sección transversal

Planilla de Cálculo de Características Geométricas de una sección

Elemento: *Viga Premoldeada - Sección Centro de tramo*

VALORES CALCULADOS

ALTURA TOTAL DE LA SECCION	Ht=	1.10000	m
SUPERFICIE	F=	0.54512	m ²
DISTANCIA BAR. FIBRA SUPERIOR	ys=	0.64500	m
DISTANCIA BAR. FIBRA INFERIOR	yi=	0.45500	m
MOMENTO INERCIA BARICENTRICO	Jg=	0.06176	m ⁴
MODULO RESISTENTE SUPERIOR	Ws=	0.09575	m ³
MODULO RESISTENTE INFERIOR	Wi=	0.13574	m ³
MOMENTO ESTATICO	S =	0.08116	m ³

Elemento: *Sección Completa Homogeneizada - Sección Centro de tramo.*

VALORES CALCULADOS

ALTURA TOTAL DE LA SECCION	Ht=	1.25000	m
SUPERFICIE	F=	0.67340	m ²
DISTANCIA BAR. FIBRA SUPERIOR	ys=	0.63080	m
DISTANCIA BAR. FIBRA INFERIOR	yi=	0.61920	m
MOMENTO INERCIA BARICENTRICO	Jg=	0.12200	m ⁴
MODULO RESISTENTE SUPERIOR	Ws=	0.19341	m ³
MODULO RESISTENTE INFERIOR	Wi=	0.19703	m ³
MOMENTO ESTATICO	S =	0.13141	m ³

Elemento: *Viga premoldeada - Sección Apoyo*

VALORES CALCULADOS

ALTURA TOTAL DE LA SECCION	Ht=	1.10000	m
SUPERFICIE	F=	1.21000	m ²
DISTANCIA BAR. FIBRA SUPERIOR	ys=	0.55000	m
DISTANCIA BAR. FIBRA INFERIOR	yi=	0.55000	m
MOMENTO INERCIA BARICENTRICO	Jg=	1.46410	m ⁴
MODULO RESISTENTE SUPERIOR	Ws=	2.66200	m ³
MODULO RESISTENTE INFERIOR	Wi=	2.66200	m ³
MOMENTO ESTATICO	S =	0.16638	m ³

Elemento: *Sección Completa Homogenizada - Sección Apoyo*

VALORES CALCULADOS

ALTURA TOTAL DE LA SECCION	Ht=	1.25000	m
SUPERFICIE	F=	1.33750	m ²
DISTANCIA BAR. FIBRA SUPERIOR	ys=	0.64080	m
DISTANCIA BAR. FIBRA INFERIOR	yi=	0.60920	m
MOMENTO INERCIA BARICENTRICO	Jg=	0.16700	m ⁴
MODULO RESISTENTE SUPERIOR	Ws=	0.26061	m ³
MODULO RESISTENTE INFERIOR	Wi=	0.27413	m ³
MOMENTO ESTATICO	S =	0.20412	m ³

4.- Análisis de cargas

Tipo de trocha del material rodante

 TROCHA: **ANGOSTA**

Luz entre ejes de pila

 $L_p = 21.60 \text{ m}$

Luz de cálculo

 $L_c = 20.88 \text{ m}$

4.1. Cargas permanentes

Número de vigas

4

Sección viga

 $0.55 \text{ m}^2 \times 2.50 \text{ ton/m}^3 = 5.45 \text{ ton/m}$

Sección losa

 $0.73 \text{ m}^2 \times 2.50 \text{ ton/m}^3 = 1.83 \text{ ton/m}$

Área veredas y contención balasto

 $0.08 \text{ m}^2 \times 2.40 \text{ ton/m}^3 = 0.20 \text{ ton/m}$

Cenefas

 $0.06 \text{ m}^2 \times 2.40 \text{ ton/m}^3 = 0.13 \text{ ton/m}$

Riel y fijaciones

0.80 ton/m

Balasto

 $1.10 \text{ m}^2 \times 2.00 \text{ ton/m}^3 = 2.20 \text{ ton/m}$

Durmientes

 $0.10 \text{ m}^2 \times 1.80 \text{ ton/m}^3 = 0.18 \text{ ton/m}$

Pantallas y barandas

0.00 ton/m

Catenaria

0.00 ton/m

Otros

0.50 ton/m

Total de carga permanente

 $g = 11.29 \text{ ton/m}$

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

 $L_\phi = 20.88 \text{ m}$

Coeficiente de impacto

 $\phi = 1.40 - 0.008 \times L_\phi - 0.10 \times h_r = 1.20$

4.2.2. Sobrecarga debido a vereda

Tipo de tránsito

PUBLICO

Ancho de vereda

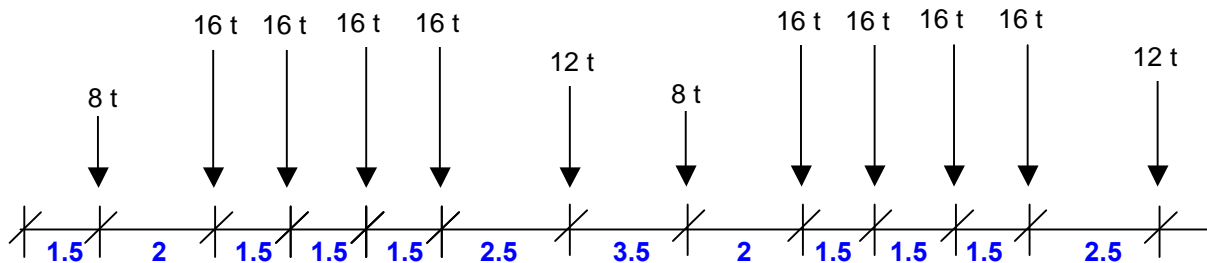
1.00 m

Sobrecarga debido a vereda

 $q_{\text{aceras}} = 0.50 \text{ ton/m}$

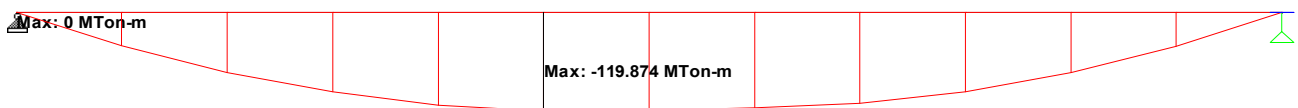
4.2.3. Sobrecarga debido al material rodantes

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.

Diagrama de momentos envolvente.



Para contemplar la distribución transversal de cargas, se realiza un modelo de emparrillado, y se afecta el momento previamente calculado mediante un coeficiente conformado por el cociente entre el momento de la viga más solicitada y el momento producido por una distribución uniforme.

$$M_{\text{máx}} / M_{\text{unif.}} = 1.22$$

Relación de distribución para viga debajo de acera.

$$M_{\text{v.acera}} / M_{\text{unif.}} = 0.59$$

Al momento de la viga debajo de la acera, se le adiciona el momento de sobrecarga en aceras.

$$M_{\text{aceras}} = 27.2 \text{ ton/m}$$

Finalmente, el momento solicitante debido a las sobrecargas en la viga más cargada será:

$$M_{\text{sobrecarga}} = \text{Máx} [119\text{ton.m} \times M_{\text{máx}}/M_{\text{unif.}} ; 119\text{ton.m} \times M_{\text{v.acera}}/M_{\text{unif.}} + M_{\text{aceras}}] = 146.1 \text{ ton/m}$$

5.- Cálculo de Solicitaciones

5.1 Solicitaciones en sentido longitudinal

Planilla de máximos 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	1.04	2.09	4.18	6.26	8.35	10.44
M máx.	0.00	60.84	115.79	205.82	269.85	308.49	321.37
Q asoc.	64.85	58.39	51.87	38.89	25.97	12.98	0.00

Momentos en ton.m y cortes en ton

Planilla de máximos 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	1.04	2.09	4.18	6.26	8.35	10.44
M máx.	0.00	29.12	55.42	98.51	129.15	147.64	153.81
Q asoc.	29.47	26.53	23.57	17.67	11.80	5.90	0.00

Momentos en ton.m y cortes en ton

Planilla de máximos momentos flexores y cortes asociados para peso propio de losa y viga.

Sección (%LC)	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
x (Dist. Apoyo)	0.00	1.04	2.09	4.18	6.26	8.35	10.44
M máx.	0.00	18.77	35.73	63.52	83.28	95.20	99.18
Q asoc.	19.0	17.1	15.2	11.4	7.6	3.8	0.0

Momentos en ton.m y 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.

En las páginas siguientes, 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 la sección crítica (centro de tramo). El proyecto podrá ser posteriormente adaptado con facilidad al sistema de postesado que se adopte.

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.

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

Longitud entre apoyos de la viga Lc = 20.88 m

Constante de la parábola de 2º grado a = 0.00344

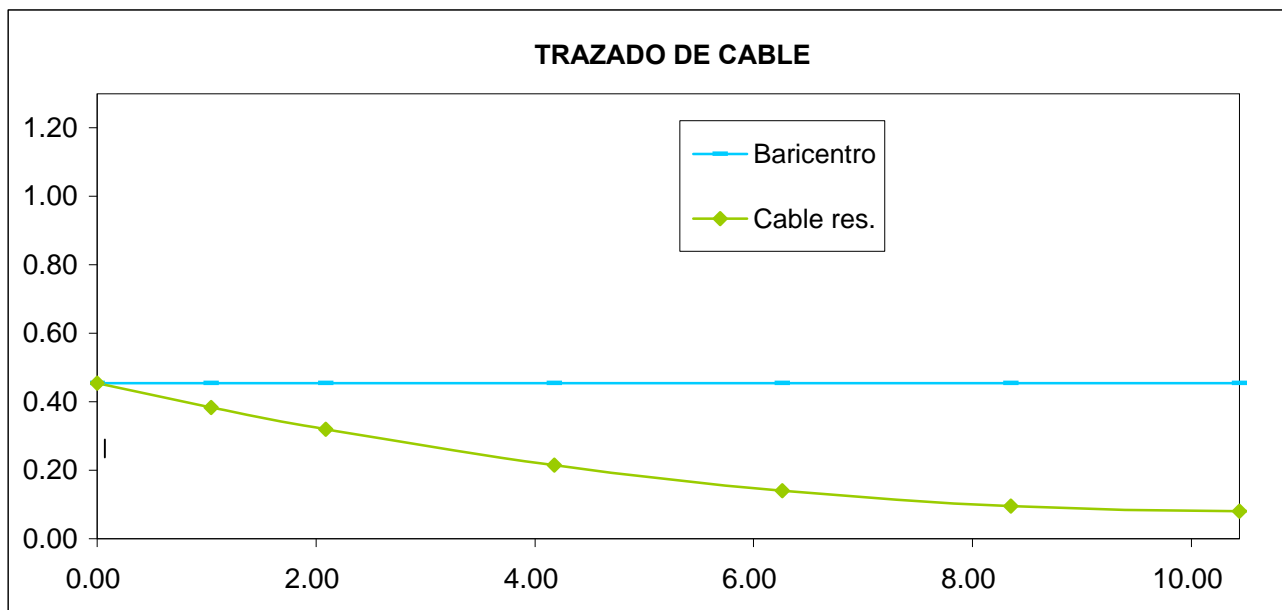
Tabla de trazado del cable:

Sección	X	Eje baricentro	Cable resultante	
			dist ₁	dist ₂
%	m	m	m	m
0.00	0.00	0.4550	0.4550	0.000
0.05	1.04	0.4550	0.3838	0.071
0.10	2.09	0.4550	0.3200	0.135
0.20	4.18	0.4550	0.2150	0.240
0.30	6.26	0.4550	0.1400	0.315
0.40	8.35	0.4550	0.0950	0.360
0.50	10.44	0.4550	0.0800	0.375
0.60	12.53	0.4550	0.0950	0.360
0.70	14.62	0.4550	0.1400	0.315
0.80	16.70	0.4550	0.2150	0.240
0.90	18.79	0.4550	0.3200	0.135
0.95	19.84	0.4550	0.3838	0.071
1.00	20.88	0.4550	0.4550	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

$$\beta = 0.007$$

$$\mu = 0.250$$

Ángulo de cable resultante

$$\alpha = 0.072$$

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	1.044	0.00717	0.01448	0.9964
0.10	2.088	0.01434	0.02896	0.9928
0.15	3.132	0.02151	0.04344	0.9892
0.20	4.176	0.02869	0.05792	0.9856
0.25	5.220	0.03586	0.07240	0.9821
0.30	6.264	0.04303	0.08688	0.9785
0.35	7.308	0.05020	0.10136	0.9750
0.40	8.352	0.05737	0.11584	0.9715
0.45	9.396	0.06454	0.13032	0.9679
0.50	10.440	0.07172	0.14480	0.9644

Pérdidas por fricción en 0.5 L

3.56 %

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

6.3.1. Características Geométricas.

Sección Completa Homogeneizada

$$\begin{aligned}
 F &= 0.6734 \text{ m}^2 \\
 y_s &= -0.6308 \text{ m}^4 \\
 y_i &= 0.6192 \text{ m} \\
 J &= 0.1220 \text{ m} \\
 W_{svc} &= -0.1934 \text{ m}^3 \\
 W_{ivc} &= 0.1970 \text{ m}^3 \\
 W_{sv} &= -0.2537 \text{ m}^3 \\
 e_c &= 0.5392 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sección Simple

$$\begin{aligned}
 F &= 0.5451 \text{ m}^2 \\
 J &= 0.0618 \text{ m}^4 \\
 y_s &= -0.6450 \text{ m} \\
 y_i &= 0.4550 \text{ m} \\
 W_{sv} &= -0.0958 \text{ m}^3 \\
 W_{iv} &= 0.1357 \text{ m}^3 \\
 e_0 &= 0.3750 \text{ m}
 \end{aligned}$$

6.3.2. Características Mecánicas.

Hormigón Viga Pref.	H-38	$E_v =$	3700000.00	t/m ²	
Hormigón "in situ"	H-30	$E_t =$	3400000.00	t/m ²	$\eta = 0.92$

6.3.3. Esfuerzo de Pretensado.

$N_{0 \text{ 1er}}$	$=$	-409	ton	Pérdidas instantáneas	3.6 %
$N_{0 \text{ 2do}}$	$=$	0	ton	Pérdidas diferidas	10.3 %
N_{∞}	$=$	-352	ton	Pérdidas totales	13.9 %

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)

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

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

$$F_{ev \text{ nec}} = 30.75 \text{ cm}^2$$

6.3.4 Planilla de verificación de tensiones normales en la sección pretensada

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

Nº	SOLICITACIONES POR	N	M	t = 0 (inicial)		t = ∞ (final)		
				σ _{sv}	σ _{iv}	σ _{sv}	σ _{iv}	σ _{sl}
		ton	ton m	ton /m²	ton /m²	ton /m²	ton /m²	ton /m²
1	TIRO	-409.00		-750	-750	-646	-646	
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-153.38	1602	-1130	1380	-973	
3	MOMENTO TESADO HIPERESTATICO							
4	TOTAL PRETENSADO (1+2+3)			851	-1880	734	-1620	
5	PESO PROPIO VIGA		74.27	-776	547	-776	547	
6	TOTAL (4+5)			76	-1333	-42	-1073	
7	PESO PROPIO TABLERO		24.91	-260	183	-260	183	
8	TIRO (2ª ETAPA DE TESADO)	0.00		0	0	0	0	
9	MOMENTO TESADO ESTATICO		0.00	0	0	0	0	
10	MOMENTO TESADO HIPERESTATICO							
11	TOTAL (6+7+8+9+10)			-184	-1150	-302	-889	
12	PESO PROPIO TERMINACIONES		54.63			-215	277	-260
13	TOTAL (11+12)					-518	-612	-260
14	SOBRECARGA		146.05			-576	741	-694
15	TOTAL (13+14)					-1093	130	-954
16								

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

250	-1800	-1600	320
30%	74%	68%	

6.3.5 Cálculo de pérdidas diferidas.

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

E_b = 3700000 ton/m² Hormigón H-38
E_z = 19500000 ton/m² Acero C1900 Grado 270 Cordones 1/2" (A verificar según el sistema)
n = 5.27
φ = 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 = **5.83** m Perimetro de la sección expuesto al desecamiento
def = 0.35

Coefficiente de retracción final 0.10 < d_m < 0.80

ε_s ∞ = -0.00020 Tabla 45

Se estima

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

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

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

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

$$\sigma_{bv} = -646.34 + 0 + (-153.38 \times 0.38 / 0.06 + 0 \times 0.54 / 0.62) \times (1 - 13.86\%) = -1448.6 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{bg} = (74.27 + 24.91) \times 0.38 / 0.06 + 54.64 \times 0.54 / 0.12 = 843.63 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_\phi = -12740.60 \text{ t/m}^2$$

$$c_\phi = -10.3 \%$$

Adoptado 10.3 %

6.4 Verificación de seguridad a la rotura por flexión en sección centro de tramo (0.5 L)

M máx = 321.4 tm Armadura No Tesa = 13.57 cm²
 Armadura Tesa = 30.75 cm²

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
VBV23M - Viaducto Belgrano - Hvigia 1.10 - Luz Parcial 20.88 DIN 1045 PAG. 1
ATEC S.A. Ingenieros Consultores 10:30 HS, JULIO 21,2015
*****
```

UNIDADES DE LONGITUD Y FUERZA: m to

CARACTERISTICAS DE LA SECCION INYECTADA:

COORDENADAS REFERIDAS AL SISTEMA TRASLADADO

CORRIMIENTOS: SEGUN X: .000 SEGUN Y: .619

AREA BRUTA DE LA SECCION:	AH	.69799E+00
AREA TOTAL DE ARMADURA:	AFE	.44320E-02
AREA DE ARMADURA PASIVA:	AFEP	.13570E-02
AREA DE ARMADURA ACTIVA:	AFEA	.30750E-02
AREA HOMOGENEIZADA DE LA SECCION:	AHOM	.71747E+00
CUANTIA TOTAL DE ARMADURA PASIVA:	RMUP	.19441E-02
CUANTIA TOTAL DE ARMADURA ACTIVA:	RMUA	.44055E-02
MOMENTOS ESTATICOS DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	SXHOM	-.10367E-01
	SYHOM	-.58369E-08
COORD DEL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA SECCION HOMOGENEIZADA	XGHOM	-.81354E-08
	YGHOM	-.14449E-01
MOMENTOS DE INERCIA DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	JX	.12740E+00
	JY	.87680E-01
	JXY	-.16987E-09
FIBRAS EXTREMAS REFERIDAS AL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	XINF	-.54886E+00
	XSUP	.54886E+00
	YINF	-.60434E+00
	YSUP	.64566E+00
MOMENTOS DE INERCIA DE LA SECCION HOMOGENEIZADA RESPECTO DE SUS EJES BARICENTRICOS:	JXG	.12725E+00
	JYG	.87680E-01
MODULOS RESISTENTES DE LA SECCION HOMOGENEIZADA RESPECTO DE SUS EJES BARICENTRICOS:	WXGSUP	.19709E+00

MOMENTOS DE PRETENSADO RESPECTO DEL BARICENTRO DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	WXGINF - .21056E+00 WYGSUP .15975E+00 WYGINF - .15975E+00
ESFUERZO TOTAL DE PRETENSADO:	RMXPRE .18457E+03 RMYPRE .60134E-05 RNPRET - .35200E+03

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 - Hviga 1.10 - Luz Parcial 20.88 CLAVE: VBV23M
 NORMA DE CALCULO DIN 1045 UNIDADES: to m PAG. 1
 ATEC S.A. Ingenieros Consultores 10:30 HS, JULIO 21,2015

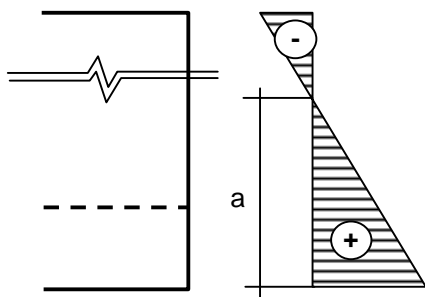
 TIPO DE ACERO 1 DUREZA NATURAL
 LIMITE ELASTICO: Bs= .4200E+05
 MODULO DE ELASTICIDAD: Es= .2100E+08
 TIPO DE ACERO 2 DEFORMADO EN FRIO
 LIMITE ELASTICO: Bs= .1700E+06
 MODULO DE ELASTICIDAD: Es= .1950E+08
 RESISTENCIA DE CALCULO DEL HORMIGON: (Br) .2700E+04
 MODULO DE ELASTICIDAD: (Ec) .3700E+07

CONJUNTO	N	.00
DE VALORES	Mx	-322.00
A VERIFICAR	My	.00
Angulo del Plano de cargas		90.00
CUANTIA	Coef.seg. necesario	1.7500
EXISTENTE	Coef.seguridad real	1.8782
P= .194%	Ang. del eje neutro	.00
A= .441%	Deform.del Hormigon	-2.68E-3
	Deform.del Acero	5.00E-3
	Cuant.Arm.Pas.Trac.	.19%

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	M	t = 0 (inicial)		t = ∞ (final)	
				σ _{SV}	σ _{IV}	σ _{SV}	σ _{IV}
-		t	tm	t/m²	t/m²	t/m²	t/m²
1	TIRO	-409	0	-750.29	-750.29	-646.34	-646.34
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-153.38	1601.78	-1129.9	1379.85	-973.38
3	MOMENTO TESADO HIPERESTATICO						
4	TOTAL PRETENSADO (1+2+3)			851.49	-1880.2	733.51	-1619.7
5	PESO PROPIO VIGA		100.26	-1047.1	738.653	-1047.1	738.653
6	TOTAL (4+5)			-195.61	-1141.6	-313.59	-881.07
7	PESO PROPIO LOSA		33.62	-351.15	247.712	-351.15	247.712
8	TIRO (2ª ETAPA DE TESADO)	0.00		0	0	0	0
9	MOMENTO TESADO ESTATICO		0.00	0	0	0	0
10	MOMENTO TESADO HIPERESTATICO						
11	TOTAL (6+7+8+9+10)			-546.76	-893.87	-664.74	-633.36
12	TERMINACIONES		73.75			-290.67	374.342
13	TOTAL (11+12)					-955.41	-259.02
14	SOBRECARGA		197.17			-777.06	1000.74
15	TOTAL (13+14)					-1732.5	741.72
16							



$$a = 741.72 / (741.72 + 1732.47) \times 1.1 = 0.33 \text{ m}$$

$$291.87 \text{ tn/m}^2$$

$$Abz = 0.2349 \text{ m}^2$$

$$741.72 \text{ tn/m}^2$$

$$Z = 102.15 \text{ ton}$$

Armadura no tesa dispuesta

$$Fe = 13.57 \text{ cm}^2$$

$$12 \text{ } \emptyset \text{ } 12$$

Tensión en el acero

$$\sigma = 2304.6 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica

Verificación incremento de tensión en armadura pretensada.

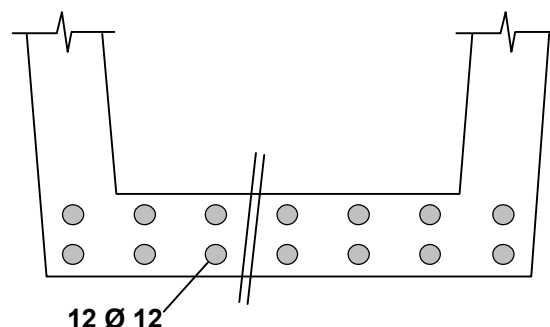
$$\Delta \sigma_v = Z / (A_v + A_s) = 2304.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_v \text{ final} = 13761.86 \text{ kg/cm}^2 < \beta \sigma_v$$

Verificación diámetro límite

$$ds \leq \frac{4 \times r \mu z \times 10^4}{\sigma_s^2} \quad \mu z = 0.58 \%$$

$$ds = 28 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica fisuración}$$



6.6 Introducción del esfuerzo de pretensado

6.6.1. Desvío vertical de tensiones

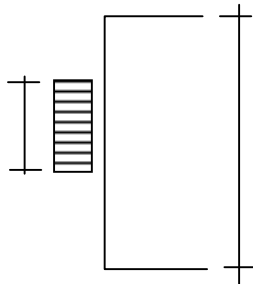
6.6.1.1. Desvío del cable inferior

Análisis de la placa en conjunto

No = -136 ton **(mitad por cada alma)**

Longitud de desvío según el eje de la viga

0.26



1.10

Lv = 1.10 m *(adoptado conservadoramente)*

Zv = $0.25 \times Vo (1 - 0.26 / 1.1) = 26.03$ ton

zv = 23.66 t/m

fe zv = 9.86 cm²/m (en 0.8 m)

Adoptado Estribos 2 Ramas Ø8c/7.5cm

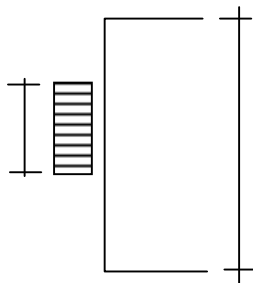
6.6.1.2. Desvío de los cables superiores

Análisis de la placa en conjunto

No = -136 ton **(mitad por cada alma)**

Longitud de desvío según el eje de la viga

0.26



1.10

Lv = 1.10 m *(adoptado conservadoramente)*

Zv = $0.25 \times Vo (1 - 0.26 / 1.1) = 26.03$ ton

zv = 23.66 t/m

fe zv = 9.86 cm²/m (en 0.8 m)

Adoptado Estribos 2 Ramas Ø8c/7.5cm

6.7.1 Verificación de tensiones principales en estado de uso.

$$\sigma_{I adm} = 260.00 \text{ tn/m}^2 \quad (\text{de acuerdo a C.I.R.S.O.C. - Tabla 47 - Renglones 46 a 49})$$

SECCIÓN	X	Q _{V+L}	Q _{T+P}	Q _{TESADO}	Ss	Sc	b	τ	σ_x	σ_I	σ_{II}	Verifica
0.05	1.04	17.10	41.30	-22.77	0.081	0.131	0.40	92.56	-290.93	26.95	-317.88	Si
0.10	2.09	15.20	36.67	-20.24	0.081	0.131	0.40	82.20	-614.88	10.80	-625.68	Si
0.20	4.18	11.40	27.49	-15.17	0.081	0.131	0.40	61.63	-590.39	6.37	-596.76	Si
0.30	6.26	7.60	18.37	-10.11	0.081	0.131	0.40	41.21	-572.67	2.95	-575.62	Si
0.40	8.35	3.80	9.18	-5.05	0.081	0.131	0.40	20.61	-562.22	0.75	-562.97	Si
0.50	10.44	0.00	0.00	0.00	0.081	0.131	0.40	0.00	-558.74	0.00	-558.74	Si

Nota: Tensiones en tn/m². Cortes en toneladas.

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

Armadura minima (según tabla 42)

$$A_s \min > 2 \times \mu \times b = 7.20 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{en sección apoyo})$$

$$A_s \min > 2 \times \mu \times b = 7.2 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{en sección centro de tramo})$$

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

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

$$\begin{aligned} \sigma_b \text{ límite} &= 320.0 \text{ t/m}^2 && (\text{según CIRSOC 201 - 26.12.3.1}) \\ \sigma_I \text{ admisible} &= 200.0 \text{ t/m}^2 && (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 50 a 55}) \\ \sigma_{II} \text{ maxima} &= 2000.0 \text{ t/m}^2 && (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 62 a 63}) \\ \tau_r \text{ admisible} &= 200.0 \text{ t/m}^2 && (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 50 a 55}) \\ \tau_r \text{ maxima} &= 800.0 \text{ t/m}^2 && (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 56 a 61}) \end{aligned}$$

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

SECCION	X	$\sigma_{inferior}$	ZONA	σ_x	τ_u / τ_r	σ_I	σ_{II}	$\tan \delta$	Z	Req.Arm	fe req
0.05	1.04	-19.7	A	-291.5	143.2	58.54	-350.04	0.40	40.1	Mínima	9.56
0.10	2.09	175.0	A	-686.1	193.7	50.91	-737.05	0.40	33.0	Mínima	7.86
0.20	4.18	813.6	B	-717.0	137.7	-	-	0.40	22.0	Minima	5.25
0.30	6.26	1266.8	B	-738.7	85.3	-	-	0.40	13.7	Minima	3.25
0.40	8.35	1541.0	B	-752.0	40.9	-	-	0.40	6.5	Minima	1.56

Nota: Tensiones en ton/m². Cortes en toneladas.

Se adopta: **2 ramas Ø8c/15 por alma (4 ramas Ø8c/15 cm por viga)**

7.- Armaduras convencionales de la losa de tablero.

7.1. Análisis de carga

7.1.1. Cargas permanentes

 Peso propio losa $e_{losa} = 0.15 \text{ m}$
 $g_{losa} = 0.38 \text{ ton/m}^2$

Peso rieles + fijaciones durmientes + balasto + otros

 $g_{otros} = 3.68 \text{ ton/m}^2$
Total de carga permanente
 $g = 4.06 \text{ ton/m}^2$

7.1.2. Sobrecargas

Coeficiente de impacto considerado

 $\phi_{losa} = 1.4$

Sobrecarga considerada

 $p = 1.83 \text{ ton/m}^2$
Total de sobrecarga
 $p' = 2.56 \text{ ton/m}^2$

7.2 Dimensionamiento de la armadura

7.2.1 Armadura transversal

Carga total

 $g + p' = 6.62 \text{ ton/m}^2$

Máximo momento positivo

 $M_{\text{máx}}^+ = 0.38 \text{ ton.m/m}$

Máximo momento negativo

 $M_{\text{mín}}^+ = 0.67 \text{ ton.m/m}$

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	0.38	0.00	0.4	0.15	0.13	1.00	20.5	0.431	1.29	Ø8c/15cm [inf.]
T. Mín	0.67	0.00	0.7	0.15	0.13	1.00	15.4	0.435	2.31	Ø8c/15cm [sup.]

7.2.2 Armadura longitudinal

 Se adopta como armadura de repartición **Ø8c/30** inferior y superior

8.- Reacciones de apoyo

8.1 Cargas Verticales

8.1.1 Cargas Permanentes

Vigas	4.00	x	0.55	m ² x	2.50	tn/m ³ =	5.45	ton/m
Losa "in situ"			0.73	m ² x	2.50	tn/m ³ =	1.83	ton/m
Veredas y Contención de Balasto			0.08	m ² x	2.40	tn/m ³ =	0.20	ton/m
Cenefas			0.06	m ² x	2.40	tn/m ³ =	0.13	ton/m
Riel + Fijaciones							0.80	ton/m
Balasto y Durmientes			1.10	m ² x	2.00	tn/m ³ =	2.20	ton/m
Durmientes			0.10	m ² x	1.80	tn/m ³ =	0.18	ton/m
Pantallas / Barandas							0.00	ton/m
Catenaria							0.00	ton/m
Otros							0.50	ton/m

$$g = 11.29 \text{ ton/m}$$

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \quad R = 121.92 \text{ ton}$$

$$\text{Peso Macizado} \quad Pr = 1.76 \text{ ton}$$

8.1.2 Cargas de Tránsito

$$p \text{ vias} = 8.91 \text{ ton/m}$$

$$p \text{ and.} = 0.50 \text{ ton/m}$$

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \quad R = 101.6 \text{ ton}$$

8.2 Cargas Horizontales

8.2.1 Frenado y Arranque

$$L_t = 21.6 \text{ m} \quad (\text{Se consideran 1 tramos continuos})$$

$$HF = 27.49 \text{ ton}$$

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

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \quad HF = 13.75 \text{ ton}$$

8.2.2 Viento

8.2.2.1 Puente Cargado

Reacción por eje de apoyo [150 kg/m²] **HWc = 7.37 ton**

Altura de aplicación de la fuerza axil (respecto al nivel del riel) **1.05 m**

8.2.2.2 Puente Descargado

Reacción por eje de apoyo [250 kg/m²] **HWd = 4.19 ton**

Altura de aplicación de la fuerza axil (respecto al nivel del riel) **-0.78 m**

8.3. Fuerzas centrífugas horizontales

Radio de la curva **∞ m**

Velocidad maxima del tren (es función del radio de curvatura) **29.2 m/s**

Carga axil transmitida por un eje **8.91 tn**

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 tn/m**

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

8.4. Choque lateral del tren (balanceo)

Fuerza lateral del tren (solo en tramos rectos - aplicada en nivel sup. riel) 0.36 tn/m

Reacción por eje de apoyo **Hb = 3.85 tn**

8.2.3 Variaciones de longitud de tablero.

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

$$\Delta L_r = 20 \times 10^{-5} \times L_t / 2 = 2.16 \text{ mm}$$

$$\Delta L_f = 1.6 \times \sigma_b / E \times L_t / 2 = 3.02 \text{ mm}$$

$$\Delta L_t = 30 \times 10^{-5} \times L_t / 2 = 3.24 \text{ mm}$$

$$\Sigma \quad 8.42 \text{ mm} \quad 0.78 \text{ mm/m}$$

8.3 Resumen - Cargas por Pila

$d_{\text{apoyo - riel}} =$ m

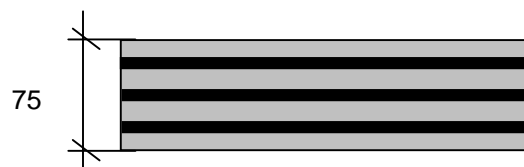
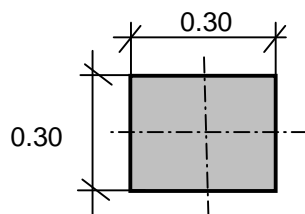
Distancia de riel a nivel superior de neopreno $d_{\text{apoyo - riel}} = 2.60$ m

Nº	Estado	Fuerzas			Momentos	
		V ton	H _{long.} ton	H _{trans.} ton	M _{long.} ton.m	M _{trans.} ton.m
1	Vacío	247.36	0.00	8.37	0.00	15.28
2	Cargado	450.62	27.49	22.44	71.48	73.89
3	Mitad Cargado	348.99	13.75	15.41	35.74	44.58

Nota: las cargas indicadas corresponden a 1 tablero entero

9.- Apoyos de neopreno Armado

Geometría



Dureza Shore **60**

Solicitaciones (por eje de apoyo)

$$V_{\text{máx}} = \mathbf{225.31} \text{ ton} \quad H_{V \text{ máx}} = \mathbf{24.97} \text{ ton}$$

$$V_{\text{mín}} = \mathbf{123.68} \text{ ton} \quad H_{V \text{ máx}} = \mathbf{4.19} \text{ ton}$$

Adoptado por eje de apoyo: pastillas: **0.30** m x **1.20** m en 4 pastillas 0.3 x 0.3

$$h_{\text{neta}}: \mathbf{48.00} \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Recubrimiento exterior} = & 3 \text{ mm} \\ \text{Espesor placas} = & 3 \text{ mm} \\ \text{Espesor capas de goma} = & \mathbf{8} \text{ mm} \text{ c/u} \\ \text{cantidad de capas} & \mathbf{6} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 626 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm máx}} = \mathbf{1000} \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 344 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{\text{adm mín}} = \mathbf{250} \text{ ton/m}^2$$

Verificación máxima distorsión

$$\Delta L_{\text{tab}} = 6.26 \text{ mm} \quad (\text{fluencia lenta y temperatura})$$

$$\Delta L_{\text{fren}} = 18.33 \text{ mm} \quad (\text{frenado})$$

$$\Delta L_{\text{tot}} = 24.59 \text{ mm}$$

$$\text{tg } \gamma = 0.51 < \text{tg } \gamma_{\text{máx}} = \mathbf{0.70} \quad \Rightarrow \quad \text{Verifica distorsión}$$