

**ANTEPROYECTO Y
ESTUDIO TÉCNICO DE IMPACTO AMBIENTAL
VIADUCTO FERROVIARIO ELEVADO
BELGRANO SUR**
TRAMO INTERSECCIÓN CALLE CORRALES HASTA NUEVA ESTACIÓN CONSTITUCIÓN

CONTENIDO

Memorias de cálculo de estructuras



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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.			

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..2..de..29	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : 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**

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..29	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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:

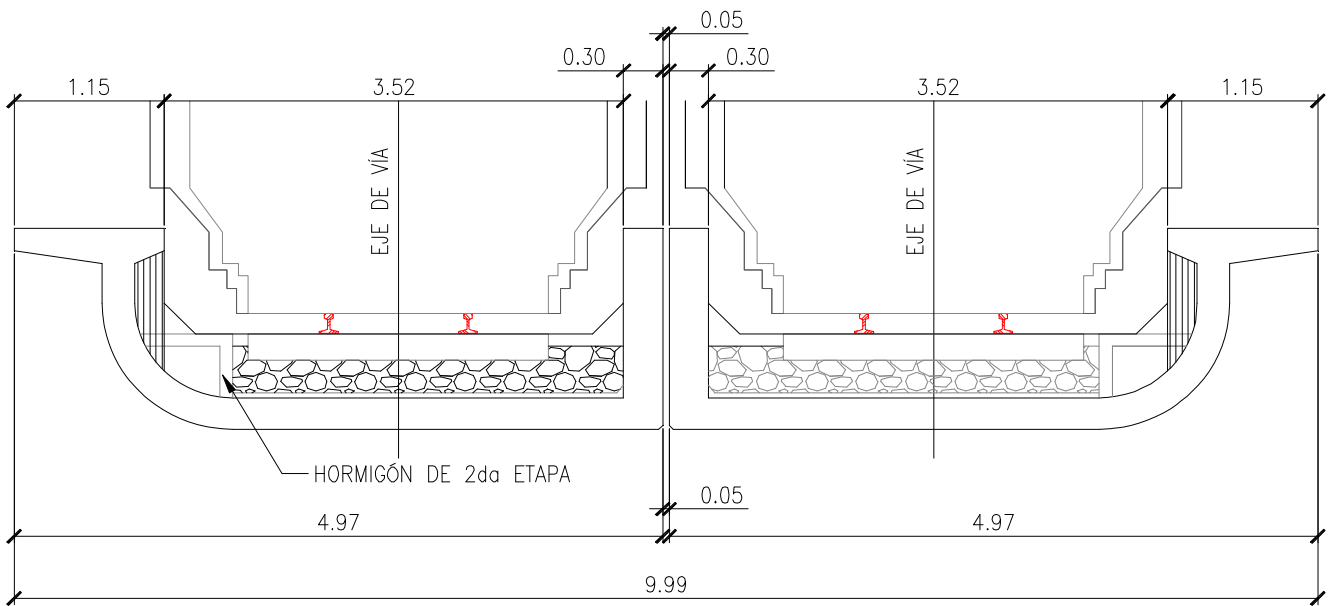
Hormigón Superestructura:	H- 38	$\sigma'_{bk} = 380 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)
Acero para Pretensado	C1900 Gr-270 (*)		(Cordones de 1/2")

(*) A confirmar según el sistema.

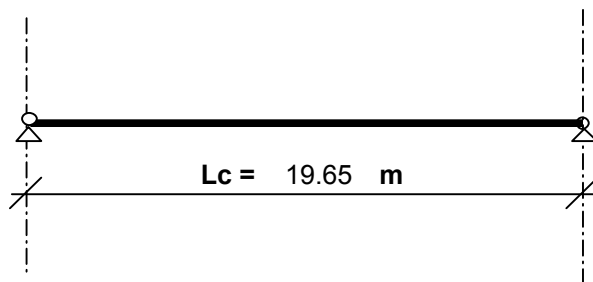
II.- SUPERESTRUCTURA

1.- Geometría

Sección Transversal.

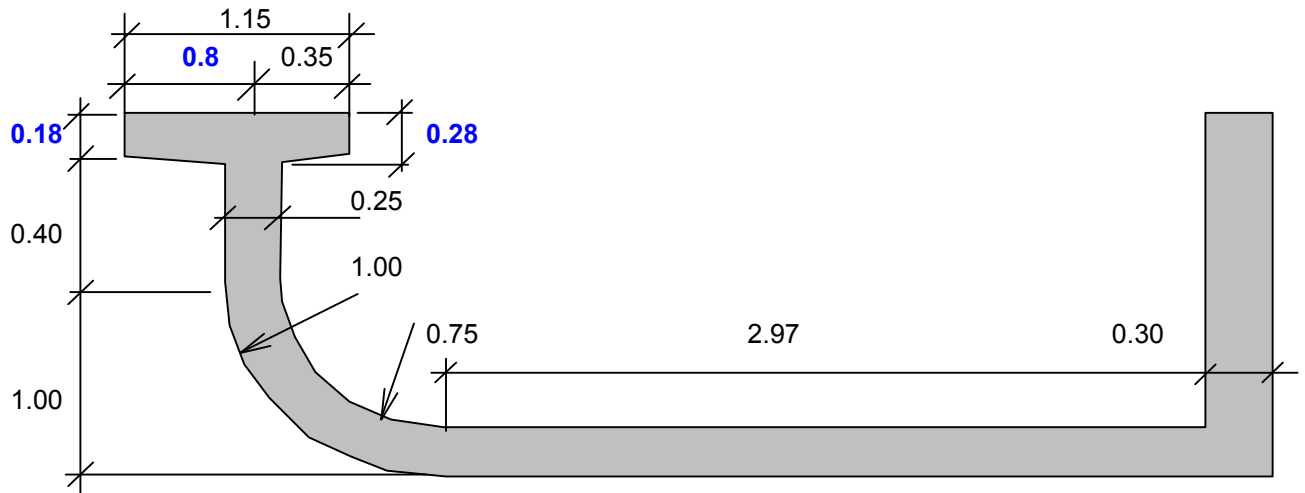


2.- Esquema Estático



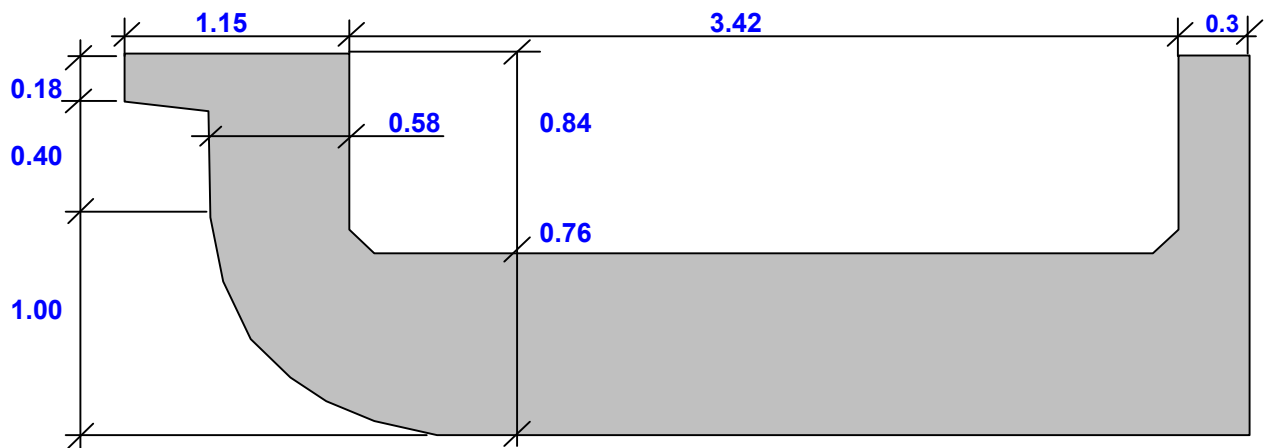
3.- Características geométricas de la Sección Transversal

3.1. Sección centro de tramo



Altura de la sección	Ht =	1.60	m
Superficie	F =	1.896	m ²
Distancia del baricentro a fibra superior	ys =	1.024	m
Distancia del baricentro a fibra inferior	yi =	0.576	m
Momento de inercia baricentrico	Jg =	0.551	m ⁴
Módulo resistente superior	Ws =	0.539	m ³
Módulo resistente inferior	Wi =	0.957	m ³
Momento estático	S =	0.456	m ³

3.2. Sección apoyo



Altura de la sección	Ht =	1.60	m
Superficie	F =	3.900	m ²
Distancia del baricentro a fibra superior	ys =	1.027	m
Distancia del baricentro a fibra inferior	yi =	0.573	m
Momento de inercia baricentrico	Jg =	0.657	m ⁴
Módulo resistente superior	Ws =	0.640	m ³
Módulo resistente inferior	Wi =	1.147	m ³
Momento estático	S =	0.636	m ³

4.- Análisis de Cargas

Tipo de trocha del material rodante	TROCHA: ANGOSTA
Luz entre ejes de pila	Lp = 20.50 m
Luz de cálculo	Lc = 19.65 m

4.1. Cargas permanentes

Superficie	1.90 m ² x 2.50 ton/m ³	= 4.74 ton/m
Riel y fijaciones		0.80 ton/m
Balasto	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 y barandas		0.00 ton/m
Otros		0.50 ton/m
Total de carga permanente		g = 8.29 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 = 19.65 m

Coeficiente de impacto $\phi = 1.40 - 0.008 \times L_{\phi} - 0.10 \times h_r = 1.21$

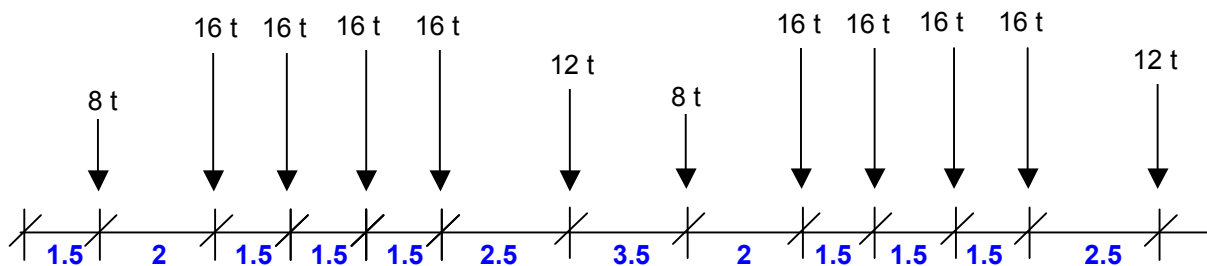
4.2.2. Sobrecarga debido a vereda

Tipo de tránsito	PUBLICO
Ancho de vereda	1.15 m

Sobrecarga debido a vereda $q_{veredas} = 0.58 \text{ ton/m}$

4.2.3. Sobrecarga debido al material rodantes

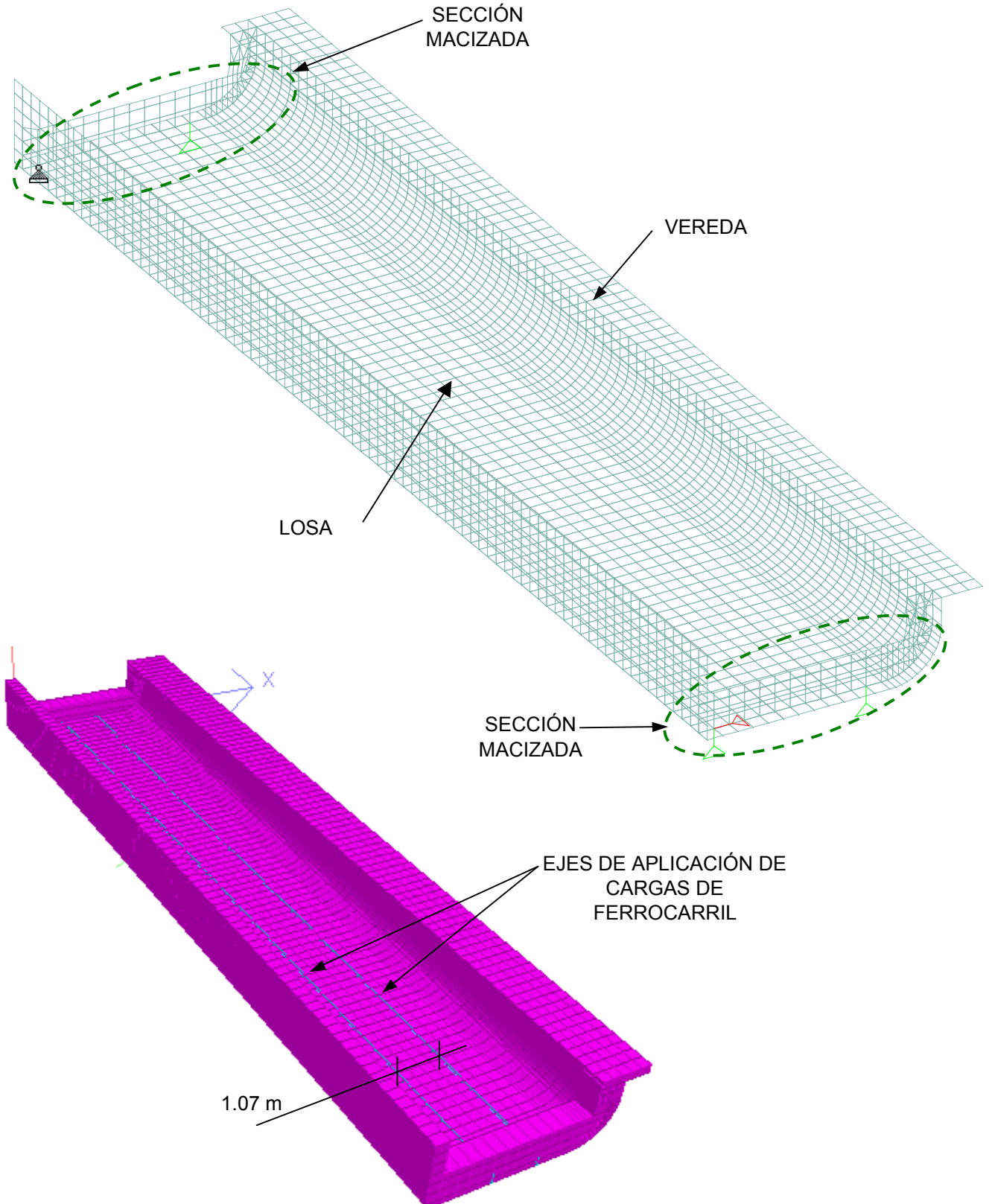
Como sobrecarga ferroviaria se consideran 2 locomotoras sobre el tramo. Entonces, el tren de carga considerado será:



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.

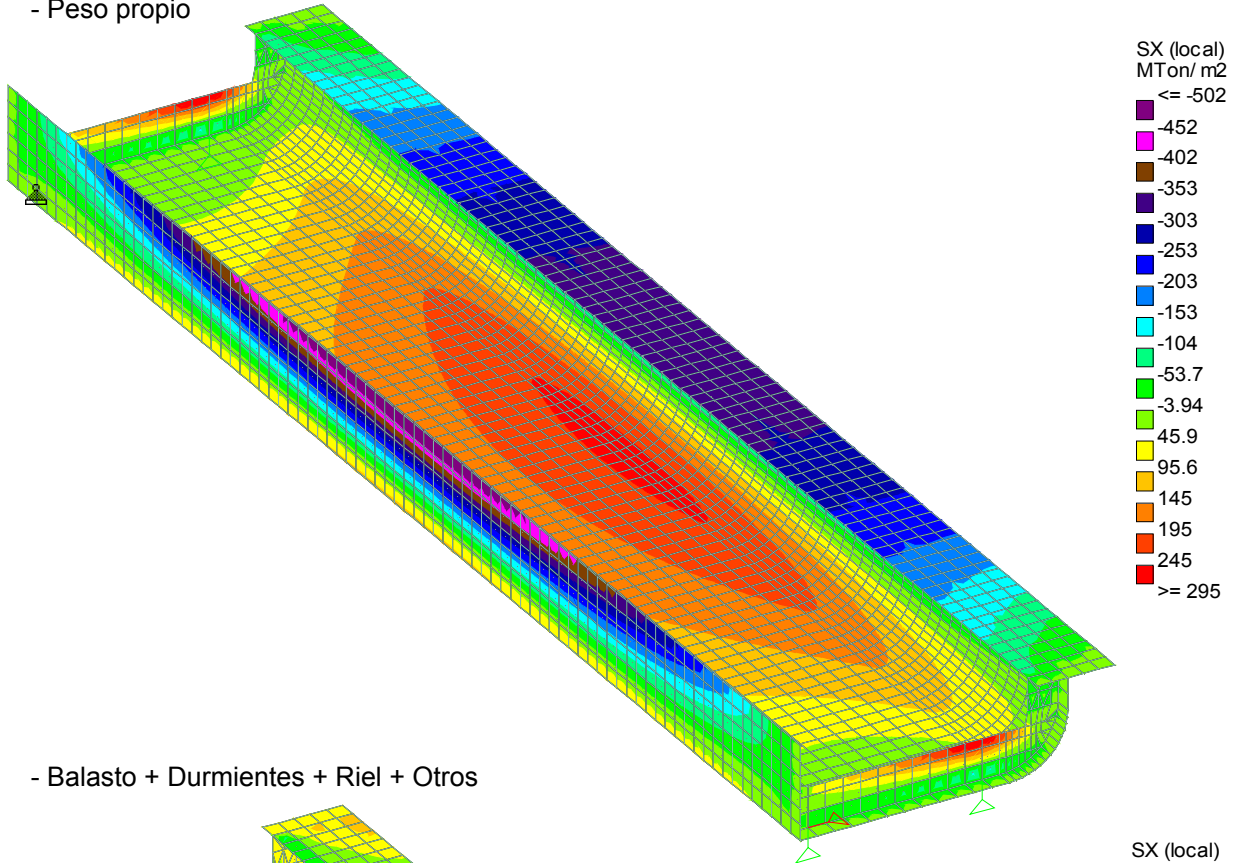
5.- Cálculo de Solicitaciones

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

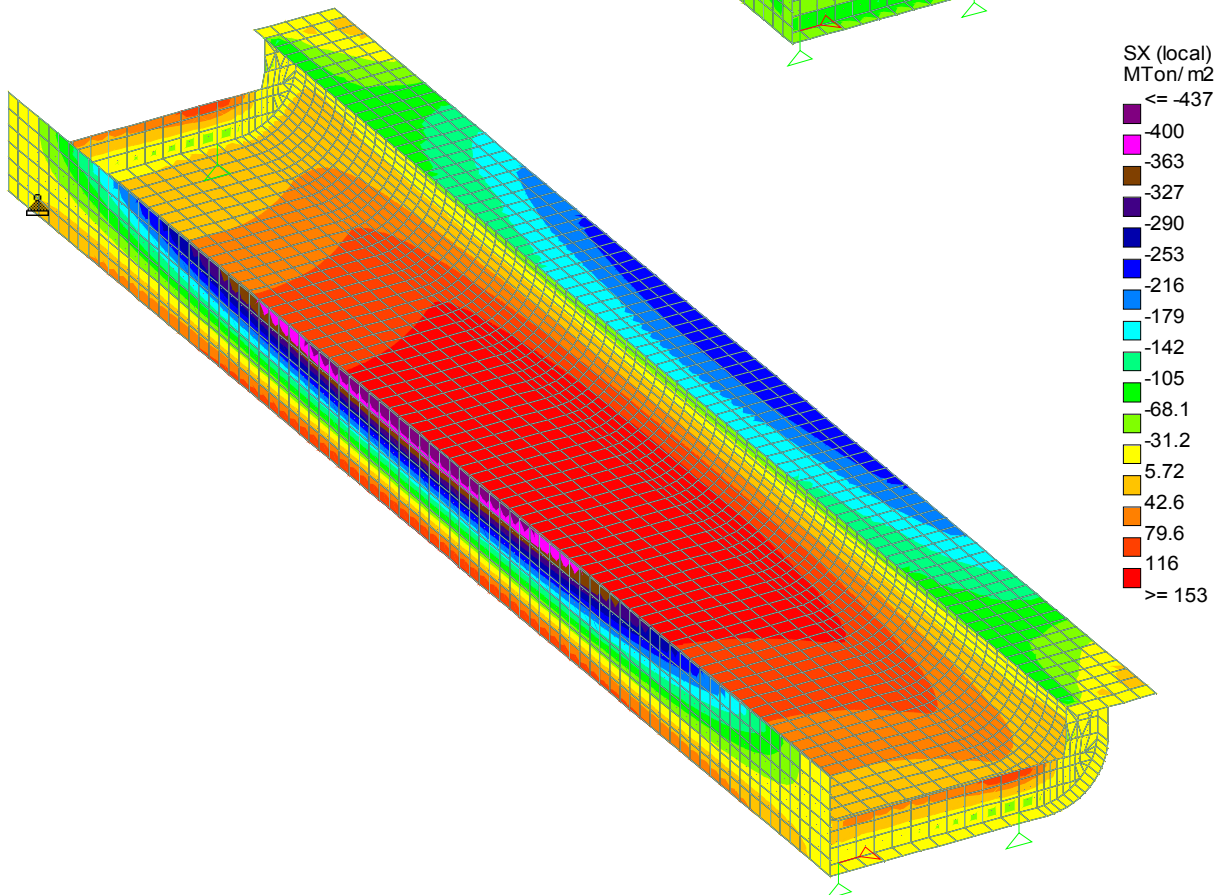


5.1. Diagramas de tensiones normales en el sentido longitudinal

- Peso propio



- Balasto + Durmientes + Riel + Otros

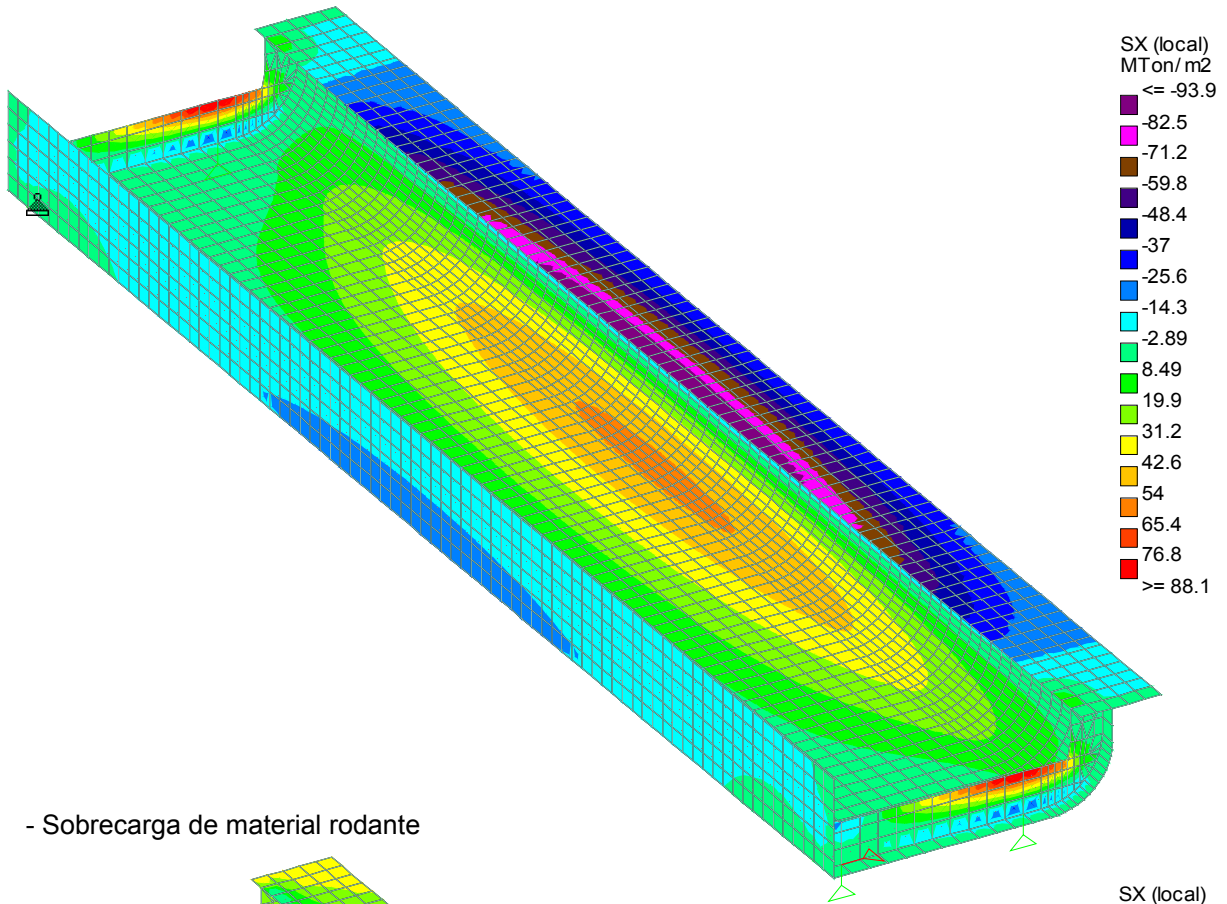


PROYECTO EJECUTIVO
VIADUCTO FC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S1"
MEMORIA DE CÁLCULO

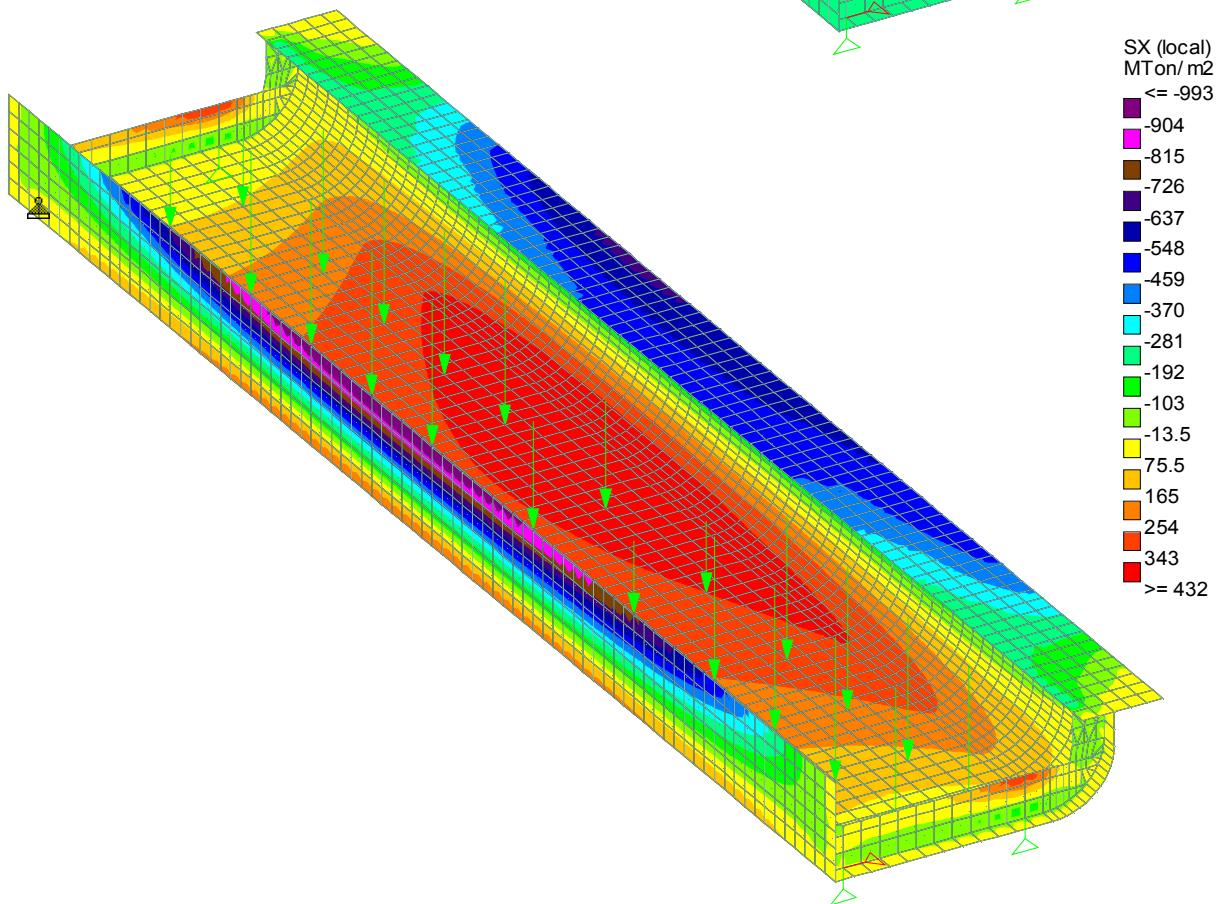
Hoja:..9..de..29 **0**

Preparo : J.R.
 Fecha : 30/10/2016
 Reviso : R.P.

- Sobrecarga de vereda



- Sobrecarga de material rodante



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..10..de..29	0
		Preparo : J.R.	
		Fecha : 30/10/2016	
		Reviso : R.P.	

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

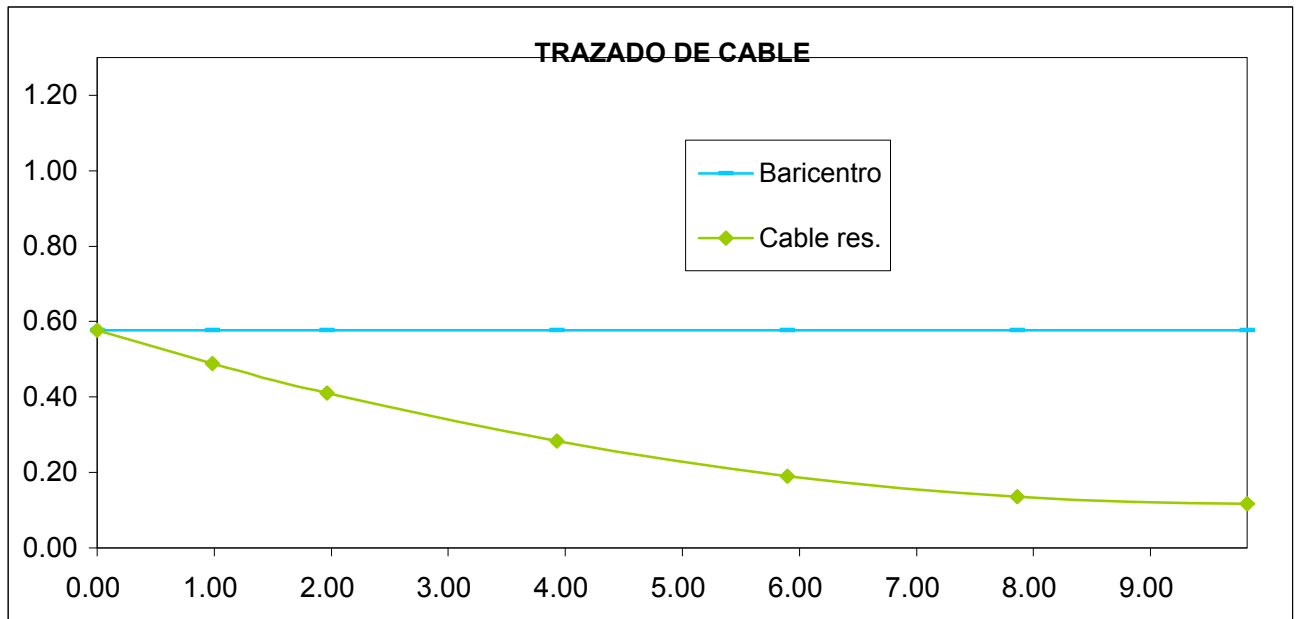
Tabla de trazado del cable:

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	$\alpha + \beta \times X$	$e^{-\mu \times X}$ (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 %

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..12..de..29	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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.

$N_0 = -1100.0$ ton	Pérdidas instantáneas	4.0 %
$N_\infty = -932.5$ 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 $F_{ev \text{ nec}} = 82.71 \text{ cm}^2$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..13..de..29	0
		Preparo : J.R.	
		Fecha : 30/10/2016	
		Reviso : R.P.	

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} ton/m ²	σ _{IV} ton/m ²	σ _{SV} ton/m ²	σ _{IV} ton/m ²
				1	TIRO	-1100.00	
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.

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

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

PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO FC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S1"
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..14..de..29

0

Preparo : J.R.
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

Se estima

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

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

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

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

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

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

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

$$c_\phi = -11.26 \%$$

Adoptado 11.3 %

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..15..de..29	0
		Preparo : J.R.	
		Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..16..de..29	0
		Preparo : J.R.	
		Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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:	
	RMXPRES .51384E+03
	RMYPRE -.21908E+03
ESFUERZO TOTAL DE PRETENSADO:	RNPRET -.10400E+04

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 1.6 - Luz Parcial 19.75m CLAVE: VBMR20M
 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

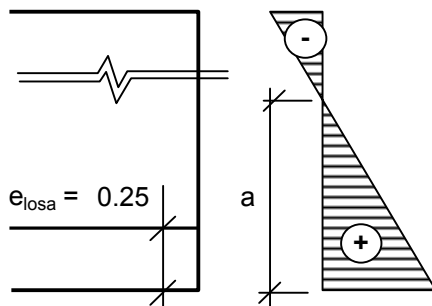
Angulo del Plano de cargas		90.00

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)	
				σsv	σiv	σsv	σiv
				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.

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

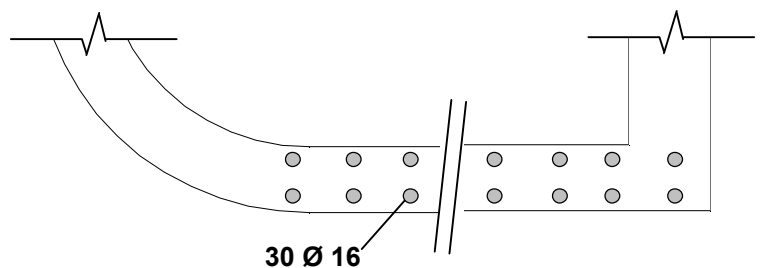
$$\sigma_v \text{ final} = 12,044.48 \text{ kg/cm}^2 < \beta_{sv}$$

Verificación diámetro límite

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

$$\mu_z = 0.89 \%$$

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



PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..18..de..29	0
	Preparo : J.R.	
	Fecha : 30/10/2016	
	Reviso : R.P.	

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	Q	Q _{TESADO}	S	b	τ	σ_x	σ_I	σ_{II}	Verifica
	m	ton	ton	cm ³	m	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	
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)

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

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

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

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	$\sigma_{inferior}$	ZONA	σ_x	τ_u / τ_r	σ_I	σ_{II}	tang δ	Z	Req.Arm	fe req
	m	ton/m ²		ton/m ²		ton/m ²	ton/m ²		ton/m ²		ton
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'

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..19..de..29	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

6.7.3. Armadura de Suspensión

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

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

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

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

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

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

VIADUCTO FC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S1"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : J.R.
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

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)

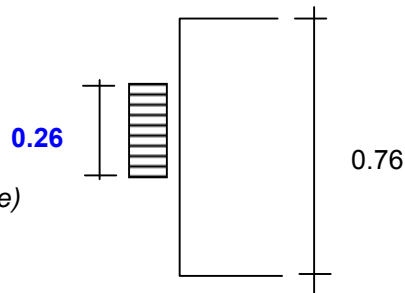
Longitud de desvío según el eje de la viga

Lv = 0.76 m (adoptado conservadoramente)

Zv = 0.25 x 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)

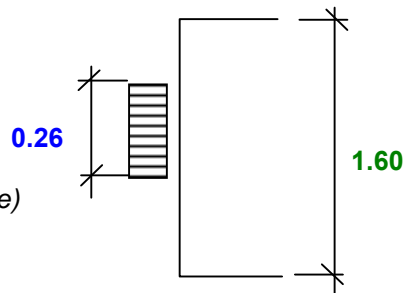
Longitud de desvío según el eje de la viga

Lv = 1.60 m (adoptado conservadoramente)

Zv = 0.25 x 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.

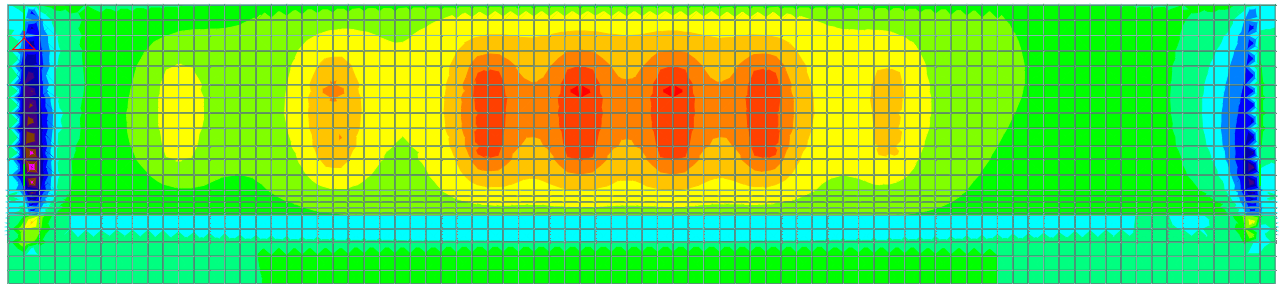
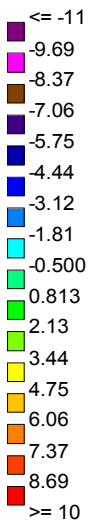
7.1. Cálculo de sollicitaciones

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

- Momento longitudinal M_x para cargas totales

MX (local)

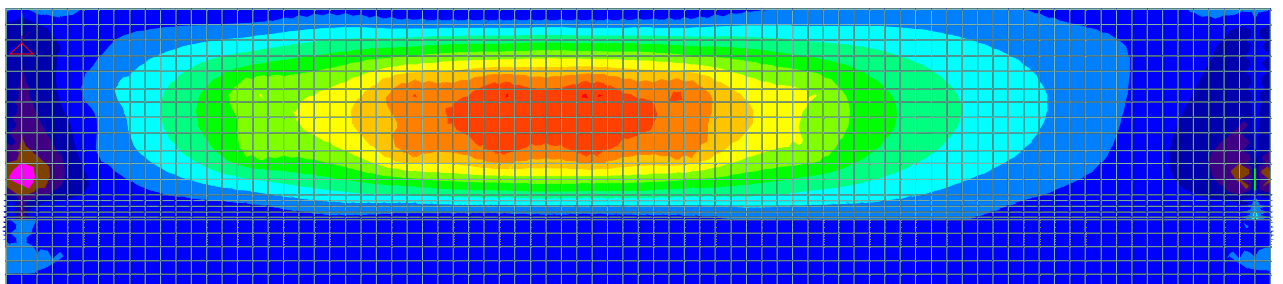
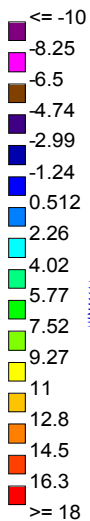
MTon-m/m



- Momento transversal M_y para cargas totales

MY (local)

MTon-m/m



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..22..de..29	0
		Preparo : J.R.	
		Fecha : 30/10/2016	
		Reviso : R.P.	

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 axil (< 0 para compresión)

Diámetro Máximo de la Armadura:

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

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..23..de..29	0
		Preparo : J.R.	
		Fecha : 30/10/2016	
		Reviso : R.P.	

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

$\mu_z \leq 0.3\%$ (Según 17.6.2)
 $d_{\text{máx}} = 20 / 12 \text{ mm}$ (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 $M_{q,\text{máx}} = 6.70 \text{ tonm/m}$
 Armadura adoptada Ø20c/7.5cm [inf.] $f_{e,\text{adop}} = 41.89 \text{ cm}^2/\text{m}$
 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 $M_{q,\text{mín}} = -1.72 \text{ tonm/m}$
 Armadura adoptada Ø12c/10cm [sup.] $f_{e,\text{adop}} = 11.31 \text{ cm}^2/\text{m}$
 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

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..24..de..29	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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

Momento en el plano de rotura

$$M_{\text{máx}} = 4.39 \text{ ton.m/m}$$

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	$rec. =$	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	$\varnothing 12c/15cm =$	7.54	cm ² /m
------------------------------	--------------------------	------	--------------------

Plano de rotura

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

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..25..de..29	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..26..de..29	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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.

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

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

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

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

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..27..de..29	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

8.2.2 Viento

8.2.2.1 Puente Cargado

Reacción por eje de apoyo [150 kg/m ²]	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/m ²]	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	$H_f = P \times V^2 / 127 \times R = 0.00$ 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 mm	
$\Delta L_f = 1.6 \times \sigma_b / E \times L_t / 2 =$	2.18 mm	
$\Delta L_t = 30 \times 10^{-5} \times L_t / 2 =$	3.08 mm	
Σ	7.30 mm	0.71 mm/m

PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO FC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S1"
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..28..de..29

0

Preparo : J.R.
 Fecha : 30/10/2016
 Reviso : R.P.

8.3. Resumen - Cargas por Pila

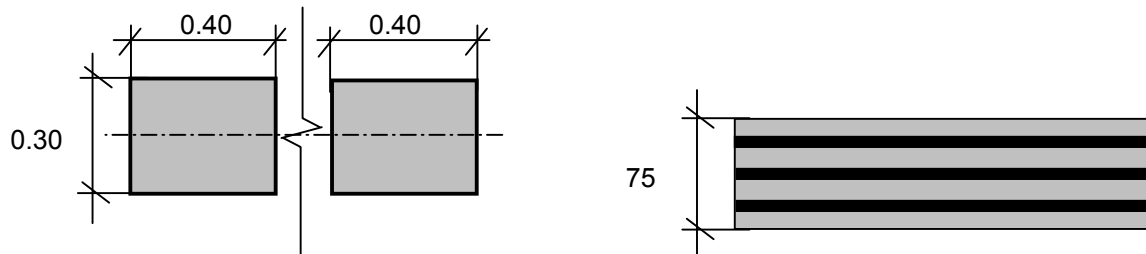
Distancia de riel a nivel superior de neopreno $d_{\text{apoyo - riel}} = 0.92 \text{ m}$

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)

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

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

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

$h_{\text{neta}}:$	48.00 mm	}	Recubrimiento exterior =	3	mm
			Esesor placas=	3	mm
			Esesor capas de goma=	8	mm c/u
			cantidad de capas	6	

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

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

Verificación máxima distorsión

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

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

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

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



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

SUPERESTRUCTURA VIADUCTO - SECCIÓN "S2"
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0102-00
ELAB.	J.R.			
APROB.	R.P.			

	<p style="text-align: center;">PROYECTO EJECUTIVO</p> <p style="text-align: center;">VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR</p> <p style="text-align: center;">SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2"</p> <p style="text-align: center;">MEMORIA DE CÁLCULO</p>	Hoja:..2..de..29	0
		Preparo : J.R.	
		Fecha : 30/10/2016	
		Reviso : 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

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..29	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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 para los tramos cuya luz entre ejes de pilas es 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	$\sigma'_{bk} = 380 \text{ kg/cm}^2$	
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.

**VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2"**

MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : J.R.

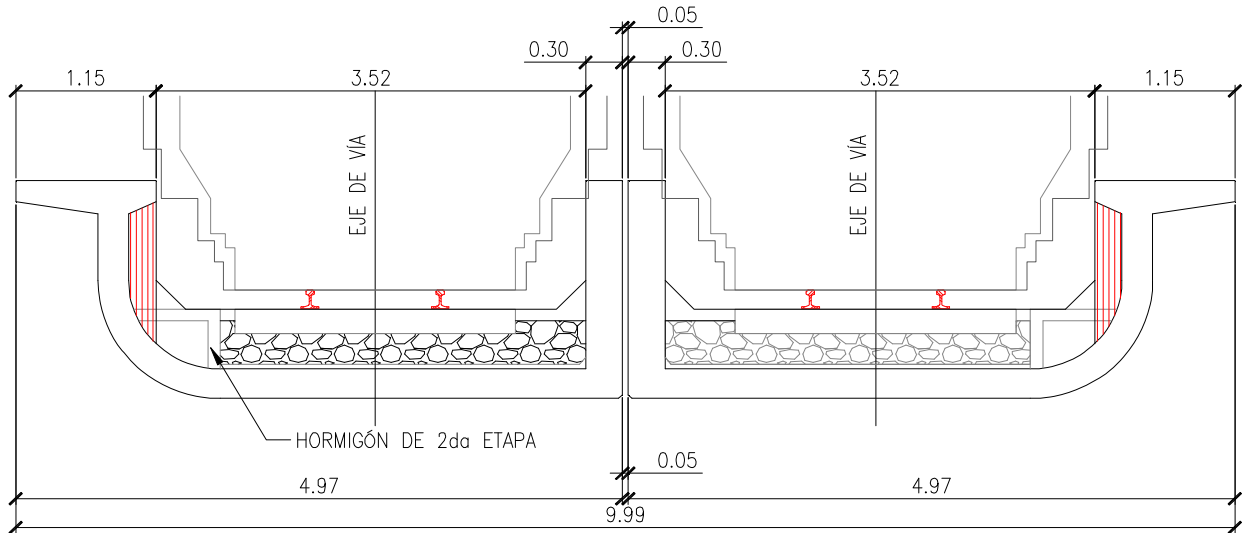
Fecha : 30/10/2016

Reviso : R.P.

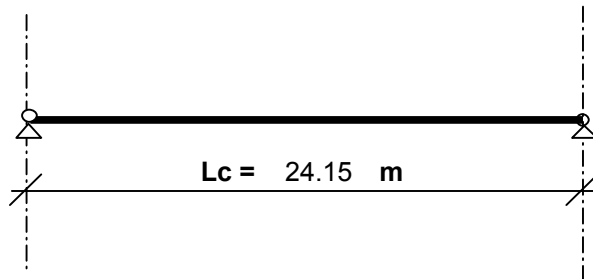
II.- SUPERESTRUCTURA

1.- Geometría

Sección Transversal.

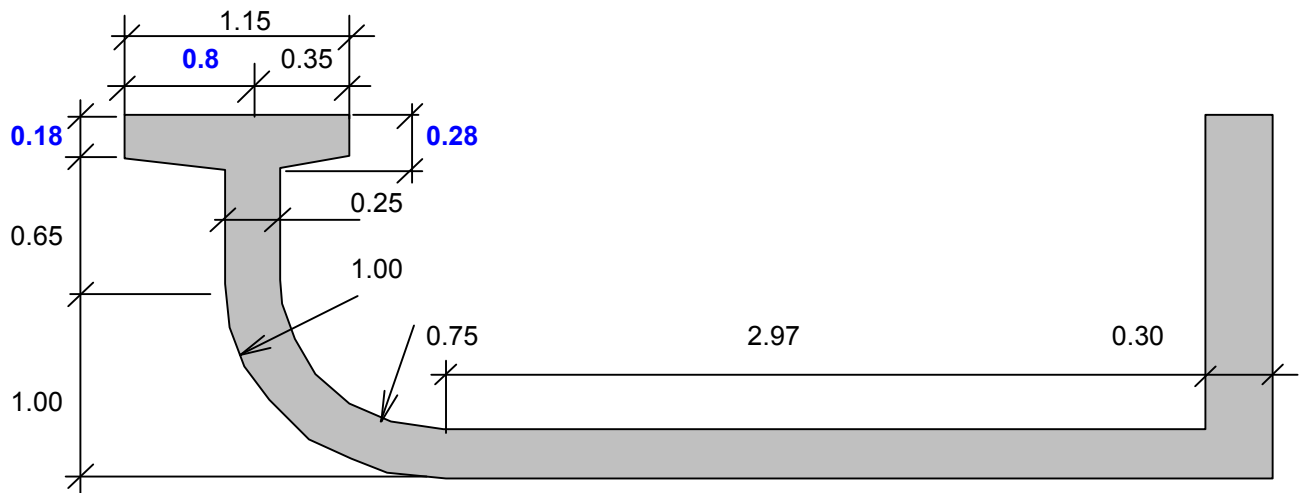


2.- Esquema Estático



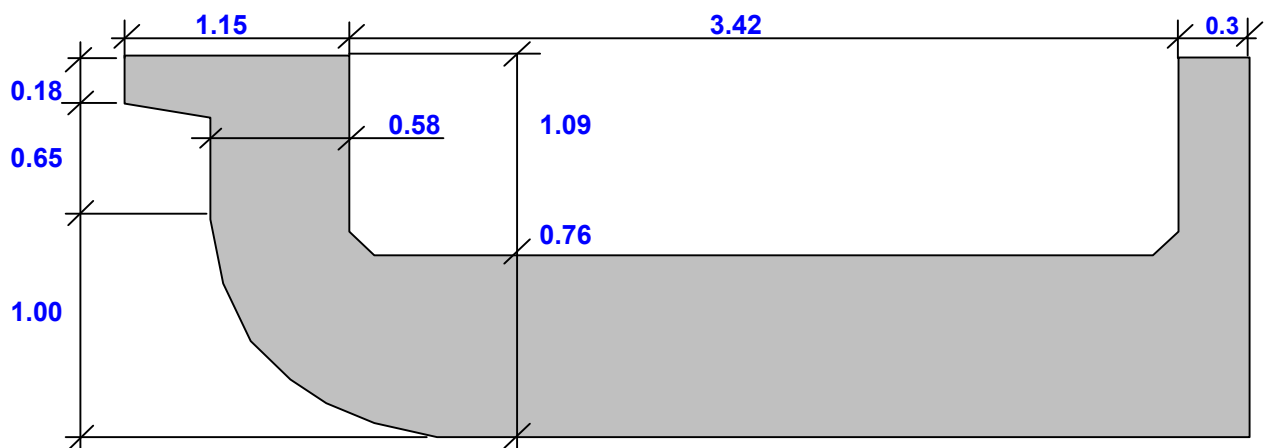
3.- Características geométricas de la Sección Transversal

3.1. Sección centro de tramo



Altura de la sección	Ht =	1.850	m
Superficie	F =	2.034	m ²
Distancia del baricentro a fibra superior	ys =	1.174	m
Distancia del baricentro a fibra inferior	yi =	0.676	m
Momento de inercia baricentrico	Jg =	0.808	m ⁴
Módulo resistente superior	Ws =	0.688	m ³
Módulo resistente inferior	Wi =	1.195	m ³
Momento estático	S =	0.574	m ³

3.2. Sección apoyo



Altura de la sección	Ht =	1.85	m
Superficie	F =	4.119	m ²
Distancia del baricentro a fibra superior	ys =	1.209	m
Distancia del baricentro a fibra inferior	yi =	0.641	m
Momento de inercia baricentrico	Jg =	0.990	m ⁴
Módulo resistente superior	Ws =	0.819	m ³
Módulo resistente inferior	Wi =	1.544	m ³
Momento estático	S =	0.899	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	2.03	m ² x	2.50	ton/m ³	=	5.08	ton/m
Riel y fijaciones						0.80	ton/m
Balasto	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 y barandas						0.00	ton/m
Otros						0.50	ton/m
Total de carga permanente						g = 8.64	ton/m

4.2. Cargas de tránsito

4.2.1. Determinación del coeficiente de impacto

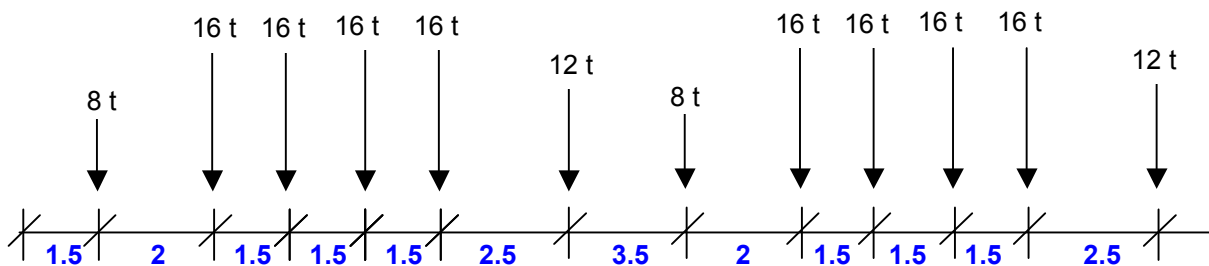
Altura de relleno	h _r = 0.30 m
Luz determinante del coeficiente de impacto	L _φ = 24.15 m
 Coeficiente de impacto	 Ø = 1.40 - 0.008 x L _φ - 0.10 x h _r = 1.18

4.2.2. Sobrecarga debido a vereda

Tipo de tránsito	PUBLICO
Ancho de vereda	1.15 m
 Sobrecarga debido a vereda	 q _{veredas} = 0.58 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.

**VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2"**

MEMORIA DE CÁLCULO

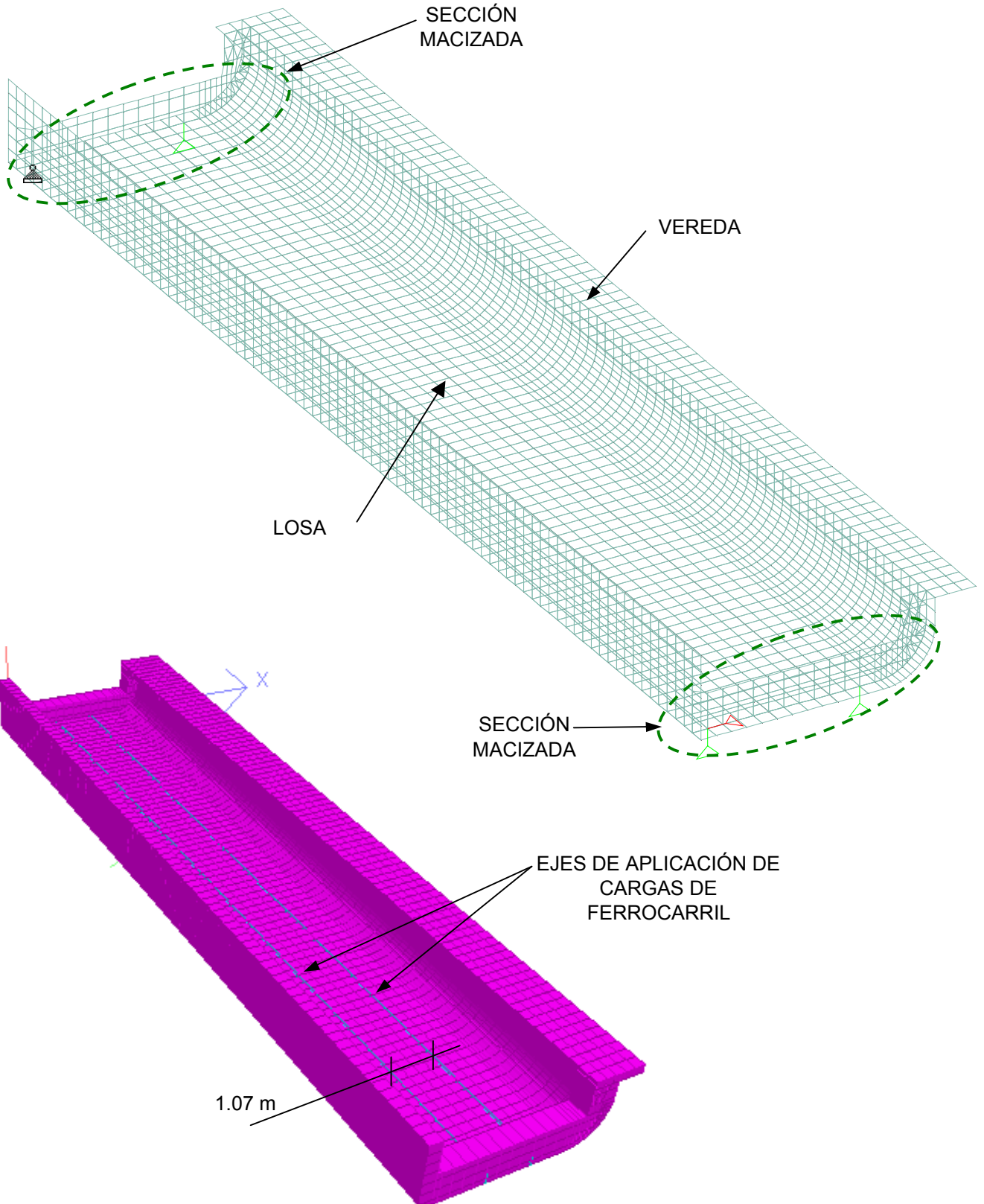
Preparo : J.R.

Fecha : 30/10/2016

Reviso : R.P.

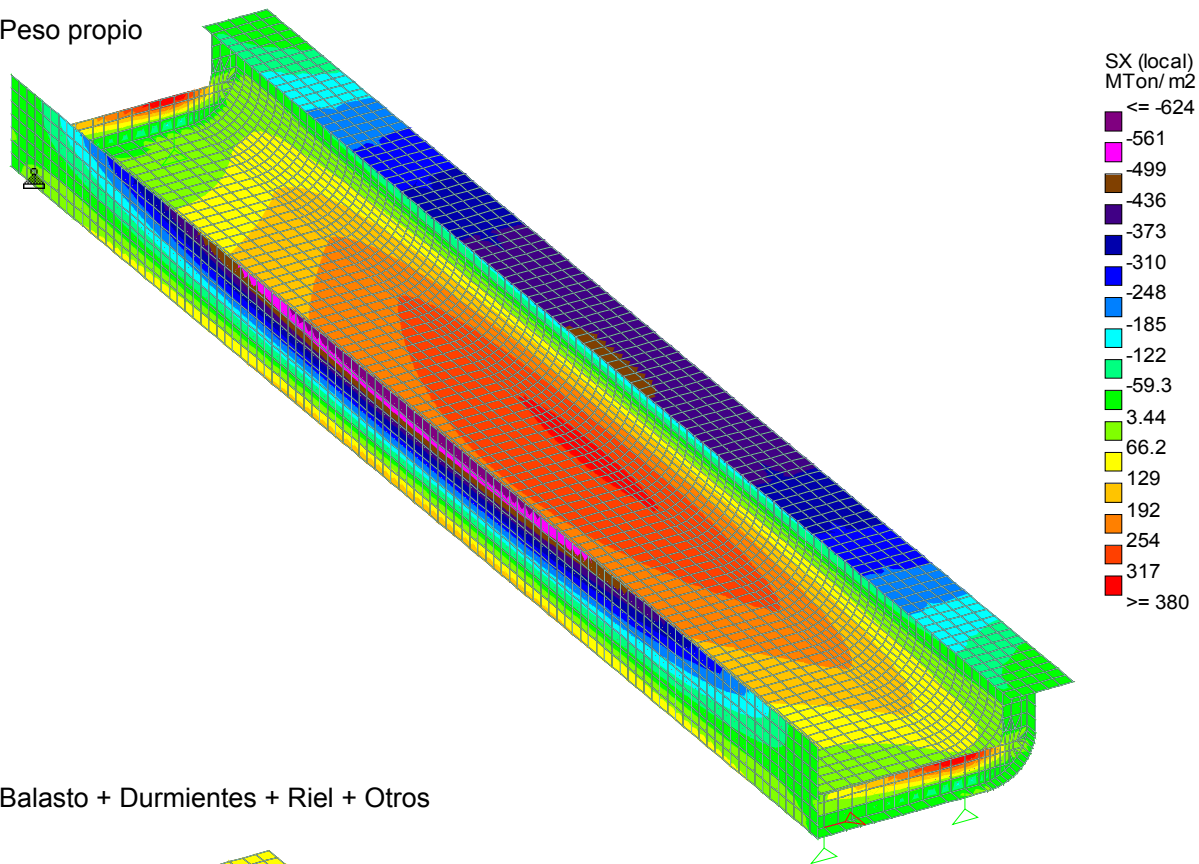
5.- Cálculo de Solicitaciones

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

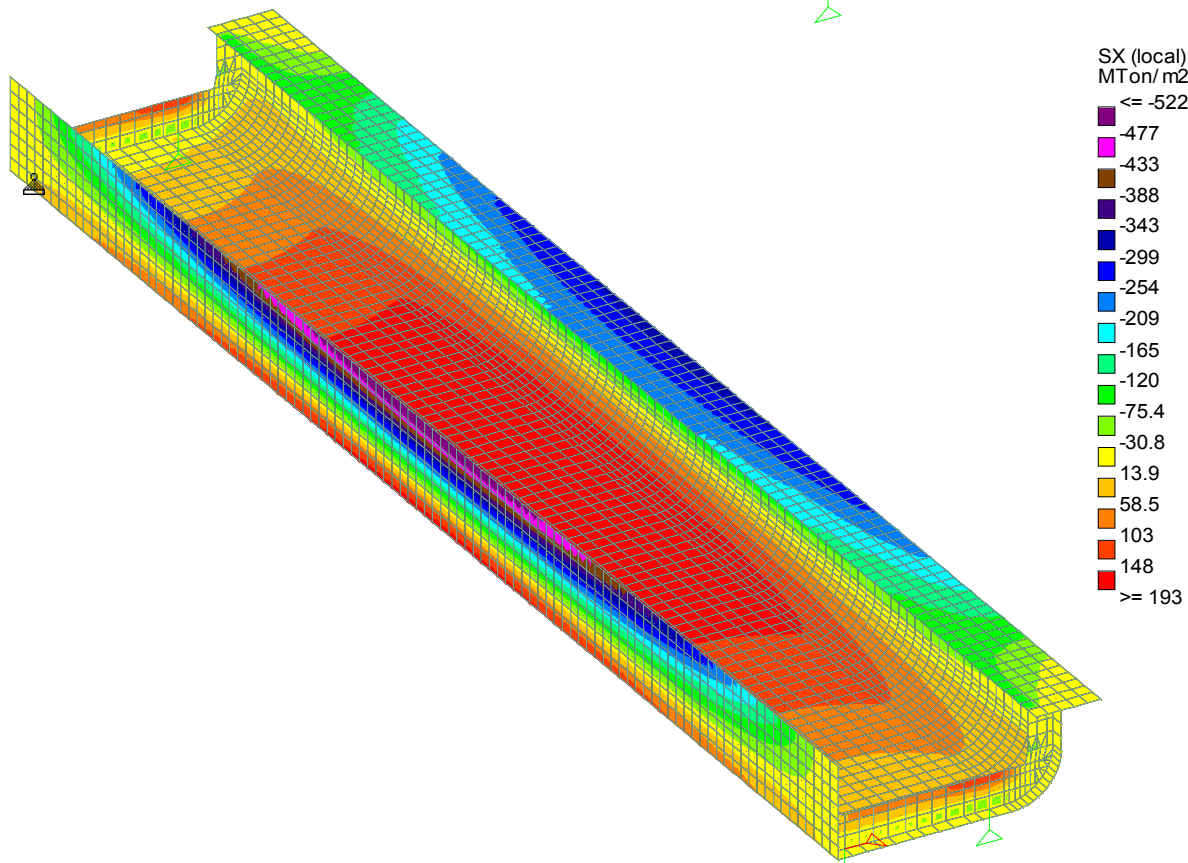


5.1. Diagramas de tensiones normales en el sentido longitudinal

- Peso propio



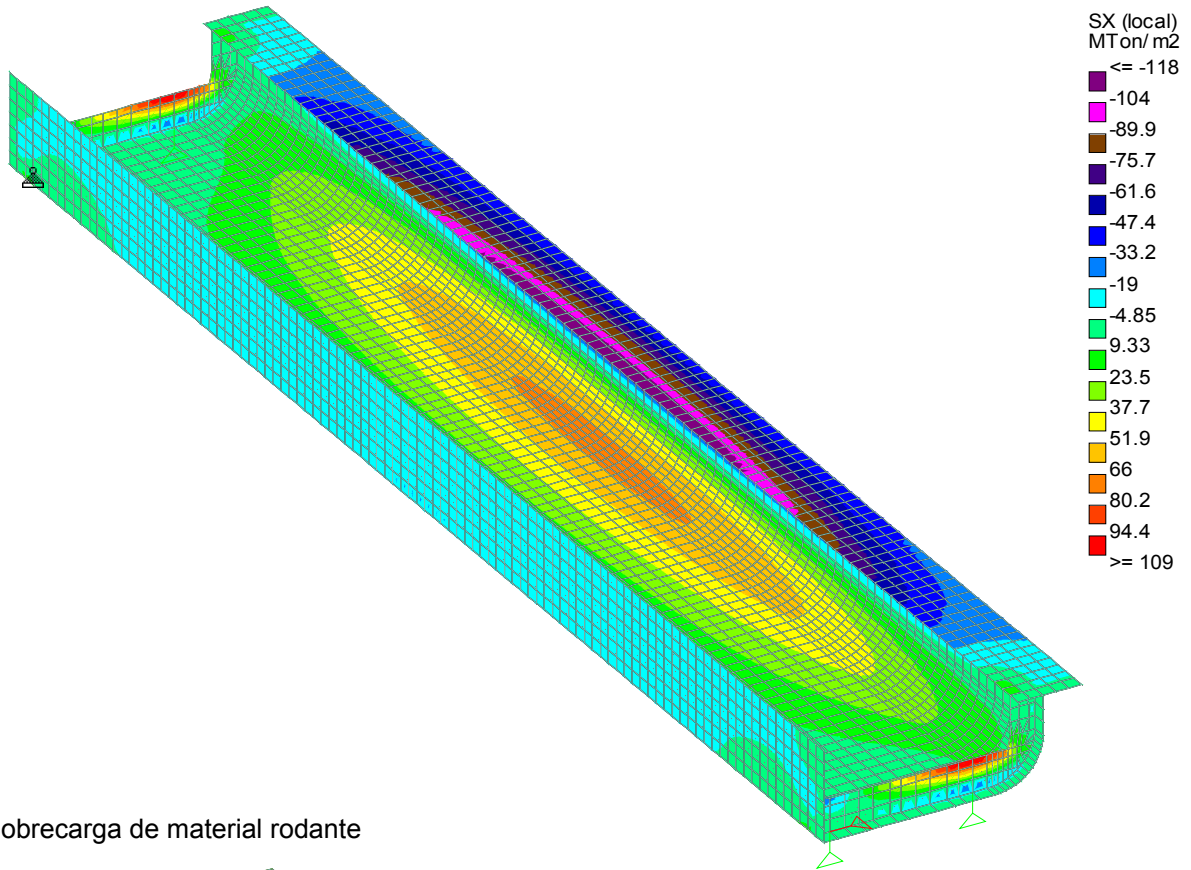
- Balasto + Durmientes + Riel + Otros



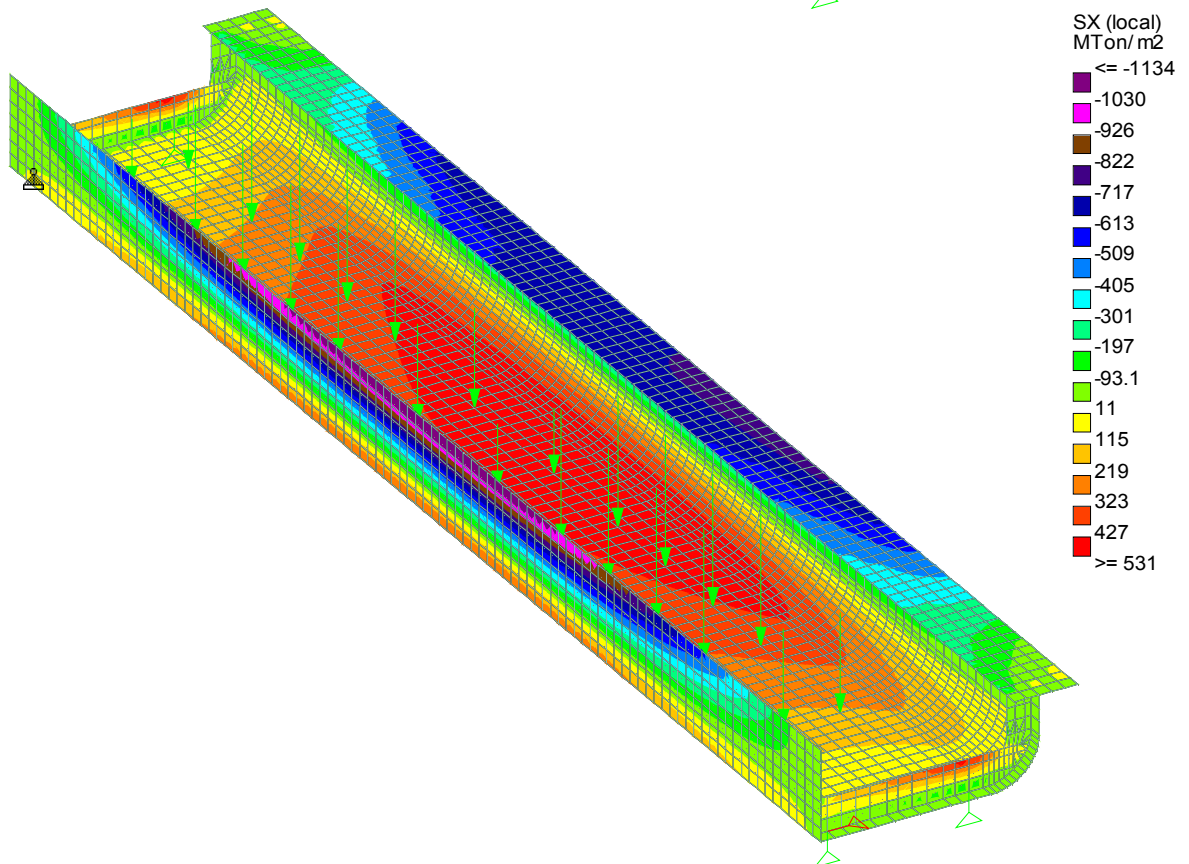
VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : J.R.
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

- Sobrecarga de vereda



- Sobrecarga de material rodante



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..10..de..29	0
		Preparo : J.R.	
		Fecha : 30/10/2016	
		Reviso : R.P.	

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 = 24.15 m

Constante de la parábola de 2º grado a = 0.00395

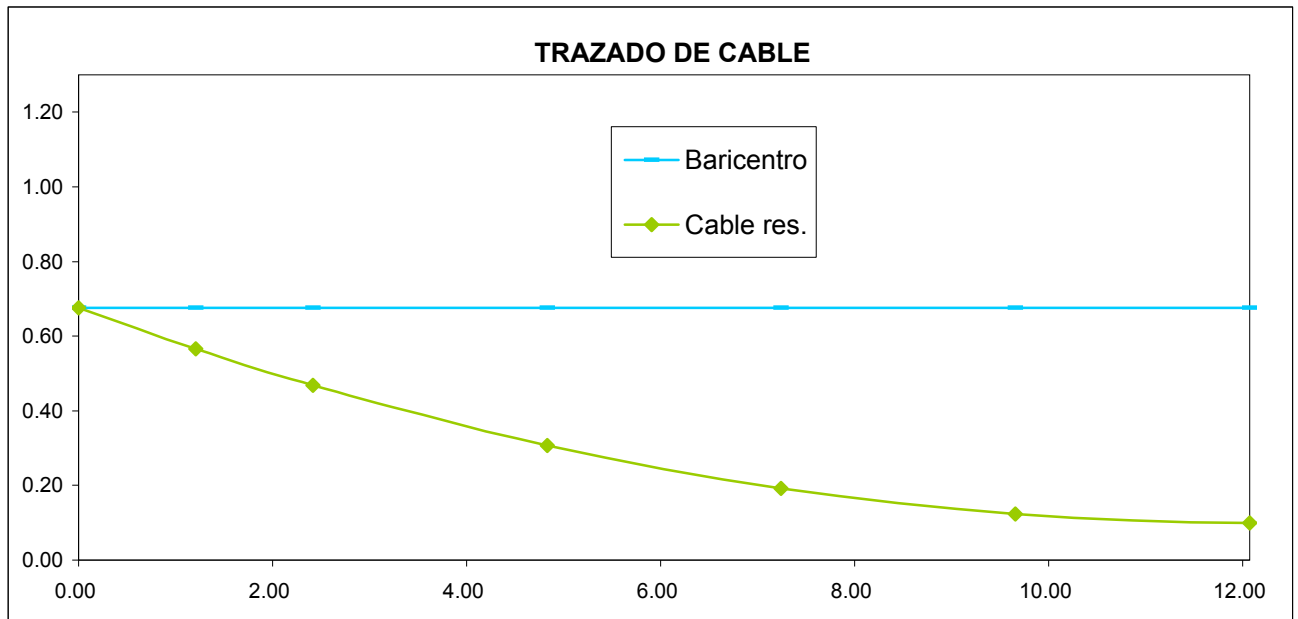
Tabla de trazado del cable:

Sección	X	Eje baricentro	Cable resultante	
			dist ₁	dist ₂
%	m	m	m	m
0	0.00	0.6761	0.6761	0.000
5	1.21	0.6761	0.5666	0.109
10	2.42	0.6761	0.4687	0.207
20	4.83	0.6761	0.3074	0.369
30	7.25	0.6761	0.1922	0.484
40	9.66	0.6761	0.1230	0.553
50	12.08	0.6761	0.1000	0.576
60	14.49	0.6761	0.1230	0.553
70	16.91	0.6761	0.1922	0.484
80	19.32	0.6761	0.3074	0.369
90	21.74	0.6761	0.4687	0.207
95	22.94	0.6761	0.5666	0.109
100	24.15	0.6761	0.6761	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

$$\alpha = 0.0951$$

Cálculo de pérdidas por fricción

Sección	X	α	$\alpha + \beta \times X$	$e^{-\mu \times X}$ (4)
1	2	3	4	5
0.00	0.000	0.00000	0.00000	1.0000
0.05	1.208	0.00951	0.01797	0.9955
0.10	2.415	0.01903	0.03593	0.9911
0.15	3.623	0.02854	0.05390	0.9866
0.20	4.830	0.03805	0.07186	0.9822
0.25	6.038	0.04757	0.08983	0.9778
0.30	7.245	0.05708	0.10779	0.9734
0.35	8.453	0.06659	0.12576	0.9690
0.40	9.660	0.07610	0.14372	0.9647
0.45	10.868	0.08562	0.16169	0.9604
0.50	12.075	0.09513	0.17966	0.9561

Pérdidas por fricción en 0.5 L

4.39 %

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..12..de..29	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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 =	2.0336	m ²
Distancia del baricentro a fibra superior	ys =	1.1739	m
Distancia del baricentro a fibra inferior	yi =	0.6761	m
Momento de inercia baricentrico	J =	0.8076	m ⁴
Módulo resistente superior	Wsv=	0.6880	m ³
Módulo resistente inferior	Wiv=	1.1946	m ³
Excentricidad del cable	e =	0.5761	m

6.3.2. Características Mecánicas.

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

6.3.3. Esfuerzo de Pretensado.

$N_0 = -1391.0$ ton	Pérdidas instantáneas	4.4 %
$N_\infty = -1159.2$ ton	Pérdidas diferidas	12.3 %
	Pérdidas totales	16.7 %

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 $F_{ev \text{ nec}} = 104.59 \text{ cm}^2$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..13..de..29	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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)	
				σsv	σiv	σsv	σiv
				ton/m²	ton/m²	ton/m²	ton/m²
1	TIRO	-1391.00		-684	-684	-570	-570
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-801.34	1165	-671	971	-559
3	TOTAL PRETENSADO (1+2)			481	-1355	401	-1129
4	PESO PROPIO SECCIÓN		379.60	-552	318	-552	318
5	TOTAL (3+4)			-71	-1037	-151	-811
6	PESO PROPIO 2da ETAPA		0.00	0	0	0	0
7	TOTAL (5+6)			-71	-1037	-151	-811
8	PESO TERMINACIONES		275.10			-400	230
9	TOTAL (7+8)					-551	-581
10	SOBRECARGA		689.70			-1002	577
11	TOTAL (9+10)					-1553	-4

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

110	-1800	-1600	0
-65%	58%	97%	

6.3.5 Cálculo de pérdidas diferidas.

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

Eb = 3,700,000 ton/m² Hormi H-38
 Ez = **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

kef = **1.50** Tabla 46 renglón 3 (CIRSOC 201)
 def = kef x (2 Ab / u)
 u = **16.49** m Perimetro de la sección expuesto al desecamiento
 def = 0.37

Coefficiente de retracción final 0.10 < dm < 0.80

εs ∞ = **-0.00020** Tabla 45

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : J.R.

Fecha : 30/10/2016

Reviso : R.P.

Se estima

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

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

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

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

$$\sigma_{bv} = -570.04 + -801.34 \times 0.58 / 0.81 = -1141.63 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{bg} = (379.6 + 0) \times 0.58 / 0.81 = 270.77 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_\phi = -15166.49 \text{ ton/m}^2$$

$$c_\phi = -12.28 \%$$

Adoptado 12.3 %

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..15..de..29	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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

M máx =	1344.40 ton m	Armadura No Tesa inferior =	67.86 cm ²	30 Ø12 inf. y sup.
		Armadura No Tesa superior =	29.5 cm ²	3 Ø25 c/viga
		Armadura Tesa =	104.6 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
VBMR25M - Viaducto Belgrano - Hviga 1.85 - Luz Parcial 24.15 DIN 1045 PAG. 1
ATEC S.A. Ingenieros Consultores 17:15 HS, ENERO 28,2015
*****

```

UNIDADES DE LONGITUD Y FUERZA: m to

CARACTERISTICAS DE LA SECCION INYECTADA:

COORDENADAS REFERIDAS AL SISTEMA TRASLADADO

CORRIMIENTOS: SEGUN X: .224 SEGUN Y: .674

AREA BRUTA DE LA SECCION:	AH	.20253E+01
AREA TOTAL DE ARMADURA:	AFE	.16799E-01
AREA DE ARMADURA PASIVA:	AFEP	.63390E-02
AREA DE ARMADURA ACTIVA:	AFEA	.10460E-01
AREA HOMOGENEIZADA DE LA SECCION:	AHOM	.20996E+01
CUANTIA TOTAL DE ARMADURA PASIVA:	RMUP	.31300E-02
CUANTIA TOTAL DE ARMADURA ACTIVA:	RMUA	.51647E-02
MOMENTOS ESTATICOS DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	SXHOM	-.10506E-01
	SYHOM	-.35379E-02
COORD DEL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA SECCION HOMOGENEIZADA	XGHOM	-.16851E-02
	YGHOM	-.50037E-02
MOMENTOS DE INERCIA DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	JX	.84326E+00
	JY	.55015E+01
	JXY	-.46313E+00
FIBRAS EXTREMAS REFERIDAS AL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	XINF	-.25805E+01
	XSUP	.21379E+01
	YINF	-.66878E+00
	YSUP	.11812E+01
MOMENTOS DE INERCIA DE LA SECCION HOMOGENEIZADA RESPECTO DE SUS EJES BARICENTRICOS:	JXG	.84320E+00
	JYG	.55015E+01

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..16..de..29	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

MODULOS RESISTENTES DE LA SECCION HOMOGENEIZADA RESPECTO DE SUS EJES BARICENTRICOS:	WXGSUP .71384E+00
	WXGINF -.12608E+01
	WYGSUP .25733E+01
	WYGINF -.21320E+01
MOMENTOS DE PRETENSADO RESPECTO DEL BARICENTRO DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	RMXPRE .79117E+03
	RMYPRE -.30957E+03
ESFUERZO TOTAL DE PRETENSADO:	RNPRET -.13910E+04

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 1.85 - Luz Parcial 24.15 CLAVE: VBMR25M
 NORMA DE CALCULO DIN 1045 UNIDADES: to m PAG. 1
 ATEC S.A. Ingenieros Consultores 17:16 HS, ENERO 28,2015

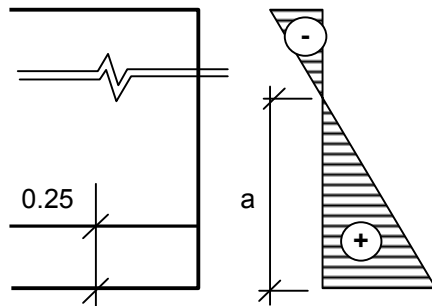
 TIPO DE ACERO 1 DUREZA NATURAL
 LIMITE ELASTICO: Bs= .4200E+05
 MODULO DE ELASTICIDAD: Es= .2100E+08
 TIPO DE ACERO 2 DEFORMADO EN FRIO
 LIMITE ELASTICO: Bs= .1700E+06
 MODULO DE ELASTICIDAD: Es= .1950E+08
 RESISTENCIA DE CALCULO DEL HORMIGON: (Br) .2700E+04
 MODULO DE ELASTICIDAD: (Ec) .3700E+07

+-----+-----+-----+		
	CONJUNTO	N .00
	DE VALORES	Mx -1345.00
	A VERIFICAR	My .00
+-----+-----+-----+		
	Angulo del Plano de cargas	90.00
+-----+-----+-----+		
	Coef.seg. necesario	1.8352
CUANTIA	Coef.seguridad real	1.9600
EXISTENTE	Ang. del eje neutro	356.33
P= .313%	Deform.del Hormigon	-3.50E-3
A= .516%	Deform.del Acero	2.27E-3
	Cuant.Arm.Pas.Trac.	.17%
+-----+-----+-----+		

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)	
				σsv	σiv	σsv	σiv
				ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²
1	TIRO	-1391.00	0.00	-684	-684	-570	-570
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-801.34	1165	-671	971	-559
3	TOTAL PRETENSADO (1+2)			481	-1355	401	-1129
4	PESO PROPIO SECCIÓN		512.46	-745	429	-745	429
5	TOTAL (3+4)			-264	-926	-344	-700
6	PESO PROPIO 2da ETAPA		0.00	0	0	0	0
7	TOTAL (5+6)			-264	-926	-344	-700
8	PESO TERMINACIONES		371.39			-540	311
9	TOTAL (7+8)					-884	-389
10	SOBRECARGA		931.10			-1353	779
11	TOTAL (9+10)					-2237	390



$$a = 390.23 / (390.23 + 2237.38) \times 1.85 = 0.27 \text{ m}$$

$$Abz = 0.82 \text{ m}^2$$

$$390 \text{ ton/m}^2$$

$$Z = 159.21 \text{ ton}$$

Armadura no tesa dispuesta

$$Fe = 33.93 \text{ cm}^2 \quad 30 \text{ } \varnothing 12$$

Tensión en el acero

$$\sigma = 1149.4 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica

Verificación incremento de tensión en armadura pretensada.

$$\Delta\sigma_v = Z / (A_v + A_s) = 1149.42 \text{ kg/cm}^2$$

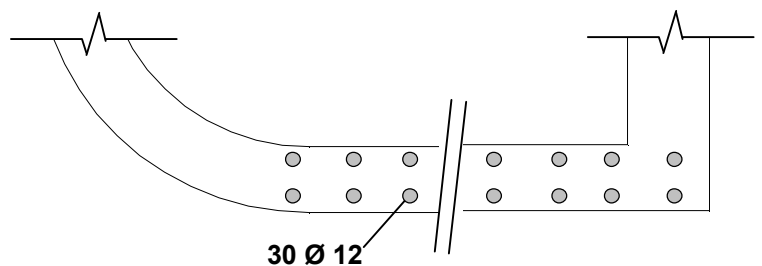
$$\sigma_v \text{ final} = 12,233.38 \text{ kg/cm}^2 < \beta_{sv}$$

Verificación diámetro límite

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

$$\mu_z = 0.42 \%$$

$$ds = 82 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Verifica fisuración}$$



PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..18..de..29	0
	Preparo : J.R.	
	Fecha : 30/10/2016	
	Reviso : R.P.	

6.6.Verificación de Tensiones principales

6.6.1 Verificación de tensiones principales en estado de uso.

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

SECCIÓN	X	Q	Q _{TESADO}	S	b	τ	σ_x	σ_I	σ_{II}	Verifica
	m	ton	ton	cm ³	m	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	
0.05	1.21	203.06	-99.49	0.899	0.88	131.72	-570.04	28.96	-599.00	Si
0.10	2.42	180.50	-88.39	0.574	0.55	118.99	-987.50	14.14	-1001.63	Si
0.20	4.83	135.37	-66.24	0.574	0.55	89.32	-1714.61	4.64	-1719.25	Si
0.30	7.25	90.25	-44.13	0.574	0.55	59.58	-1435.32	2.47	-1437.79	Si
0.40	9.66	45.12	-22.06	0.574	0.55	29.80	-1684.94	0.53	-1685.47	Si
0.50	12.08	0.00	0.00	0.574	0.55	0.00	-970.41	0.00	-970.41	Si

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

Armadura minima (según tabla 42)

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

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

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

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

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

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

SECCION	X	$\sigma_{inferior}$	ZONA	σ_x	τ_u / τ_r	σ_I	σ_{II}	tang δ	Z	Req.Arm	fe req
	m	ton/m ²		ton/m ²		ton/m ²	ton/m ²		ton/m ²		ton
0.05	1.21	-257.8	A	-570.0	325.4	147.56	-717.59	0.40	79.7	Mínima	18.99
0.10	2.42	21.5	A	-570.0	293.9	124.37	-694.41	0.40	65.9	Mínima	15.68
0.20	4.83	481.6	B	-570.0	201.2	-	-	0.40	44.6	Requiere	10.63
0.30	7.25	810.3	B	-570.0	124.8	-	-	0.40	27.5	Minima	6.54
0.40	9.66	1007.5	B	-570.0	59.9	-	-	0.40	13.2	Minima	3.14

Hasta 5 metros del apoyo:

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

Resto de la sección:

4 ramas Ø12c/15

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..19..de..29	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

6.7.3. Armadura de Suspensión

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

$$R_{\text{losa}} = 9.39 \text{ ton/m}$$

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

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

$$R_{\text{losa}} = 5.07 \text{ ton/m} \quad \sigma_{\text{st}} = R_{\text{losa}} / F_{\text{etotal}}$$

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	1.21	110.30	0.899	140.28	0.40	0.92	0.09	1.01	1.10	OK
0.10	2.42	98.05	0.574	126.67	0.40	0.67	0.12	0.79	1.10	OK
0.20	4.83	73.54	0.574	95.00	0.40	0.50	0.12	0.62	1.10	OK
0.30	7.25	49.02	0.574	63.33	0.40	0.46	0.17	0.63	1.10	OK
0.40	9.66	24.51	0.574	31.67	0.40	0.23	0.17	0.40	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 = -155 ton (por cada cable)

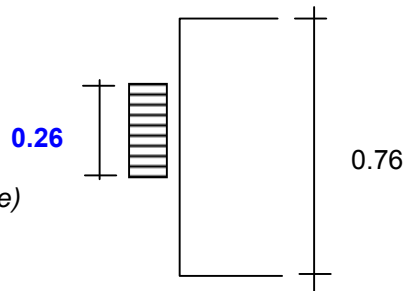
Longitud de desvío según el eje de la viga

Lv = 0.76 m (adoptado conservadoramente)

Zv = 0.25 x Vo (1 - 0.26 / 0.76) = 25.42 ton

zv = 33.45 t/m

fe zv = 13.94 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 = -155 ton (por cada cable)

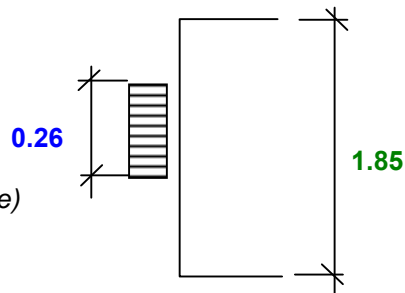
Longitud de desvío según el eje de la viga

Lv = 1.85 m (adoptado conservadoramente)

Zv = 0.25 x Vo (1 - 0.26 / 1.85) = 33.21 ton

zv = 17.95 ton/m

fe zv = 7.48 cm²/m (en 1.3 m)



Adoptado Estribos 2 Ramas Ø8c/7.5cm

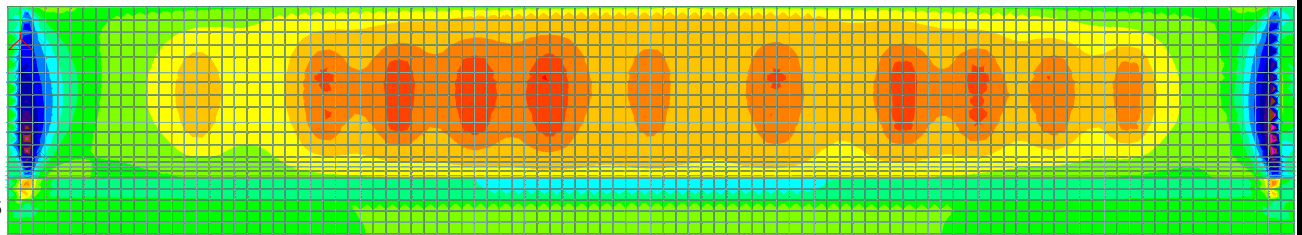
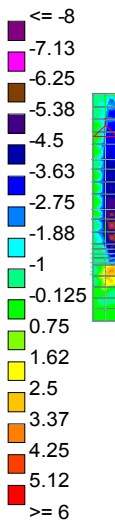
7.- Armaduras convencionales de la losa de tablero.

7.1. Cálculo de solicitaciones

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

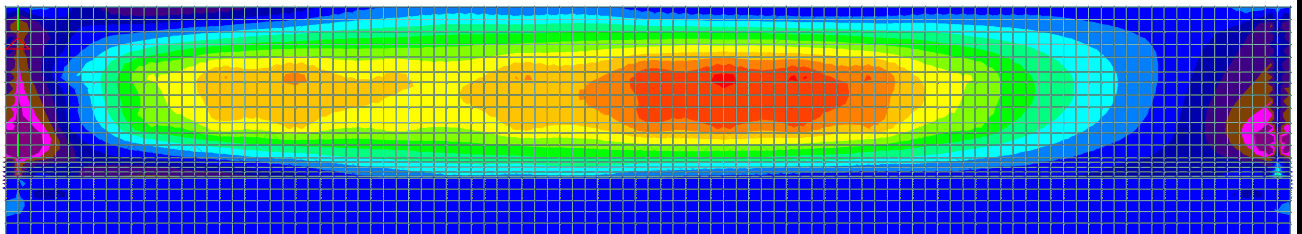
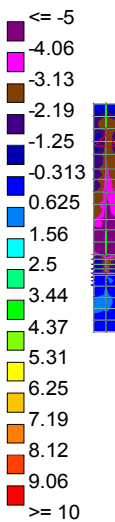
- Momento longitudinal Mx para cargas totales

MX (local)
MTon-m/m



- Momento transversal My para cargas totales

MY (local)
MTon-m/m



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..22..de..29	0
		Preparo : J.R.	
		Fecha : 30/10/2016	
		Reviso : R.P.	

7.1.1. Flexión en sentido transversal

Máximo momento positivo $M_{y,máx} = 9.40$ ton.m/m

Máximo momento negativo $M_{y,mín} = -2.79$ ton.m/m

7.1.2. Flexión en sentido longitudinal

Máximo momento positivo $M_{x,máx} = 5.20$ ton.m/m

Máximo momento negativo $M_{x,mín} = -4.93$ 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	9.40	0.00	9.4	0.25	0.22	1.00	7.0	0.465	20.32	Ø20c/7.5cm [inf.]
T. Mín	-2.79	0.00	2.8	0.25	0.22	1.00	12.9	0.439	5.69	Ø12c/10cm [sup.]
L. Máx	5.20	0.00	5.2	0.25	0.22	1.00	9.4	0.448	10.84	Ø12c/10cm [inf.]
L. Mín	-4.93	0.00	4.9	0.25	0.22	1.00	9.7	0.448	10.28	Ø12c/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 axial (< 0 para compresión)

Diámetro Máximo de la Armadura:

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

	. PROYECTO EJECUTIVO	Hoja:..23..de..29	0
	VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR	Preparo : J.R.	
	SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2"	Fecha : 30/10/2016	
	MEMORIA DE CÁLCULO	Reviso : R.P.	

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

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

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	9.40	0.00	9.4	0.25	0.22	1.00	0.18	41.89	2.32%	116	20	137

⇒ 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 $M_{q,\text{máx}} = \mathbf{7.10}$ tonm/m

Armadura adoptada Ø20c/7.5cm [inf.] $f_{e,\text{adop}} = 41.89$ cm²/m

Brazo elástico $z = 0.19$ m

Tensión en el acero $\sigma_s = (M_s / z + N) / A_s = 0.88$ ton/m²

Tensión límite $\sigma_{\text{lím}} = \mathbf{1.40}$ ton/m²

⇒ Verifica

Apoyo

Momento debido a la sobrecarga $M_{q,\text{mín}} = \mathbf{-1.50}$ tonm/m

Armadura adoptada Ø12c/10cm [sup.] $f_{e,\text{adop}} = 11.31$ cm²/m

Brazo elástico $z = 0.19$ m

$\sigma_s = (M_s / z + N) / A_s = 0.69$ ton/m²

$\sigma_{\text{lím}} = \mathbf{1.40}$ ton/m²

⇒ Verifica

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..24..de..29	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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

Momento en el plano de rotura

$$M_{\text{máx}} = 4.39 \text{ ton.m/m}$$

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
	$h' = 1.5 \text{ cm} + \frac{\text{Ø}_{12}}{2} =$	2.1	cm
Altura útil	$h = d - h' =$	25.9	cm

Armadura

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

Plano de rotura

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

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..25..de..29	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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 homigón comprimido (rectángulo)	z3 =	0.14	m
Distancia al baricentro de la sección del homigón 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

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..26..de..29	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

8.- Reacciones de apoyo

8.1 Cargas Verticales

8.1.1 Cargas Permanentes

Vigas	2.03	m ² x	2.50	ton/m ³	=	5.08	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

$$g = 8.64 \text{ ton/m}$$

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \quad \mathbf{R = 107.96 \text{ ton}}$$

$$\text{Peso Riostra} \quad \mathbf{Pr = 4.00 \text{ ton}}$$

8.1.2 Cargas de Tránsito

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

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

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \quad \mathbf{R = 107.81 \text{ ton}}$$

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.

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

$$HF = 28.75 \text{ ton}$$

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

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \quad \mathbf{HF = 14.38 \text{ ton}}$$

	PROYECTO EJECUTIVO	Hoja:..27..de..29	0
	VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR	Preparo : J.R.	
	SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2"	Fecha : 30/10/2016	
	MEMORIA DE CÁLCULO	Reviso : R.P.	

8.2.2 Viento

8.2.2.1 Puente Cargado

Reacción por eje de apoyo [150 kg/m ²]	HWc = 7.35 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/m ²]	HWd = 5.78 ton
Altura de aplicación de la fuerza axil (respecto al nivel del riel)	-0.08 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 = 3.89 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	mm	
$\Delta L_f = 1.6 \times \sigma_b / E \times L_t / 2 =$	3.08	mm	
$\Delta L_t = 30 \times 10^{-5} \times L_t / 2 =$	3.75	mm	
Σ	9.33	mm	0.75 mm/m

PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2"
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..28..de..29

0

Preparo : J.R.
 Fecha : 30/10/2016
 Reviso : R.P.

8.3. Resumen - Cargas por Pila

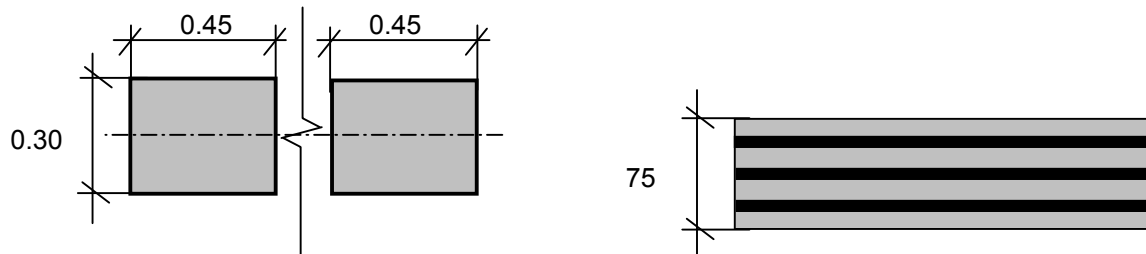
Distancia de riel a nivel superior de neopreno $d_{\text{apoyo - riel}} = 0.92$ m

Nº	Estado	Fuerzas			Momentos	
		V ton	H _{long.} ton	H _{trans.} ton	M _{long.} ton.m	M _{trans.} ton.m
1	Vacío	223.93	0.00	11.56	0.00	9.77
2	Cargado	439.56	28.75	22.48	26.45	50.08
3	Mitad Cargado	331.74	14.38	17.02	13.23	29.92

Nota: las cargas indicadas corresponden a 1 tablero entero

9.- Apoyos de neopreno Armado

Geometría



Dureza Shore **60**

Solicitaciones (por eje de apoyo)

$$V_{\text{máx}} = 219.78 \text{ ton} \qquad H_{V \text{ máx}} = 25.61 \text{ ton}$$

$$V_{\text{mín}} = 111.97 \text{ ton} \qquad H_{V \text{ máx}} = 5.78 \text{ ton}$$

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

$h_{\text{neta}}:$	48.00 mm	}	Recubrimiento exterior =	3 mm
			Esesor placas=	3 mm
			Esesor capas de goma=	8 mm c/u
			cantidad de capas	6

$$\sigma_{\text{máx}} = 814 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm máx}} = \mathbf{1000} \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 415 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{\text{adm mín}} = \mathbf{250} \text{ ton/m}^2$$

Verificación máxima distorsión

$$\Delta L_{\text{tab}} = 6.83 \text{ mm} \quad (\text{fluencia lenta y temperatura})$$

$$\Delta L_{\text{fren}} = 25.56 \text{ mm} \quad (\text{frenado})$$

$$\Delta L_{\text{tot}} = 32.39 \text{ mm}$$

$$\text{tg } \gamma = 0.67 < \text{tg } \gamma_{\text{máx}} = \mathbf{0.70} \quad \Longrightarrow \quad \text{Verifica distorsión}$$



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

SUPERESTRUCTURA VIADUCTO - SECCIÓN "S ES1"
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0103-00
ELAB.	J.R.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S ES1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..2..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : 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

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S ES1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..28	0
		Preparo : J.R.	
		Fecha : 30/10/2016	
		Reviso : R.P.	

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la sección transversal del tramo correspondiente a la estación Saenz y estación Buenos aires 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 quedará ubicada debajo de los andenes.

Se dimensiona la sección para el segundo tramo más largo sobre la estación, que cuenta con una luz entre ejes de pilas de 26.60 m, considerando una luz de cálculo de 25.75 m. Considerando que la misma puede ser adaptada a las luces menores.

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:

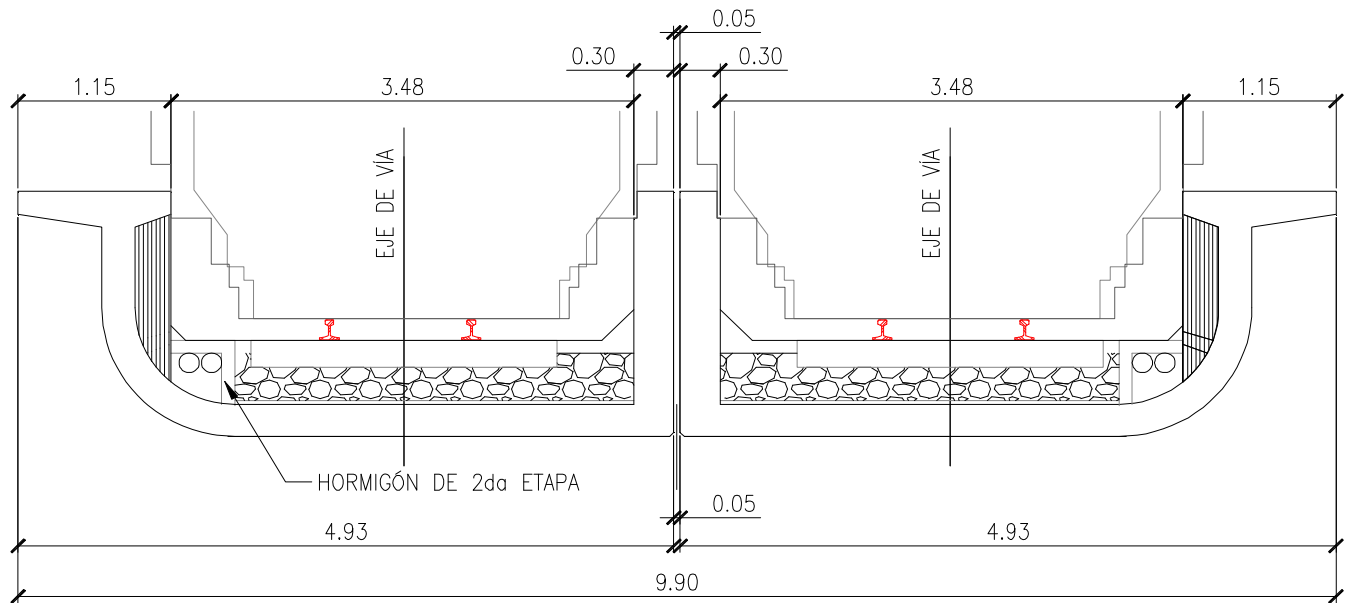
Hormigón Superestructura:	H- 38	$\sigma'_{bk} = 380 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)
Acero para Pretensado	C1900 Gr-270 (*)		(Cordones de 1/2")

(*) A confirmar según el sistema.

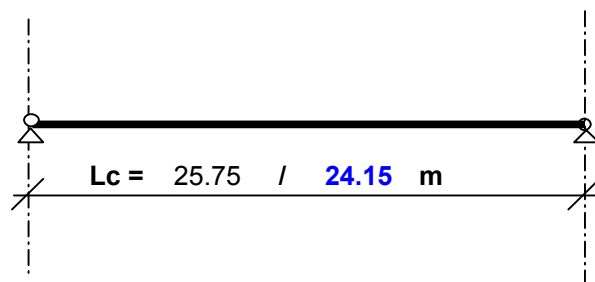
II.- SUPERESTRUCTURA

1.- Geometría

Sección Transversal.

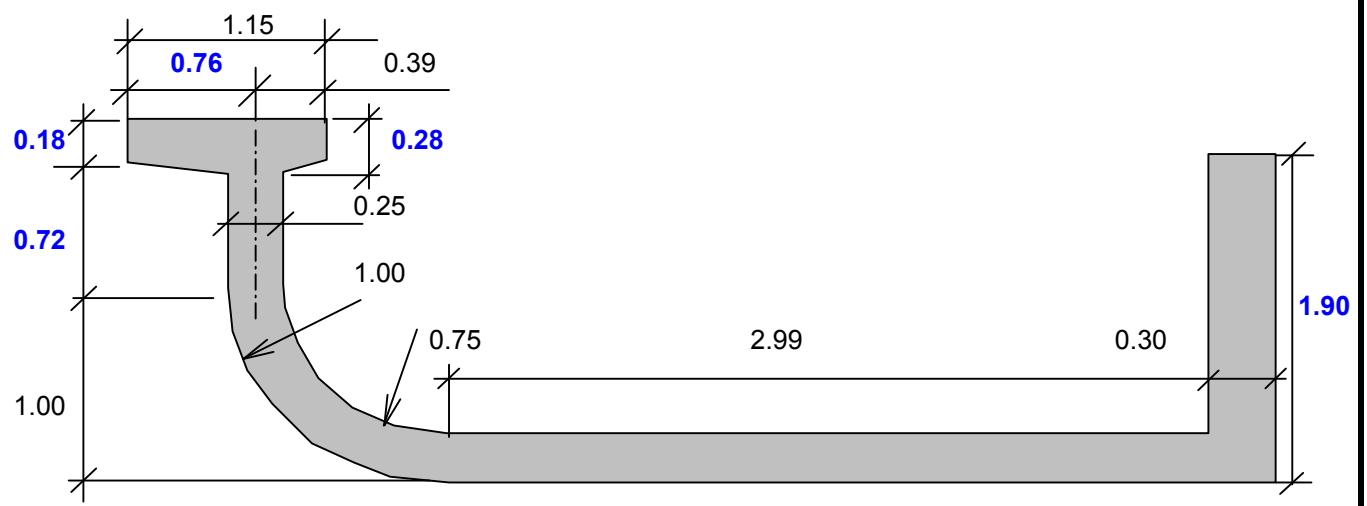


2.- Esquema Estático



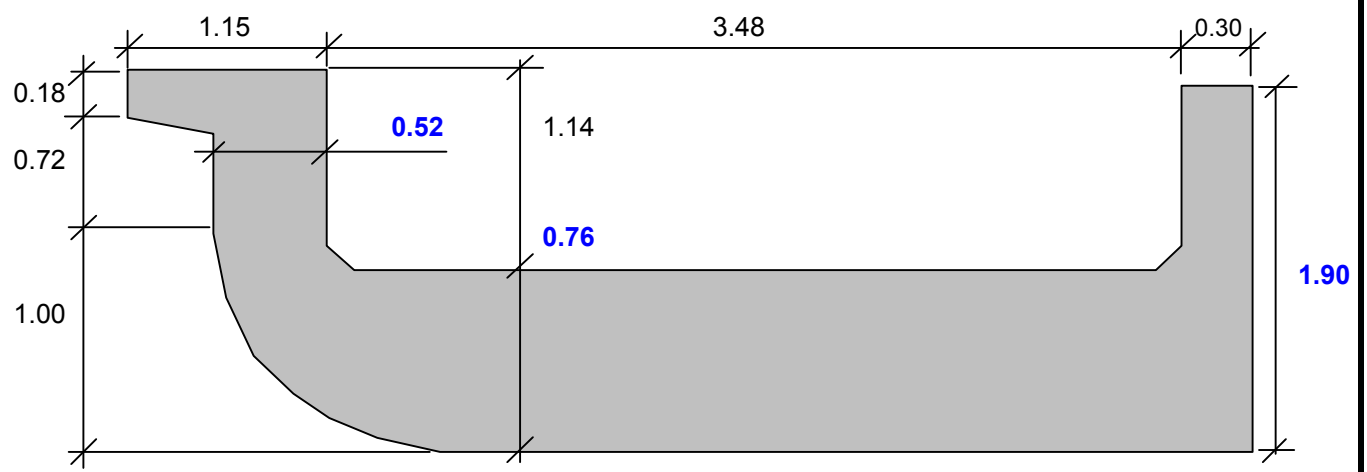
3.- Características geométricas de la Sección Transversal

3.1. Sección centro de tramo



Altura de la sección	Ht =	1.860	m
Superficie	F =	2.095	m ²
Distancia del baricentro a fibra superior	ys =	1.151	m
Distancia del baricentro a fibra inferior	yi =	0.709	m
Momento de inercia baricentrico	Jg =	0.900	m ⁴
Módulo resistente superior	Ws =	0.781	m ³
Módulo resistente inferior	Wi =	1.269	m ³
Momento estático	S =	0.616	m ³

3.2. Sección apoyo



Altura de la sección	Ht =	1.860	m
Superficie	F =	4.189	m ²
Distancia del baricentro a fibra superior	ys =	1.204	m
Distancia del baricentro a fibra inferior	yi =	0.656	m
Momento de inercia baricentrico	Jg =	1.080	m ⁴
Módulo resistente superior	Ws =	0.897	m ³
Módulo resistente inferior	Wi =	1.645	m ³
Momento estático	S =	0.832	m ³

4.- Análisis de Cargas

Tipo de trocha del material rodante	TROCHA: ANGOSTA
Luz entre ejes de pila	Lp = 26.60 m
Luz de cálculo	Lc = 25.75 m

4.1. Cargas permanentes

Superficie	2.09	m ² x	2.50	ton/m ³	=	5.24	ton/m
Riel y fijaciones						0.80	ton/m
Balasto	1.22	m ² x	2.00	ton/m ³	=	2.43	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 = 9.14	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 = 25.75 m

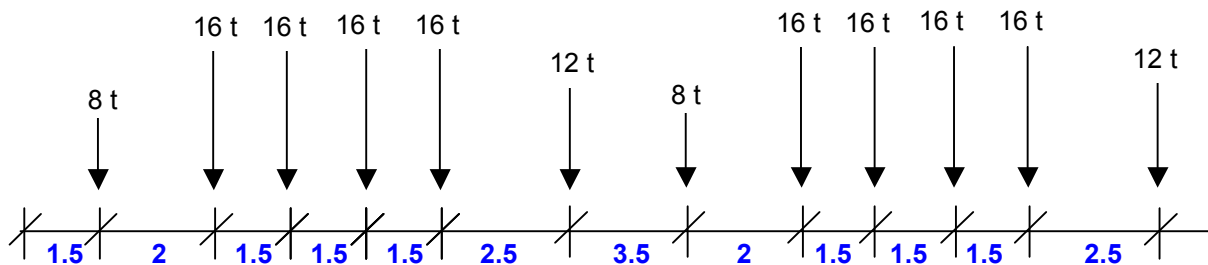
Coeficiente de impacto $\phi = 1.40 - 0.008 \times L_{\phi} - 0.10 \times h_r = 1.16$

4.2.2. Sobrecarga debido a vereda

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:



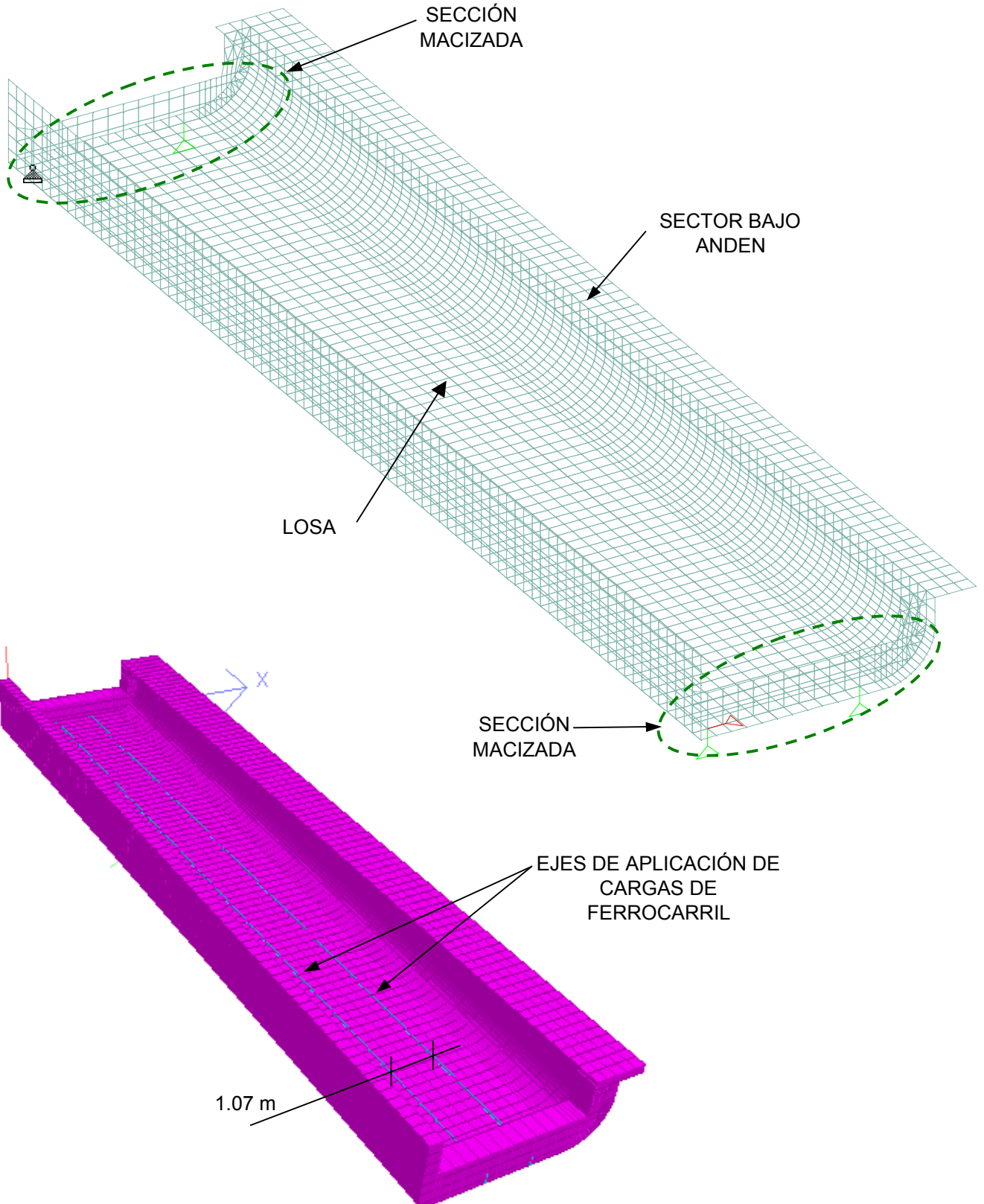
En el programa de cálculo se generan estados de carga cambiando la posición del tren de cargas cada 0.25 m. Luego, para el dimensionado, se toma la envolvente de solicitaciones.

VIADUCTO FC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S ES1"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : J.R.
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

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.



VIADUCTO FC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S ES1"

Preparo : J.R.

Fecha : 30/10/2016

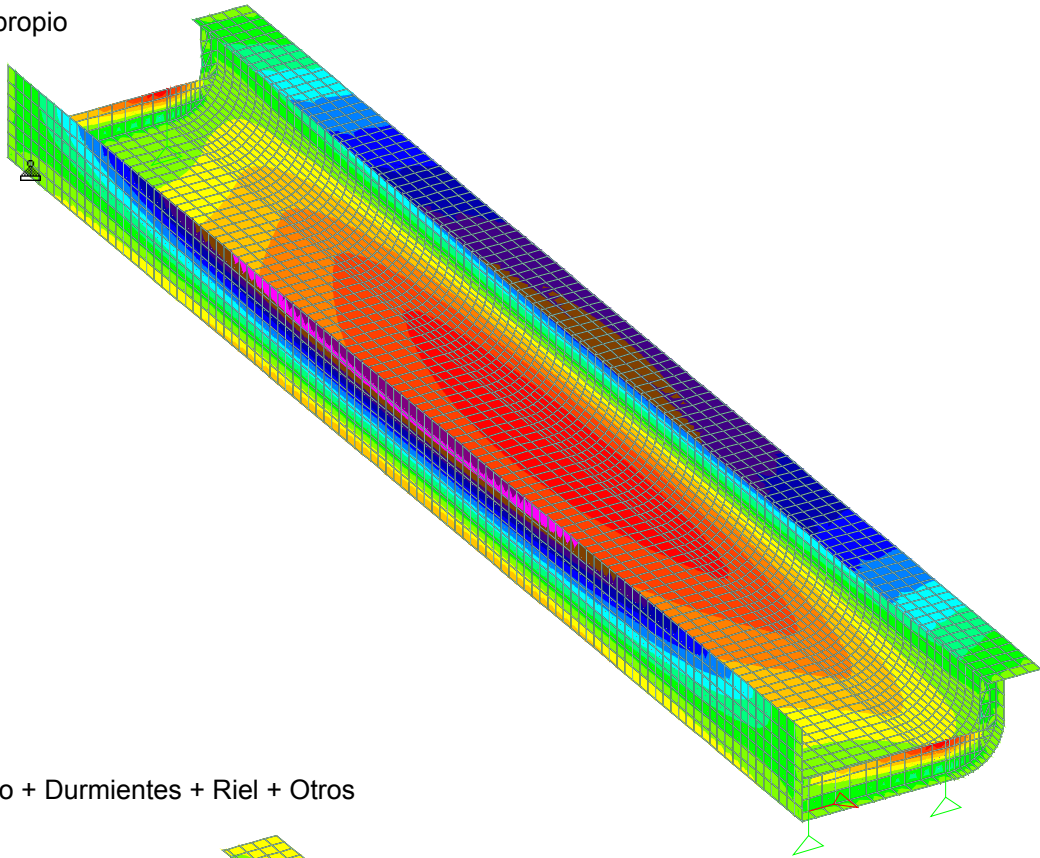
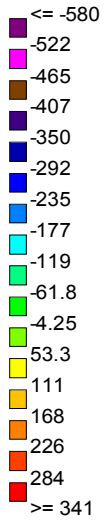
Reviso : R.P.

MEMORIA DE CÁLCULO

5.1. Diagramas de tensiones normales en el sentido longitudinal

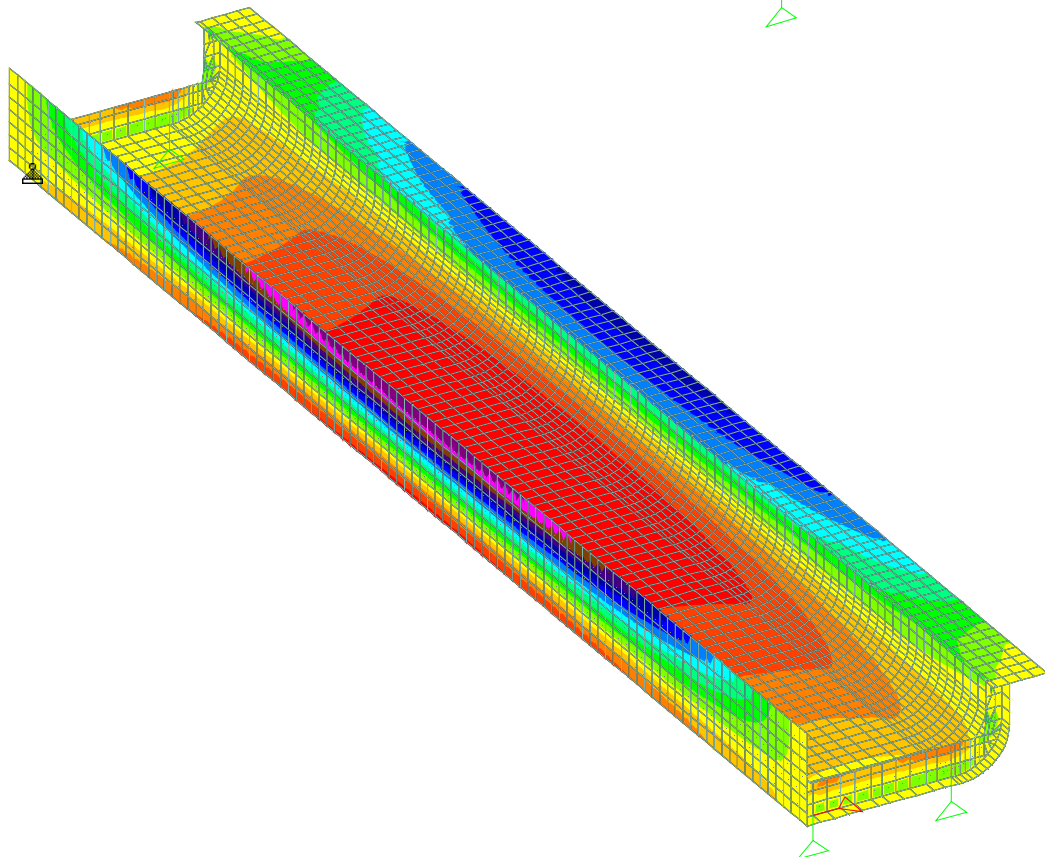
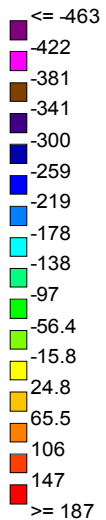
- Peso propio

SX (local)
MTon/ m2



- Balasto + Durmientes + Riel + Otros

SX (local)
MTon/ m2



VIADUCTO FC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S ES1"

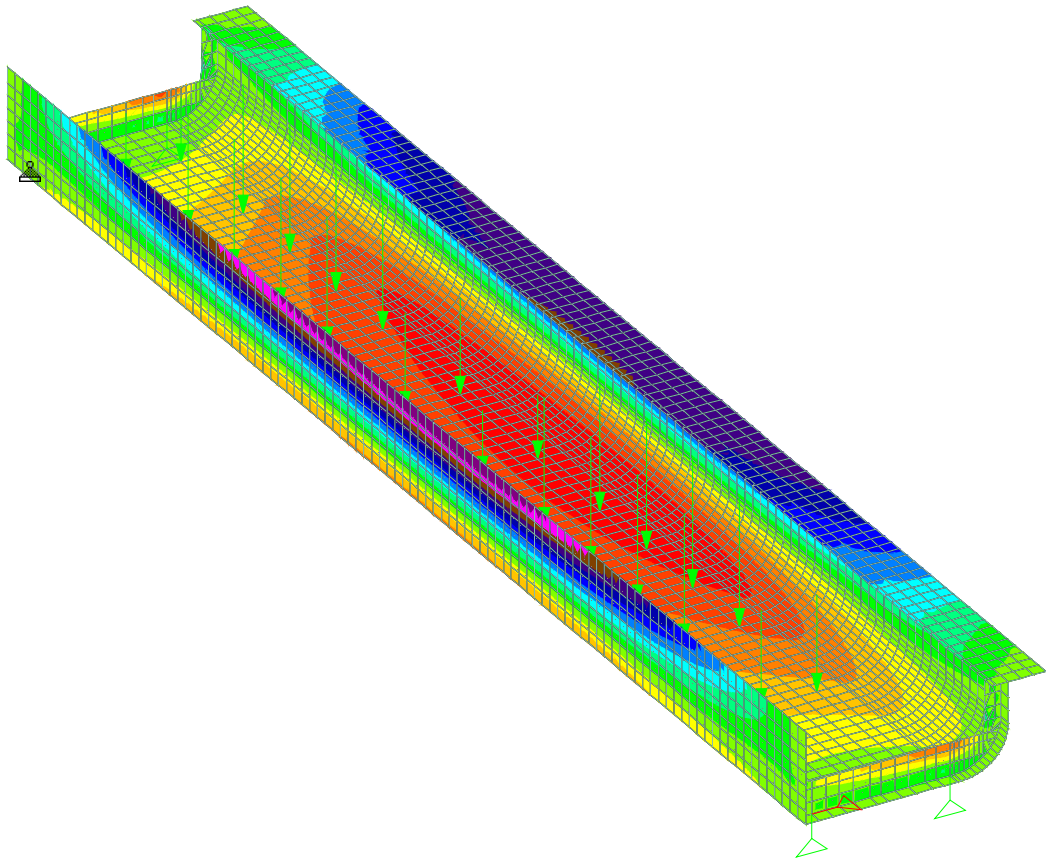
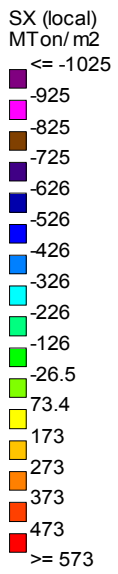
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : J.R.

Fecha : 30/10/2016

Reviso : R.P.

- Sobrecarga de material rodante



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S ES1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..10..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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 = 25.75 m

Constante de la parábola de 2º grado a = 0.00367

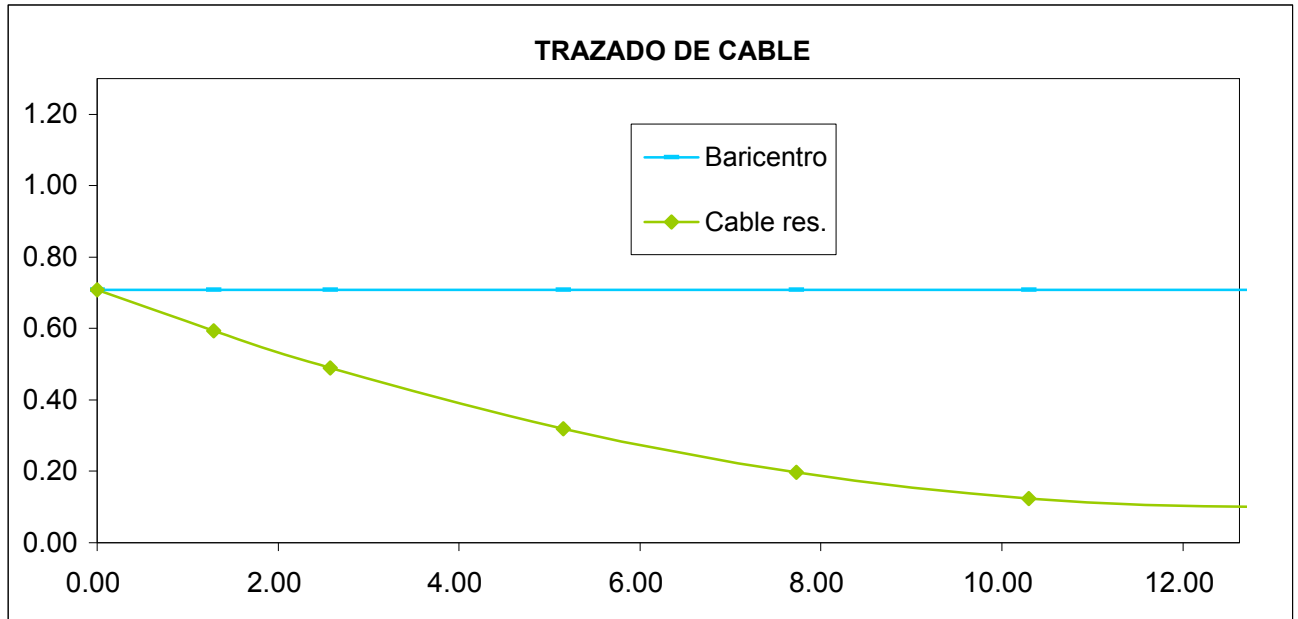
Tabla de trazado del cable:

Sección	X	Eje baricentro	Cable resultante	
			dist ₁	dist ₂
%	m	m	m	m
0	0.00	0.7087	0.7087	0.000
5	1.29	0.7087	0.5930	0.116
10	2.58	0.7087	0.4896	0.219
20	5.15	0.7087	0.3191	0.390
30	7.73	0.7087	0.1974	0.511
40	10.30	0.7087	0.1243	0.584
50	12.88	0.7087	0.1000	0.609
60	15.45	0.7087	0.1243	0.584
70	18.03	0.7087	0.1974	0.511
80	20.60	0.7087	0.3191	0.390
90	23.18	0.7087	0.4896	0.219
95	24.46	0.7087	0.5930	0.116
100	25.75	0.7087	0.7087	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

$$\alpha = 0.0943$$

Cálculo de pérdidas por fricción

Sección	X	α	$\alpha + \beta \times X$	$e^{-\mu \times X}$ (4)
1	2	3	4	5
0.00	0.000	0.00000	0.00000	1.0000
0.05	1.288	0.00943	0.01844	0.9954
0.10	2.575	0.01886	0.03688	0.9908
0.15	3.863	0.02828	0.05532	0.9863
0.20	5.150	0.03771	0.07376	0.9817
0.25	6.438	0.04714	0.09220	0.9772
0.30	7.725	0.05657	0.11064	0.9727
0.35	9.013	0.06599	0.12908	0.9682
0.40	10.300	0.07542	0.14752	0.9638
0.45	11.588	0.08485	0.16596	0.9594
0.50	12.875	0.09428	0.18440	0.9549

Pérdidas por fricción en 0.5 L

4.51 %

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S ES1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..12..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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 =	2.0945	m ²
Distancia del baricentro a fibra superior	ys =	1.1513	m
Distancia del baricentro a fibra inferior	yi =	0.7087	m
Momento de inercia baricentrico	J =	0.8996	m ⁴
Módulo resistente superior	Wsv=	0.7814	m ³
Módulo resistente inferior	Wiv=	1.2694	m ³
Excentricidad del cable	e =	0.6087	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.

$N_0 = -1460.0 \text{ ton}$	Pérdidas instantáneas	4.5 %
$N_\infty = -1213.2 \text{ ton}$	Pérdidas diferidas	12.4 %
	Pérdidas totales	16.9 %

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)

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

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

Armadura necesaria $F_{ev \text{ nec}} = 109.77 \text{ cm}^2$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S ES1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..13..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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)	
				σsv	σiv	σsv	σiv
				ton/m²	ton/m²	ton/m²	ton/m²
1	TIRO	-1460.00		-697	-697	-579	-579
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-888.70	1137	-700	945	-582
3	TOTAL PRETENSADO (1+2)			440	-1397	366	-1161
4	PESO PROPIO SECCIÓN		434.00	-555	342	-555	342
5	TOTAL (3+4)			-115	-1055	-190	-819
6	PESO PROPIO 2da ETAPA		0.00	0	0	0	0
7	TOTAL (5+6)			-115	-1055	-190	-819
8	PESO TERMINACIONES		323.77			-414	255
9	TOTAL (7+8)					-604	-564
10	SOBRECARGA		715.27			-915	563
11	TOTAL (9+10)					-1519	-1

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

110	-1800	-1600	0
-105%	59%	95%	

6.3.5 Cálculo de pérdidas diferidas.

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

Eb = 3,700,000 ton/m² Hormigón H-38
 Ez = **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

kef = **1.50** Tabla 46 renglón 3 (CIRSOC 201)
 def = kef x (2 Ab / u)
 u = **16.74** m Perimetro de la sección expuesto al desecamiento
 def = 0.38

Coefficiente de retracción final 0.10 < dm < 0.80

εs ∞ = **-0.00020** Tabla 45

**VIADUCTO FC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S ES1"****MEMORIA DE CÁLCULO**

Preparo : J.R.

Fecha : 30/10/2016

Reviso : R.P.

Se estima

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

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

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

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

$$\sigma_{bv} = -579.22 + -888.7 \times 0.61 / 0.9 = -1180.55 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{bg} = (434 + 0) \times 0.61 / 0.9 = 293.66 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_\phi = -15283.51 \text{ ton/m}^2$$

$$c_\phi = -12.38 \%$$

Adoptado 12.4 %

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S ES1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..15..de..28	0
		Preparo : J.R.	
		Fecha : 30/10/2016	Reviso : R.P.

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

M máx = 1473.03 ton m Armadura No Tesa inferior = 60.3 cm² 27 Ø10
 Armadura No Tesa superior = 39.3 cm² 4 Ø25
 Armadura Tesa = 109.8 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
 VBMR26M - Viaducto Belgrano - Hviga 1.91 - Luz Parcial 25.25 DIN 1045 PAG. 1
 ATEC S.A. Ingenieros Consultores 10:30 HS, FEBRERO 23,2015

UNIDADES DE LONGITUD Y FUERZA: m to

CARACTERISTICAS DE LA SECCION INYECTADA:

COORDENADAS REFERIDAS AL SISTEMA TRASLADADO

CORRIMIENTOS: SEGUN X: .264 SEGUN Y: .713

AREA BRUTA DE LA SECCION:	AH	.20842E+01
AREA TOTAL DE ARMADURA:	AFE	.20858E-01
AREA DE ARMADURA PASIVA:	AFEP	.99580E-02
AREA DE ARMADURA ACTIVA:	AFEA	.10900E-01
AREA HOMOGENEIZADA DE LA SECCION:	AHOM	.21773E+01
CUANTIA TOTAL DE ARMADURA PASIVA:	RMUP	.47779E-02
CUANTIA TOTAL DE ARMADURA ACTIVA:	RMUA	.52299E-02
MOMENTOS ESTATICOS DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	SXHOM	-.26086E-01
	SYHOM	-.19268E-01
COORD DEL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA SECCION HOMOGENEIZADA	XGHOM	-.88495E-02
	YGHOM	-.11981E-01
MOMENTOS DE INERCIA DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	JX	.95392E+00
	JY	.60235E+01
	JXY	-.58882E+00
FIBRAS EXTREMAS REFERIDAS AL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	XINF	-.27158E+01
	XSUP	.22083E+01
	YINF	-.70066E+00
	YSUP	.12093E+01
MOMENTOS DE INERCIA DE LA SECCION HOMOGENEIZADA RESPECTO DE SUS EJES BARICENTRICOS:	JXG	.95361E+00
	JYG	.60233E+01

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S ES1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..16..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

MODULOS RESISTENTES DE LA SECCION HOMOGENEIZADA RESPECTO DE SUS EJES BARICENTRICOS:	WXGSUP .78854E+00
	WXGINF -.13610E+01
	WYGSUP .27276E+01
	WYGINF -.22179E+01
MOMENTOS DE PRETENSADO RESPECTO DEL BARICENTRO DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	RMXPRE .87096E+03
	RMYPRE -.36977E+03
ESFUERZO TOTAL DE PRETENSADO:	RNPRET -.14500E+04

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 1.91 - Luz Parcial 25.25 CLAVE: VBMR26M
 NORMA DE CALCULO DIN 1045 UNIDADES: to m PAG. 1
 ATEC S.A. Ingenieros Consultores 10:30 HS, FEBRERO 23,2015

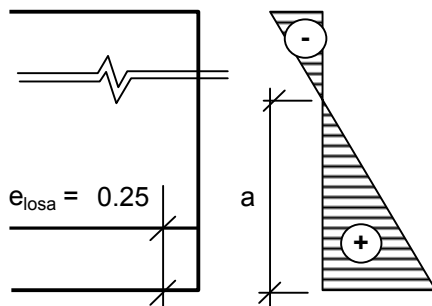
 TIPO DE ACERO 1 DUREZA NATURAL
 LIMITE ELASTICO: Bs= .4200E+05
 MODULO DE ELASTICIDAD: Es= .2100E+08
 TIPO DE ACERO 2 DEFORMADO EN FRIO
 LIMITE ELASTICO: Bs= .1700E+06
 MODULO DE ELASTICIDAD: Es= .1950E+08
 RESISTENCIA DE CALCULO DEL HORMIGON: (Br) .2700E+04
 MODULO DE ELASTICIDAD: (Ec) .3700E+07

+-----+-----+-----+			
	CONJUNTO	N	.00
	DE VALORES	Mx	-1420.00
	A VERIFICAR	My	.00
+-----+-----+-----+			
	Angulo del Plano de cargas		90.00
+-----+-----+-----+			
	CUANTIA	Coef.seg. necesario	1.8469
	EXISTENTE	Coef.seguridad real	2.1081
	P= .478%	Ang. del eje neutro	355.75
	A= .523%	Deform.del Hormigon	-3.50E-3
		Deform.del Acero	2.17E-3
		Cuant.Arm.Pas.Trac.	.29%
+-----+-----+-----+			

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)	
				σsv	σiv	σsv	σiv
				ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²
1	TIRO	-1460.00	0.00	-697	-697	-579	-579
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-888.70	1137	-700	945	-582
3	TOTAL PRETENSADO (1+2)			440	-1397	366	-1161
4	PESO PROPIO SECCIÓN		585.89	-750	462	-750	462
5	TOTAL (3+4)			-310	-936	-384	-699
6	PESO PROPIO 2da ETAPA		0.00	0	0	0	0
7	TOTAL (5+6)			-310	-936	-384	-699
8	PESO TERMINACIONES		437.09			-559	344
9	TOTAL (7+8)					-943	-355
10	SOBRECARGA		965.61			-1236	761
11	TOTAL (9+10)					-2179	406



$$a = 405.63 / (405.63 + 2179.13) \times 1.86 = 0.29 \text{ m}$$

$$Abz = 0.77 \text{ m}^2$$

$$406 \text{ ton/m}^2$$

$$Z = 174.30 \text{ ton}$$

Armadura no tesa dispuesta

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

Tensión en el acero

$$\sigma = 1024.7 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica

Verificación incremento de tensión en armadura pretensada.

$$\Delta\sigma_v = Z / (A_v + A_s) = 1024.75 \text{ kg/cm}^2$$

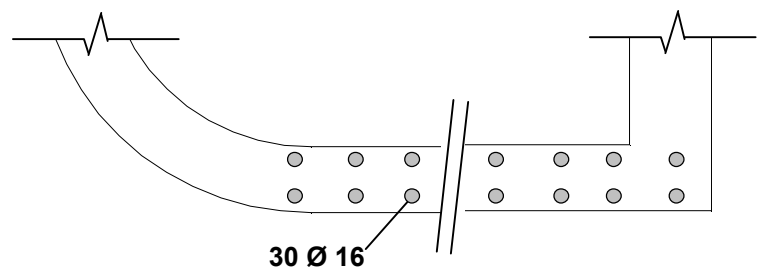
$$\sigma_v \text{ final} = 12,076.34 \text{ kg/cm}^2 < \beta_{sv}$$

Verificación diámetro límite

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

$$\mu_z = 0.78 \text{ \%}$$

$$d_s = 194 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Verifica fisuración}$$



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S ES1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..18..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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	Q	Q _{TESADO}	S	b	τ	σ_x	σ_I	σ_{II}	Verifica
	m	ton	ton	cm ³	m	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	
0.05	1.29	214.52	-103.18	0.832	0.82	125.57	-579.22	26.05	-605.27	Si
0.10	2.58	190.68	-91.67	0.616	0.55	123.20	-1053.75	14.21	-1067.96	Si
0.20	5.15	143.01	-68.70	0.616	0.55	92.47	-1711.84	4.98	-1716.82	Si
0.30	7.73	95.34	-45.77	0.616	0.55	61.68	-1348.58	2.82	-1351.39	Si
0.40	10.30	47.67	-22.88	0.616	0.55	30.85	-1552.62	0.61	-1553.23	Si
0.50	12.88	0.00	0.00	0.616	0.55	0.00	-955.74	0.00	-955.74	Si

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

Armadura mínima (según tabla 42)

$$A_{s \text{ min}} > 2 \times \mu \times b = 11.00 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{en sección apoyo})$$

$$A_{s \text{ min}} > 2 \times \mu \times b = 11.00 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{en sección centro de tramo})$$

$$\mu = 0.1 \% \quad (\text{según tabla 43})$$

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

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

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

SECCION	X	$\sigma_{inferior}$	ZONA	σ_x	τ_u / τ_r	σ_I	σ_{II}	tang δ	Z	Req.Arm	fe req
	m	ton/m ²		ton/m ²		ton/m ²	ton/m ²		ton		cm ²
0.05	1.29	-216.0	A	-579.2	307.0	132.46	-711.68	0.40	85.9	Mínima	20.46
0.10	2.58	109.1	A	-579.2	301.2	128.20	-707.43	0.40	70.6	Mínima	16.82
0.20	5.15	644.4	B	-579.2	214.3	-	-	0.44	51.8	Requiere	12.34
0.30	7.73	1026.8	B	-579.2	132.4	-	-	0.40	29.1	Minima	6.94
0.40	10.30	1256.2	B	-579.2	63.4	-	-	0.40	14.0	Minima	3.32

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'

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S ES1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..19..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

6.7.3. Armadura de Suspensión

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

$$R_{\text{losa}} = 9.26 \text{ ton/m}$$

$$\text{fe colgar mín} = 3.86 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (Total)}$$

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

$$R_{\text{losa}} = 4.69 \text{ ton/m} \quad \sigma_{\text{st}} = R_{\text{losa}} / F_{\text{etotal}}$$

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	1.29	108.58	0.832	122.46	0.40	0.96	0.11	1.07	1.10	OK
0.10	2.58	96.51	0.616	120.09	0.40	0.63	0.11	0.74	1.10	OK
0.20	5.15	72.38	0.616	90.07	0.44	0.52	0.11	0.63	1.10	OK
0.30	7.73	48.26	0.616	60.05	0.40	0.44	0.16	0.59	1.10	OK
0.40	10.30	24.13	0.616	30.02	0.40	0.22	0.16	0.37	1.10	OK

VIADUCTO FC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S ES1"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : J.R.
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

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 = -183 ton (por cada cable)

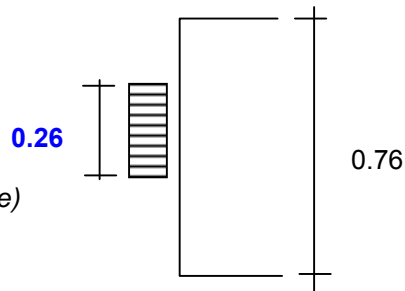
Longitud de desvío según el eje de la viga

Lv = 0.76 m (adoptado conservadoramente)

Zv = 0.25 x Vo (1 - 0.26 / 0.76) = 30.02 ton

zv = 39.50 t/m

fe zv = 16.46 cm²/m (en 0.6 m)



Adoptado Estribos 2 Ramas Ø12c/7.5cm

6.7.1.2. Desvío vertical para el conjunto total de cables

Análisis de la placa en conjunto

No = -183 ton (por cada cable)

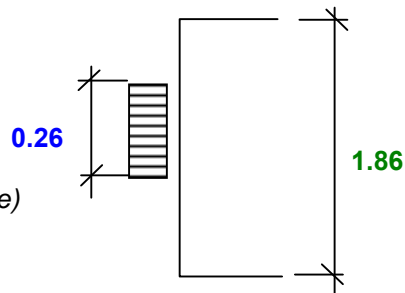
Longitud de desvío según el eje de la viga

Lv = 1.86 m (adoptado conservadoramente)

Zv = 0.25 x Vo (1 - 0.26 / 1.86) = 39.25 ton

zv = 21.10 ton/m

fe zv = 8.79 cm²/m (en 1.4 m)



Adoptado Estribos 2 Ramas Ø10c/7.5cm

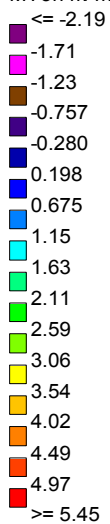
7.- Armaduras convencionales de la losa de tablero.

7.1. Cálculo de solicitaciones

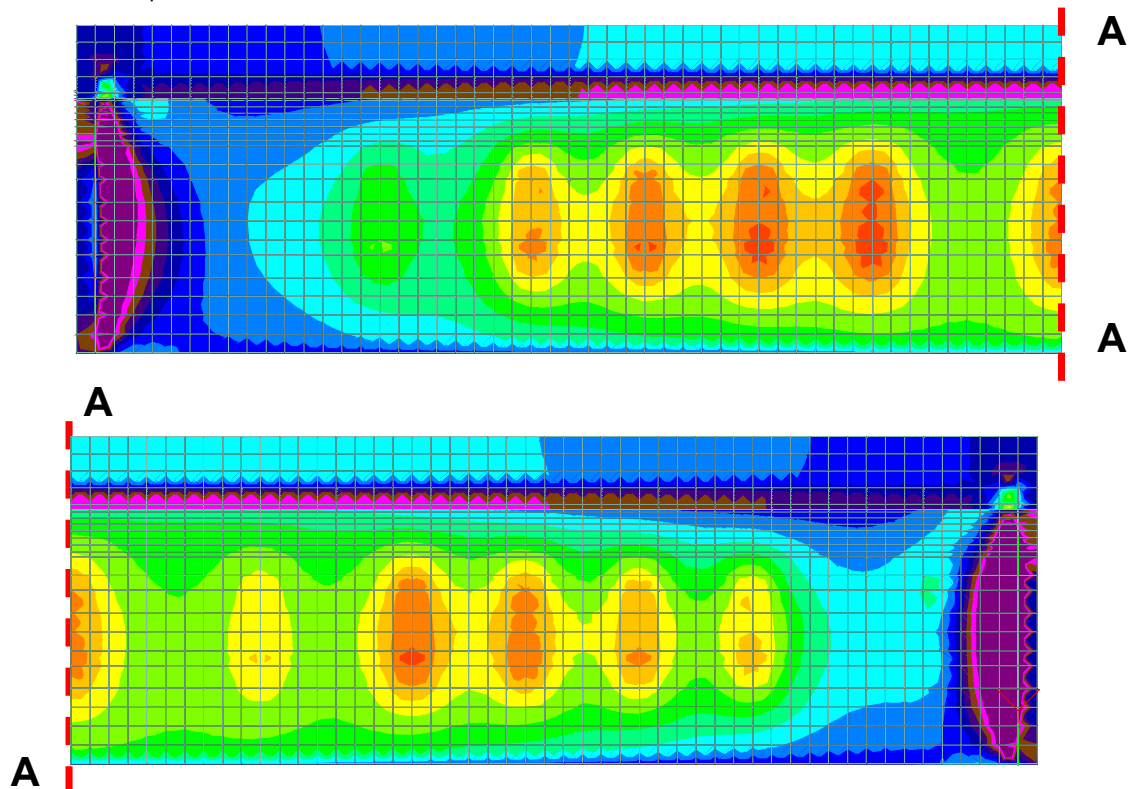
Del modelo de elementos finitos se extraen los momentos solicitantes sobre la losa

- Momento longitudinal Mx para cargas totales

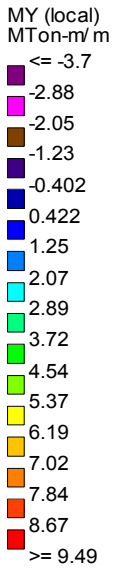
MX (local)
MTon-m/m



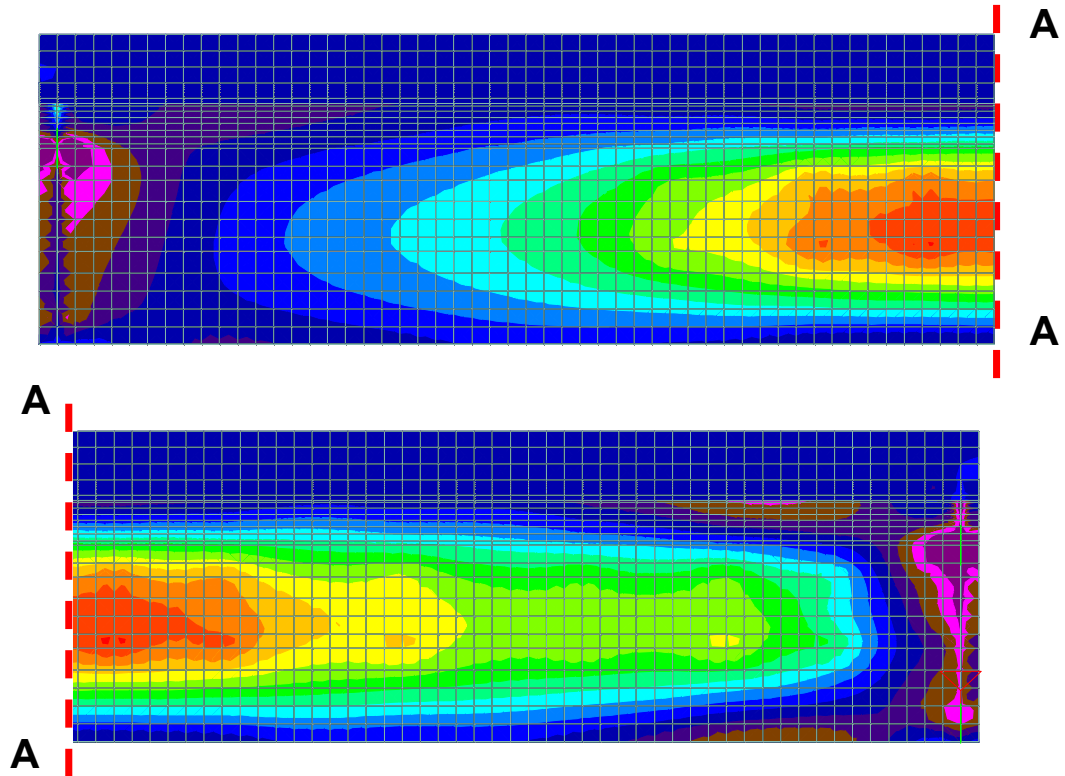
Vista en planta



- Momento transversal My para cargas totales



Vista en planta



7.1.1. Flexión en sentido transversal

Máximo momento positivo $M_{y,máx} = 9.49$ ton.m/m

Máximo momento negativo $M_{y,mín} = -3.70$ ton.m/m

7.1.2. Flexión en sentido longitudinal

Máximo momento positivo $M_{x,máx} = 5.45$ ton.m/m

Máximo momento negativo $M_{x,mín} = -2.19$ 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	9.49	0.00	9.5	0.25	0.22	1.00	7.0	0.465	20.51	Ø20c/7.5cm [inf.]
T. Mín	-3.70	0.00	3.7	0.25	0.22	1.00	11.2	0.444	7.63	Ø12c/10cm [sup.]
L. Máx	5.45	0.00	5.5	0.25	0.22	1.00	9.2	0.452	11.46	Ø16c/10cm [inf.]
L. Mín	-2.19	0.00	2.2	0.25	0.22	1.00	14.5	0.435	4.43	Ø10c/10cm [sup.]

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S ES1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..23..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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

Referencias:

Tensión en el Acero:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s : \text{Sección de Armadura Tractionada} \\ M_s : \text{Momento referido al baricentro de la armadura traccionada} \\ z : \text{brazo elástico de los esfuerzos internos} \\ N : \text{esfuerzo axil (< 0 para compresión)} \end{array} \right.$$

Diámetro Máximo de la Armadura:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_z : \text{Cuantía de Armadura referida área de la sección Tractionada (\mu_z = Fe/A_{bz})} \\ r : \text{coeficiente de adherencia} \\ \sigma_s : \text{Tensión en el Acero bajo cargas permanentes} \\ A_{bz} : \text{Área traccionada (Abz = Area H° / (1 - k_x))} \end{array} \right.$$

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

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

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	9.49	0.00	9.5	0.25	0.22	1.00	0.18	41.89	2.32%	118	20	134

⇒ 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} = **7.05** tonm/m

Armadura adoptada Ø20c/7.5cm [inf.] f_{e,adop} = 41.89 cm²/m

Brazo elástico z = 0.19 m

Tensión en el acero σ_s = (M_s / z + N) / A_s = 0.87 ton/m²

Tensión límite σ_{lim} = **1.40** ton/m²

⇒ Verifica

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S ES1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..24..de..28	0
		Preparo : J.R.	Fecha : 30/10/2016
		Reviso : R.P.	

Apoyo

Momento debido a la sobrecarga $M_{q.min} = -1.67$ tonm/m

Armadura adoptada $\varnothing 12c/10cm$ [sup.] $f_{e.adop} = 11.31$ cm²/m

Brazo elástico $z = 0.19$ m

$$\sigma_s = (M_s / z + N) / A_s = 0.77 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{lim} = 1.40 \text{ ton/m}^2$$

⇒ Verifica

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S ES1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..25..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

8.- Reacciones de apoyo

8.1 Cargas Verticales

8.1.1 Cargas Permanentes

Vigas	2.09	m ² x	2.50	ton/m ³	=	5.24	ton/m
Riel + Fijaciones						0.80	ton/m
Balasto y Durmientes	1.22	m ² x	2.00	ton/m ³	=	2.43	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

$$g = 9.14 \text{ ton/m}$$

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \quad R = 121.60 \text{ ton}$$

$$\text{Peso Macizado} \quad Pr = 4.02 \text{ ton}$$

8.1.2 Cargas de Tránsito

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

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

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \quad R = 107.07 \text{ ton}$$

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.

$$Lt = 26.6 \text{ m} \quad (\text{Se consideran 1 tramos continuos})$$

$$HF = 30.59 \text{ ton}$$

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

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \quad HF = 15.30 \text{ ton}$$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S ES1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..26..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

8.2.2 Viento

8.2.2.1 Puente Cargado

Reacción por eje de apoyo [150 kg/m ²]	HWc = 7.82 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/m ²]	HWd = 6.18 ton
Altura de aplicación de la fuerza axil (respecto al nivel del riel)	-0.07 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	$H_f = P \times V^2 / 127 \times R = 0.00$ 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 = 4.15 ton

8.2.5. Variaciones de longitud de tablero.

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

$\Delta L_r = 20 \times 10^{-5} \times L_t / 2 =$	2.66 mm	
$\Delta L_f = 1.6 \times \sigma_b / E \times L_t / 2 =$	3.33 mm	
$\Delta L_t = 30 \times 10^{-5} \times L_t / 2 =$	3.99 mm	
Σ	9.98 mm	0.75 mm/m

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S ES1" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..27..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

8.3. Resumen - Cargas por Pila

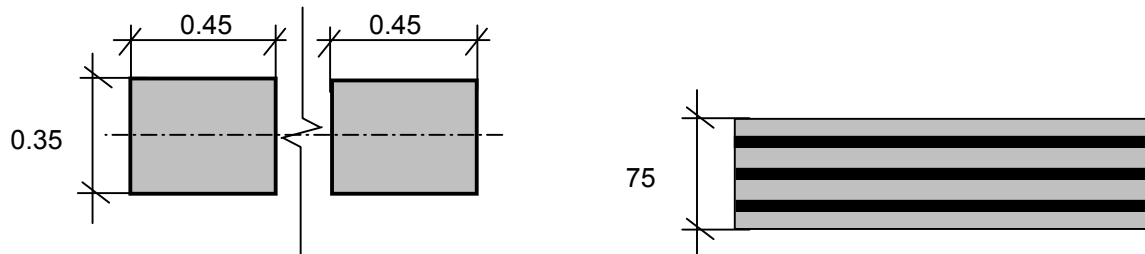
Distancia de riel a nivel superior de neopreno $d_{\text{apoyo - riel}} = 0.92 \text{ m}$

Nº	Estado	Fuerzas			Momentos	
		V ton	H _{long.} ton	H _{trans.} ton	M _{long.} ton.m	M _{trans.} ton.m
1	Vacío	251.24	0.00	12.37	0.00	10.51
2	Cargado	465.37	30.59	23.93	28.14	53.30
3	Mitad Cargado	358.30	15.30	18.15	14.07	31.91

Nota: las cargas indicadas corresponden a 1 tablero entero

9.- Apoyos de neopreno Armado

Geometría



Dureza Shore **60**

Solicitaciones (por eje de apoyo)

$$V_{\text{máx}} = \mathbf{232.68} \text{ ton} \qquad H_{V \text{ máx}} = \mathbf{27.26} \text{ ton}$$

$$V_{\text{mín}} = \mathbf{125.62} \text{ ton} \qquad H_{V \text{ mín}} = \mathbf{6.18} \text{ ton}$$

Adoptado por eje de apoyo: pastillas: **0.35** m x **0.90** m en 2 pastillas 0.35 x 0.45

$h_{\text{neta}}:$	48.00 mm	}	Recubrimiento exterior =	3	mm
			Espesor placas=	3	mm
			Espesor capas de goma=	8	mm
			cantidad de capas	6	c/u

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

$$\sigma_{\text{mín}} = 399 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{\text{adm mín}} = \mathbf{250} \text{ ton/m}^2$$

Verificación máxima distorsión

$$\Delta L_{\text{tab}} = 7.32 \text{ mm} \quad (\text{fluencia lenta y temperatura})$$

$$\Delta L_{\text{fren}} = 23.31 \text{ mm} \quad (\text{frenado})$$

$$\Delta L_{\text{tot}} = 30.63 \text{ mm}$$

$$\text{tg } \gamma = 0.64 < \text{tg } \gamma_{\text{máx}} = \mathbf{0.70} \quad \Longrightarrow \quad \text{Verifica distorsión}$$



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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.			

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..2..de..25	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : 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.**

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..25	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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:

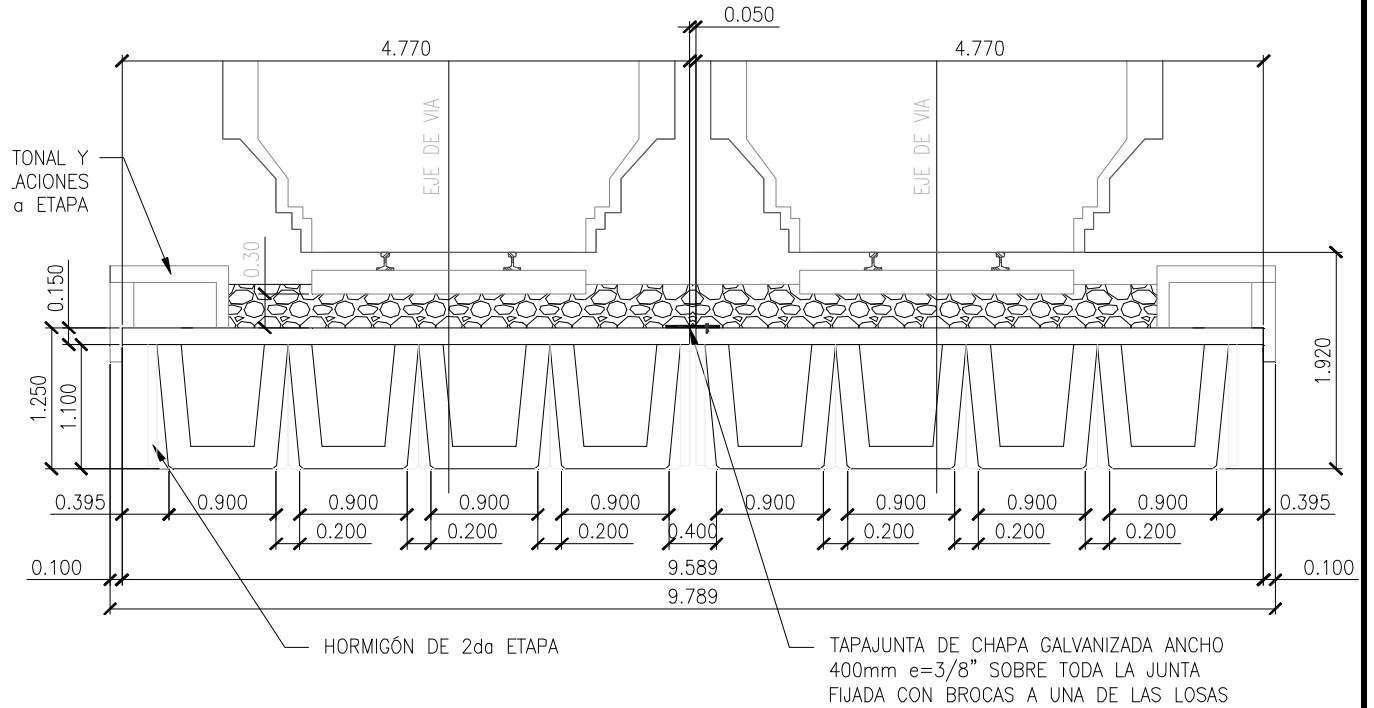
Hormigón Losa "in Situ":	H- 30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Superestructura:	H- 38	$\sigma'_{bk} = 380 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)
Acero para Pretensado	C1900 Gr-270 (*)		(Cordones de 1/2")

(*) A confirmar según el sistema.

II.- SUPERESTRUCTURA

1.- Geometría

Sección Transversal.

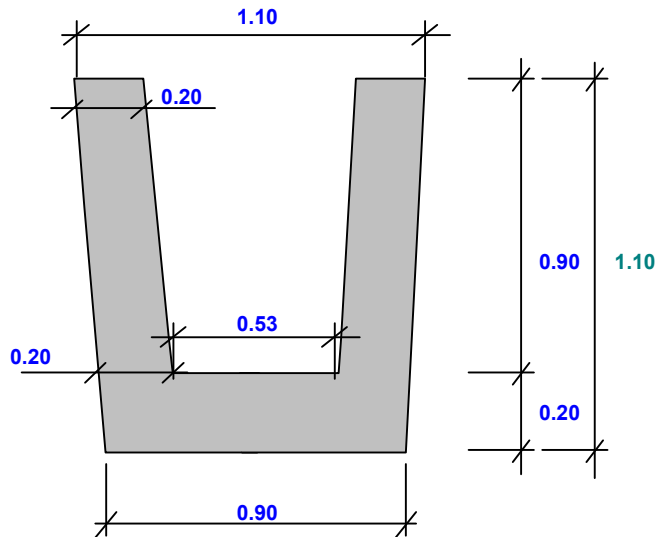


2.- Esquema Estático

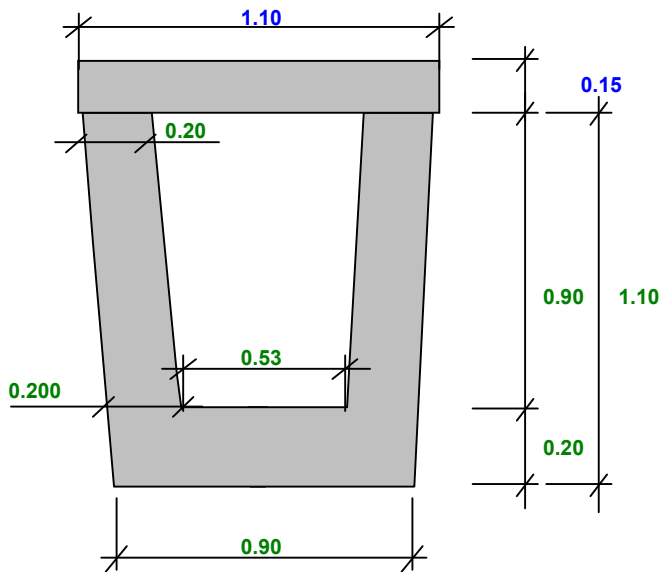


Sección transversal centro de tramo viga premoldeada

Etapa I



Etapa II



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..6..de..25	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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

	PROYECTO	Hoja:..7..de..25	0
	EJECUTIVO		
	VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S3" MEMORIA DE CÁLCULO	Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..8..de..25	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

4.- Análisis de cargas

Tipo de trocha del material rodante TROCHA: **ANGOSTA**
 Luz entre ejes de pila Lp = **21.60** m
 Luz de cálculo Lc = **20.88** m

4.1. Cargas permanentes

Número de vigas	4				
Sección viga	0.55	m ² x	2.50	ton/m ³	= 5.45 ton/m
Sección losa	0.73	m ² x	2.50	ton/m ³	= 1.83 ton/m
Área veredas y contención balasto	0.08	m ² x	2.40	ton/m ³	= 0.20 ton/m
Cenefas	0.06	m ² x	2.40	ton/m ³	= 0.13 ton/m
Riel y fijaciones					0.80 ton/m
Balasto	1.10	m ² x	2.00	ton/m ³	= 2.20 ton/m
Durmientes	0.10	m ² x	1.80	ton/m ³	= 0.18 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 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 = **20.88** m

Coeficiente de impacto $\phi = 1.40 - 0.008 \times L_{\phi} - 0.10 \times h_r = 1.20$

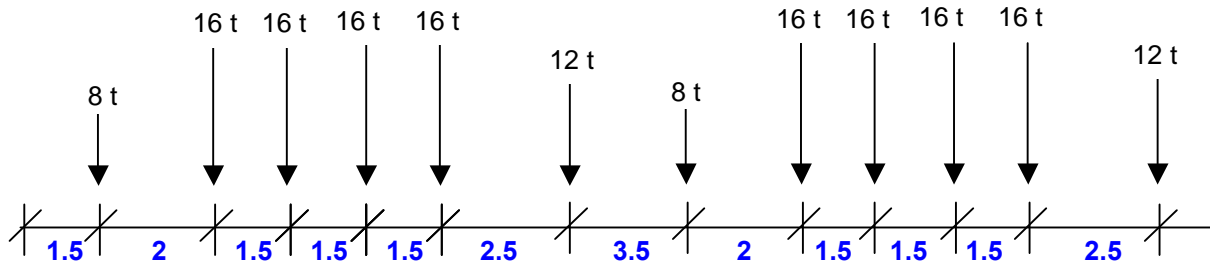
4.2.2. Sobrecarga debido a vereda

Tipo de tránsito **PUBLICO**
 Ancho de vereda **1.00** m

Sobrecarga debido a vereda **q_{aceras} = 0.50 ton/m**

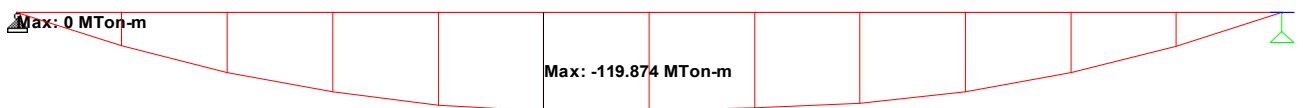
4.2.3. Sobrecarga debido al material rodantes

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

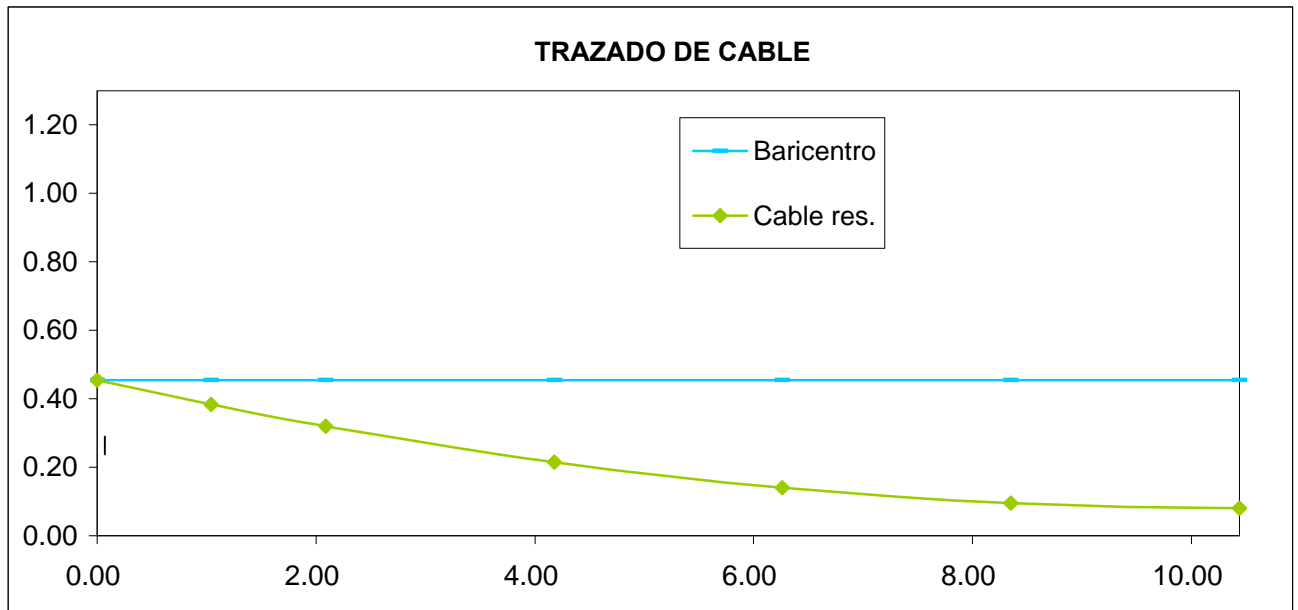
Tabla de trazado del cable:

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	α + β x X	e ^{-μ x (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 %

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..13..de..25	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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

F	=	0.6734	m ²
y _s	=	-0.6308	m ⁴
y _i	=	0.6192	m
J	=	0.1220	m
W _{sv}	=	-0.1934	m ³
W _{iv}	=	0.1970	m ³
W _{sv}	=	-0.2537	m ³
e _c	=	0.5392	m

Sección Simple

F	=	0.5451	m ²
J	=	0.0618	m ⁴
y _s	=	-0.6450	m
y _i	=	0.4550	m
W _{sv}	=	-0.0958	m ³
W _{iv}	=	0.1357	m ³
e ₀	=	0.3750	m

6.3.2. Características Mecánicas.

Hormigón Viga Pref.	H-38	Ev =	3700000.00	t/m ²	
Hormigón "in situ"	H-30	Et =	3400000.00	t/m ²	η = 0.92

6.3.3. Esfuerzo de Pretensado.

N _{0 1er}	=	-409	ton	Pérdidas instantáneas	3.6 %
N _{0 2do}	=	0	ton	Pérdidas diferidas	10.3 %
N _∞	=	-352	ton	Pérdidas totales	<u>13.9 %</u>

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)

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

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

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

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..14..de..25	0
		Preparo : J.R.	
		Fecha : 30/10/2016	
		Reviso : R.P.	

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 /m ²	ton /m ²	ton /m ²
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 Ab / 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

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..15..de..25	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

Se estima

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

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

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

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

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

$$\sigma_{bg} = (74.27 + 24.91) \times 0.38 / 0.06 + 54.64 \times 0.54 / 0.11 = 843.63 \text{ ton/m}^2$$

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

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

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

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..17..de..25	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

WXGINF -.21056E+00
 WYGSUP .15975E+00
 WYGINF -.15975E+00

MOMENTOS DE PRETENSADO RESPECTO DEL BARICENTRO
 DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:

RMXPRE .18457E+03
 RMYPRE .60134E-05
 RNPRET -.35200E+03

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 - 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

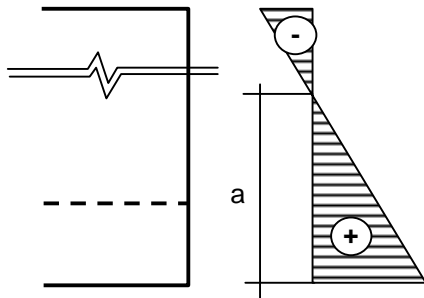
MODULO DE ELASTICIDAD: (Ec) .3700E+07

+-----+-----+-----+		
	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)	
				σsv	σiv	σsv	σiv
-		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

$$Fe = 13.57 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{12 \text{ } \varnothing \text{ } 12}$$

Tensión en el acero

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

Verificación incremento de tensión en armadura pretensada.

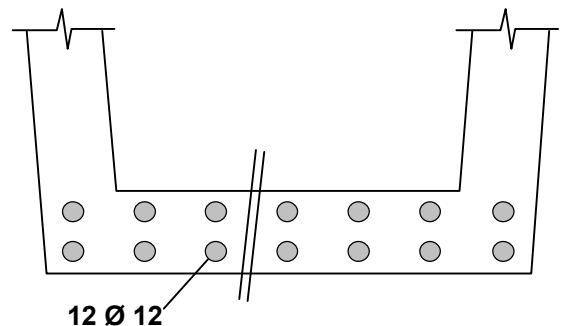
$$\Delta\sigma_v = Z / (A_v + A_s) = 2304.59 \text{ kg/cm}^2$$

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

Verificación diámetro límite

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

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



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

$$N_o = -136 \text{ ton (mitad por cada alma)}$$

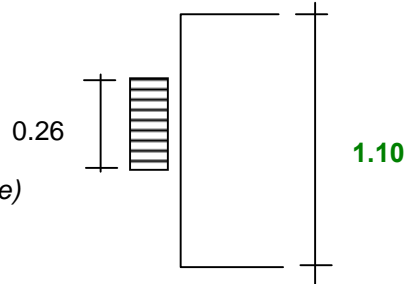
Longitud de desvío según el eje de la viga

$$L_v = 1.10 \text{ m (adoptado conservadoramente)}$$

$$Z_v = 0.25 \times V_o (1 - 0.26 / 1.1) = 26.03 \text{ ton}$$

$$z_v = 23.66 \text{ t/m}$$

$$f_e z_v = 9.86 \text{ cm}^2/\text{m (en 0.8 m)}$$



Adoptado Estribos 2 Ramas Ø8c/7.5cm

6.6.1.2. Desvío de los cables superiores

Análisis de la placa en conjunto

$$N_o = -136 \text{ ton (mitad por cada alma)}$$

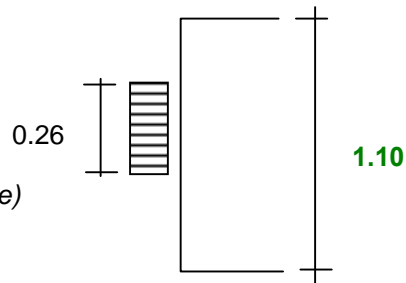
Longitud de desvío según el eje de la viga

$$L_v = 1.10 \text{ m (adoptado conservadoramente)}$$

$$Z_v = 0.25 \times V_o (1 - 0.26 / 1.1) = 26.03 \text{ ton}$$

$$z_v = 23.66 \text{ t/m}$$

$$f_e z_v = 9.86 \text{ cm}^2/\text{m (en 0.8 m)}$$



Adoptado Estribos 2 Ramas Ø8c/7.5cm

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..20..de..25	0
		Preparo : J.R.	
		Fecha : 30/10/2016	
		Reviso : R.P.	

6.7.1 Verificación de tensiones principales en estado de uso.

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

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)

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

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

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

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

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

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

SECCION	X	σ _{inferior}	ZONA	σ _x	τ _u / τ _r	σ _I	σ _{II}	tang δ	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)**

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..21..de..25	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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

Coefficiente 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	$M^+_{m\acute{a}x} = 0.38 \text{ ton.m/m}$
Máximo momento negativo	$M^+_{m\acute{i}n} = 0.67 \text{ ton.m/m}$

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

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

Reacción por eje de apoyo **R = 121.92 ton**

Peso Macizado **Pr = 1.76 ton**

8.1.2 Cargas de Tránsito

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

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

Reacción por eje de apoyo **R = 101.6 ton**

8.2 Cargas Horizontales

8.2.1 Frenado y Arranque

Lt = **21.6** m (Se consideran 1 tramos continuos)

HF = 27.49 ton

Ejes de apoyo= **2.00**

Reacción por eje de apoyo **HF = 13.75 ton**

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..23..de..25	0
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

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

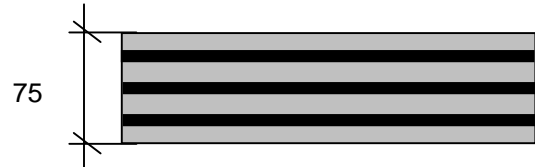
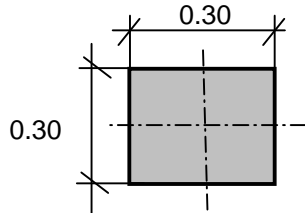
Distancia de riel a nivel superior de neopreno $d_{\text{apoyo - riel}} =$ **2.60** m

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

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

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

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

Verificación máxima distorsión

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

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

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

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



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

SUPERESTRUCTURA VIADUCTO - SECCIÓN "S ES2"
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0105-00
ELAB.	J.R.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO EJECUTIVO ESTACIÓN ELEVADA DE TRANSBORDO AV. SAENZ SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2 ES" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..2..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/05/2015 Reviso : 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

	PROYECTO EJECUTIVO	Hoja:..3..de..28	0
	ESTACIÓN ELEVADA DE TRANSBORDO AV. SAENZ SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2 ES"	Preparo : J.R.	
	MEMORIA DE CÁLCULO	Fecha : 29/05/2015	
		Reviso : R.P.	

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la sección transversal del tramo correspondiente a la estación Saenz y estación Buenos aires 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 quedará ubicada debajo de los andenes.

Se dimensiona la sección para el tramo más largo sobre la estación, que cuenta con una luz entre ejes de pilas de 31.73 m, considerando una luz de cálculo de 30.88 m. Considerando que la misma puede ser adaptada a las luces menores.

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- 47	$\sigma'_{bk} = 470 \text{ kg/cm}^2$	
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" y 5/8")

(*) A confirmar según el sistema.

**ESTACIÓN ELEVADA DE TRANSBORDO AV. SAENZ
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2 ES"**

Preparo : J.R.

Fecha : 29/05/2015

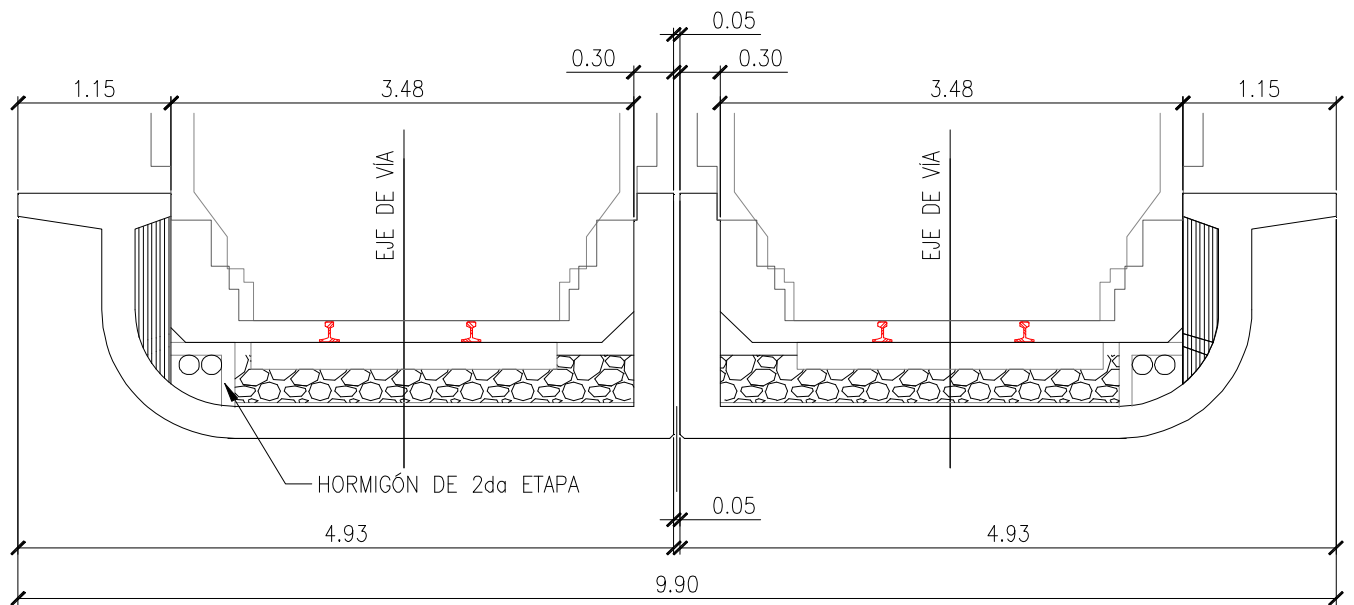
Reviso : R.P.

MEMORIA DE CÁLCULO

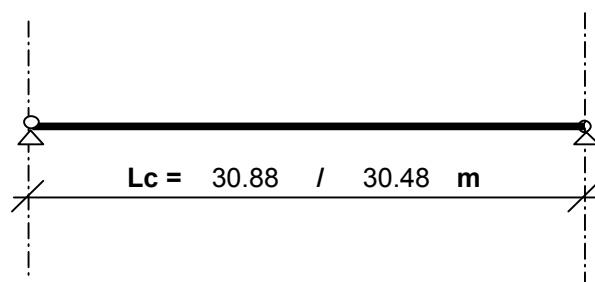
II.- SUPERESTRUCTURA

1.- Geometría

Sección Transversal.

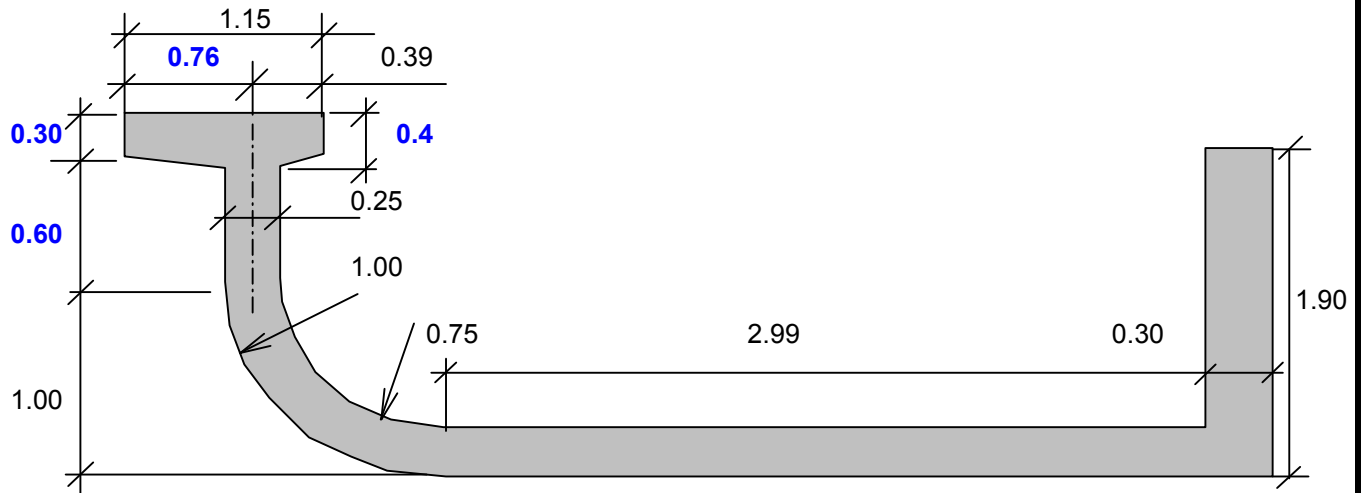


2.- Esquema Estático



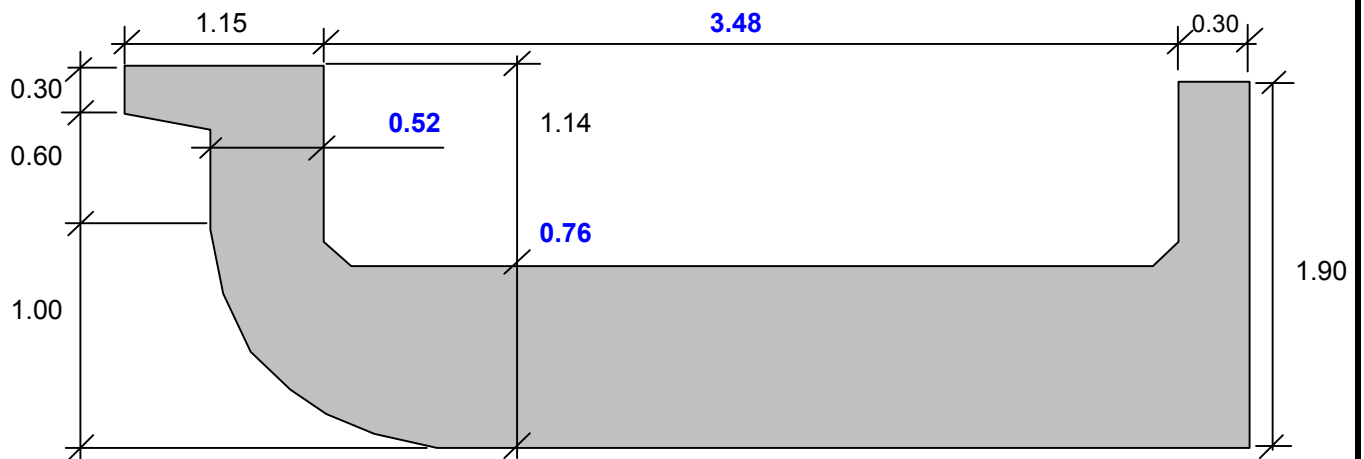
3.- Características geométricas de la Sección Transversal

3.1. Sección centro de tramo



Altura de la sección	Ht =	1.900	m
Superficie	F =	2.197	m ²
Distancia del baricentro a fibra superior	ys =	1.151	m
Distancia del baricentro a fibra inferior	yi =	0.749	m
Momento de inercia baricentrico	Jg =	0.972	m ⁴
Módulo resistente superior	Ws =	0.845	m ³
Módulo resistente inferior	Wi =	1.297	m ³
Momento estático	S =	0.666	m ³

3.2. Sección apoyo



Altura de la sección	Ht =	1.900	m
Superficie	F =	4.222	m ²
Distancia del baricentro a fibra superior	ys =	1.230	m
Distancia del baricentro a fibra inferior	yi =	0.670	m
Momento de inercia baricentrico	Jg =	1.132	m ⁴
Módulo resistente superior	Ws =	0.920	m ³
Módulo resistente inferior	Wi =	1.689	m ³
Momento estático	S =	0.867	m ³

4.- Análisis de Cargas

Tipo de trocha del material rodante	TROCHA: ANGOSTA
Luz entre ejes de pila	Lp = 31.73 m
Luz de cálculo	Lc = 30.88 m

4.1. Cargas permanentes

Superficie	2.20 m ² x 2.50 ton/m ³	= 5.49 ton/m
Riel y fijaciones		0.80 ton/m
Balasto	1.39 m ² x 2.00 ton/m ³	= 2.78 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 = 9.75 ton/m

4.2. Cargas de tránsito

4.2.1. Determinación del coeficiente de impacto

Altura de relleno	h _r = 0.35 m
Luz determinante del coeficiente de impacto	L _φ = 30.88 m

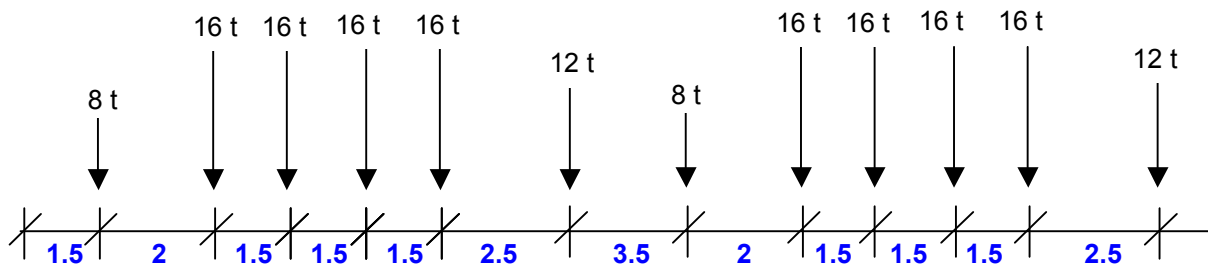
Coeficiente de impacto $\phi = 1.40 - 0.008 \times L_{\phi} - 0.10 \times h_r = 1.12$

4.2.2. Sobrecarga debido a vereda

Sobrecarga debido a vereda **q_{veredas} = 0.00 ton/m**

4.2.3. Sobrecarga debido al material rodantes

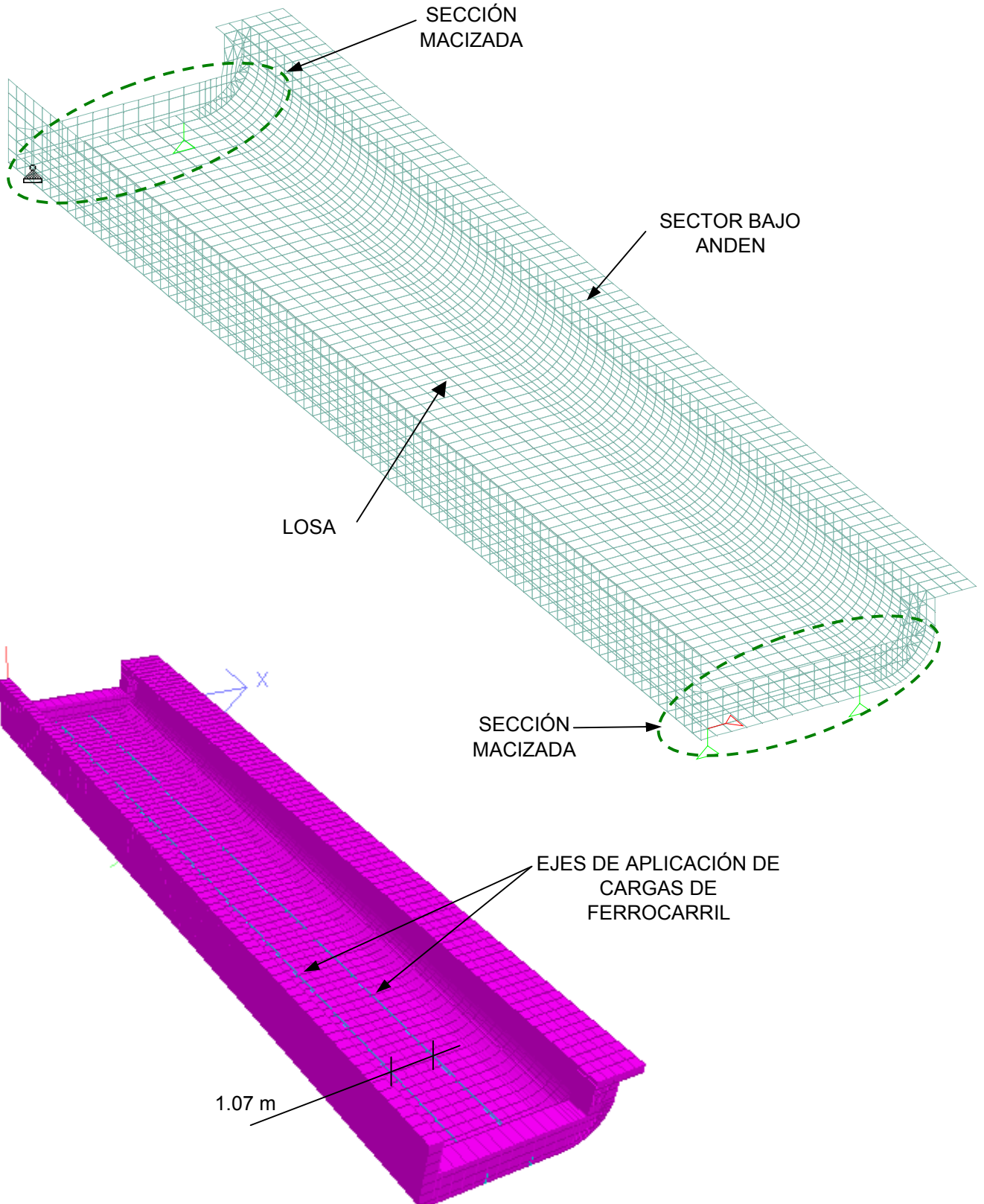
Como sobrecarga ferroviaria se consideran 2 locomotoras sobre el tramo. Entonces, el tren de carga considerado será:



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

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



ESTACIÓN ELEVADA DE TRANSBORDO AV. SAENZ

SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2 ES"

MEMORIA DE CÁLCULO

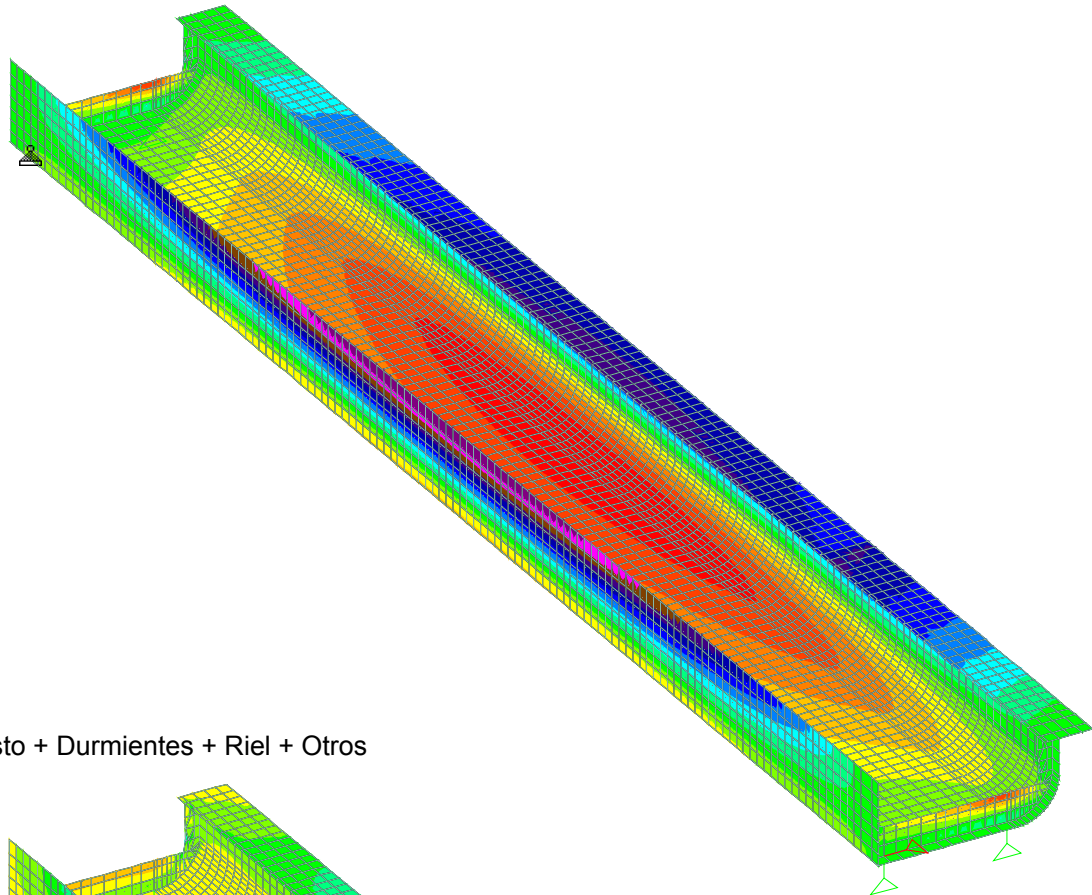
Preparo : J.R.

Fecha : 29/05/2015

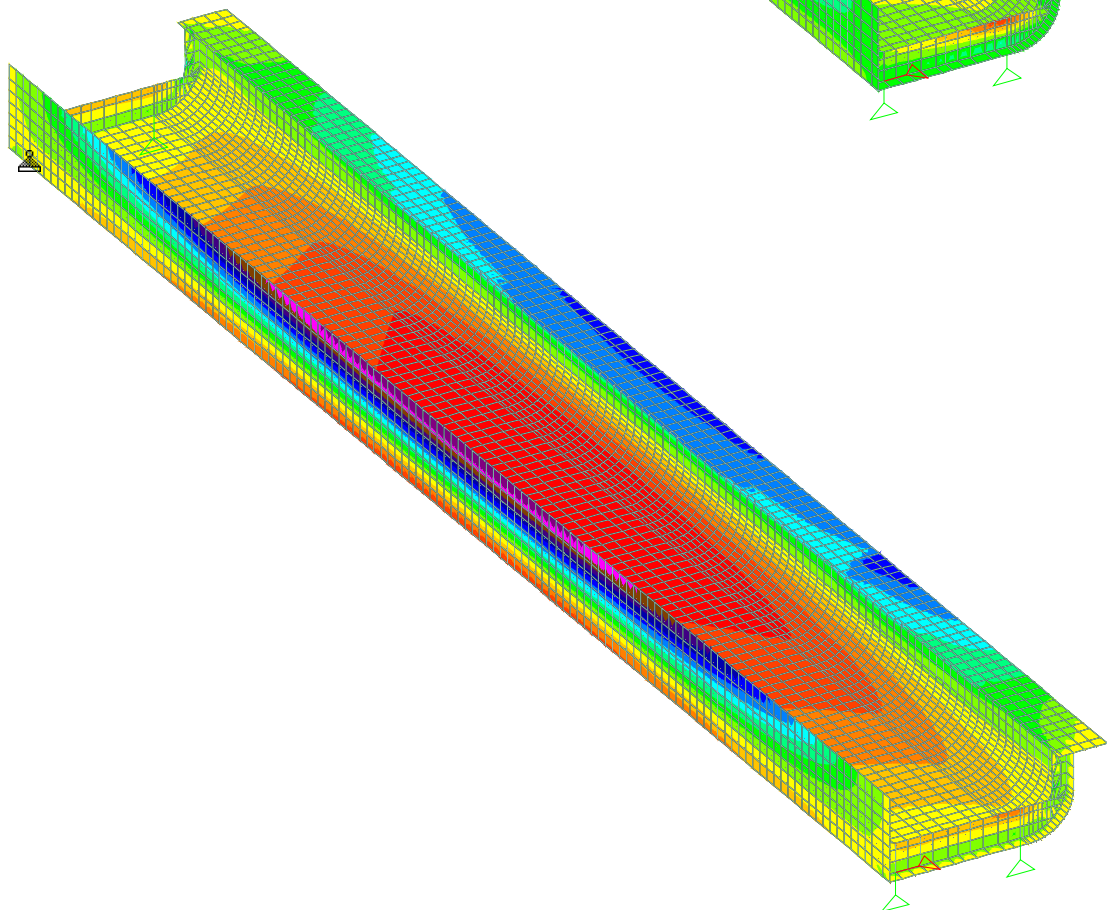
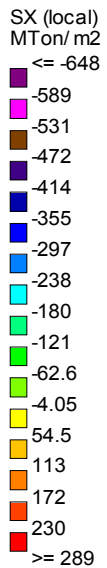
Reviso : R.P.

5.1. Diagramas de tensiones normales en el sentido longitudinal

- Peso propio



- Balasto + Durmientes + Riel + Otros



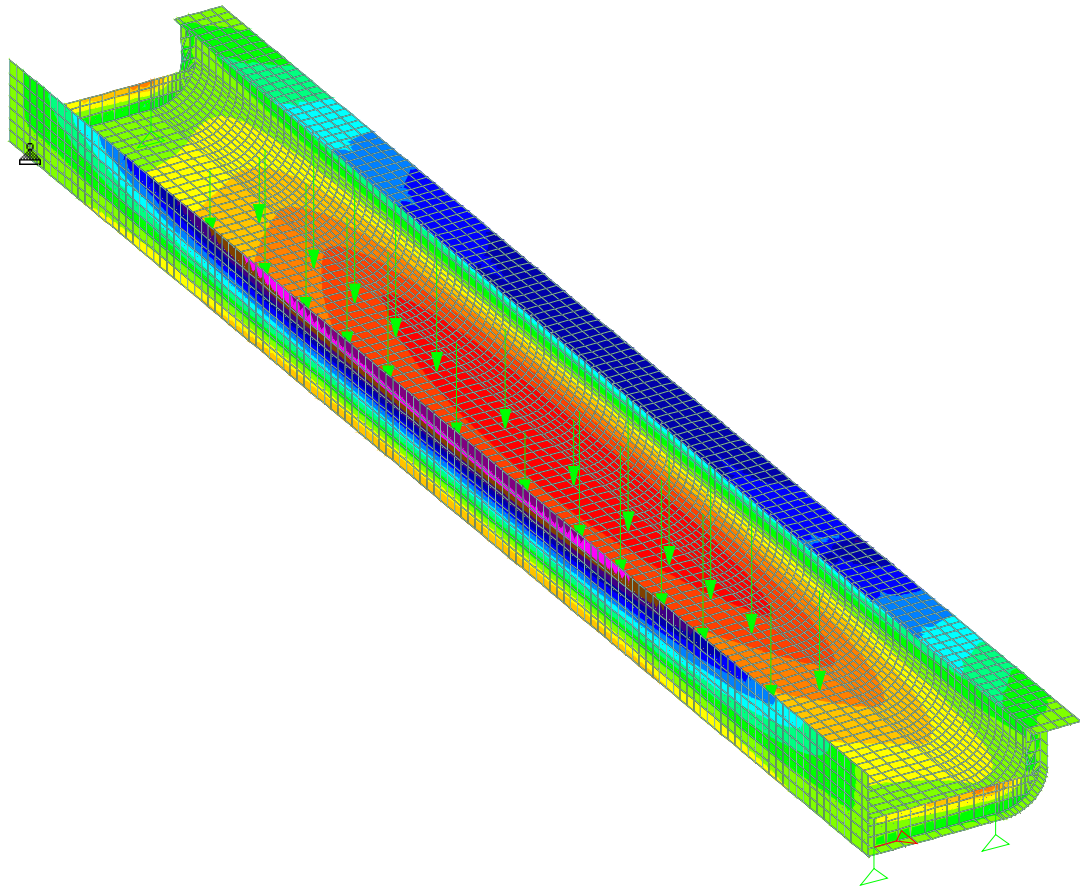
**ESTACIÓN ELEVADA DE TRANSBORDO AV. SAENZ
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2 ES"**

Preparo : J.R.
Fecha : 29/05/2015
Reviso : R.P.

MEMORIA DE CÁLCULO

- Sobrecarga de material rodante

- SX (local)
MTon/m²
- <= -1384
 - 1248
 - 1112
 - 976
 - 841
 - 705
 - 569
 - 433
 - 297
 - 162
 - 25.9
 - 110
 - 246
 - 381
 - 517
 - 653
 - >= 789



	PROYECTO EJECUTIVO ESTACIÓN ELEVADA DE TRANSBORDO AV. SAENZ SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2 ES" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..10..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/05/2015 Reviso : R.P.	

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" y 5/8" 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 = 30.88 m

Constante de la parábola de 2º grado a = 0.00272

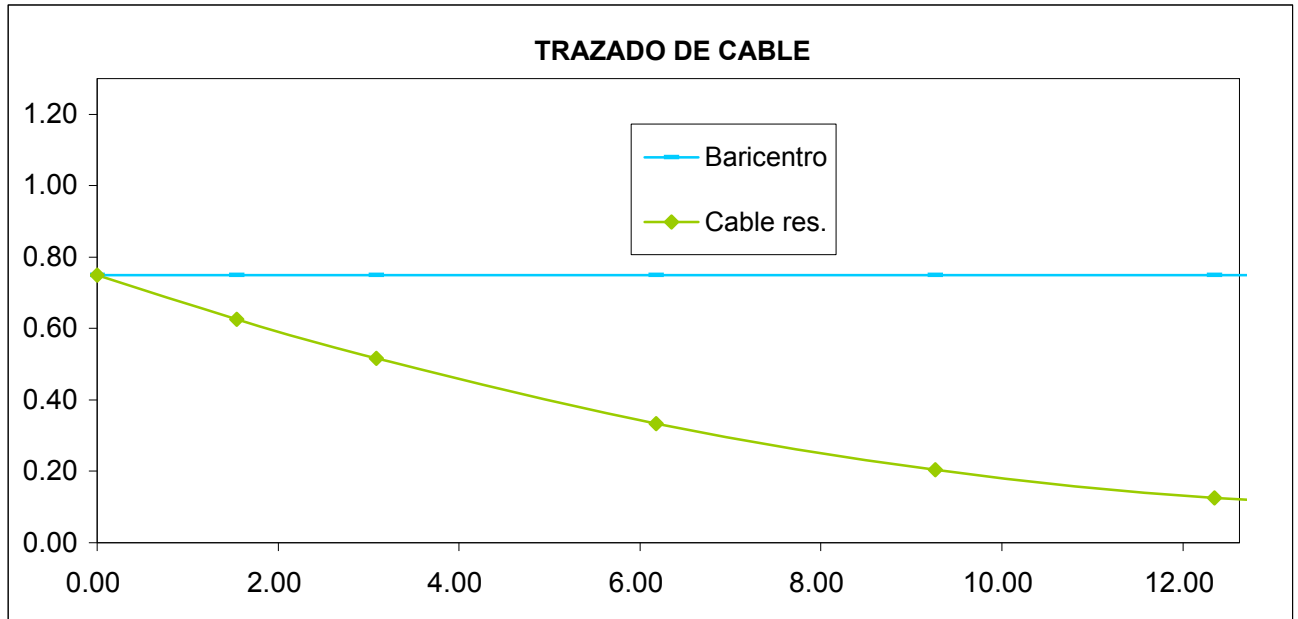
Tabla de trazado del cable:

Sección	X	Eje baricentro	Cable resultante	
			dist ₁	dist ₂
%	m	m	m	m
0	0.00	0.7494	0.7494	0.000
5	1.54	0.7494	0.6260	0.123
10	3.09	0.7494	0.5156	0.234
20	6.18	0.7494	0.3338	0.416
30	9.26	0.7494	0.2039	0.545
40	12.35	0.7494	0.1260	0.623
50	15.44	0.7494	0.1000	0.649
60	18.53	0.7494	0.1260	0.623
70	21.62	0.7494	0.2039	0.545
80	24.70	0.7494	0.3338	0.416
90	27.79	0.7494	0.5156	0.234
95	29.34	0.7494	0.6260	0.123
100	30.88	0.7494	0.7494	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

$$\alpha = 0.0839$$

Cálculo de pérdidas por fricción

Sección	X	α	$\alpha + \beta \times X$	$e^{-\mu \times X}$ (4)
1	2	3	4	5
0.00	0.000	0.00000	0.00000	1.0000
0.05	1.544	0.00839	0.01920	0.9952
0.10	3.088	0.01678	0.03840	0.9904
0.15	4.632	0.02518	0.05760	0.9857
0.20	6.176	0.03357	0.07680	0.9810
0.25	7.720	0.04196	0.09600	0.9763
0.30	9.264	0.05035	0.11520	0.9716
0.35	10.808	0.05875	0.13440	0.9670
0.40	12.352	0.06714	0.15360	0.9623
0.45	13.896	0.07553	0.17280	0.9577
0.50	15.440	0.08392	0.19200	0.9531

Pérdidas por fricción en 0.5 L

4.69 %

	PROYECTO EJECUTIVO ESTACIÓN ELEVADA DE TRANSBORDO AV. SAENZ SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2 ES" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..12..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/05/2015 Reviso : R.P.	

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 =	2.1968	m ²
Distancia del baricentro a fibra superior	ys =	1.1506	m
Distancia del baricentro a fibra inferior	yi =	0.7494	m
Momento de inercia baricentrico	J =	0.9717	m ⁴
Módulo resistente superior	Wsv=	0.8445	m ³
Módulo resistente inferior	Wiv=	1.2966	m ³
Excentricidad del cable	e =	0.6494	m

6.3.2. Características Mecánicas.

Hormigón Viga Prefabricada H-47 $E_v = 3,900,000 \text{ ton/m}^2$

6.3.3. Esfuerzo de Pretensado.

$N_0 = -2630.0 \text{ ton}$	Pérdidas instantáneas	4.7 %
$N_\infty = -2072.8 \text{ ton}$	Pérdidas diferidas	16.5 %
	Pérdidas totales	21.2 %

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 $F_{ev \text{ nec}} = 197.74 \text{ cm}^2$

	PROYECTO EJECUTIVO ESTACIÓN ELEVADA DE TRANSBORDO AV. SAENZ SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2 ES" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..13..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/05/2015 Reviso : R.P.	

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)	
				σsv	σiv	σsv	σiv
				ton/m²	ton/m²	ton/m²	ton/m²
1	TIRO	-2630.00		-1197	-1197	-944	-944
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-1707.92	2022	-1317	1594	-1038
3	TOTAL PRETENSADO (1+2)			825	-2514	650	-1982
4	PESO PROPIO SECCIÓN		654.63	-775	505	-775	505
5	TOTAL (3+4)			50	-2010	-125	-1477
6	PESO PROPIO 2da ETAPA		0.00	0	0	0	0
7	TOTAL (5+6)			50	-2010	-125	-1477
8	PESO TERMINACIONES		507.05			-600	391
9	TOTAL (7+8)					-725	-1086
10	SOBRECARGA		912.24			-1080	704
11	TOTAL (9+10)					-1805	-382

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

120	-2000	-1800	0
42%	100%	100%	

6.3.5 Cálculo de pérdidas diferidas.

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

Eb = 3,900,000 ton/m² Hormigón H-47
 Ez = **19,500,000** ton/m² Acero C1900 Grado 270 Cordo (A verificar según el sistema)
 n = 5.00
 Ø = **1.80**

Determinación espesor medio ficticio

kef = **1.50** Tabla 46 renglón 3 (CIRSOC 201)
 def = kef x (2 Ab / u)
 u = **16.74** m Perimetro de la sección expuesto al desecamiento
 def = 0.39

Coefficiente de retracción final 0.10 < dm < 0.80

εs ∞ = **-0.00020** Tabla 45

ESTACIÓN ELEVADA DE TRANSBORDO AV. SAENZ

SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2 ES"

MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : J.R.

Fecha : 29/05/2015

Reviso : R.P.

Se estima

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

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

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

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

$$\sigma_{bv} = -943.55 + -1707.92 \times 0.65 / 0.97 = -2084.98 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{bg} = (654.63 + 0) \times 0.65 / 0.97 = 437.50 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_\phi = -20382.95 \text{ ton/m}^2$$

$$c_\phi = -16.50 \%$$

Adoptado 16.5 %

	PROYECTO EJECUTIVO ESTACIÓN ELEVADA DE TRANSBORDO AV. SAENZ SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2 ES" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..15..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/05/2015 Reviso : R.P.	

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

M máx = 2073.92 ton m Armadura No Tesa inferior = 60.3 cm² 30Ø16
 Armadura No Tesa superior = 49.1 cm² 5 Ø25
 Armadura Tesa = 197.7 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
 VBMR32M - Viaducto Belgrano - Hviga 1.9 - Luz Parcial 30.88m DIN 1045 PAG. 1
 ATEC S.A. Ingenieros Consultores 17:28 HS, MAYO 19,2015

UNIDADES DE LONGITUD Y FUERZA: m to

CARACTERISTICAS DE LA SECCION INYECTADA:

COORDENADAS REFERIDAS AL SISTEMA TRASLADADO

CORRIMIENTOS: SEGUN X: .155 SEGUN Y: .753

AREA BRUTA DE LA SECCION:	AH	.21869E+01
AREA TOTAL DE ARMADURA:	AFE	.31570E-01
AREA DE ARMADURA PASIVA:	AFEP	.10940E-01
AREA DE ARMADURA ACTIVA:	AFEA	.20630E-01
AREA HOMOGENEIZADA DE LA SECCION:	AHOM	.23174E+01
CUANTIA TOTAL DE ARMADURA PASIVA:	RMUP	.50025E-02
CUANTIA TOTAL DE ARMADURA ACTIVA:	RMUA	.94335E-02
MOMENTOS ESTATICOS DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	SXHOM	-.46021E-01
	SYHOM	-.25840E-01
COORD DEL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA SECCION HOMOGENEIZADA	XGHOM	-.11151E-01
	YGHOM	-.19859E-01
MOMENTOS DE INERCIA DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	JX	.10471E+01
	JY	.65202E+01
	JXY	-.79328E+00
FIBRAS EXTREMAS REFERIDAS AL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	XINF	-.26099E+01
	XSUP	.23155E+01
	YINF	-.73304E+00
	YSUP	.11670E+01
MOMENTOS DE INERCIA DE LA SECCION HOMOGENEIZADA RESPECTO DE SUS EJES BARICENTRICOS:	JXG	.10462E+01
	JYG	.65199E+01

	PROYECTO EJECUTIVO ESTACIÓN ELEVADA DE TRANSBORDO AV. SAENZ SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2 ES" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..16..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/05/2015 Reviso : R.P.	

MODULOS RESISTENTES DE LA SECCION HOMOGENEIZADA RESPECTO DE SUS EJES BARICENTRICOS:	WXGSUP .89647E+00 WXGINF -.14271E+01 WYGSUP .28158E+01 WYGINF -.24982E+01
MOMENTOS DE PRETENSADO RESPECTO DEL BARICENTRO DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	RMXPRE .16649E+04 RMYPRE -.37884E+03
ESFUERZO TOTAL DE PRETENSADO:	RNPRET -.26300E+04

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 1.9 - Luz Parcial 30.88m          CLAVE: VBMR32M
NORMA DE CALCULO DIN 1045 UNIDADES: to m          PAG. 1
ATEC S.A. Ingenieros Consultores          17:29 HS, MAYO          19,2015

```

```

*****
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)          .3000E+04
MODULO DE ELASTICIDAD:   (Ec)          .3900E+07

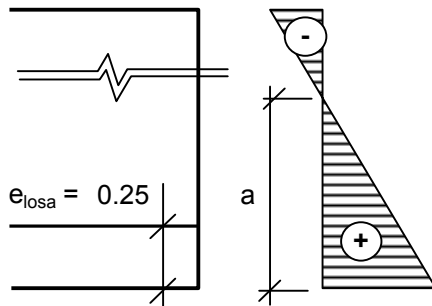
```

CONJUNTO	N	.00
DE VALORES	Mx	-2074.00
A VERIFICAR	My	.00
Angulo del Plano de cargas		
Coef.seg. necesario	2.0167	
CUANTIA	Coef.seguridad real	2.0133
EXISTENTE	Ang. del eje neutro	352.82
P= .500%	Deform.del Hormigon	-3.50E-3
A= .943%	Deform.del Acero	.71E-3
Cuant.Arm.Pas.Trac.	.28%	

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)	
				σsv	σiv	σsv	σiv
				ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²
1	TIRO	-2630.00	0.00	-1197	-1197	-944	-944
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-1707.92	2022	-1317	1594	-1038
3	TOTAL PRETENSADO (1+2)			825	-2514	650	-1982
4	PESO PROPIO SECCIÓN		883.75	-1046	682	-1046	682
5	TOTAL (3+4)			-221	-1833	-396	-1300
6	PESO PROPIO 2da ETAPA		0.00	0	0	0	0
7	TOTAL (5+6)			-221	-1833	-396	-1300
8	PESO TERMINACIONES		684.52			-811	528
9	TOTAL (7+8)					-1207	-772
10	SOBRECARGA		1231.52			-1458	950
11	TOTAL (9+10)					-2665	178



$$a = 177.6 / (177.6 + 2664.91) \times 1.9 = 0.12 \text{ m}$$

$$Abz = 0.45 \text{ m}^2$$

$$178 \text{ ton/m}^2$$

$$Z = 40.00 \text{ ton}$$

Armadura no tesa dispuesta

$$F_e = 30.16 \text{ cm}^2 \quad 15 \text{ } \varnothing \text{ } 16$$

Tensión en el acero

$$\sigma = 175.5 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica

Verificación incremento de tensión en armadura pretensada.

$$\Delta\sigma_v = Z / (A_v + A_s) = 175.52 \text{ kg/cm}^2$$

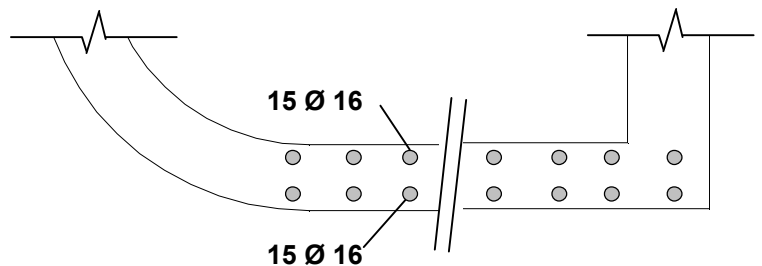
$$\sigma_v \text{ final} = 10,657.70 \text{ kg/cm}^2 < \beta_{sv}$$

Verificación diámetro límite

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

$$\mu_z = 0.67 \text{ } \%$$

$$d_s = 5650 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Verifica fisuración}$$



PROYECTO EJECUTIVO ESTACIÓN ELEVADA DE TRANSBORDO AV. SAENZ SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2 ES" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..18..de..28	0
	Preparo : J.R.	
	Fecha : 29/05/2015	
	Reviso : R.P.	

6.6.Verificación de Tensiones principales

6.6.1 Verificación de tensiones principales en estado de uso.

$$\sigma_{adm} = 100.00 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{de acuerdo a C.I.R.S.O.C. - Tabla 47 - Renglones 46 a 49})$$

SECCIÓN	X	Q	Q _{TESADO}	S	b	τ	σ_x	σ_I	σ_{II}	Verifica
	m	ton	ton	cm ³	m	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	
0.05	1.54	260.49	-156.86	0.867	0.82	112.82	-943.55	13.30	-956.85	Si
0.10	3.09	231.54	-139.37	0.666	0.55	114.85	-1801.49	7.29	-1808.78	Si
0.20	6.18	173.66	-104.46	0.666	0.55	86.22	-2765.93	2.69	-2768.62	Si
0.30	9.26	115.77	-69.61	0.666	0.55	57.52	-2133.16	1.55	-2134.71	Si
0.40	12.35	57.89	-34.79	0.666	0.55	28.77	-2454.41	0.34	-2454.75	Si
0.50	15.44	0.00	0.00	0.666	0.55	0.00	-1598.59	0.00	-1598.59	Si

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

Armadura mínima (según tabla 42)

$$As_{min} > 2 \times \mu \times b = 12.10 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{en sección apoyo})$$

$$As_{min} > 2 \times \mu \times b = 12.10 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{en sección centro de tramo})$$

$$\mu = 0.11 \% \quad (\text{según tabla 43})$$

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

$$\begin{aligned} \sigma_{b \text{ límite}} &= 350 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - 26.12.3.1}) \\ \sigma_{I \text{ admisible}} &= 220 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 50 a 55}) \\ \sigma_{II \text{ máxima}} &= 250 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 62 a 63}) \\ \tau_r \text{ admisible} &= 220 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 50 a 55}) \\ \tau_r \text{ máxima} &= 900 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 56 a 61}) \end{aligned}$$

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

SECCION	X	$\sigma_{inferior}$	ZONA	σ_x	τ_u / τ_r	σ_I	σ_{II}	tang δ	Z	Req.Arm	fe req
	m	ton/m ²		ton/m ²		ton/m ²	ton/m ²		ton		cm ²
0.05	1.54	-435.5	A	-943.6	325.5	101.39	-1044.94	0.40	93.9	Mínima	22.35
0.10	3.09	19.1	A	-943.6	331.2	104.66	-1048.21	0.40	76.8	Mínima	18.29
0.20	6.18	767.8	B	-943.6	231.5	-	-	0.43	54.7	Requiere	13.03
0.30	9.26	1302.6	B	-943.6	142.6	-	-	0.40	31.4	Minima	7.47
0.40	12.35	1623.5	B	-943.6	68.2	-	-	0.40	15.0	Minima	3.57

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'

	PROYECTO EJECUTIVO ESTACIÓN ELEVADA DE TRANSBORDO AV. SAENZ SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2 ES" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..19..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/05/2015 Reviso : R.P.	

6.7.3. Armadura de Suspensión

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

$$R_{\text{llosa}} = 9.37 \text{ ton/m}$$

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

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

$$R_{\text{llosa}} = 4.50 \text{ ton/m} \quad \sigma_{\text{st}} = R_{\text{llosa}} / F_{\text{etotal}}$$

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	1.54	125.06	0.867	136.14	0.40	1.07	0.11	1.17	1.10	REDIM. (*)
0.10	3.09	111.16	0.666	138.51	0.40	0.73	0.11	0.83	1.10	OK
0.20	6.18	83.37	0.666	103.88	0.43	0.54	0.10	0.64	1.10	OK
0.30	9.26	55.58	0.666	69.25	0.40	0.51	0.15	0.65	1.10	OK
0.40	12.35	27.79	0.666	34.63	0.40	0.25	0.15	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

$$N_o = -249 \text{ ton (por cada cable)}$$

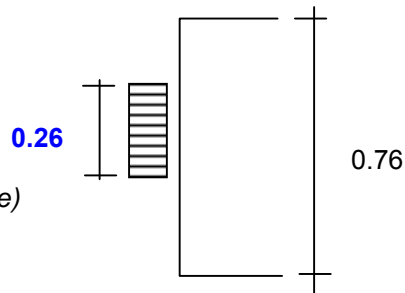
Longitud de desvío según el eje de la viga

$$L_v = 0.76 \text{ m (adoptado conservadoramente)}$$

$$Z_v = 0.25 \times V_o (1 - 0.26 / 0.76) = 41.02 \text{ ton}$$

$$z_v = 53.98 \text{ t/m}$$

$$f_e z_v = 22.49 \text{ cm}^2/\text{m (en 0.6 m)}$$



Adoptado Estribos 2 Ramas Ø12c/7.5cm

6.7.1.2. Desvío vertical para el conjunto total de cables

Análisis de la placa en conjunto

$$N_o = -158 \text{ ton (por cada cable)}$$

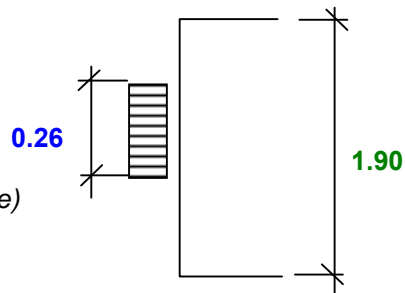
Longitud de desvío según el eje de la viga

$$L_v = 1.90 \text{ m (adoptado conservadoramente)}$$

$$Z_v = 0.25 \times V_o (1 - 0.26 / 1.9) = 33.99 \text{ ton}$$

$$z_v = 17.89 \text{ ton/m}$$

$$f_e z_v = 7.45 \text{ cm}^2/\text{m (en 1.4 m)}$$



Adoptado Estribos 2 Ramas Ø10c/7.5cm

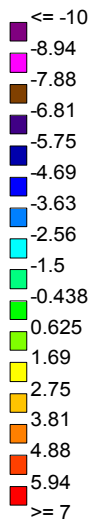
7.- Armaduras convencionales de la losa de tablero.

7.1. Cálculo de solicitaciones

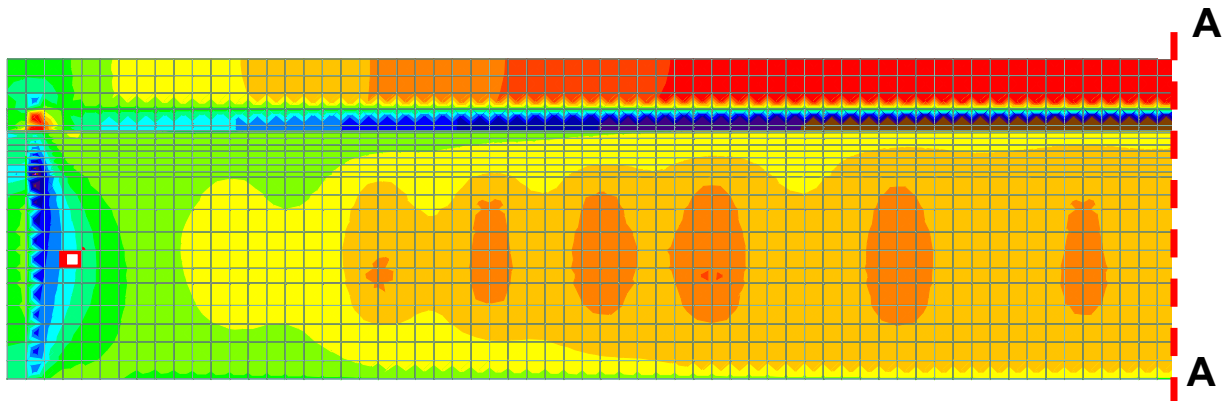
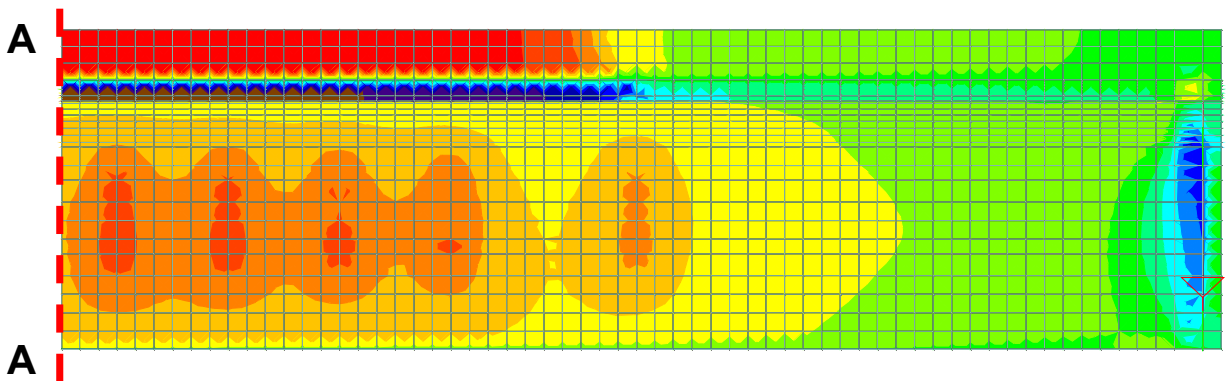
Del modelo de elementos finitos se extraen los momentos solicitantes sobre la losa

- Momento longitudinal Mx para cargas totales

MX (local)
MT on-m/m

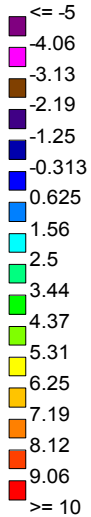


Vista en planta

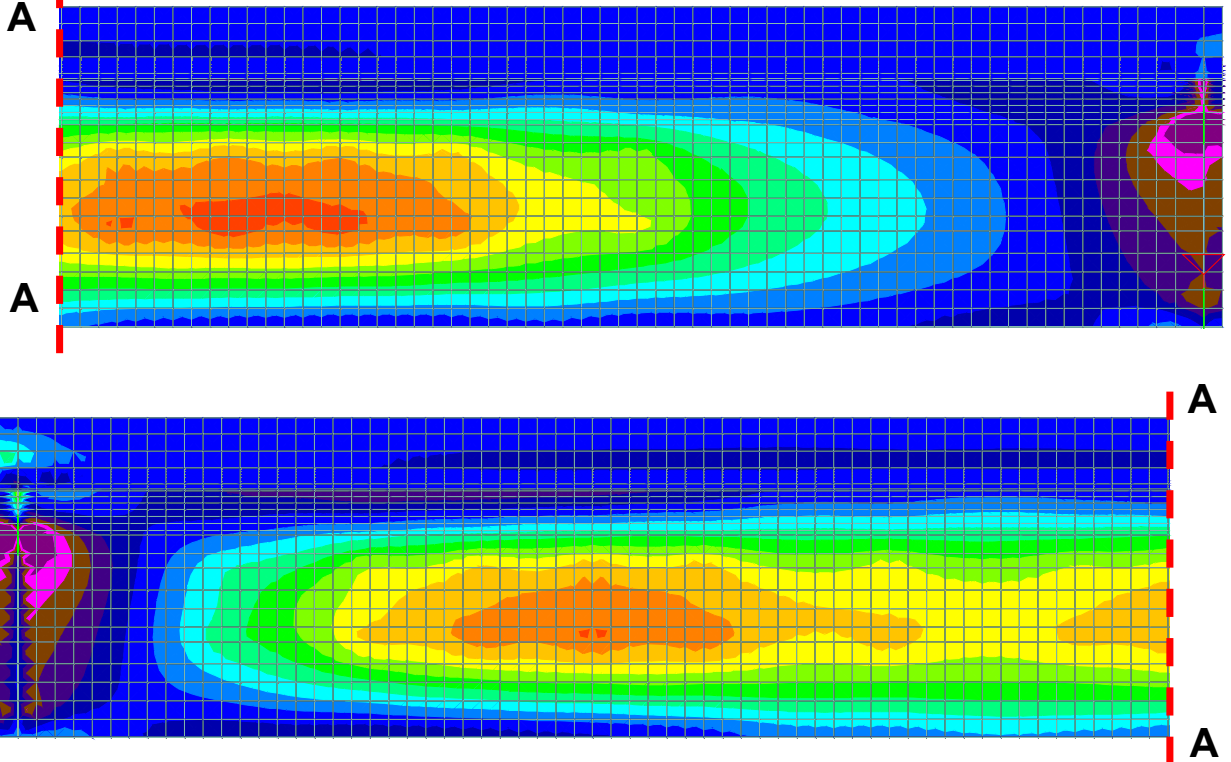


- Momento transversal My para cargas totales

MY (local)
MTon-m/m



Vista en planta



7.1.1. Flexión en sentido transversal

Máximo momento positivo

$M_{y,m\acute{a}x} = 8.22$ ton.m/m

Máximo momento negativo

$M_{y,m\acute{i}n} = -2.21$ ton.m/m

7.1.2. Flexión en sentido longitudinal

Máximo momento positivo

$M_{x,m\acute{a}x} = 5.09$ ton.m/m

Máximo momento negativo

$M_{x,m\acute{i}n} = -2.26$ 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	8.22	0.00	8.2	0.25	0.22	1.00	7.5	0.461	17.62	Ø20c/7.5cm [inf.]
T. Mín	-2.21	0.00	2.2	0.25	0.22	1.00	14.5	0.435	4.47	Ø16c/15cm [sup.]
L. Máx	5.09	0.00	5.1	0.25	0.22	1.00	9.5	0.448	10.61	Ø16c/10cm [inf.]
L. Mín	-2.26	0.00	2.3	0.25	0.22	1.00	14.3	0.439	4.61	Ø10c/10cm [sup.]

	PROYECTO EJECUTIVO ESTACIÓN ELEVADA DE TRANSBORDO AV. SAENZ SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2 ES" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..23..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/05/2015 Reviso : R.P.	

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

Referencias:

Tensión en el Acero:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s : \text{Sección de Armadura Tractionada} \\ M_s : \text{Momento referido al baricentro de la armadura traccionada} \\ z : \text{brazo elástico de los esfuerzos internos} \\ N : \text{esfuerzo axil (< 0 para compresión)} \end{array} \right.$$

Diámetro Máximo de la Armadura:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_z : \text{Cuantía de Armadura referida área de la sección Tractionada (} \mu_z = Fe/A_{bz} \text{)} \\ r : \text{coeficiente de adherencia} \\ \sigma_s : \text{Tensión en el Acero bajo cargas permanentes} \\ A_{bz} : \text{Área traccionada (} A_{bz} = \text{Area } H^o / (1 - k_x) \text{)} \end{array} \right.$$

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

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

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	8.22	0.00	8.2	0.25	0.22	1.00	0.19	41.89	2.26%	101	20	178

⇒ 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} = **6.65** tonm/m

Armadura adoptada Ø20c/7.5cm [inf.] f_{e,adop} = 41.89 cm²/m

Brazo elástico z = 0.19 m

Tensión en el acero σ_s = (M_s / z + N) / A_s = 0.82 ton/m²

Tensión límite σ_{lim} = **1.40** ton/m²

⇒ Verifica

	PROYECTO EJECUTIVO ESTACIÓN ELEVADA DE TRANSBORDO AV. SAENZ SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2 ES" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..24..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/05/2015 Reviso : R.P.	

Apoyo

Momento debido a la sobrecarga

$$M_{q.min} = -1.22 \text{ tonm/m}$$

Armadura adoptada Ø16c/15cm [sup.]

$$f_{e.adop} = 13.40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Brazo elástico

$$z = 0.19 \text{ m}$$

$$\sigma_s = (M_s / z + N) / A_s = 0.47 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{lim} = 1.40 \text{ ton/m}^2$$

⇒ Verifica

	PROYECTO EJECUTIVO ESTACIÓN ELEVADA DE TRANSBORDO AV. SAENZ SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2 ES" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..25..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/05/2015 Reviso : R.P.	

8.- Reacciones de apoyo

8.1 Cargas Verticales

8.1.1 Cargas Permanentes

Vigas	2.20	m ² x	2.50	ton/m ³	=	5.49	ton/m
Riel + Fijaciones						0.80	ton/m
Balasto y Durmientes	1.39	m ² x	2.00	ton/m ³	=	2.78	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

$$g = 9.75 \text{ ton/m}$$

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \quad \mathbf{R = 154.62 \text{ ton}}$$

$$\text{Peso Macizado} \quad \mathbf{Pr = 3.89 \text{ ton}}$$

8.1.2 Cargas de Tránsito

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

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

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \quad \mathbf{R = 127.71 \text{ ton}}$$

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.

$$L_t = 31.7 \text{ m} \quad (\text{Se consideran 1 tramos continuos})$$

$$HF = 36.49 \text{ ton}$$

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

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \quad \mathbf{HF = 18.24 \text{ ton}}$$

	PROYECTO EJECUTIVO ESTACIÓN ELEVADA DE TRANSBORDO AV. SAENZ SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2 ES" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..26..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/05/2015 Reviso : R.P.	

8.2.2 Viento

8.2.2.1 Puente Cargado

Reacción por eje de apoyo [150 kg/m²] **HWc = 9.33 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 = 7.54 ton**

Altura de aplicación de la fuerza axil (respecto al nivel del riel) **-0.05 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 = 4.97 ton**

8.2.5. Variaciones de longitud de tablero.

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

$$\Delta L_r = 20 \times 10^{-5} \times L_t / 2 = 3.17 \text{ mm}$$

$$\Delta L_f = 1.6 \times \sigma_b / E \times L_t / 2 = 6.14 \text{ mm}$$

$$\Delta L_t = 30 \times 10^{-5} \times L_t / 2 = 4.76 \text{ mm}$$

$$\Sigma \quad 14.07 \text{ mm} \quad 0.89 \text{ mm/m}$$

	PROYECTO EJECUTIVO ESTACIÓN ELEVADA DE TRANSBORDO AV. SAENZ SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S2 ES" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..27..de..28	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/05/2015 Reviso : R.P.	

8.3. Resumen - Cargas por Pila

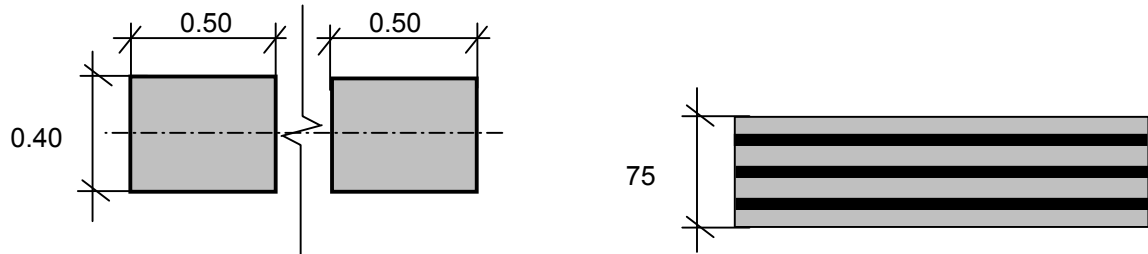
Distancia de riel a nivel superior de neopreno $d_{\text{apoyo - riel}} = 0.92 \text{ m}$

Nº	Estado	Fuerzas			Momentos	
		V ton	H _{long.} ton	H _{trans.} ton	M _{long.} ton.m	M _{trans.} ton.m
1	Vacío	317.01	0.00	15.07	0.00	13.11
2	Cargado	572.44	36.49	28.60	33.57	63.63
3	Mitad Cargado	444.73	18.24	21.84	16.79	38.37

Nota: las cargas indicadas corresponden a 1 tablero entero

9.- Apoyos de neopreno Armado

Geometría



Dureza Shore **60**

Solicitaciones (por eje de apoyo)

$$V_{\text{máx}} = \mathbf{286.22} \text{ ton} \qquad H_{V \text{ máx}} = \mathbf{32.55} \text{ ton}$$

$$V_{\text{mín}} = \mathbf{158.51} \text{ ton} \qquad H_{V \text{ mín}} = \mathbf{7.54} \text{ ton}$$

Adoptado por eje de apoyo: pastillas: **0.40** m x **1.00** m en 2 pastillas 0.4 x 0.5

$h_{\text{neta}}:$	48.00 mm	}	Recubrimiento exterior =	3	mm
			Espesor placas=	3	mm
			Espesor capas de goma=	8	mm
			cantidad de capas	6	c/u

$$\sigma_{\text{máx}} = 716 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm máx}} = \mathbf{1000} \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 396 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{\text{adm mín}} = \mathbf{250} \text{ ton/m}^2$$

Verificación máxima distorsión

$$\Delta L_{\text{tab}} = 10.90 \text{ mm} \quad (\text{fluencia lenta y temperatura})$$

$$\Delta L_{\text{fren}} = 21.89 \text{ mm} \quad (\text{frenado})$$

$$\Delta L_{\text{tot}} = 32.79 \text{ mm}$$

$$\text{tg } \gamma = 0.68 < \text{tg } \gamma_{\text{máx}} = \mathbf{0.70} \quad \Longrightarrow \quad \text{Verifica distorsión}$$



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

SUPERESTRUCTURA VIADUCTO - SECCIÓN "S4A"
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	F.O.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°:VFBS-PE-ES-MC-0106-02
ELAB.	F.O.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..2..de..43	02
		Preparo : F.O	
		Fecha : 30/10/2016	
		Reviso : 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 y verificaciones estructurales

6.- Reacciones de apoyo.

7.- Apoyos de neopreno

	PROYECTO	Hoja:..3..de..43	02
	EJECUTIVO	Preparo : F.O	
	VIADUCTO BELGRANO SUR	Fecha : 30/10/2016	
	SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"	Reviso : R.P.	
	MEMORIA DE CÁLCULO		

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la sección tipo S4 utilizada para puentes ferroviarios de las vías del Belgrano Sur sobre la Avenida Amancio Alcorta, en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Este puente permitirá el cruce vehicular y peatonal bajo las vías del ferrocarril.

Se trata de un puente único para ambas ramas de vías. Se proyecta un tablero de estructura metálica isostática, sobre infraestructura de hormigón armado y fundaciones indirectas sobre pilotes.

El tablero ferroviario se materializa con una estructura mixta hormigón armado - Acero, teniendo en cuenta que se trata de un cruce urbano y se necesita un tablero del tipo cerrado. El mismo cuenta con vigas longitudinales (largueros) ubicados en correspondencia con cada riel y que apoyan en vigas transversales (viguetas) ubicadas cada aproximadamente 5m.

La Superestructura se completa con 2 vigas reticuladas externas que conforman la estructura resistente longitudinal. Para la estabilidad del conjunto se considera un reticulado superior formado por los cordones superiores de las vigas longitudinales y con el agregado de montantes y diagonales.

Las fundaciones indirectas con pilotes ejecutadas in situ, han sido proyectadas en base a los estudios de suelos específicamente realizados al efecto.

El cálculo de solicitaciones se realiza de acuerdo con los lineamientos del "Reglamento Argentino para el proyecto y construcción de puentes ferroviarios de acero remachado" de Ferrocarriles Argentinos. El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo a AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

Los materiales previstos en este proyecto son:

Hormigón Infraestructura:	H- 21	$\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$
Acero para Estructura Metálica	F- 24	$\sigma'_F = 240 \text{ kg/cm}^2$

Documentos relacionados:

Estudio de suelos Ing. Guerrero n° 4498.271/39, sondeo n°1

**VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"**

Preparo : F.O

Fecha : 30/10/2016

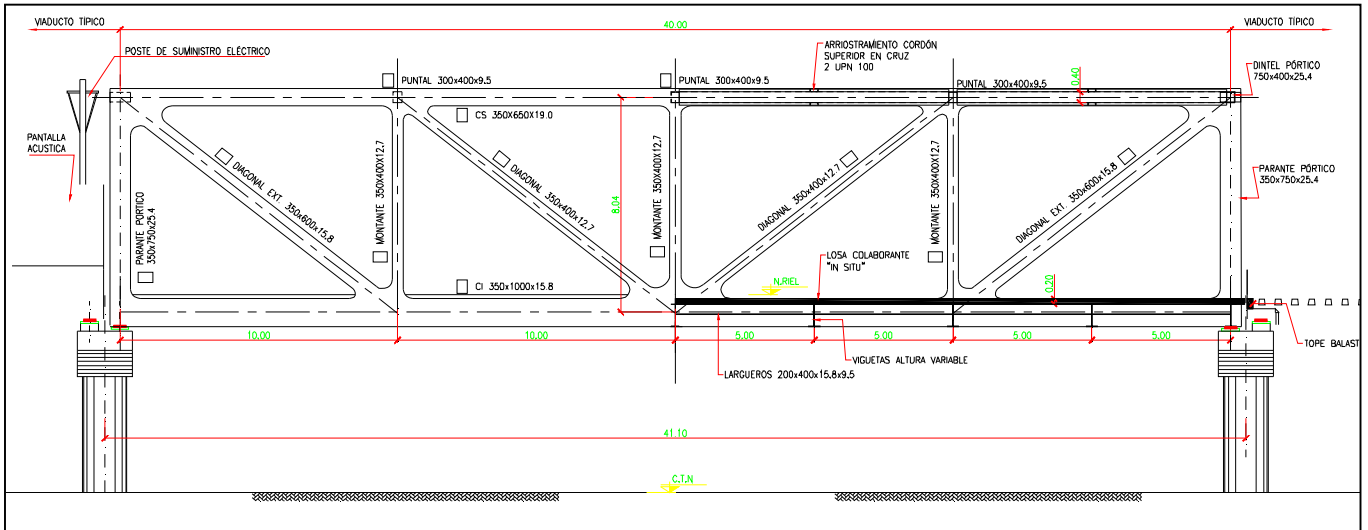
Reviso : R.P.

MEMORIA DE CÁLCULO

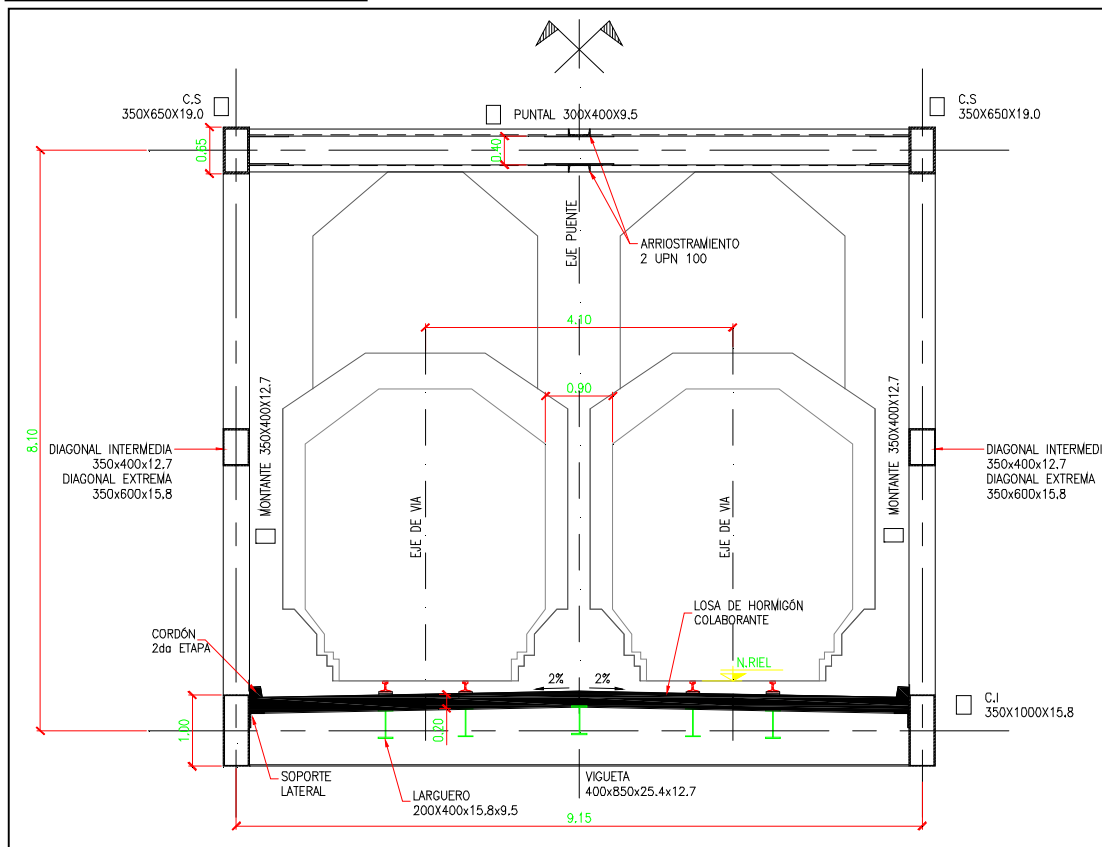
II.- SUPERESTRUCTURA

1.- Geometría

SEMI CORTE-SEMI VISTA



SECCIÓN TRANSVERSAL



VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"

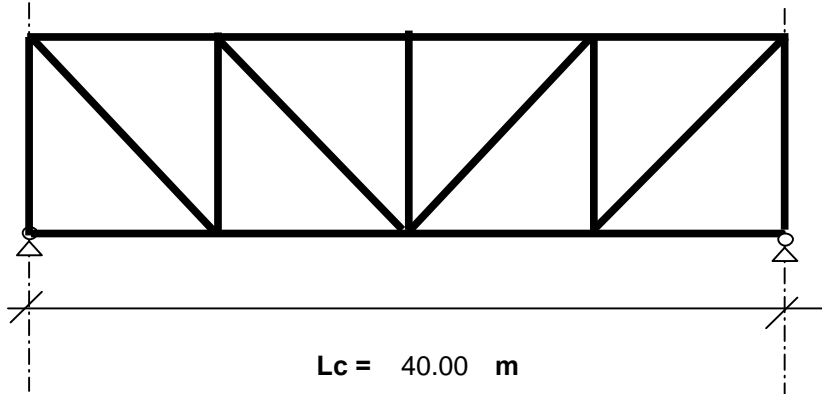
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O

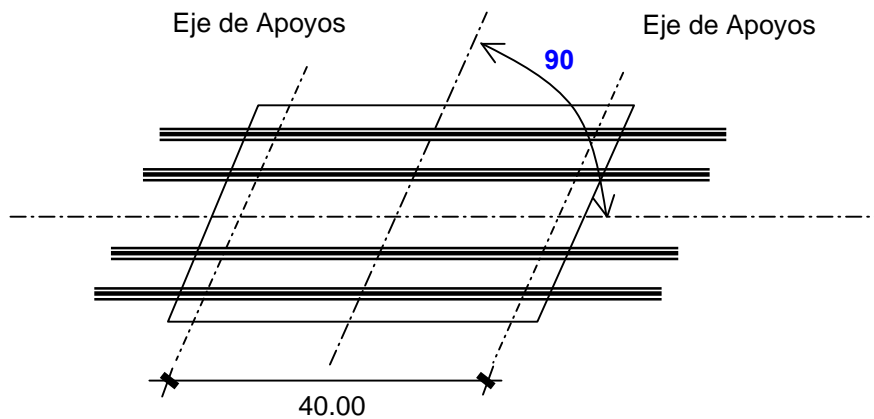
Fecha : 30/10/2016

Reviso : R.P.

2.- Esquema Estático



Planta General.



Cantidad de tramos = **1**
Luz total de Puente = 40.0 m

Inclinación de apoyos = **90** ° = 1.57 rad

VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"

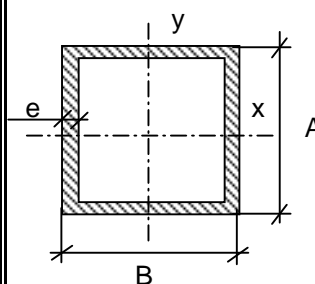
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

3.- Características geométricas de la Sección Transversal

Vigas Reticuladas Principales

PERFILES TIPO TUBO								
ELEMENTO	A	B	e	A _g	J _x	J _y	r _x	r _y
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm]	[cm]
Cordón Superior	65	35	1.91	2358.39	806,018	232,306	18.4869	9.92482
Cordón Inferior	100	35	1.58	416.614	507,005	96,801	34.885	15.2431
Montante Típ.	40	35	1.27	184.048	44,476	36,151	15.5452	14.015
Montante Ext.	75	35	2.54	532.994	378,184	111,904	26.6373	14.4898
Diagonal Típ.	40	35	1.27	184.048	44,476	36,151	15.5452	14.015
Diagonal Ext.	60	35	1.58	290.214	142,748	61,480	22.1781	14.5549
Puntal Tip. (arr.)	40	30	0.95	129.39	30,491	19,553	15.351	12.2929
Puntal Ext. (arr.)	35	75	2.54	532.994	111,904	378,184	14.4898	26.6373



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..7..de..43	02
		Preparo : F.O	
		Fecha : 30/10/2016	
		Reviso : R.P.	

4.- Análisis de Cargas

Categoría	TROCHA: ANGOSTA
Número de vías	2
Ancho de pasarelas / Andenes (AnAnd):	0.00 m
Luz entre ejes de pila	Lp = 41.10 m
Luz de cálculo	Lc = 40.00 m

4.1. Cargas permanentes

Superestructura Metálica								3.85 ton/m
Losa de Cierre	0.20	m x	8.80	m x	2.40	ton/m ³	=	4.22 ton/m
Cordón Lateral			0.05	m ² x	2.40	ton/m ³	=	0.12 ton/m
Riel y fijaciones								0.40 ton/m
Balasto			0.00	m ² x	2.00	ton/m ³	=	0.00 ton/m
Durmientes			0.00	m ² x	1.80	ton/m ³	=	0.00 ton/m
Pantallas y barandas								0.00 ton/m
Otros								0.00 ton/m
 Total de carga permanente							g =	8.59 ton/m

4.2. Cargas de tránsito

4.2.1. Determinación del coeficiente de impacto

Altura de relleno	h _r = 0.00	m
Luz determinante del coeficiente de impacto	L _φ = 40.00	m
 Coeficiente de impacto (Art. 9 - 3º)	∅₀ = 1.30	

4.2.2. Sobrecarga debido a vereda

Tipo de tránsito	PRIVADO
Ancho de vereda	0.00 m
 Sobrecarga debido a vereda	q_{veredas} = 0.00 ton/m

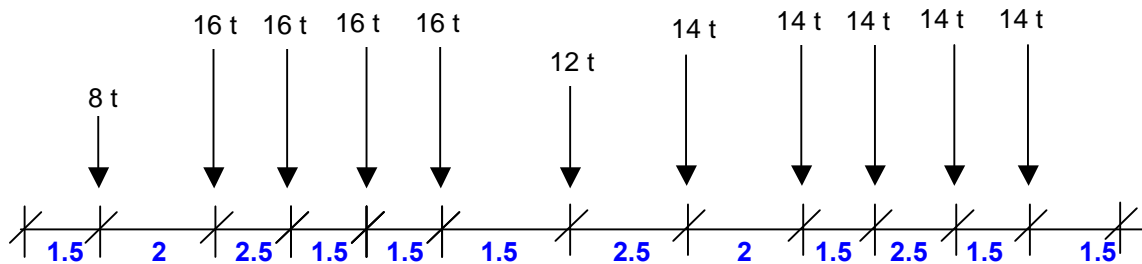
VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

4.2.3. Sobrecarga debido al material rodante

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

Esquema de Cargas para Locomotora +Tender (Art. 7)



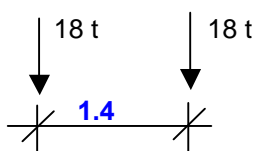
De acuerdo con el (Art. 7 - Punto 7º) se deben considerar ambas vías cargadas en simultaneo. Adicionalmente se considera el tren de carga circulando por cada una de las vías.

Se generan estados de carga cambiando la posición del tren de cargas cada 1.00 m buscando las máximas sollicitaciones en los distintos elementos.

Cargas equivalentes uniformemente distribuidas

Luz de Cálculo	40.00 m
Cantidad de vías	2.00
Carga uniformemente distribuida (Momentos Flexores)	$p = 7.39$ ton/m
Carga uniformemente distribuida (Esfuerzos Cortantes)	$p' = 8.06$ ton/m
Considerando la cantidad de vías en simultaneo:	
	$p = 14.78$ ton/m
	$p' = 16.12$ ton/m
Considerando impacto	
	$p = 19.21$ ton/m
	$p' = 20.96$ ton/m

Para viguetas y Largueros se comparan las sollicitaciones obtenidas del paso del tren de cargas explicitado anteriormente con el siguiente:



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..9..de..43	02
		Preparo : F.O	
		Fecha : 30/10/2016	
		Reviso : R.P.	

4.3.Cargas Horizontales

4.3.1 Frenado y Arranque (LF)

Lt = **40.0** m (Se consideran 1 tramos cargados)

HF = 46.06 ton

Ejes de apoyo= **2.00**

Reacción por eje de apoyo (por eje de vía) **HF = 23.03 ton**

4.3.2 Viento

4.3.2.1 Puente Cargado (W1)

Reacción por eje de apoyo [150 kg/m²] Área Expuesta = **111.96** m² **HWc = 17.40 ton**

Altura de aplicación de la fuerza axil (respecto al nivel del riel) **2.43 m**

4.3.2.2 Puente Descargado (W2)

Reacción por eje de apoyo [250 kg/m²] = 111.96 m² **HWd = 14.00 ton**

Altura de aplicación de la fuerza axil (respecto al nivel del riel) **3.39 m**

4.3.3. Fuerzas centrífugas horizontales (CF)

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 **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/m

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

4.3.4. Choque lateral del tren (balanceo) (LL?)

Fuerza lateral del tren (solo en tramos rectos - aplicada en nivel sup. riel) **4.00** ton

Reacción por eje de apoyo **Hb = 4.00 ton**

**VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"**

MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

4.3.5. Variaciones de longitud de tablero.

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

$L =$	40.00		m
$\Delta L_t = 35 \times 10^{-5} \times L_t / 2 =$	6.00		mm
	Σ 6.00 mm		
			0.30 mm/m

Utilizando apoyos de Neopreno Armado

$h_{neta} = 56.00 \text{ mm}$

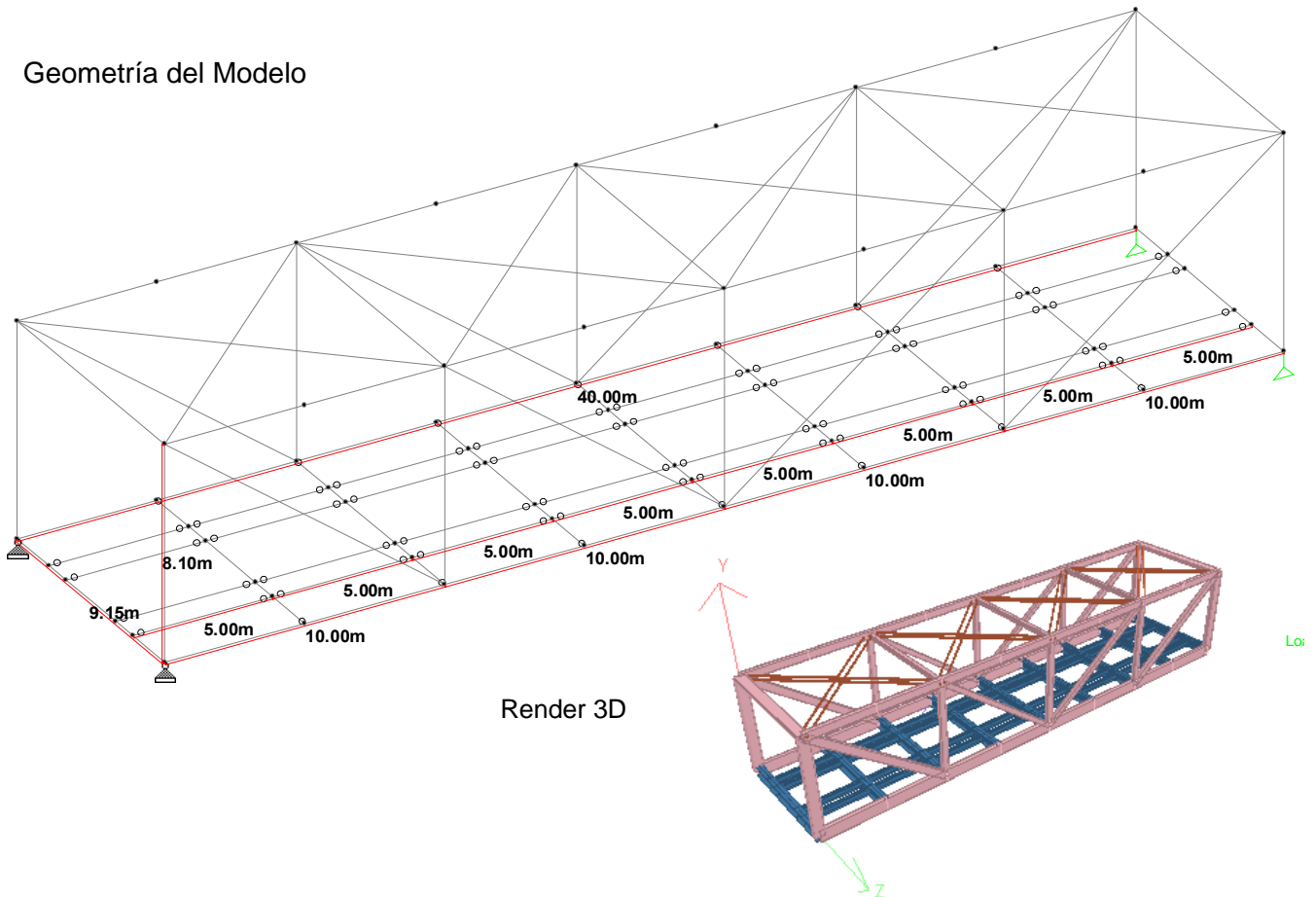
$HL_{\Delta L} = G \times F \times \Delta L / h_{neta} = 2.65 \text{ ton}$
(Por apoyo)

5.- Cálculo de Solicitaciones y verificación de secciones

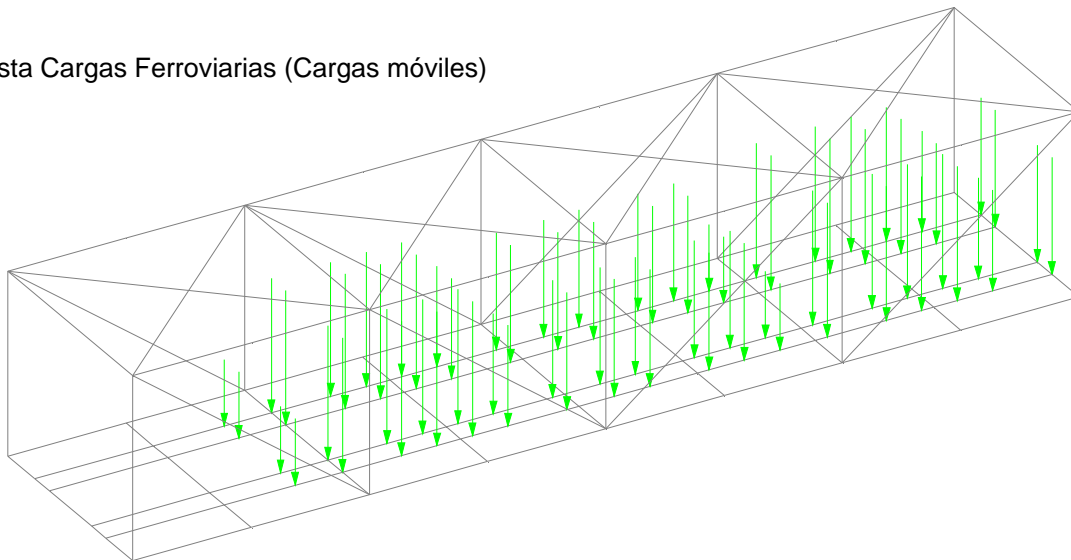
5.1. Modelo de Cálculo

Se analiza un modelo tridimensional de barras, mediante un proceso Staad pro. Se dimensionan con este modelo los elementos pertenecientes a las vigas reticuladas laterales y sistema de arriostramiento de cubierta. No se consideran en el modelo las cargas de Frenado y bamboleo.

Geometría del Modelo



Vista Cargas Ferroviarias (Cargas móviles)



**VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"**

MEMORIA DE CÁLCULO


Preparo : F.O

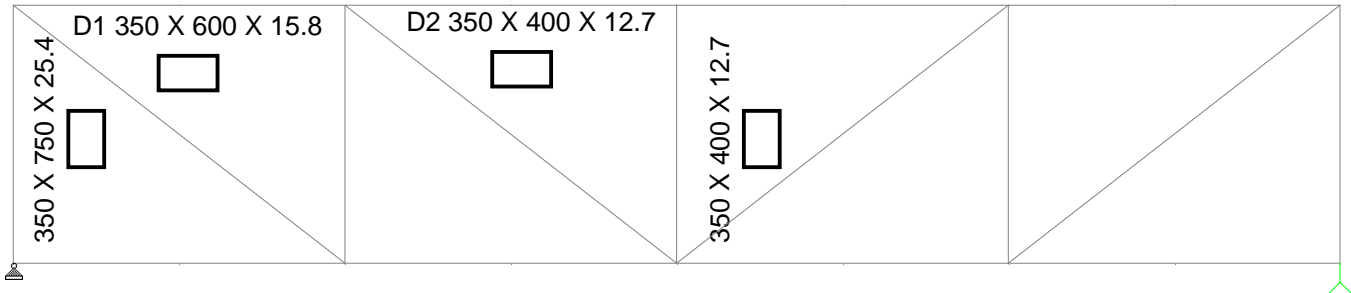
Fecha : 30/10/2016


Reviso : R.P.

5.2. Elementos estructurales


Vigas Laterales

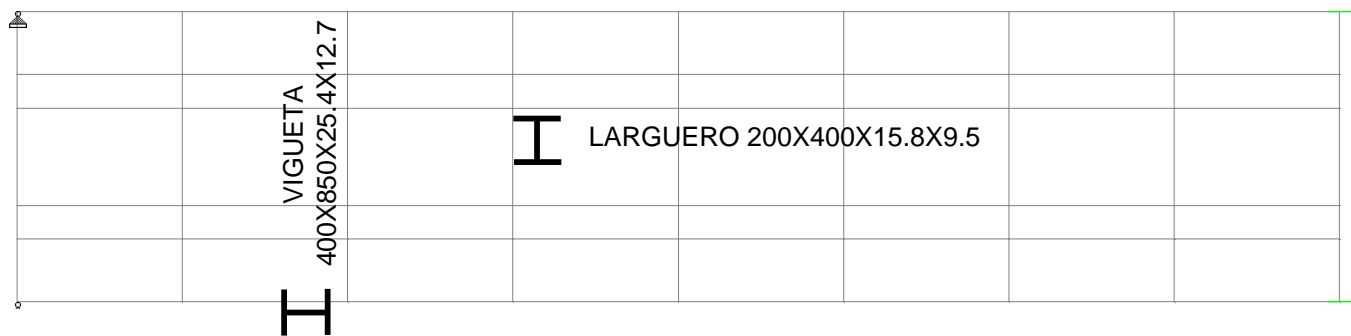
 C.S 350 X 650 X 19.05




 C.I 350 X 1000 X 15.8

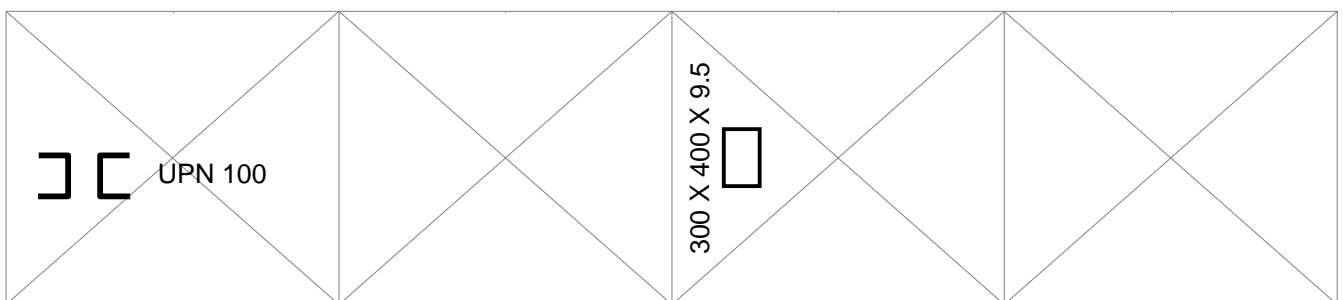
Planta inferior

 C.I 350 X 1000 X 15.8



Planta Superior

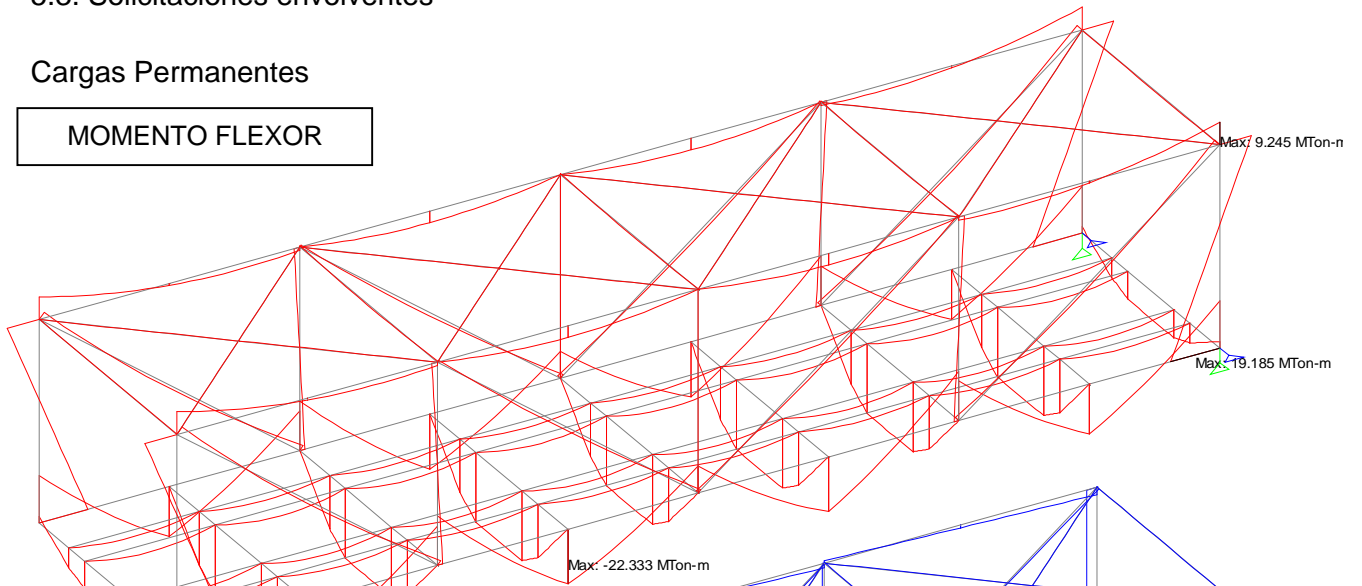
 C.S 350 X 650 X 19.05



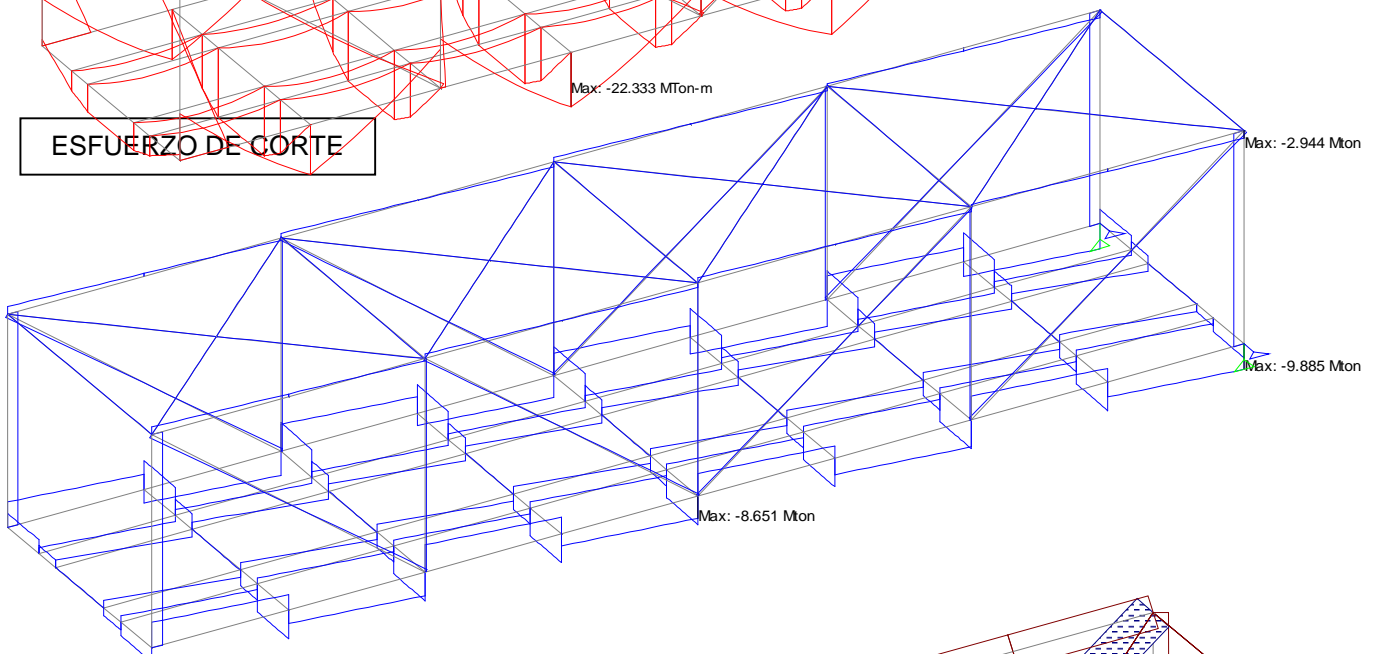
5.3. Solicitaciones envolventes

Cargas Permanentes

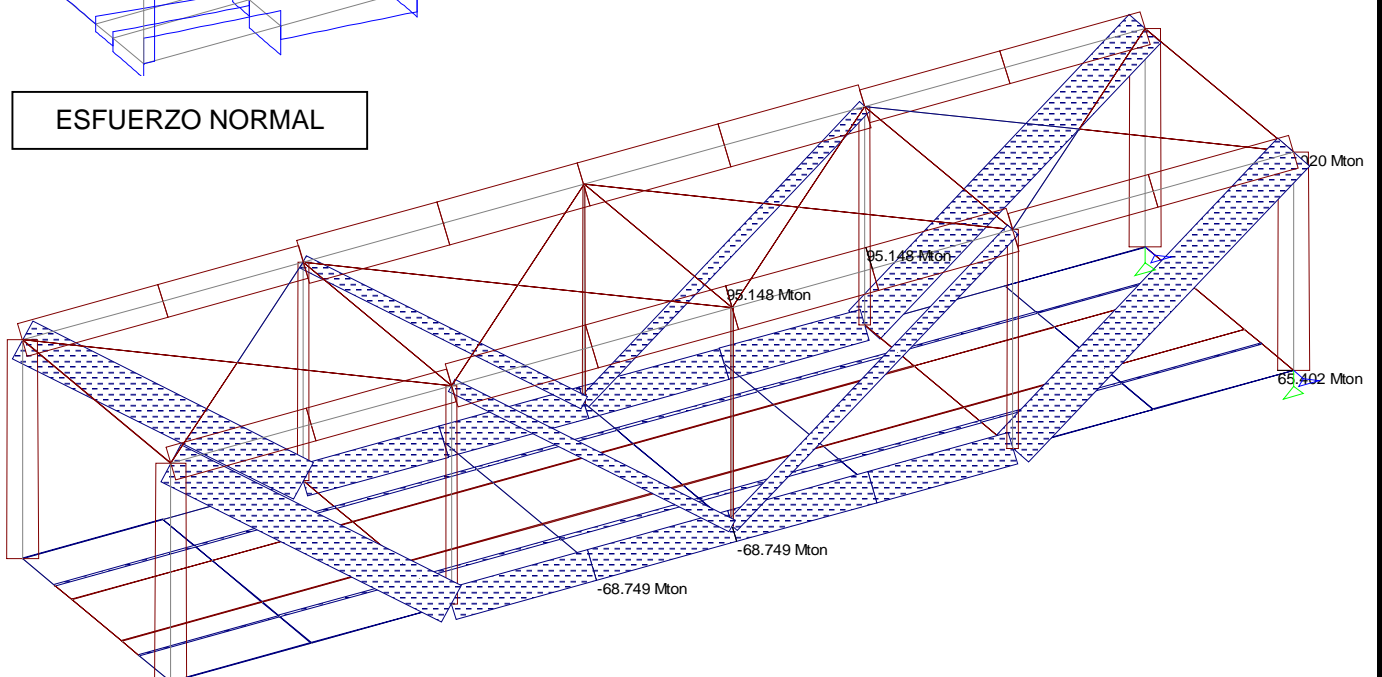
MOMENTO FLEXOR



ESFUERZO DE CORTE

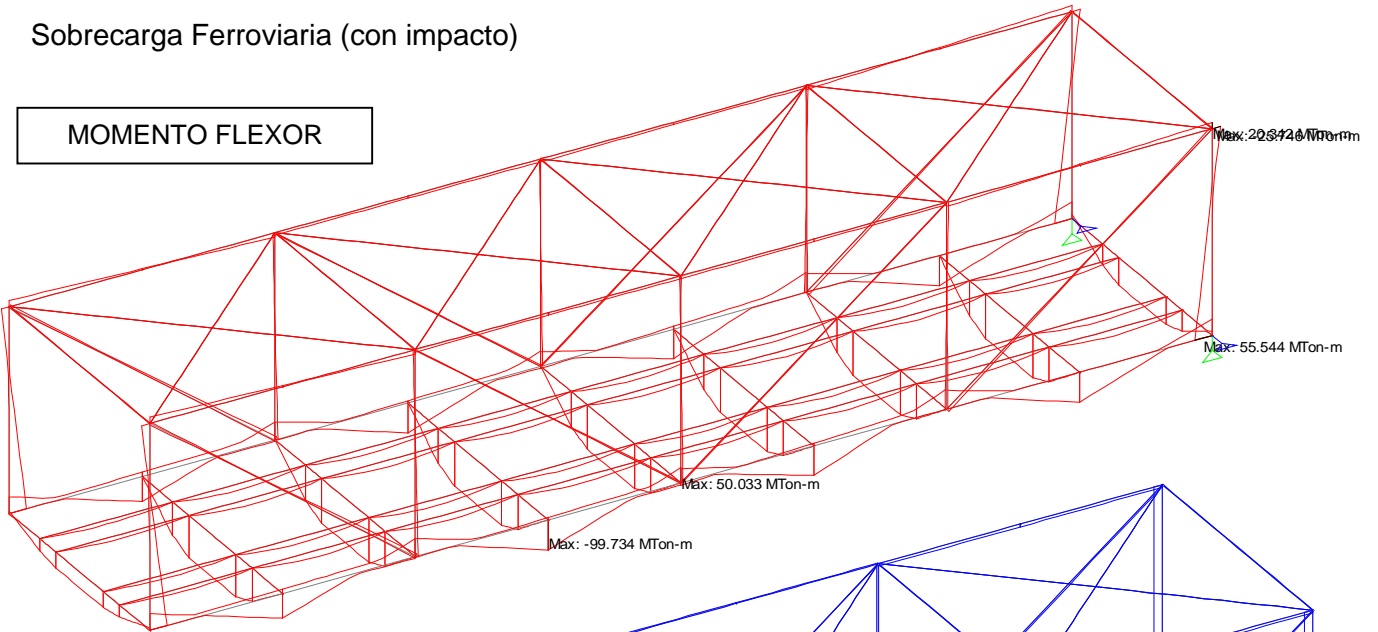


ESFUERZO NORMAL

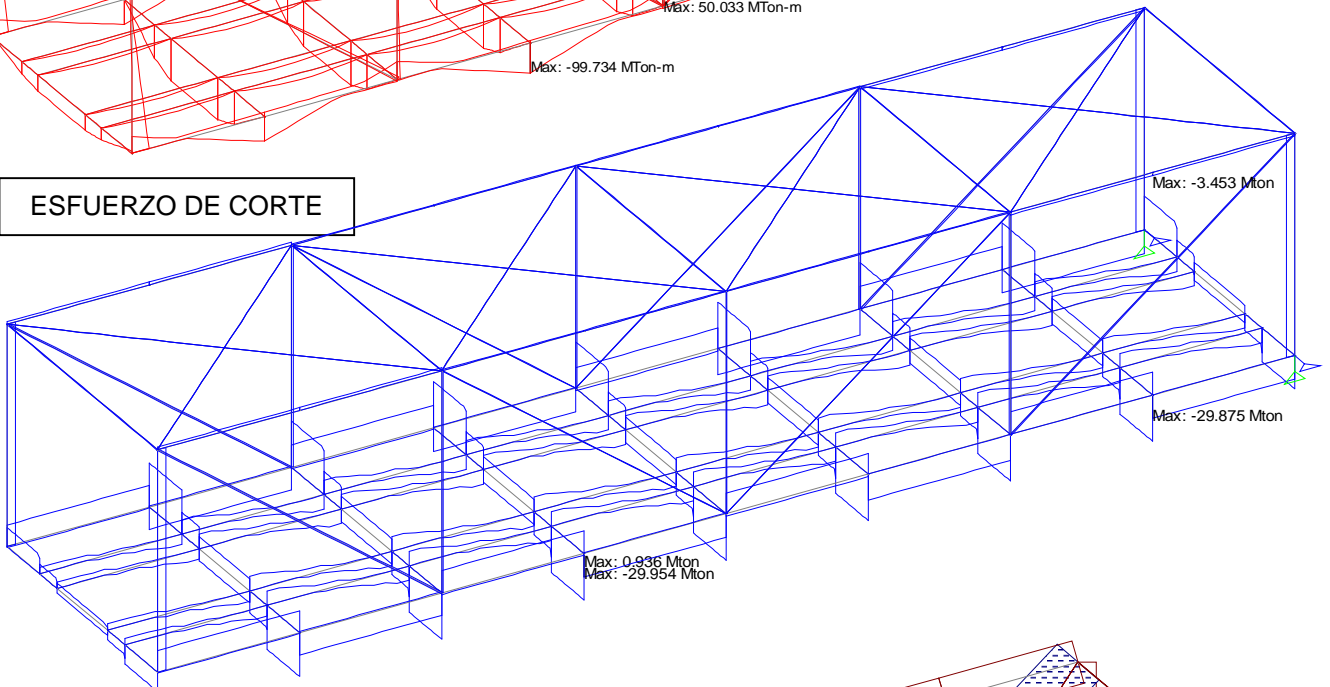


Sobrecarga Ferroviaria (con impacto)

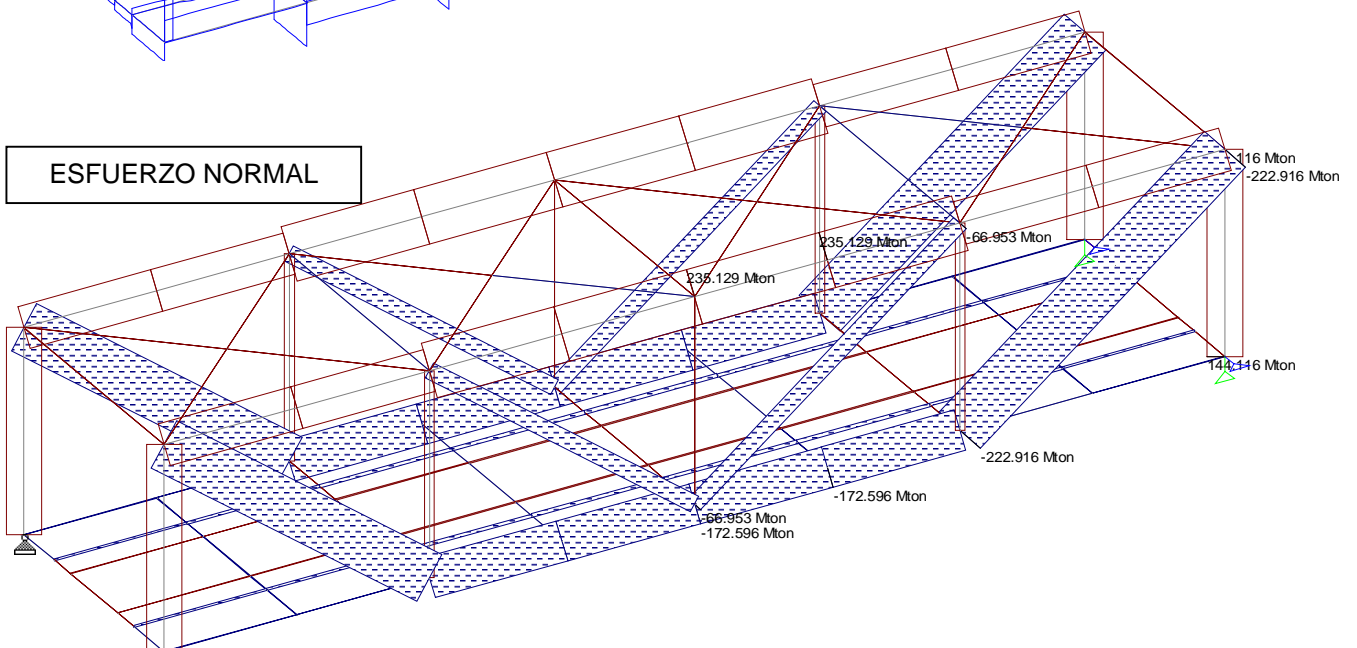
MOMENTO FLEXOR



ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL



**VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"**

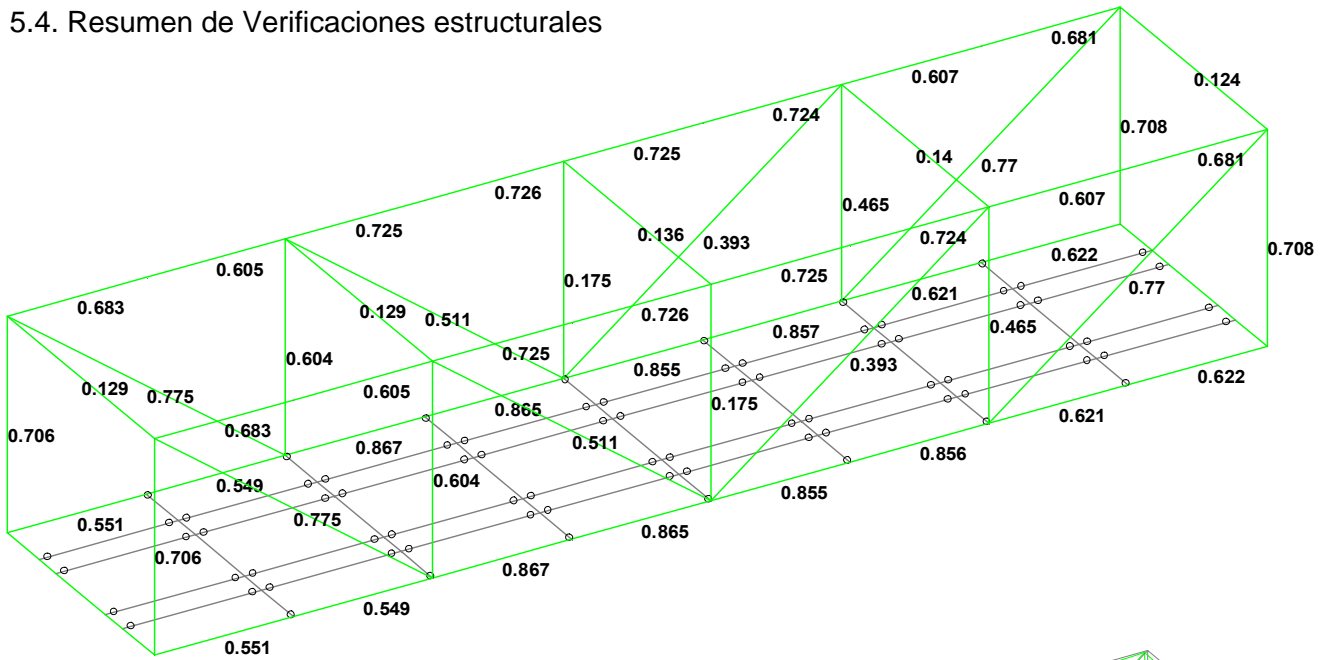
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O

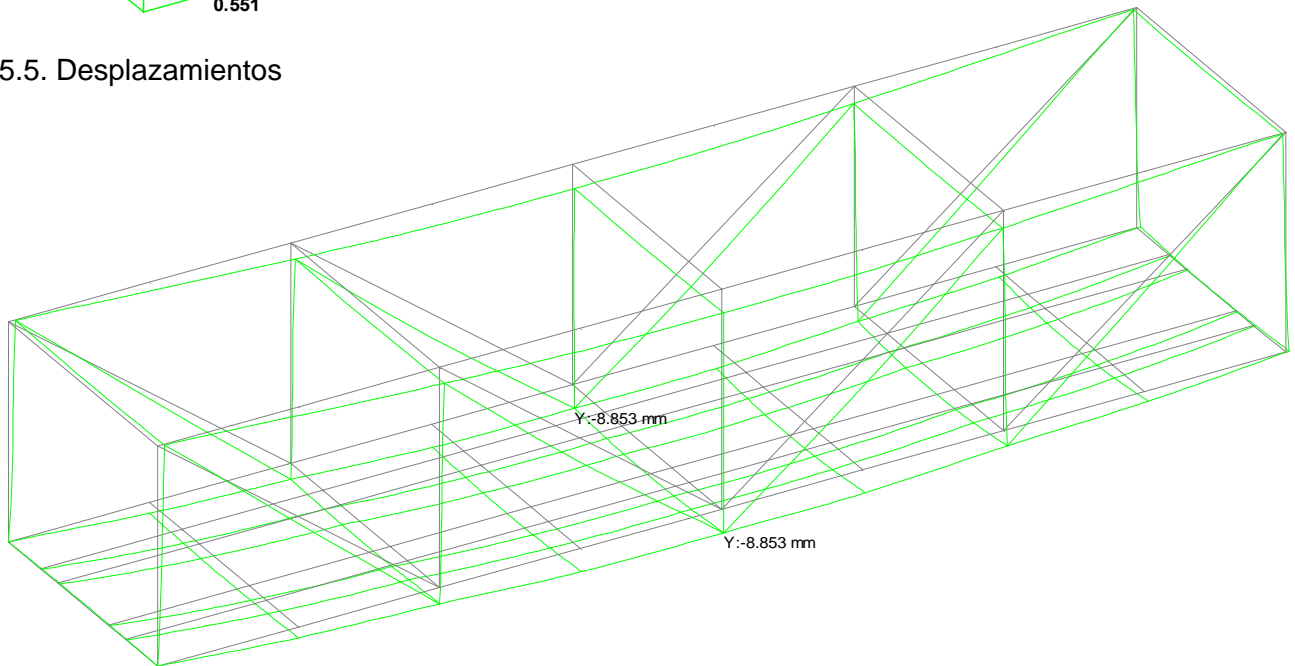
Fecha : 30/10/2016

Reviso : R.P.

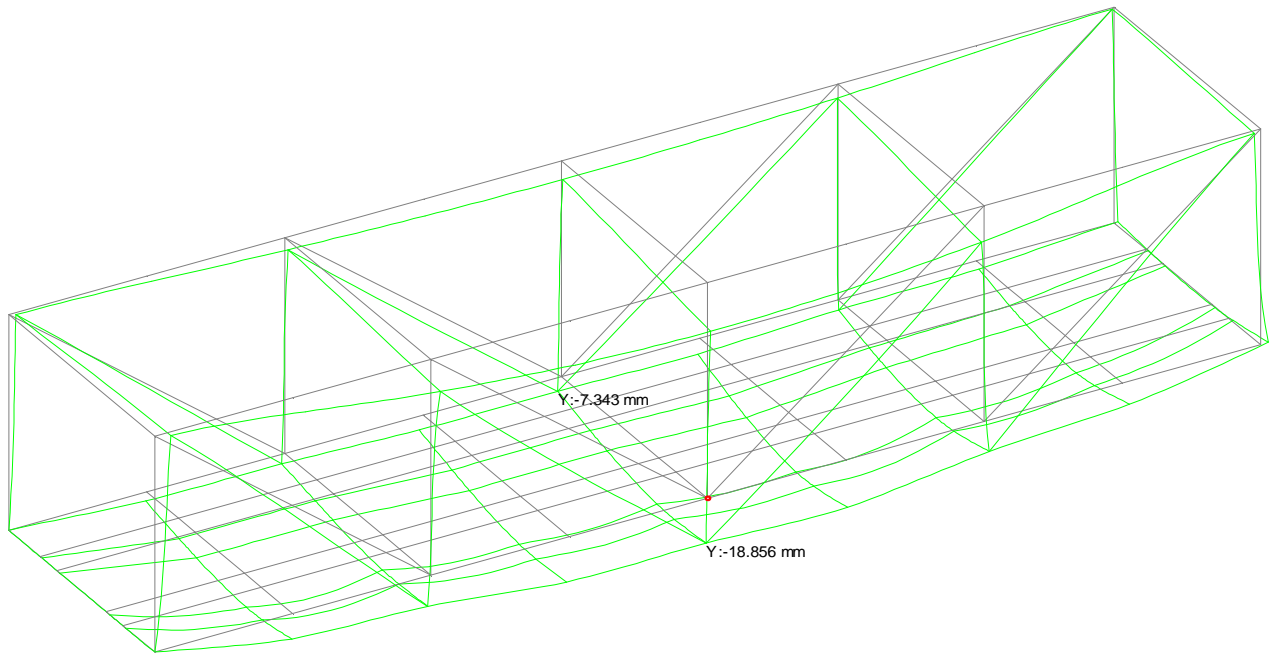
5.4. Resumen de Verificaciones estructurales



5.5. Desplazamientos



CARGAS PERMANENTES



SOBRECARGA FERROVIARIA (máx)

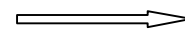
Verificación a Deformación

Flecha Admisible

$$f_{adm} = L/600 = 66.7 \text{ mm}$$

Flecha Máxima (Solo sobrecarga)

$$f_{máx} = 18.80 \text{ mm}$$



VERIFICA

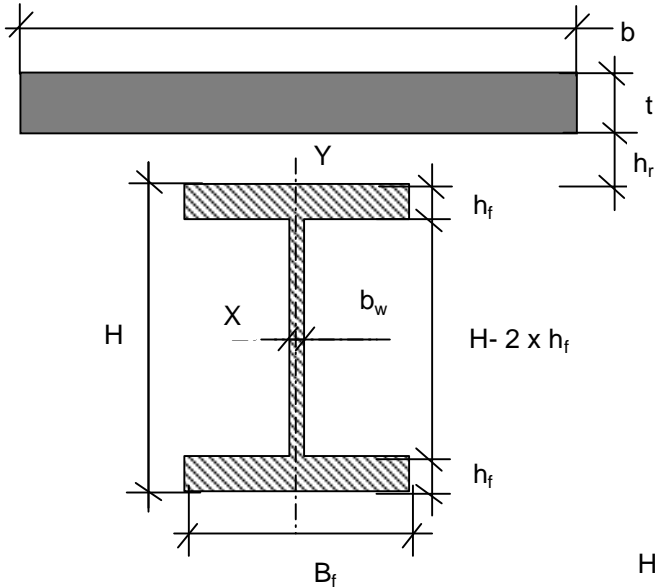
**VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"**

MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

5.6. Verificaciones Estructurales Viguetas

5.6.1. Geometría



Ancho efectivo de losa (s/AASHTO-Viga int)

$$b_1 = L / 4 = 2.29 \text{ m}$$

$$b_2 = \text{Sep viga} = 5.00 \text{ m}$$

$$b_3 = B_f + 12 t = 3.60 \text{ m}$$

$$b = 2287.5 \text{ mm} = 228.75 \text{ cm}$$

$$t = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

$$h_r = 0 \text{ mm} = 0 \text{ cm}$$

$$H = 850 \text{ mm} = 85 \text{ cm}$$

$$B_f = 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

$$h_f = 25.4 \text{ mm} = 2.54 \text{ cm}$$

$$b_w = 12.7 \text{ mm} = 1.27 \text{ cm}$$

$$H - 2 \times h_f = 799.2 \text{ mm} = 79.92 \text{ cm}$$

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS VIGA DE ACERO									
A _g	J _x	J _y	Z	S _x	S _y	r _x	r _y	J _D	C _w
[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁶]
304.698	399,556	27107	10405.9	9401.31	1355.35	36.2121	9.43204	491.557	4.6E+07

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN COMPUESTA (n)							
A _g	Y _{gsup}	J _x	r _x	S _{xinf}	S _{xsup}	S _{x^vsup}	n
[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[E _s /E _{H⁰}]
877.248	28.2351	966,766	33.197	12593.8	34239.9	11373.7	7.99058

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN COMPUESTA (3n)							
A _g	Y _{gsup}	J _x	r _x	S _{xinf}	S _{xsup}	S _{x^vsup}	3n
[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[E _s /E _{H⁰}]
495.548	42.2807	729,358	38.3643	11628.9	17250.4	8580.68	23.9717

Propiedades mecánicas

F _y = 240 Mpa	(F _y = F _{yf} = F _{yw})	Tensión de Fluencia del Material
E _s = 200000 Mpa		Módulo de elasticidad del Acero
G = 77200 Mpa		Módulo de elasticidad Transversal del Acero
f' _c = 35 Mpa		Resistencia del Hormigón
γH ⁰ = 2200 kg/m ³		Peso específico del Hormigón
E _{H⁰} = 25029 MPa	Módulo de elasticidad del hormigón (ACI):	E _h = 0.043 · γ _{H⁰} ^{1.5} · √f' _c

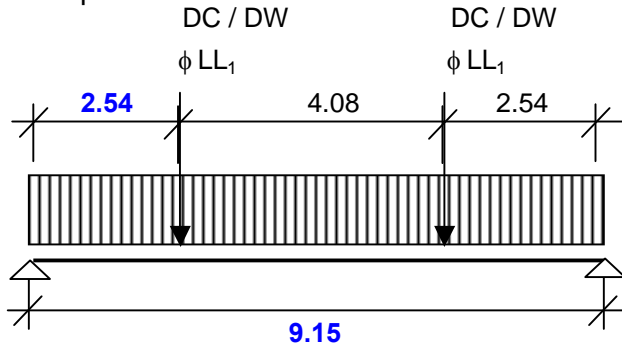
**VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"**

MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

5.6.2. Solicitaciones

Esquemático



Cargas Actuantes:

- DC₁ = **0.24** ton/m (Peso propio vigas)
- DC₂ = **9.17** ton (Peso propio Losa superior)
- DW = **0.20** ton (Cargas permentes adicionales)
- ϕLL_1 = **71.92** ton (Sobrecarga Servicio - Flexión)
- ϕ = **1.55** Coeficiente de impacto

Separación entre viguetas **5.00** m

Determinación de las solicitaciones para las distintas acciones:

MOMENTOS FLEXORES VERTICALES					
Seccion [X/L]	L [m]	M _{DC1} [ton m]	M _{DC2} [ton m]	M _{DW} [ton m]	M _{ϕLL_1} [ton m]
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.46	0.48	4.20	0.09	32.90
0.1	0.92	0.90	8.39	0.18	65.81
0.2	1.83	1.60	16.79	0.37	131.61
0.27705	2.54	2.01	23.26	0.51	182.32
0.3	2.75	2.10	23.26	0.51	182.32
0.4	3.66	2.40	23.26	0.51	182.32
0.5	4.58	2.50	23.26	0.51	182.32

ESFUERZO DE CORTE VERTICAL					
Seccion [X/L]	L [m]	Q _{DC1} [ton]	Q _{DC2} [ton]	Q _{DW} [ton]	Q _{ϕLL_1} [ton]
0	0.00	1.09	9.17	0.20	71.92
0.05	0.46	0.98	9.17	0.20	71.92
0.1	0.92	0.88	9.17	0.20	71.92
0.2	1.83	0.66	9.17	0.20	71.92
0.27705	2.54	2.01	9.17	0.20	71.92
0.3	2.75	0.44	0.00	0.00	0.00
0.4	3.66	0.22	0.00	0.00	0.00
0.5	4.58	0.00	0.00	0.00	0.00

COMBINACIONES DE CARGA				
COMBINACIONES	DC ₁	DC ₂	DW	ϕLL_1
RESISTENCIA I	1.25	1.25	1.50	1.75
RESISTENCIA IV	1.25	1.25	1.50	1.35
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	1.00
FATIGA	0.00	0.00	0.00	1.00

Combinaciones de Carga:

Seccion [X/L]	L	RESISTENCIA I		RESISTENCIA IV		SERVICIO I		FATIGA	
		M _v	Q _v	M _v	Q _v	M _v	Q _v	M _v	Q _v
	[m]	[ton m]	[ton]	[ton m]	[ton]	[ton m]	[ton]	[ton m]	[ton]
0	0.00	0.00	139.00	0.00	110.23	0.00	82.39	0.00	71.92
0.05	0.46	63.56	138.86	50.40	110.09	37.67	82.28	32.90	71.92
0.1	0.92	127.06	138.72	100.73	109.95	75.28	82.17	65.81	71.92
0.2	1.83	253.86	138.45	201.22	109.68	150.37	81.95	131.61	71.92
0.27705	2.54	351.39	140.13	278.47	111.37	208.09	83.30	182.32	71.92
0.3	2.75	351.51	0.55	278.59	0.55	208.18	0.44	182.32	0.00
0.4	3.66	351.89	0.27	278.96	0.27	208.48	0.22	182.32	0.00
0.5	4.58	352.01	0.00	279.09	0.00	208.58	0.00	182.32	0.00

5.6.3.- Verificación a Flexión - Para Secciones no Compuestas

Verificación de Esbeltez Local

Alma [6.10.4.1.2]

$$2 D_{cp} / b_w = 62.9291 \leq 3.76 \times \sqrt{E/F_{yc}} = 108.54 \quad \Longrightarrow \quad \text{Alma compacta}$$

$$D_{cp} \text{ Profundidad del alma en compresión para plastificación} = 39.96 \text{ cm}$$

$$F_{yc} \text{ Tension de Fluencia del ala comprimida} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\leq (0.75) 3.76 \times \sqrt{E/F_{yc}} = 81.41 \quad \Longrightarrow \quad \text{Verifica}$$

Ala [6.10.4.1.3]

$$B_{fs} / 2 h f_s = 7.87402 \leq 0.382 \times \sqrt{E / F_{yc}} = 10.97 \quad \Longrightarrow \quad \text{Ala compacta}$$

$$\leq (0.75) 0.382 \times \sqrt{E / F_{yc}} = 8.23 \quad \Longrightarrow \quad \text{Verifica}$$

Arriostramiento del ala a compresión [6.10.4.1.7]

$$L_b = 305 \text{ cm} \leq L_p = [0.124 - 0.0759 (M_l / M_p)] \times [r_y \times E / F_{yc}] = 899.215 \text{ cm}$$

Determinación del Momento Nominal

$$M_n = M_p = 250 \text{ ton m}$$

Resistencia nominal de la sección a flexión

$$\phi_b = 1.00 \quad \text{Factor de resistencia para Flexión}$$

$$\phi_b \times F_n \quad \text{Resistencia de diseño a Flexión}$$

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN			
COMBINACIÓN	M _u	M _n	chk
	[ton m]	[ton m]	
RESISTENCIA I	32.20	249.74	OK

Verificación a Deformación

$$\text{Flecha Admisible considerada} \quad f_{adm} = L/300 = 30.5 \text{ mm}$$

$$\text{Flecha Máxima} \quad f_{m\acute{a}x} = 41.18 \text{ mm}$$

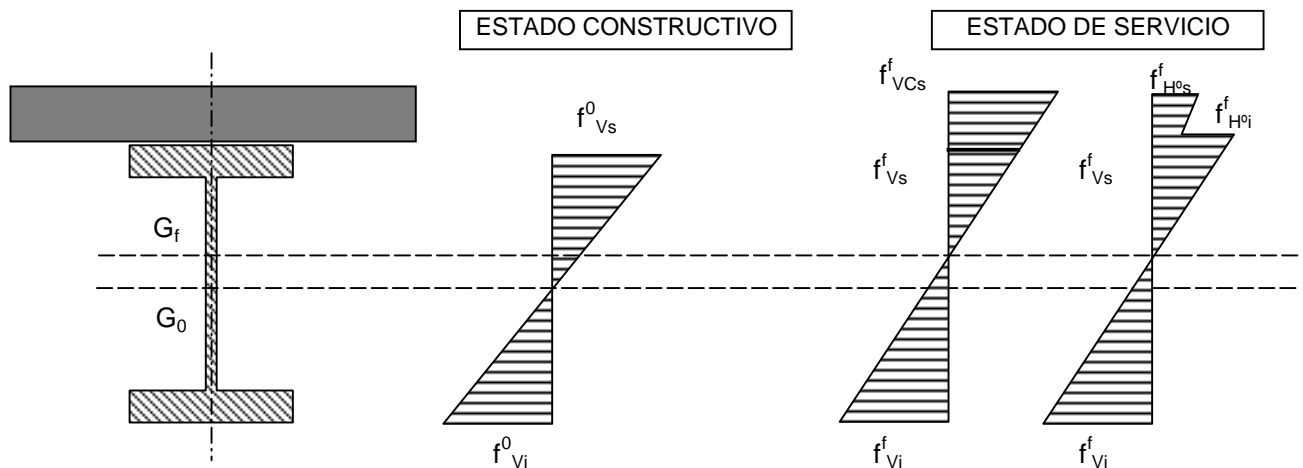
\Longrightarrow **NO VERIFICA (*)**

(*) Prever contraflecha constructiva **40** mm

5.6.4. Verificación de estados de uso

Determinación del Momento Flexor de Fluencia (My)

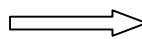
Se tiene en cuenta el procedimiento constructivo no disponiendo apuntalamientos; en tal caso, actúan en la sección de acero (peso propio viga + losa de Hormigón) y en la sección completa (Cargas permanentes adicionales y sobrecarga de uso).



$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3$$

$$F_Y = M_{D1} / S_{xi} + M_{D2} / S_{xi(SC)} + M_3 / S_{xi(SC)}$$

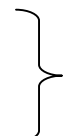
(*) Momentos Flexores factoreados (1.25 DC+1.5 DW)



$$M_3 = (F_Y - M_{D1} / S_{xi} - M_{D2} / S_{xi(SC)}) S_{xi(SC)}$$

Para el ala Superior $M_3^S = 703.0 \text{ ton m}$

Para el ala Inferior $M_3^I = 258.3 \text{ ton m}$



$$M_3 = 258.3 \text{ ton m}$$

$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3 = 291.3 \text{ ton m}$$

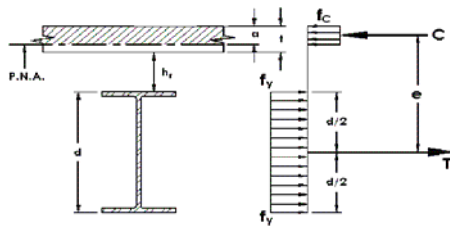
VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

Determinación del Momento Flexor de Plastificación (M_p)

Considerando la acción compuesta de Viga de acero y losa de Hormigón se estudia primero la posición del eje neutro:

CASO I : Eje Neutro en la placa



$$C = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

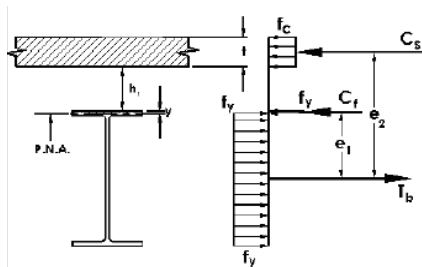
$$T = F_y \cdot A_s$$

Por equilibrio se debe cumplir $T = C \implies a = \frac{F_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 10.7 \text{ cm} < t$

Brazo de Palanca = $H/2 + h_r + t - a/2 = 57.1 \text{ cm} = e$

$$M_n = (A_s \times F_y) \times e = 417.76 \text{ ton m}$$

CASO II: Eje Neutro en el ala de la sección de Acero



$$C_s = \text{Fuerza de compresión en la Losa} = 0.85 f'_c \times b \times t = 1361.06 \text{ ton}$$

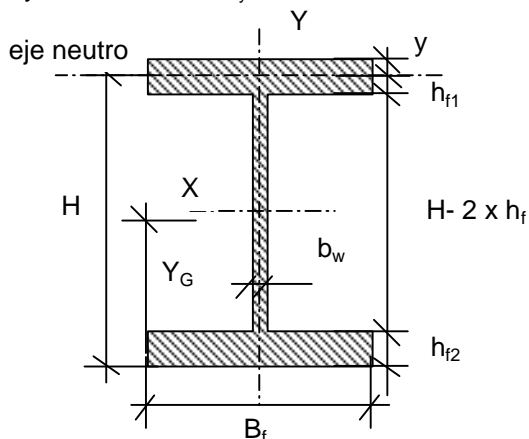
$$C_b = \text{Fuerza de compresión en la viga de Acero}$$

$$T_b = \text{Fuerza de Tensión en la Viga} = A_s \times F_y$$

$$C_f = \text{Fuerza de compresión en el Ala de la viga de acero} = A_f \times F_y = 243.84 \text{ ton (máxima)}$$

$$C_s + C_b = T_b \implies C_b = (A_s F_y - C_s) \times 0.50 = -314.89 \text{ ton} \implies C_b < C_f: \text{eje en el ala}$$

$$y = C_f / (B_f \times F_y) = -3.28 \text{ cm}$$



$$H = 88.28 \text{ cm}$$

$$B_f = 40 \text{ cm}$$

$$h_{f1} = 5.82 \text{ cm}$$

$$h_{f2} = 2.54 \text{ cm}$$

$$b_w = 1.27 \text{ cm}$$

$$H - h_{f1} - h_{f2} = 79.92 \text{ cm}$$

$$Y_G = 55.79 \text{ cm}$$

VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"

MEMORIA DE CÁLCULO

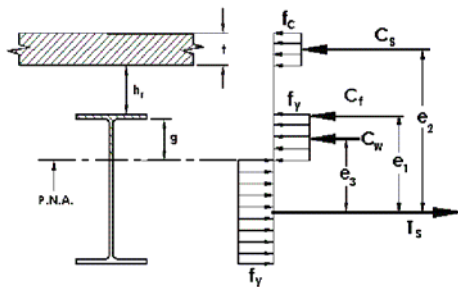
Preparo : F.O
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

$$e_1 = 32.49 \text{ cm}$$

$$e_2 = 6.71 \text{ cm}$$

$$M_n = C_f \times e_1 + C_s \times e_2 = -10.94 \text{ ton m}$$

CASO III: Eje Neutro en el alma de la sección de Acero

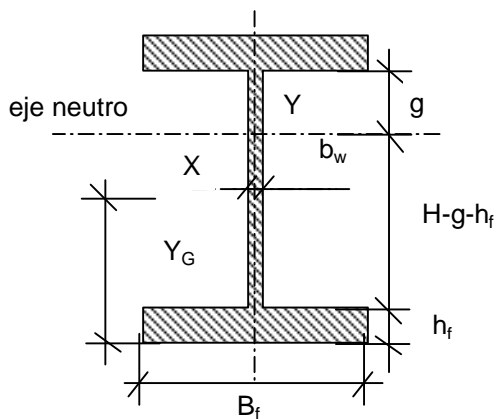


$$C_b = -314.89 \text{ ton}$$

$$C_f = \text{Fuerza de compresión en el Ala de la viga de acero} = A_f \times F_y = 243.84 \text{ ton (máxima)}$$

$$C_w = \text{Fuerza de compresión en el Alma de la viga de Acero} = C_b - C_f = -558.73 \text{ ton}$$

$$g = C_w / (b_w \times F_y) = -183.31 \text{ cm}$$



$$B_f = 40 \text{ cm}$$

$$h_f = 2.54 \text{ cm}$$

$$b_w = 1.27 \text{ cm}$$

$$H-g-h_f = 268.31 \text{ cm}$$

$$Y_G = 105.59 \text{ cm}$$

$$e_1 = -21.86 \text{ cm}$$

$$e_2 = -10.59 \text{ cm}$$

$$e_3 = 68.52 \text{ cm}$$

$$M_n = C_f \times e_1 + C_s \times e_2 + C_w \times e_3 = -580.33 \text{ ton m}$$

$$\Rightarrow M_p = 417.76 \text{ ton m}$$

VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

Verificación de Alma compacta

Alma

$$2 D_{cp} / b_w = 0 \leq 3.76 \times \sqrt{E/F_y} = 108.54 \quad \longrightarrow \quad \text{Alma compacta}$$

D_{cp} Profundidad del alma en compresión para el momento de plastificación = 0.00 cm

$D' = \beta \times (H + t + h_r) / 7.5 = 12.60 \text{ cm} \quad \beta = 0.90$

$D_p / D' = 0.85$

D_p Profundidad del eje neutro para el momento de plastificación = 10.75 cm

$$M_n \begin{cases} D_p / D' \leq 1 & = M_p & = 417.76 \text{ ton m} \\ 1 \leq D_p / D' < 5 & = (5M_p - 0.85M_y) / 4 + (0.85M_y - M_p) / 4 \times (D_p / D') & = 424.02 \text{ ton m} \end{cases}$$

$\longrightarrow M_n = 417.76 \text{ ton m}$

Resistencia nominal de la sección a flexión

$\phi_b = 1.00$ Factor de resistencia para Flexión

$\phi_b \times M_n$ Resistencia de diseño a Flexión

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN POSITIVA			
COMBINACIÓN	M	ϕM_n	chk
	[ton m]	[ton m]	
RESISTENCIA I	352.0	418	OK

Verificación a Deformación

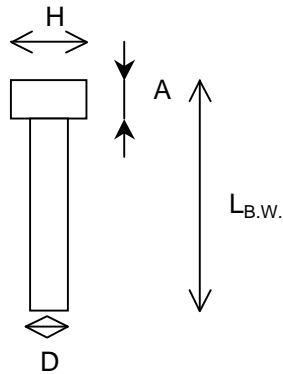
Flecha Admisible $f_{adm} = L/600 = 15.25 \text{ mm}$

Flecha Máxima (Solo sobrecarga) $f_{m\acute{a}x} = 5.71 \text{ mm}$

\longrightarrow VERIFICA

5.6.5. Conectores de corte

Se adoptan conectores de corte tipo Nelson - 5/8 x 6^{9/16} H4L



Calidad acero:

ASTM A-108

$$F_{yc} = 350 \text{ MPa}$$

$$F_{uc} = 420 \text{ MPa}$$

$$D = 1.59 \text{ cm}$$

$$5/8 \text{ " } A_{sc} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.79 \text{ cm}$$

$$H = 3.18 \text{ cm}$$

$$L_{B.W.} = 16.7 \text{ cm}$$

$$L_{A.W.} = 16.2 \text{ cm}$$

Fuerza de Corte Horizontal a transmitir

Caso I : Aplastamiento del hormigón

Caso II : Fluencia de la sección de Acero

$$V'_1 = 0.85 f'_c \times b \times t = 1361.06 \text{ ton}$$

$$V'_2 = F_y \times A_s = 731.3 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow V' = \min(V'_1; V'_2) = 731.3 \text{ ton}$$

Resistencia de los conectores de Corte

$$\phi_{sc} = 0.85 \text{ Factor de resistencia para Corte}$$

$\phi_{sc} Q_n$ Resistencia de diseño a Corte

$$Q_n = 0.50 \times A_{sc} \text{ raiz}(f'_c E_c) < A_{sc} \times F_u$$

$$9.26 \text{ ton} < 8.31 \text{ ton}$$

$$Q_n = 8.31 \text{ ton}$$

$$n = 104 \text{ Cantidad de conectores (media viga)}$$

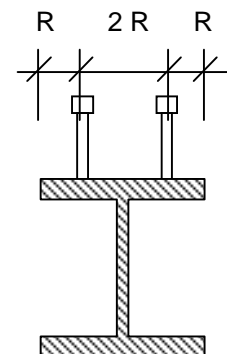
$$\text{Separación entre filas : } \min 2 \times R = 2 \times 1.25" = 63.5 \text{ mm (*)}$$

$$\text{Separación borde : } \min 1 \times R = 1 \times 1.25" = 31.75 \text{ mm (*)}$$

$$\text{Separación longitudinal : } \min = 3.33" = 84.582 \text{ mm (**)}$$

(*) Tabla 16 - Manual de diseño NELSON

(**) Tabla 6 - Manual de diseño NELSON



VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

Verificación a Fatiga [AASHTO 6.10.6]

$$2 D_c / b_w = 43.7735 \leq 5.70 \times \sqrt{E/F_{yw}} = 164.54$$

D_c Profundidad del alma en compresión para rango elásticas con sobrecargas = 27.80 cm duplicadas

$$f_{cf} = 134 \text{ Mpa} \leq F_y = 240 \text{ Mpa} \implies \text{VERIFICA}$$

f_{cf} Máxima tensión de compresión elástica para fatiga

5.6.6. Resistencia nominal de la sección a Corte (Sin Rigidizadores) [AASHTO 6.10.7]

Verificación en Sección Apoyo Extremo

$\phi_v = 1.00$ Factor de resistencia para Corte

$\phi_v V_n$ Resistencia de diseño a Corte

$D / b_w = 62.9291$

$$V_n = \begin{cases} D/b_w < 2.46 \text{ raiz}(E/F_y) & = 71.0 \text{ (A)} \implies V_{n1} = 0.58 F_{yw} A_w & = 141.3 \text{ ton} \\ A < D/b_w < B & \implies V_{n2} = 1.48 b_w^2 \times \text{raiz}(E \times F_y) & = 165.4 \text{ ton} \\ D/b_w > 3.07 \text{ raiz}(E/F_y) & = 88.6 \text{ (B)} \implies V_{n3} = 4.55 E \times b_w^3 / D & = 233.2 \text{ ton} \end{cases}$$

$V_n = 141.29 \text{ ton}$ Resistencia nominal al corte de cada alma

$\phi_v V_n = 141.29 \text{ ton}$ Resistencia al Corte

Resistencia I

$V_u = 139.00 \text{ ton} \implies \text{VERIFICA}$

5.6.7. Uniones

5.6.7.1. Soldadura Ala - Alma

ALAS SUPERIORES						
	DC ₁	DC ₂	DW	LL		
Q [ton]	1.09	9.17	0.20	71.92	RESISTENCIA I	
S [cm ³]	129.032	129.032	5854.53	5854.53		FATIGA
J [cm ⁴]	4.0E+05	4.0E+05	9.7E+05	9.7E+05		
τ [ton/cm]	3.5E-04	3.0E-03	1.2E-03	4.4E-01	0.77	0.44

Área de soldadura a = **6.00** mm Cateto de soldadura (mínimo s/ tabla 6.13.3.4.-1)
 g = 4.20 mm garganta efectiva
 n = **2.00** cantidad de cordones de Soldadura
 As = 0.8 cm²/cm Área de soldadura

Resistencia nominal de soldadura

$F_{n1} = \phi_1 * 0.60 * F_{exx} \quad \phi_1 = \mathbf{0.80}$ corte en área efectiva. Sobre Electrodo
 $F_{n2} = \phi_2 * F_y \quad \phi_2 = \mathbf{0.90}$ corte en área efectiva. Sobre material Base
 $F_{exx} = \mathbf{70.00}$ ksi = 483 Mpa
 $F_y = 240$ Mpa
 $F_{n1} = \mathbf{232}$ Mpa
 $F_{n2} = \mathbf{216}$ Mpa
 $R_n = \min(F_{n1}, F_{n2}) * A_s$
 $R_n = 1.81$ ton/cm \Rightarrow **VERIFICA**

Verificación a Fatiga (AASHTO 6.6)

$$\left[\Delta F \right]_n = \left(\frac{A}{N} \right)^{1/3} \geq 1/2 \left[\Delta F \right]_{TH} \quad \text{Resistencia Nominal a Fatiga}$$

con A = **3.9E+12** Mpa³ de tabla 1 para Categoría de detalle B

 N = **2.0E+06** Cantidad de Ciclos

$$\left[\Delta F \right]_{TH} = \mathbf{110}$$
 Mpa de tabla 3 para Categoría de detalle B

$$\left[\Delta F \right]_n = \mathbf{125}$$
 Mpa

$R_n = 1.05$ ton/cm \Rightarrow **VERIFICA**

VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

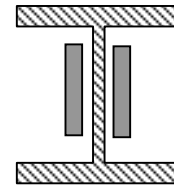
5.6.7.2. Unión con Cordón Inferior Reticulado

$R_u = 139.00 \text{ ton}$ 1.98564 ton/cm por unidad de largo de soldadura

Área de soldadura	a =	10.00 mm	Cateto de soldadura
	g =	7.00 mm	garganta efectiva
	n =	2.00	cantidad de cordones de Soldadura
	L =	700.00 mm	longitud de la soldadura
	As =	1.4 cm ² /cm	Área de soldadura

Resistencia nominal de soldadura

$F_{n1} = \phi1 * 0.60 * F_{exx}$ $\phi1 =$ **0.80** corte en área efectiva. Sobre Electrodo
 $F_{n2} = \phi2 * F_y$ $\phi2 =$ **0.90** corte en área efectiva. Sobre material Base
 $F_{exx} =$ **70.00** ksi = 483 Mpa
 $F_y =$ 240 Mpa
 $F_{n1} =$ **232** Mpa
 $F_{n2} =$ **216** Mpa
 $R_n = \min(F_{n1}, F_{n2}) * A_s$
 $R_n =$ 3.02 ton/cm \Rightarrow **VERIFICA**



Verificación a Fatiga (AASHTO 6.6)

$R_{uL} =$ **55.33** ton 0.79046 ton/cm por unidad de largo de soldadura para sobrecarga

$\left[\Delta F \right]_n = \left(\frac{A}{N} \right)^{1/3} \geq 1/2 \left[\Delta F \right]_{TH}$ Resistencia Nominal a Fatiga

con A = **3.6E+11** Mpa³ de tabla 1 para Categoría de detalle E

N = **2.0E+06** Cantidad de Ciclos

$\left[\Delta F \right]_{TH} =$ **31** Mpa de tabla 3 para Categoría de detalle E

$\left[\Delta F \right]_n =$ **57** Mpa

$R_n =$ 0.79 ton/cm \Rightarrow **VERIFICA**

VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"

MEMORIA DE CÁLCULO

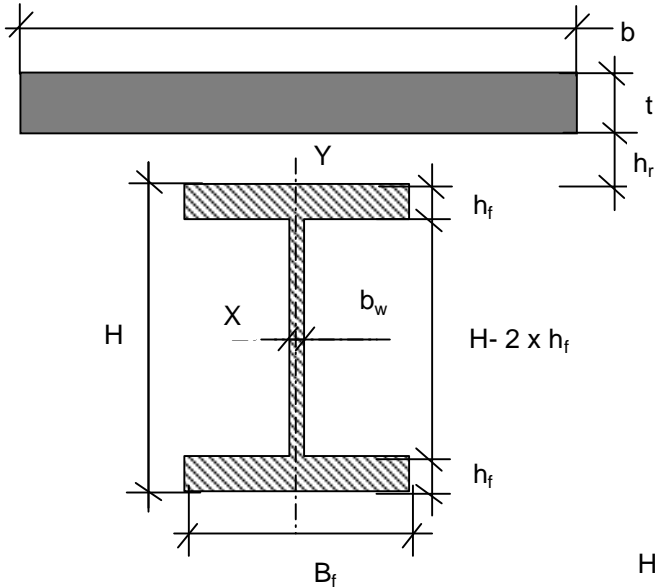
Preparo : F.O

Fecha : 30/10/2016

Reviso : R.P.

5.7. Verificaciones Estructurales Largueros

5.7.1. Geometría



Ancho efectivo de losa (s/AASHTO-Viga int)

$$b_1 = L / 4 = 1.25 \text{ m}$$

$$b_2 = \text{Sep viga} = 1.00 \text{ m}$$

$$b_3 = B_f + 12 t = 3.40 \text{ m}$$

$$b = 1000 \text{ mm} = 100 \text{ cm}$$

$$t = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

$$h_r = 0 \text{ mm} = 0 \text{ cm}$$

$$H = 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

$$B_f = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

$$h_f = 15.875 \text{ mm} = 1.5875 \text{ cm}$$

$$b_w = 9.525 \text{ mm} = 0.9525 \text{ cm}$$

$$H - 2 \times h_f = 368.25 \text{ mm} = 36.825 \text{ cm}$$

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS VIGA DE ACERO

A_g	J_x	J_y	Z	S_x	S_y	r_x	r_y	J_D	C_w
[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁶]
98.5758	27.401	2119.32	1542.51	1370.05	211.932	16.6724	4.63674	63.9509	7.8E+05

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN COMPUESTA (n)

A_g	Y_{gsup}	J_x	r_x	S_{xinf}	S_{xsup}	$S_{x_{sup}}^V$	n
[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[E _s /E _{H⁰}]}
348.871	18.4767	99,394	16.8791	2393.7	5379.45	2484.86	7.99058

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN COMPUESTA (3n)

A_g	Y_{gsup}	J_x	r_x	S_{xinf}	S_{xsup}	$S_{x_{sup}}^V$	$3n$
[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[E _s /E _{H⁰}]}
182.007	26.2481	70,850	19.73	2099.15	2699.25	1771.26	23.9717

Propiedades mecánicas

$$F_y = 240 \text{ Mpa} \quad (F_y = F_{yf} = F_{yw})$$

Tensión de Fluencia del Material

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

Módulo de elasticidad del Acero

$$G = 77200 \text{ Mpa}$$

Módulo de elasticidad Transversal del Acero

$$f'_c = 35 \text{ Mpa}$$

Resistencia del Hormigón

$$\gamma H^0 = 2200 \text{ kg/m}^3$$

Peso específico del Hormigón

$$E_{H^0} = 25029 \text{ MPa}$$

$$\text{Módulo de elasticidad del hormigón (ACI): } E_h = 0.043 \cdot \gamma_{H^0}^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c}$$

VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"

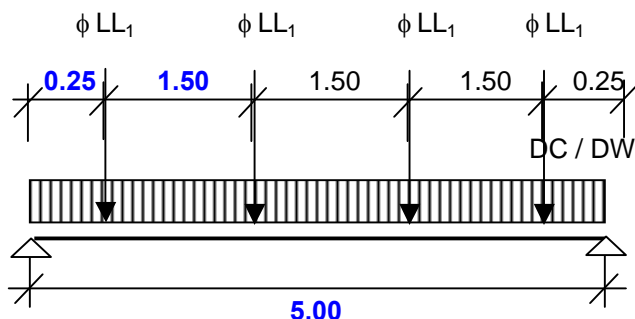
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

5.7.2. Solicitaciones

Esquemático

Cargas Actuantes:



$DC_1 = 0.08$ ton/m (Peso propio vigas)
 $DC_2 = 0.84$ ton/m (Peso propio Losa superior)
 $DW = 0.10$ ton/m (Cargas permentes adicionales)
 $\phi LL_1 = 12.40$ ton (Sobrecarga Servicio - Flexión)
 $\phi = 1.55$ Coeficiente de impacto

Determinación de las solicitaciones para las distintas acciones:

MOMENTOS FLEXORES VERTICALES					
Seccion [X/L]	L [m]	M_{DC1} [ton m]	M_{DC2} [ton m]	M_{DW} [ton m]	$M_{\phi LL1}$ [ton m]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.25	0.05	0.50	0.06	6.20
0.10	0.50	0.09	0.95	0.11	9.30
0.20	1.00	0.15	1.68	0.20	15.50
0.30	1.50	0.20	2.21	0.26	21.70
0.35	1.75	0.22	2.39	0.28	24.80
0.40	2.00	0.23	2.52	0.30	24.80
0.50	2.50	0.24	2.63	0.31	24.80

ESFUERZO DE CORTE VERTICAL					
Seccion [X/L]	L [m]	Q_{DC1} [ton]	Q_{DC2} [ton]	Q_{DW} [ton]	$Q_{\phi LL1}$ [ton]
0.00	0.00	0.19	2.10	0.25	24.80
0.05	0.25	0.17	1.89	0.23	24.80
0.10	0.50	0.15	1.68	0.20	12.40
0.20	1.00	0.12	1.26	0.15	12.40
0.30	1.50	0.08	0.84	0.10	12.40
0.35	1.75	0.06	0.63	0.08	12.40
0.40	2.00	0.04	0.42	0.05	12.40
0.50	2.50	0.00	0.00	0.00	12.40

COMBINACIONES DE CARGA				
COMBINACIONES	DC_1	DC_2	DW	ϕLL_1
RESISTENCIA I	1.25	1.25	1.50	1.75
RESISTENCIA IV	1.25	1.25	1.50	1.35
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	1.00
FATIGA	0.00	0.00	0.00	1.00

**VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"**

MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O

Fecha : 30/10/2016

Reviso : R.P.

Combinaciones de Carga:

Seccion [X/L]	L	RESISTENCIA I		RESISTENCIA IV		SERVICIO I		FATIGA	
		M _v	Q _v	M _v	Q _v	M _v	Q _v	M _v	Q _v
	[m]	[ton m]	[ton]	[ton m]	[ton]	[ton m]	[ton]	[ton m]	[ton]
0	0.00	0.00	46.64	0.00	36.72	0.00	27.34	0.00	24.80
0.05	0.25	11.62	46.32	9.14	36.40	6.80	27.09	6.20	24.80
0.1	0.50	17.73	24.29	14.01	19.33	10.44	14.43	9.30	12.40
0.2	1.00	29.72	23.65	23.52	18.69	17.53	13.93	15.50	12.40
0.3	1.50	41.38	23.00	32.70	18.04	24.37	13.42	21.70	12.40
0.35	1.75	47.09	22.67	37.17	17.71	27.69	13.16	24.80	12.40
0.4	2.00	47.29	22.35	37.37	17.39	27.85	12.91	24.80	12.40
0.5	2.50	47.45	21.70	37.53	16.74	27.98	12.40	24.80	12.40

5.7.3.- Verificación a Flexión - Para Secciones no Compuestas

Verificación de Esbeltez Local

Alma [6.10.4.1.2]

$$2 D_{cp} / b_w = 38.6614 \leq 3.76 \times \sqrt{E/F_{yc}} = 108.54 \quad \Longrightarrow \quad \text{Alma compacta}$$

$$D_{cp} \text{ Profundidad del alma en compresión para plastificación} = 18.41 \text{ cm}$$

$$F_{yc} \text{ Tension de Fluencia del ala comprimida} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\leq (0.75) 3.76 \times \sqrt{E/F_{yc}} = 81.41 \quad \Longrightarrow \quad \text{Verifica}$$

Ala [6.10.4.1.3]

$$B_{fs} / 2 hf_s = 6.29921 \leq 0.382 \times \sqrt{E/F_{yc}} = 10.97 \quad \Longrightarrow \quad \text{Ala compacta}$$

$$\leq (0.75) 0.382 \times \sqrt{E/F_{yc}} = 8.23 \quad \Longrightarrow \quad \text{Verifica}$$

Arriostramiento del ala a compresión [6.10.4.1.7]

$$L_b = 500 \text{ cm} > L_p = [0.124 - 0.0759 (M_l / M_p)] \times [r_y \times E / F_{yc}] = 479.13 \text{ cm}$$

Determinación del Momento Nominal

$$M_n = M_p = 37 \text{ ton m}$$

Resistencia nominal de la sección a flexión

$$\phi_b = 1.00 \quad \text{Factor de resistencia para Flexión}$$

$$\phi_b \times F_n \quad \text{Resistencia de diseño a Flexión}$$

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN			
COMBINACIÓN	M _u	M _n	chk
	[ton m]	[ton m]	
RESISTENCIA I	3.58	37.02	OK

Verificación a Deformación

$$\text{Flecha Admisible} \quad f_{adm} = L/300 = 16.7 \text{ mm}$$

$$\text{Flecha Máxima} \quad f_{m\acute{a}x} = 7.71 \text{ mm}$$

\Longrightarrow **VERIFICA**

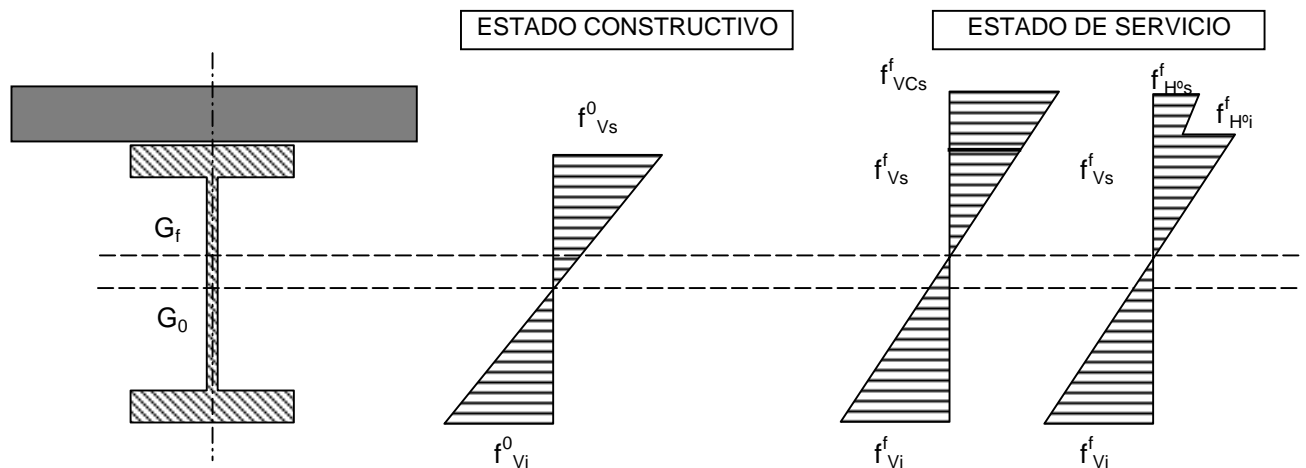
VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

5.7.4. Verificación de estados de uso

Determinación del Momento Flexor de Fluencia (M_Y)

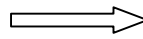
Se tiene en cuenta el procedimiento constructivo no disponiendo apuntalamientos; en tal caso, actúan en la sección de acero (peso propio viga + losa de Hormigón) y en la sección completa (Cargas permanentes adicionales y sobrecarga de uso).



$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3$$

$$F_Y = M_{D1} / S_{xi} + M_{D2} / S_{xi(SC)} + M_3 / S_{xi(SC)}$$

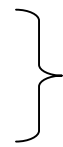
(*) Momentos Flexores factoreados (1.25 DC+1.5 DW)



$$M_3 = (F_Y - M_{D1} / S_{xi} - M_{D2} / S_{xi(SC)}) S_{xi(SC)}$$

Para el ala Superior $M_3^S = 114.1 \text{ ton m}$

Para el ala Inferior $M_3^I = 50.7 \text{ ton m}$



$$M_3 = 50.7 \text{ ton m}$$

$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3 = \mathbf{54.7 \text{ ton m}}$$

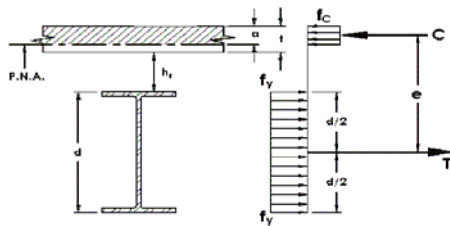
VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

Determinación del Momento Flexor de Plastificación (M_p)

Considerando la acción compuesta de Viga de acero y losa de Hormigón se estudia primero la posición del eje neutro:

CASO I : Eje Neutro en la placa



$$C = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

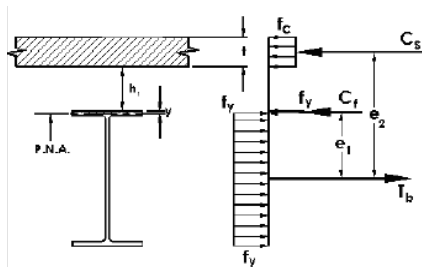
$$T = F_y \cdot A_s$$

Por equilibrio se debe cumplir $T = C \implies a = \frac{F_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 7.95 \text{ cm} < t$

Brazo de Palanca = $H/2 + h_r + t - a/2 = 36 \text{ cm} = e$

$$M_n = (A_s \times F_y) \times e = 85.23 \text{ ton m}$$

CASO II: Eje Neutro en el ala de la sección de Acero



$$C_s = \text{Fuerza de compresión en la Losa} = 0.85 f'_c \times b \times t = 595 \text{ ton}$$

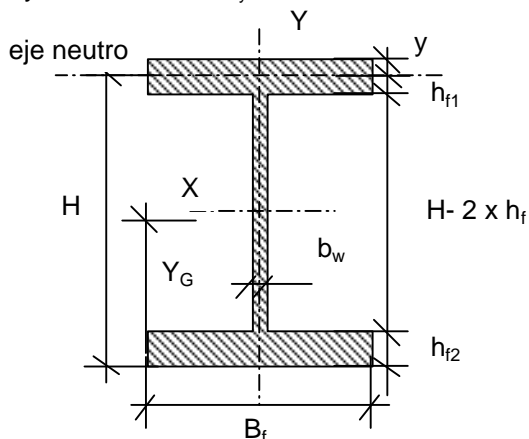
$$C_b = \text{Fuerza de compresión en la viga de Acero}$$

$$T_b = \text{Fuerza de Tensión en la Viga} = A_s \times F_y$$

$$C_f = \text{Fuerza de compresión en el Ala de la viga de acero} = A_f \times F_y = 76.2 \text{ ton (máxima)}$$

$$C_s + C_b = T_b \implies C_b = (A_s F_y - C_s) \times 0.50 = -179.21 \text{ ton} \implies C_b < C_f: \text{eje en el ala}$$

$$y = C_f / (B_f \times F_y) = -3.73 \text{ cm}$$



$$H = 43.73 \text{ cm}$$

$$B_f = 20 \text{ cm}$$

$$h_{f1} = 5.32 \text{ cm}$$

$$h_{f2} = 1.5875 \text{ cm}$$

$$b_w = 0.9525 \text{ cm}$$

$$H - h_{f1} - h_{f2} = 36.825 \text{ cm}$$

$$Y_G = 29.42 \text{ cm}$$

VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"

MEMORIA DE CÁLCULO

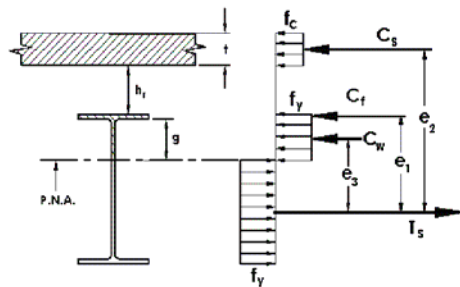
Preparo : F.O
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

$$e_1 = 14.31 \text{ cm}$$

$$e_2 = 10.58 \text{ cm}$$

$$M_n = C_f \times e_1 + C_s \times e_2 = 37.28 \text{ ton m}$$

CASO III: Eje Neutro en el alma de la sección de Acero

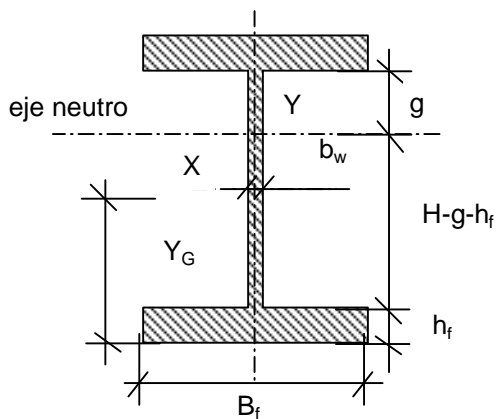


$$C_b = -179.21 \text{ ton}$$

$$C_f = \text{Fuerza de compresión en el Ala de la viga de acero} = A_f \times F_y = 76.2 \text{ ton (máxima)}$$

$$C_w = \text{Fuerza de compresión en el Alma de la viga de Acero} = C_b - C_f = -255.41 \text{ ton}$$

$$g = C_w / (b_w \times F_y) = -111.73 \text{ cm}$$



$$B_f = 20 \text{ cm}$$

$$h_f = 1.5875 \text{ cm}$$

$$b_w = 0.9525 \text{ cm}$$

$$H-g-h_f = 151.73 \text{ cm}$$

$$Y_G = 63.64 \text{ cm}$$

$$e_1 = -24.44 \text{ cm}$$

$$e_2 = -13.64 \text{ cm}$$

$$e_3 = 30.63 \text{ cm}$$

$$M_n = C_f \times e_1 + C_s \times e_2 + C_w \times e_3 = -178.04 \text{ ton m}$$

$$\Rightarrow M_p = 85.23 \text{ ton m}$$

VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

Verificación de Alma compacta

Alma

$$2 D_{cp} / b_w = 0 \leq 3.76 \times \sqrt{E/F_y} = 108.54 \quad \longrightarrow \quad \text{Alma compacta}$$

D_{cp} Profundidad del alma en compresión para el momento de plastificación = 0.00 cm

$D' = \beta \times (H + t + h_r) / 7.5 = 7.20 \text{ cm} \quad \beta = 0.90$

$D_p / D' = 1.10$

D_p Profundidad del eje neutro para el momento de plastificación = 7.95 cm

$$M_n \begin{cases} D_p / D' \leq 1 & = M_p & = 85.23 \text{ ton m} \\ 1 \leq D_p / D' < 5 & = (5M_p - 0.85M_y) / 4 + (0.85M_y - M_p) / 4 \times (D_p / D') & = 84.21 \text{ ton m} \end{cases}$$

$\longrightarrow M_n = 84.21 \text{ ton m}$

Resistencia nominal de la sección a flexión

$\phi_b = 1.00$ Factor de resistencia para Flexión

$\phi_b \times M_n$ Resistencia de diseño a Flexión

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN POSITIVA			
COMBINACIÓN	M	ϕM_n	chk
	[ton m]	[ton m]	
RESISTENCIA I	47.5	84	OK

Verificación a Deformación

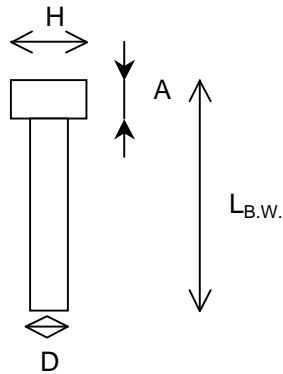
Flecha Admisible $f_{adm} = L/600 = 8.33 \text{ mm}$

Flecha Máxima (Solo sobrecarga) $f_{m\acute{a}x} = 2.68 \text{ mm}$

\longrightarrow VERIFICA

5.7.5. Conectores de corte

Se adoptan conectores de corte tipo Nelson - 5/8 x 6^{9/16} H4L



Calidad acero:

ASTM A-108

$$F_{yc} = 350 \text{ MPa}$$

$$F_{uc} = 420 \text{ MPa}$$

$$D = 1.59 \text{ cm}$$

5/8 "

$$A_{sc} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.79 \text{ cm}$$

$$H = 3.18 \text{ cm}$$

$$L_{B.W.} = 16.7 \text{ cm}$$

$$L_{A.W.} = 16.2 \text{ cm}$$

Fuerza de Corte Horizontal a transmitir

Caso I : Aplastamiento del hormigón

Caso II : Fluencia de la sección de Acero

$$V'_1 = 0.85 f'_c x b x t = 595 \text{ ton}$$

$$V'_2 = F_y x A_s = 236.6 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow V' = \min(V'_1; V'_2) = 236.6 \text{ ton}$$

Resistencia de los conectores de Corte

$$\phi_{sc} = 0.85 \text{ Factor de resistencia para Corte}$$

$\phi_{sc} Q_n$ Resistencia de diseño a Corte

$$Q_n = 0.50 x A_{sc} \text{ raiz}(f'_c E_c) < A_{sc} x F_u$$

$$9.26 \text{ ton} < 8.31 \text{ ton}$$

$$Q_n = 8.31 \text{ ton}$$

$$n = 34 \text{ Cantidad de conectores (media viga)}$$

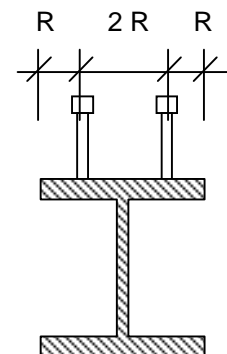
$$\text{Separación entre filas : } \min 2 x R = 2 x 1.25" = 63.5 \text{ mm (*)}$$

$$\text{Separación borde : } \min 1 x R = 1 x 1.25" = 31.75 \text{ mm (*)}$$

$$\text{Separación longitudinal : } \min = 3.33" = 84.582 \text{ mm (**)}$$

(*) Tabla 16 - Manual de diseño NELSON

(**) Tabla 6 - Manual de diseño NELSON



VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

Verificación a Fatiga [AASHTO 6.10.6]

$$2 D_c / b_w = 36.1316 \leq 5.70 \times \sqrt{E/F_{yw}} = 164.54$$

D_c Profundidad del alma en compresión para rango elásticas con sobrecargas = 17.21 cm duplicadas

$$f_{cf} = 114 \text{ Mpa} \leq F_y = 240 \text{ Mpa} \implies \text{VERIFICA}$$

f_{cf} Máxima tensión de compresión elástica para fatiga

5.7.6. Resistencia nominal de la sección a Corte (Sin Rigidizadores) [AASHTO 6.10.7]

Verificación en Sección Apoyo Extremo

$$\phi_v = 1.00 \quad \text{Factor de resistencia para Corte}$$

$$\phi_v V_n \quad \text{Resistencia de diseño a Corte}$$

$$D / b_w = 38.6614$$

$$V_n = \begin{cases} D/b_w < 2.46 \text{ raiz}(E/F_y) & = 71.0 \text{ (A)} \implies V_{n1} = 0.58 F_{yw} A_w & = 48.8 \text{ ton} \\ A < D/b_w < B & \implies V_{n2} = 1.48 b_w^2 \times \text{raiz}(E \times F_y) & = 93.0 \text{ ton} \\ D/b_w > 3.07 \text{ raiz}(E/F_y) & = 88.6 \text{ (B)} \implies V_{n3} = 4.55 E \times b_w^3 / D & = 213.5 \text{ ton} \end{cases}$$

$$V_n = 48.83 \text{ ton} \quad \text{Resistencia nominal al corte de cada alma}$$

$$\phi_v V_n = 48.83 \text{ ton} \quad \text{Resistencia al Corte}$$

Resistencia I

$$V_u = 46.64 \text{ ton} \implies \text{VERIFICA}$$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..39..de..43	02
		Preparo : F.O	
		Fecha : 30/10/2016	
		Reviso : R.P.	

5.7.7. Uniones

5.7.7.1. Soldadura Ala - Alma

ALAS SUPERIORES						
	DC ₁	DC ₂	DW	LL		
Q [ton]	0.17	1.89	0.23	24.80	RESISTENCIA I	
S [cm ³]	25.2016	25.2016	2528.15	2528.15		FATIGA
J [cm ⁴]	2.7E+04	2.7E+04	9.9E+04	9.9E+04		
τ [ton/cm]	1.6E-04	1.7E-03	5.7E-03	6.3E-01	1.11	0.63

Área de soldadura a = **6.00** mm Cateto de soldadura (mínimo s/ tabla 6.13.3.4.-1)
 g = 4.20 mm garganta efectiva
 n = **2.00** cantidad de cordones de Soldadura
 As = 0.8 cm²/cm Área de soldadura

Resistencia nominal de soldadura

$F_{n1} = \phi_1 * 0.60 * F_{exx}$ $\phi_1 =$ **0.80** corte en área efectiva. Sobre Electrodo
 $F_{n2} = \phi_2 * F_y$ $\phi_2 =$ **0.90** corte en área efectiva. Sobre material Base
 $F_{exx} =$ **70.00** ksi = 483 Mpa
 $F_y =$ 240 Mpa
 $F_{n1} =$ **232** Mpa
 $F_{n2} =$ **216** Mpa
 $R_n = \min(F_{n1}, F_{n2}) * A_s$
 $R_n =$ 1.81 ton/cm \implies **VERIFICA**

Verificación a Fatiga (AASHTO 6.6)

$$\left[\Delta F \right]_n = \left(\frac{A}{N} \right)^{1/3} \geq 1/2 \left[\Delta F \right]_{TH} \quad \text{Resistencia Nominal a Fatiga}$$

con A = **3.9E+12** Mpa³ de tabla 1 para Categoría de detalle B

 N = **2.0E+06** Cantidad de Ciclos

$$\left[\Delta F \right]_{TH} =$$
 110 Mpa de tabla 3 para Categoría de detalle B

$$\left[\Delta F \right]_n =$$
 125 Mpa

$R_n =$ 1.05 ton/cm \implies **VERIFICA**

VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A"

MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

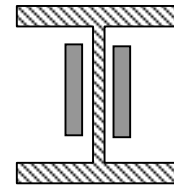
5.7.7.2. Unión con Viguetas

$R_u = 46.64 \text{ ton}$ 1.55473 ton/cm por unidad de largo de soldadura

Área de soldadura $a = 10.00 \text{ mm}$ Cateto de soldadura (mínimo s/ tabla 6.13.3.4.-1)
 $g = 7.00 \text{ mm}$ garganta efectiva
 $n = 2.00$ cantidad de cordones de Soldadura
 $L = 300.00 \text{ mm}$ longitud de la soldadura
 $As = 1.4 \text{ cm}^2/\text{cm}$ Área de soldadura

Resistencia nominal de soldadura

$F_{n1} = \phi1 * 0.60 * F_{exx}$ $\phi1 = 0.80$ corte en área efectiva. Sobre Electrodo
 $F_{n2} = \phi2 * F_y$ $\phi2 = 0.90$ corte en área efectiva. Sobre material Base
 $F_{exx} = 70.00 \text{ ksi} = 483 \text{ Mpa}$
 $F_y = 240 \text{ Mpa}$
 $F_{n1} = 232 \text{ Mpa}$
 $F_{n2} = 216 \text{ Mpa}$
 $R_n = \min(F_{n1}, F_{n2}) * As$
 $R_n = 3.02 \text{ ton/cm}$ \Rightarrow **VERIFICA**



Verificación a Fatiga (AASHTO 6.6)

$R_{uL} = 19.08 \text{ ton}$ 0.636 ton/cm por unidad de largo de soldadura para sobrecarga

$$\left[\Delta F \right]_n = \left(\frac{A}{N} \right)^{1/3} \geq 1/2 \left[\Delta F \right]_{TH}$$
 Resistencia Nominal a Fatiga

con $A = 3.6E+11 \text{ Mpa}^3$ de tabla 1 para Categoría de detalle E

$N = 2.0E+06$ Cantidad de Ciclos

$\left[\Delta F \right]_{TH} = 31 \text{ Mpa}$ de tabla 3 para Categoría de detalle E

$\left[\Delta F \right]_n = 57 \text{ Mpa}$

$R_n = 0.79 \text{ ton/cm}$ \Rightarrow **VERIFICA**

5.8. Arriostramiento Superior

5.8.1. Verificaciones Diagonales

$$T_u = 6.60 \text{ ton} \quad \text{Esfuerzo máximo de Tracción}$$

Propiedades mecánicas

$$F_y = 240 \text{ Mpa} \quad (F_y = F_{yf} = F_{yw}) \quad \text{Tensión de Fluencia del Material}$$

$$E = 200000 \text{ Mpa} \quad \text{Módulo de elasticidad Longitudinal}$$

$$G = 77200 \text{ Mpa} \quad \text{Módulo de elasticidad Transversal}$$

Características del perfil adoptado Perfiles UPN : **100**

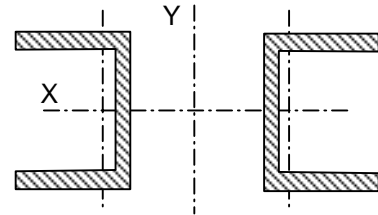
PERFIL SIMPLE						PERFIL COMPUESTO					
A_g	J_x	J_y	r_x	r_y	e_y	A_g	J_x	sep	J_y	r_x	r_y
[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm]
13.5	206	29.3	3.90631	1.47322	1.55	27	412	40	12,597	3.91	21.60

Resistencia nominal de la sección a Tracción

$$\phi_c = 0.95 \quad \text{Factor de resistencia para Tracción}$$

$$\phi_t \times P_n \quad \text{Resistencia de diseño a Tracción}$$

$$P_n = F_y \times A_g = 64.8 \text{ ton}$$



Verificación de Esbeltez

$$L_y / r_y = 1240 / 21.60 = 57.4066 \leq 200 \quad (\text{AASHTO 6.8.4}) \quad \Rightarrow \quad \text{VERIFICA}$$

$$L_x / r_x = 620 / 3.91 = 158.718 \leq 200 \quad (\text{AASHTO 6.8.4})$$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4A" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..42..de..43	02
		Preparo : F.O	
		Fecha : 30/10/2016	
		Reviso : R.P.	

6. Reacciones de Apoyo

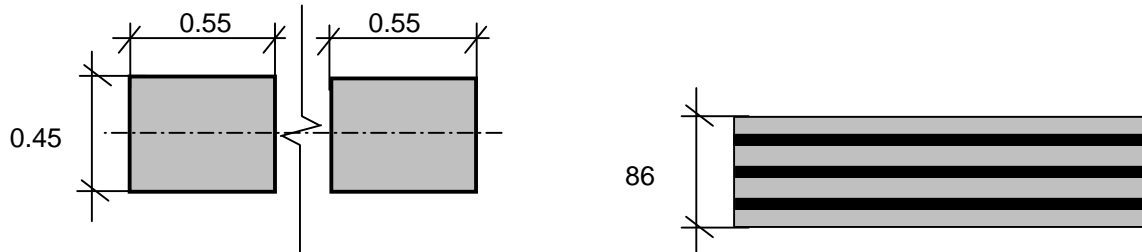
Resumen - Cargas por Estribo

Nº	Estado	Fuerzas			Momentos		Fuerzas		Momentos	
		V ton	H _{long.} ton	H _{trans.} ton	M _{long.} ton.m	M _{trans.} ton.m	Hx ton	H _z ton	Mz ton.m	Mx ton.m
1	Vacío	171.82	5.30	14.00	0.00	0.00	5.30	14.00	0.00	0.00
2	Cargado	494.22	51.36	21.40	0.00	0.00	51.36	21.40	0.00	0.00

Nota : Corresponde a la reacción total por eje de apoyo.

7.- Apoyos de neopreno Armado

Geometría



Dureza Shore **60**

Solicitaciones (por eje de apoyo)

$$V_{\text{máx}} = \mathbf{494.22} \text{ ton} \quad H_{V \text{ máx}} = \mathbf{51.36} \text{ ton}$$

$$V_{\text{mín}} = \mathbf{171.82} \text{ ton} \quad H_{V \text{ máx}} = \mathbf{14.00} \text{ ton}$$

Adoptado por eje de apoyo: pastillas: **0.45** m x **1.10** m en 2 pastillas 0.45 x 0.55

$$h_{\text{neta}}: \mathbf{56.00} \text{ mm}$$

Recubrimiento exterior =	3	mm
Espesor placas =	3	mm
Espesor capas de goma =	8	mm c/u
cantidad de capas	7	

$$\sigma_{\text{máx}} = 998 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm máx}} = \mathbf{1000} \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 347 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{\text{adm mín}} = \mathbf{250} \text{ ton/m}^2$$

Verificación máxima distorsión

$$\Delta L_{\text{tab}} = 6.00 \text{ mm} \quad (\text{temperatura})$$

$$\Delta L_{\text{fren}} = 26.05 \text{ mm} \quad (\text{frenado})$$

$$\Delta L_{\text{tot}} = 32.05 \text{ mm}$$

$$\text{tg } \gamma = 0.57 < \text{tg } \gamma_{\text{máx}} = \mathbf{0.70} \quad \Rightarrow \quad \text{Verifica distorsión}$$



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

SUPERESTRUCTURA VIADUCTO - SECCIÓN "S4B"
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	F.O.	ESCALAS : -	FECHA: 29/11/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0107-01
ELAB.	F.O.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4B" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..2..de..48	01
		Preparo : F.O Fecha : 29/11/2016 Reviso : 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 y verificaciones estructurales

6.- Reacciones de apoyo.

7.- Apoyos de neopreno

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4B" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..48	01
		Preparo : F.O Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la sección tipo S4 utilizada para puentes ferroviarios de las vías del Belgrano Sur sobre la Avenida Pinedo, en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Este puente permitirá el cruce vehicular y peatonal bajo las vías del ferrocarril.

Se trata de un puente único para ambas ramas de vías. Se proyecta un tablero de estructura metálica isostática, sobre infraestructura de hormigón armado y fundaciones indirectas sobre pilotes.

El tablero ferroviario se materializa con una estructura mixta hormigón armado - Acero, teniendo en cuenta que se trata de un cruce urbano y se necesita un tablero del tipo cerrado. El mismo cuenta con vigas longitudinales (largueros) ubicados en correspondencia con cada riel y que apoyan en vigas transversales (viguetas) ubicadas cada aproximadamente 5m.

La Superestructura se completa con 2 vigas reticuladas externas que conforman la estructura resistente longitudinal. Para la estabilidad del conjunto se considera un reticulado superior formado por los cordones superiores de las vigas longitudinales y con el agregado de montantes y diagonales.

Las fundaciones indirectas con pilotes ejecutadas in situ, han sido proyectadas en base a los estudios de suelos específicamente realizados al efecto.

El cálculo de solicitaciones se realiza de acuerdo con los lineamientos del "Reglamento Argentino para el proyecto y construcción de puentes ferroviarios de acero remachado" de Ferrocarriles Argentinos. El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo a AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

Los materiales previstos en este Proyecto son:

Hormigón Infraestructura:	H- 21	$\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$
Acero para Estructura Metálica	F- 24	$\sigma'_F = 240 \text{ kg/cm}^2$

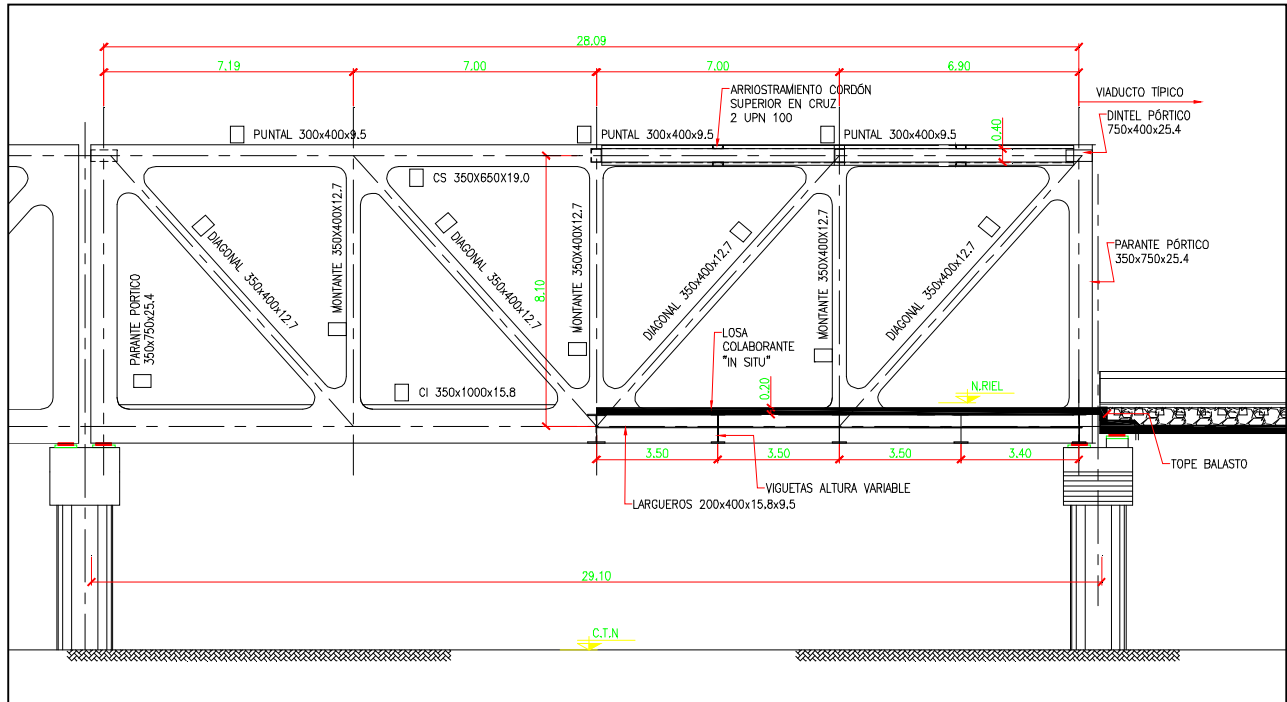
Documentos relacionados:

Estudio de suelos Ing. Guerrero n° 4498.271/39, sondeo n°1

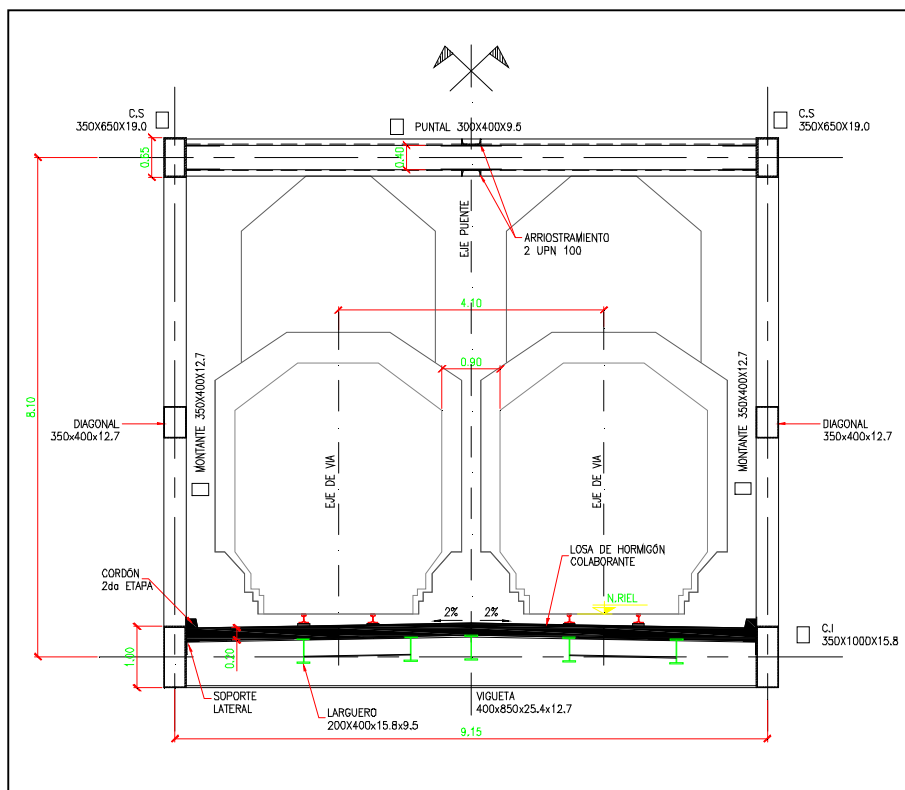
II.- SUPERESTRUCTURA

1.- Geometría

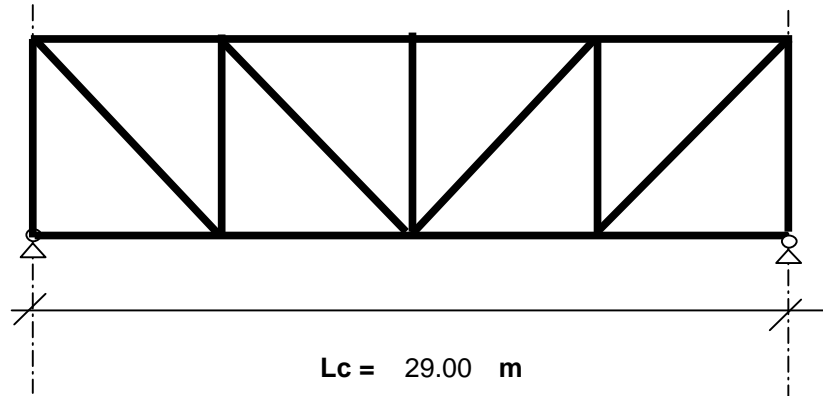
SEMI CORTE-SEMI VISTA



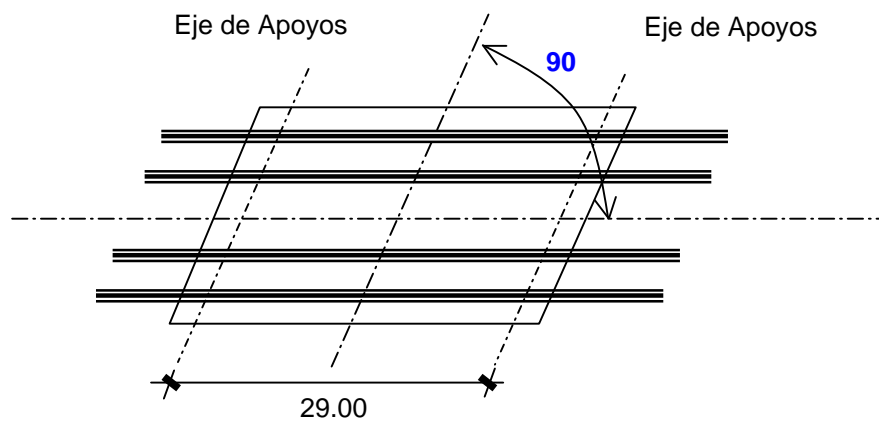
SECCIÓN TRANSVERSAL



2.- Esquema Estático



Planta General.



Cantidad de tramos = **1**

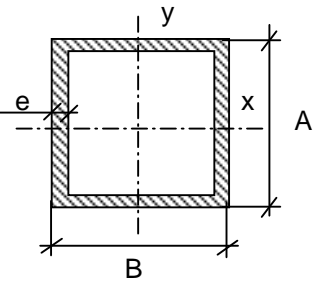
Luz total de Puente = 29.0 m

Inclinación de apoyos = **90** ° = 1.57 rad

3.- Características geométricas de la Sección Transversal

Vigas Reticuladas Principales

PERFILES TIPO TUBO								
ELEMENTO	A	B	e	A _g	J _x	J _y	r _x	r _y
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm]	[cm]
Cordón Superior	65	35	19.1	2358.39	806,018	232,306	18.4869	9.92482
Cordón Inferior	100	35	1.58	416.614	507,005	96,801	34.885	15.2431
Montante Típ.	40	35	1.27	184.048	44,476	36,151	15.5452	14.015
Montante Ext.	75	35	2.54	532.994	378,184	111,904	26.6373	14.4898
Diagonal Típ.	40	35	1.27	184.048	44,476	36,151	15.5452	14.015
Diagonal Ext.	60	35	1.58	290.214	142,748	61,480	22.1781	14.5549
Puntal Tip. (arr.)	40	30	0.95	129.39	30,491	19,553	15.351	12.2929
Puntal Ext. (arr.)	35	75	2.54	532.994	111,904	378,184	14.4898	26.6373



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4B" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..7..de..48	01
		Preparo : F.O Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

4.- Análisis de Cargas

Categoría	TROCHA: ANGOSTA
Número de vías	2
Ancho de pasarelas / Andenes (AnAnd):	0.00 m
Luz entre ejes de pila	Lp = 29.80 m
Luz de cálculo	Lc = 29.00 m

4.1. Cargas permanentes

Superestructura Metálica						3.85 ton/m
Losa de Cierre	0.20	m x	8.80	m x	2.40 ton/m ³	= 4.22 ton/m
Cordón Lateral			0.05	m ² x	2.40 ton/m ³	= 0.12 ton/m
Riel y fijaciones						0.40 ton/m
Balasto			0.00	m ² x	2.00 ton/m ³	= 0.00 ton/m
Durmientes			0.00	m ² x	1.80 ton/m ³	= 0.00 ton/m
Pantallas y barandas						0.00 ton/m
Otros						0.00 ton/m
 Total de carga permanente						g = 8.59 ton/m

4.2. Cargas de tránsito

4.2.1. Determinación del coeficiente de impacto

Altura de relleno	h _r = 0.00 m
Luz determinante del coeficiente de impacto	L _φ = 29.00 m
 Coeficiente de impacto (Art. 9 - 3º)	 ∅ ₀ = 1.29

4.2.2. Sobrecarga debido a vereda

Tipo de tránsito	PRIVADO
Ancho de vereda	0.00 m
 Sobrecarga debido a vereda	 q _{veredas} = 0.00 ton/m

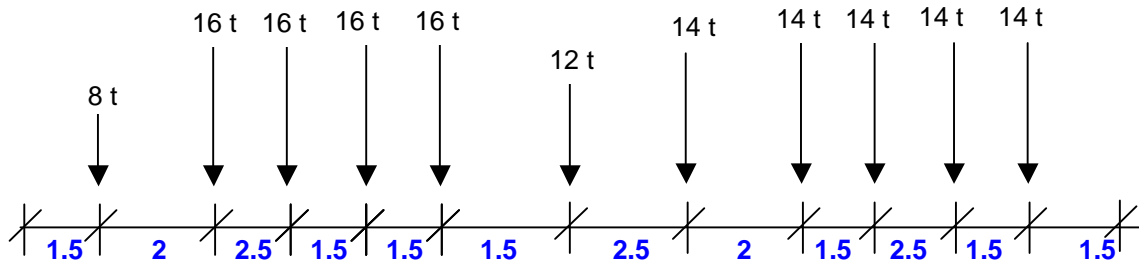
VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4B"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 29/11/2016
Reviso : R.P.

4.2.3. Sobrecarga debido al material rodante

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

Esquema de Cargas para Locomotora +Tender (Art. 7)



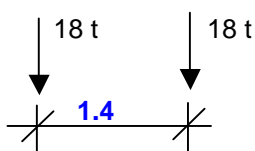
De acuerdo con el (Art. 7 - Punto 7º) se deben considerar ambas vías cargadas en simultaneo. Adicionalmente se considera el tren de carga circulando por cada una de las vías.

Se generan estados de carga cambiando la posición del tren de cargas cada 1.00 m buscando las máximas sollicitaciones en los distintos elementos.

Cargas equivalentes uniformemente distribuidas

Luz de Cálculo	29.00 m
Cantidad de vías	2.00
Carga uniformemente distribuida (Momentos Flexores)	$p = 7.63$ ton/m
Carga uniformemente distribuida (Esfuerzos Cortantes)	$p' = 8.41$ ton/m
Considerando la cantidad de vías en simultaneo:	
	$p = 15.26$ ton/m
	$p' = 16.82$ ton/m
Considerando impacto	
	$p = 19.69$ ton/m
	$p' = 21.70$ ton/m

Para viguetas y Largueros se comparan las sollicitaciones obtenidas del paso del tren de cargas explicitado anteriormente con el siguiente:



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4B" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..9..de..48	01
		Preparo : F.O Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

4.3.Cargas Horizontales

4.3.1 Frenado y Arranque (LF)

Lt = **29.0** m (Se consideran 1 tramos cargados)

HF = 34.84 ton

Ejes de apoyo= **2.00**

Reacción por eje de apoyo (por eje de vía) **HF = 17.42 ton**

4.3.2 Viento

4.3.2.1 Puente Cargado (W1)

Reacción por eje de apoyo [150 kg/m²] Área Expuesta = **85.74** m² **HWc = 12.96 ton**

Altura de aplicación de la fuerza axil (respecto al nivel del riel) **2.44 m**

4.3.2.2 Puente Descargado (W2)

Reacción por eje de apoyo [250 kg/m²] = 85.74 m² **HWd = 10.72 ton**

Altura de aplicación de la fuerza axil (respecto al nivel del riel) **3.39 m**

4.3.3. Fuerzas centrifugas horizontales (CF)

Radio de la curva **300** m

Velocidad maxima del tren (es función del radio de curvatura) **29.2** 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 centrifuga producida **Hf = P x V² / 127 x R = 0.36** ton/m

Reacción por eje de apoyo **HFc = 5.19 ton**

4.3.4. Choque lateral del tren (balanceo) (LL?)

Fuerza lateral del tren (solo en tramos rectos - aplicada en nivel sup. riel) **4.00** ton

Reacción por eje de apoyo **Hb = 4.00 ton**

VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4B"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
 Fecha : 29/11/2016
 Reviso : R.P.

4.3.5. Variaciones de longitud de tablero.

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

$$L = 29.00 \text{ m}$$

$$\Delta L t = 35 \times 10^{-5} \times L t / 2 = 4.35 \text{ mm}$$

$$\Sigma 4.35 \text{ mm}$$

$$0.30 \text{ mm/m}$$

Utilizando apoyos de Neopreno Armado

$$h_{\text{neta}} = 56.00 \text{ mm}$$

$$HL_{\Delta L} = G \times F \times \Delta L / h_{\text{neta}} = 1.92 \text{ ton}$$

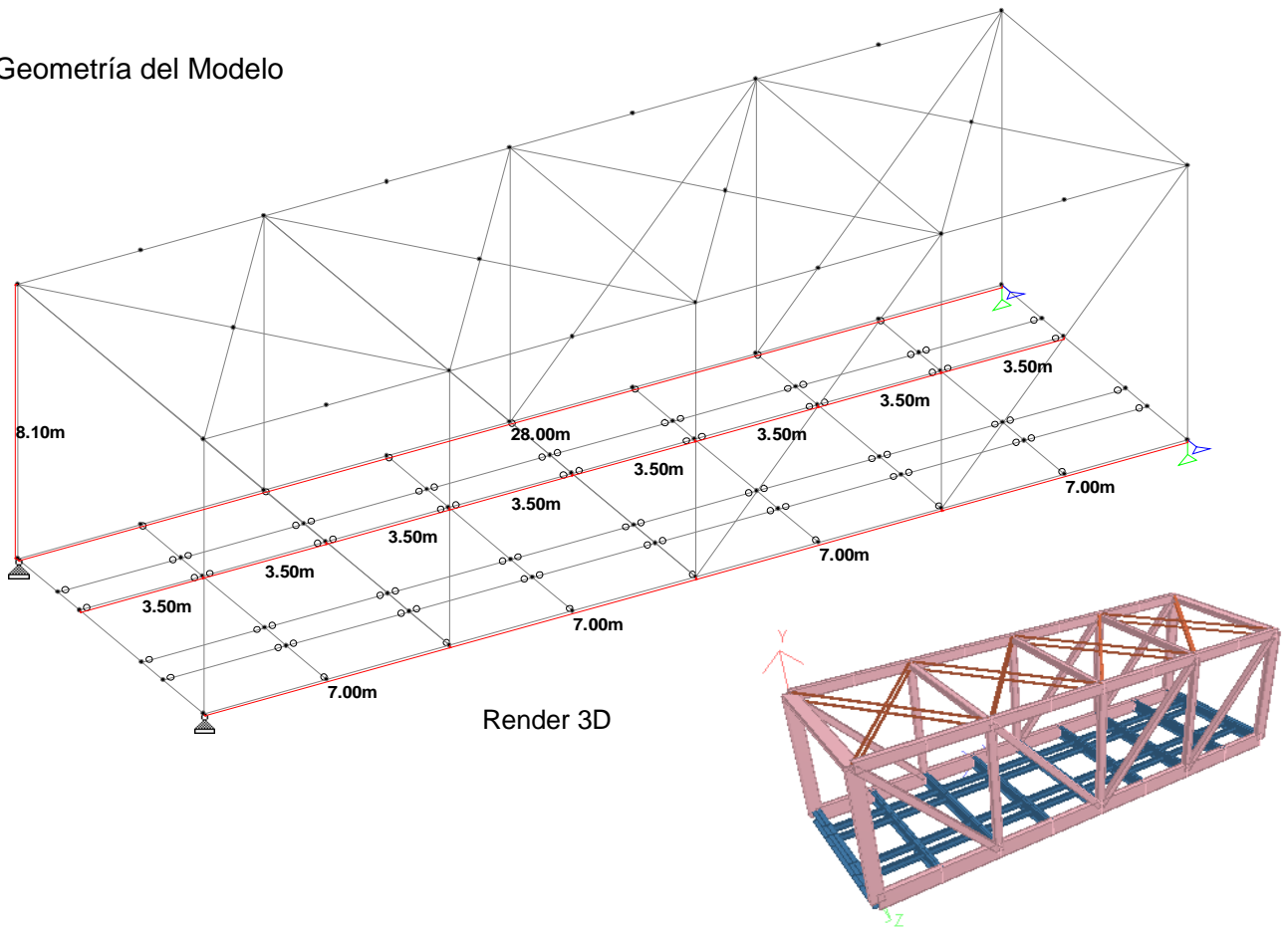
(Por apoyo)

5.- Cálculo de Solicitaciones y verificación de secciones

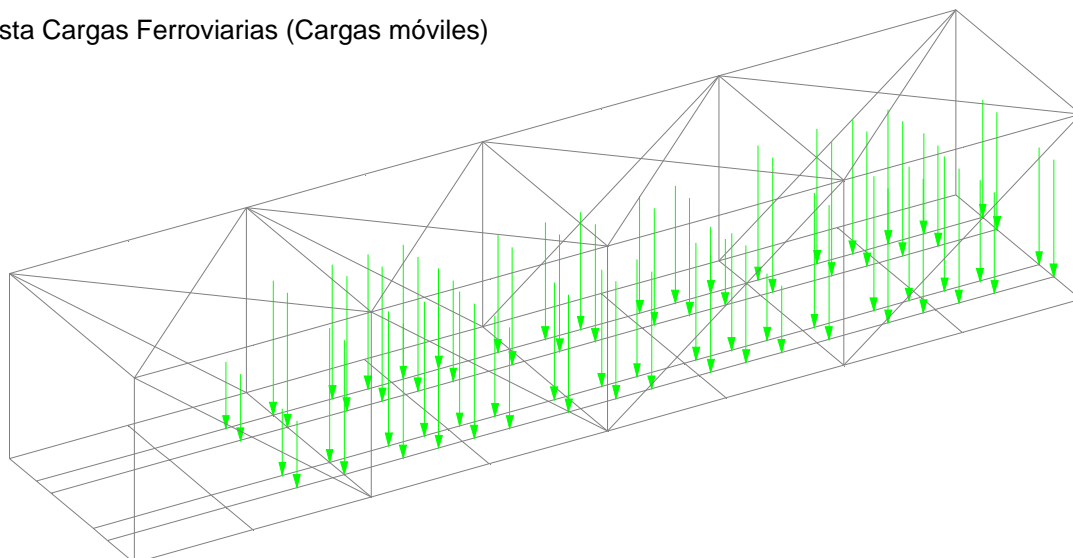
5.1. Modelo de Cálculo

Se analiza un modelo tridimensional de barras, mediante un proceso Staad pro. Se dimensionan con este modelo los elementos pertenecientes a las vigas reticuladas laterales y sistema de arriostramiento de cubierta. No se consideran en el modelo las cargas de Frenado y bamboleo.

Geometría del Modelo



Vista Cargas Ferroviarias (Cargas móviles)



VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4B"

Preparo : F.O


Fecha : 29/11/2016

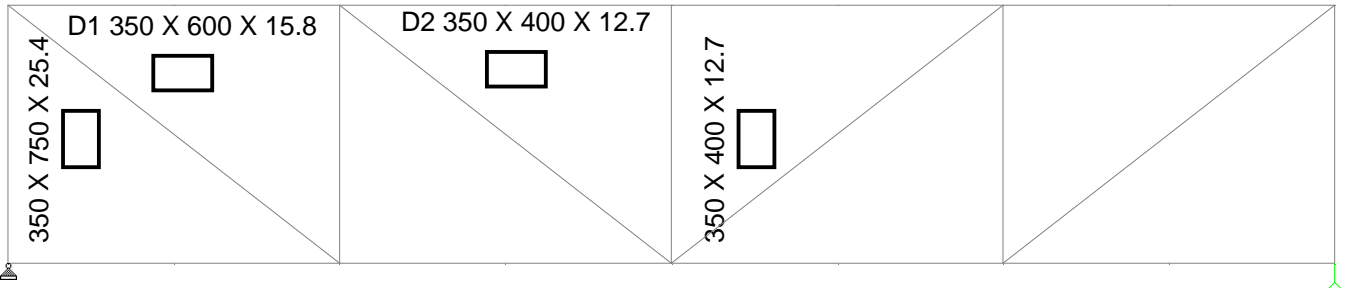
Reviso : R.P.


MEMORIA DE CÁLCULO

5.2. Elementos estructurales


Vigas Laterales

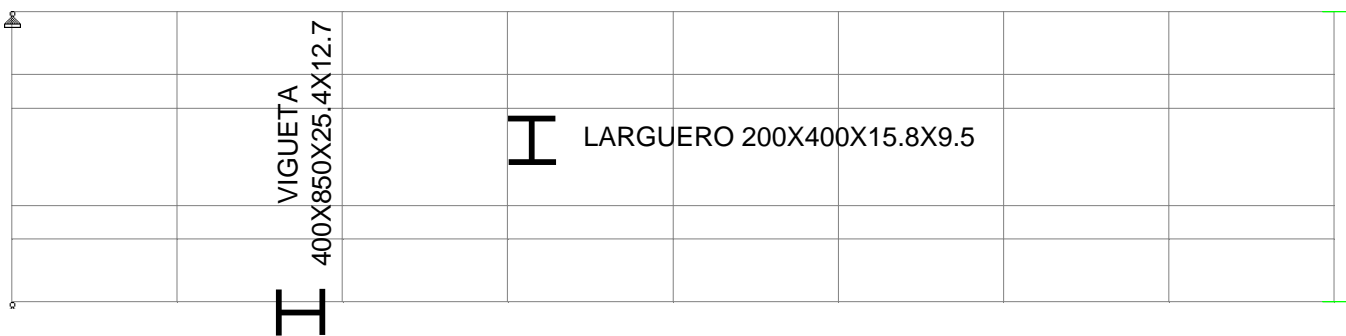
 C.S 350 X 650 X 15.8




 C.I 350 X 1000 X 15.8

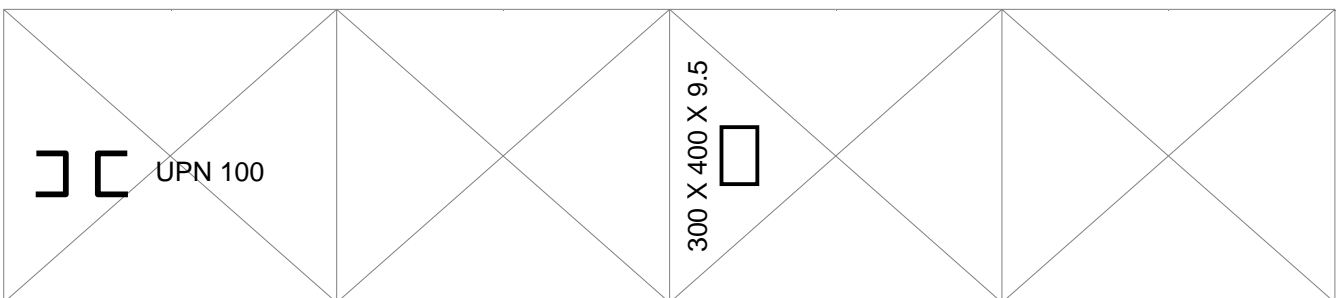
Planta inferior

 C.I 350 X 1000 X 15.8



Planta Superior

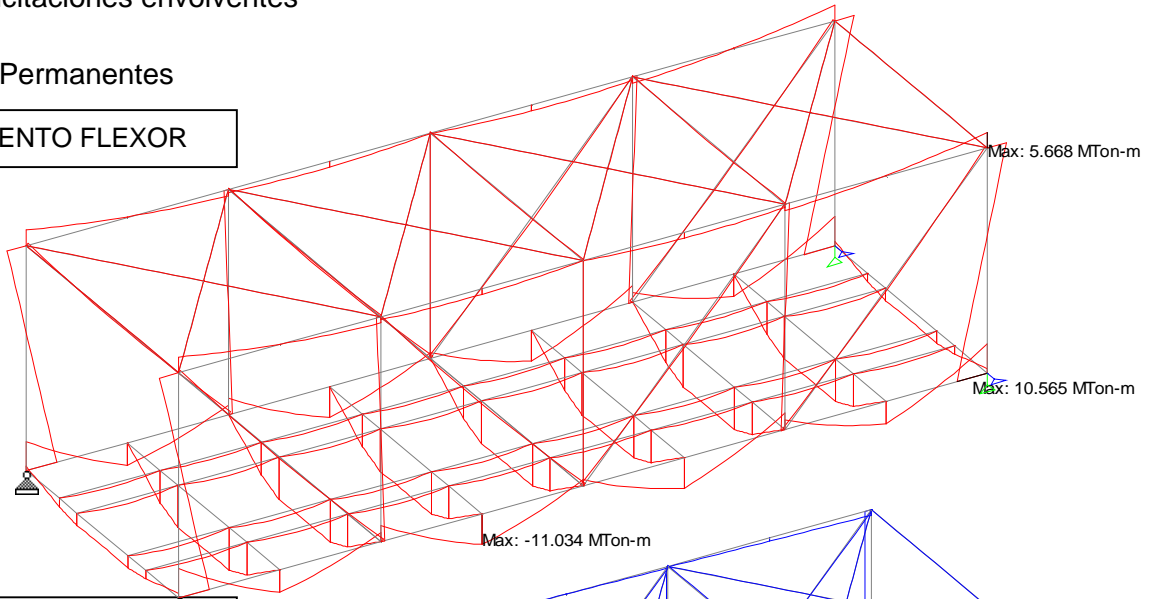
 C.S 350 X 650 X 15.8



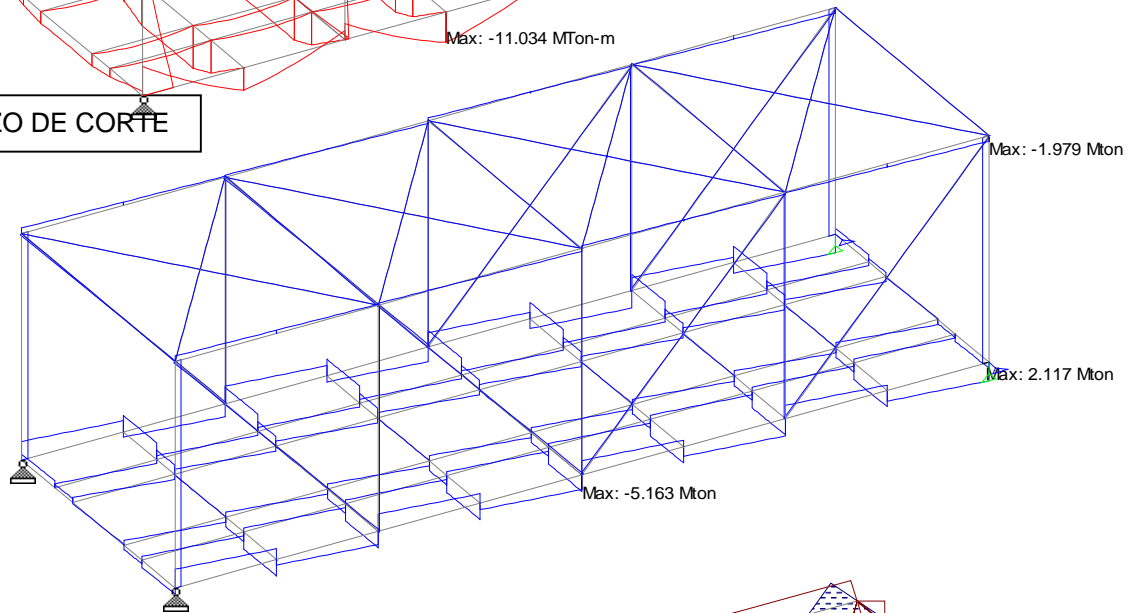
5.3. Solicitaciones envolventes

Cargas Permanentes

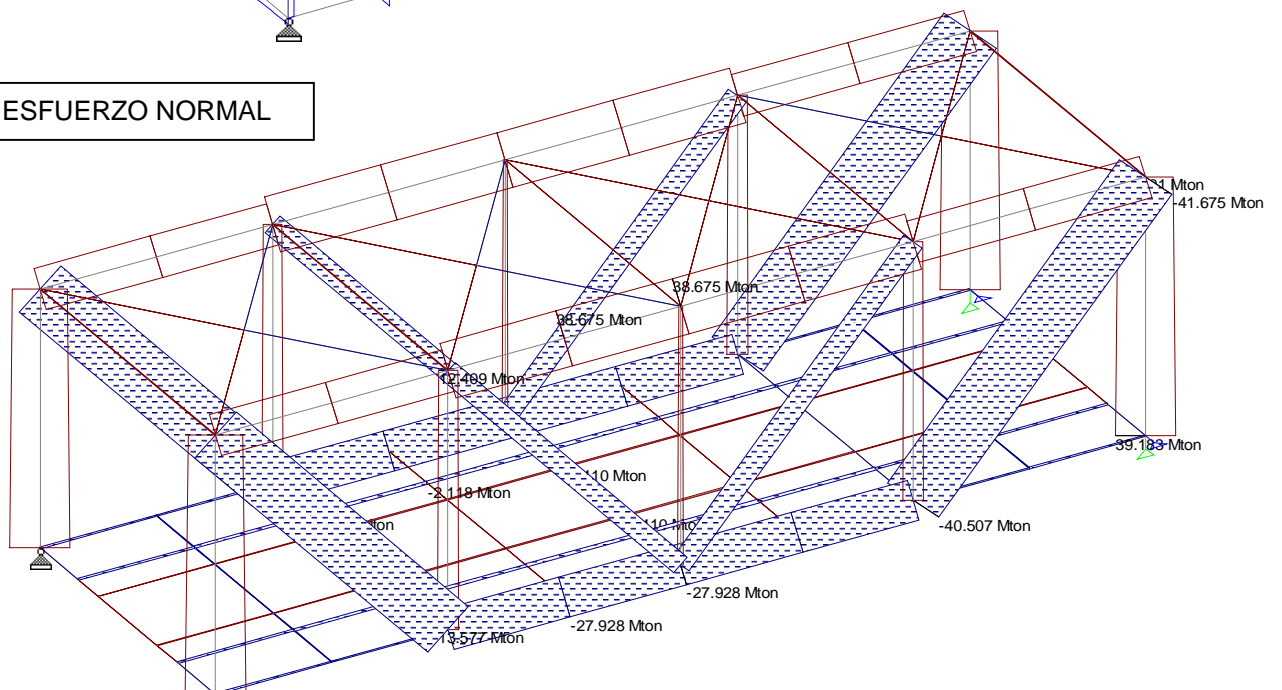
MOMENTO FLEXOR



ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL



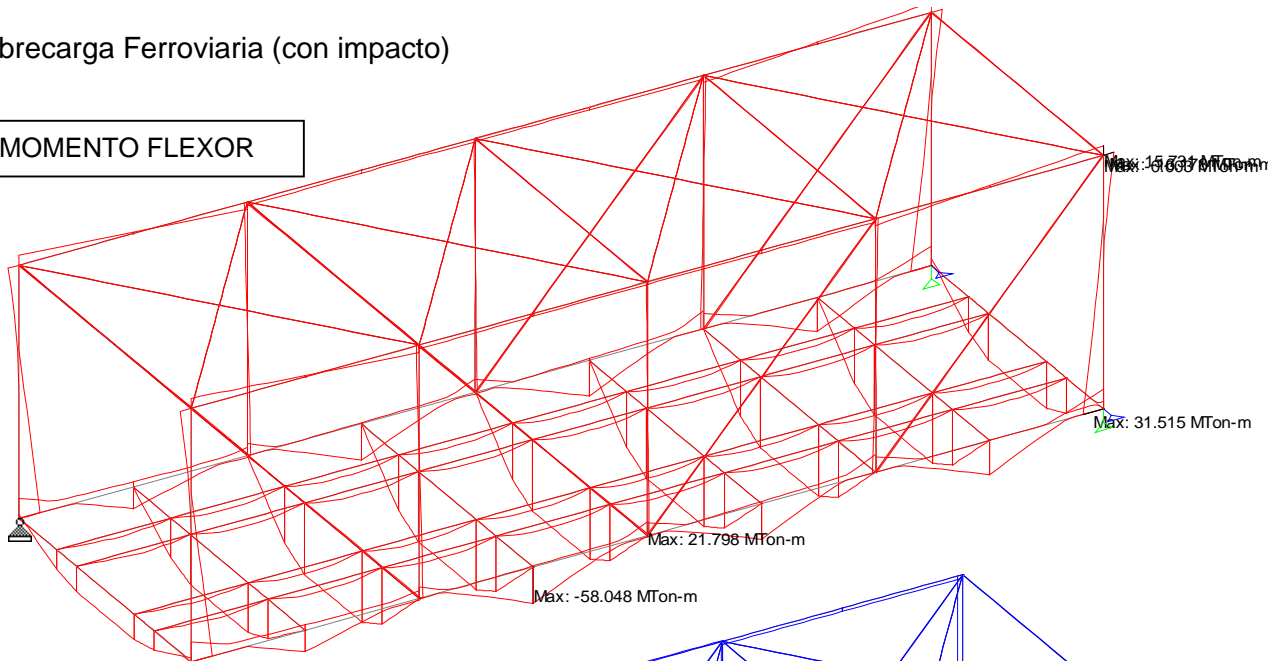
PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4B"
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..14..de..48 **01**

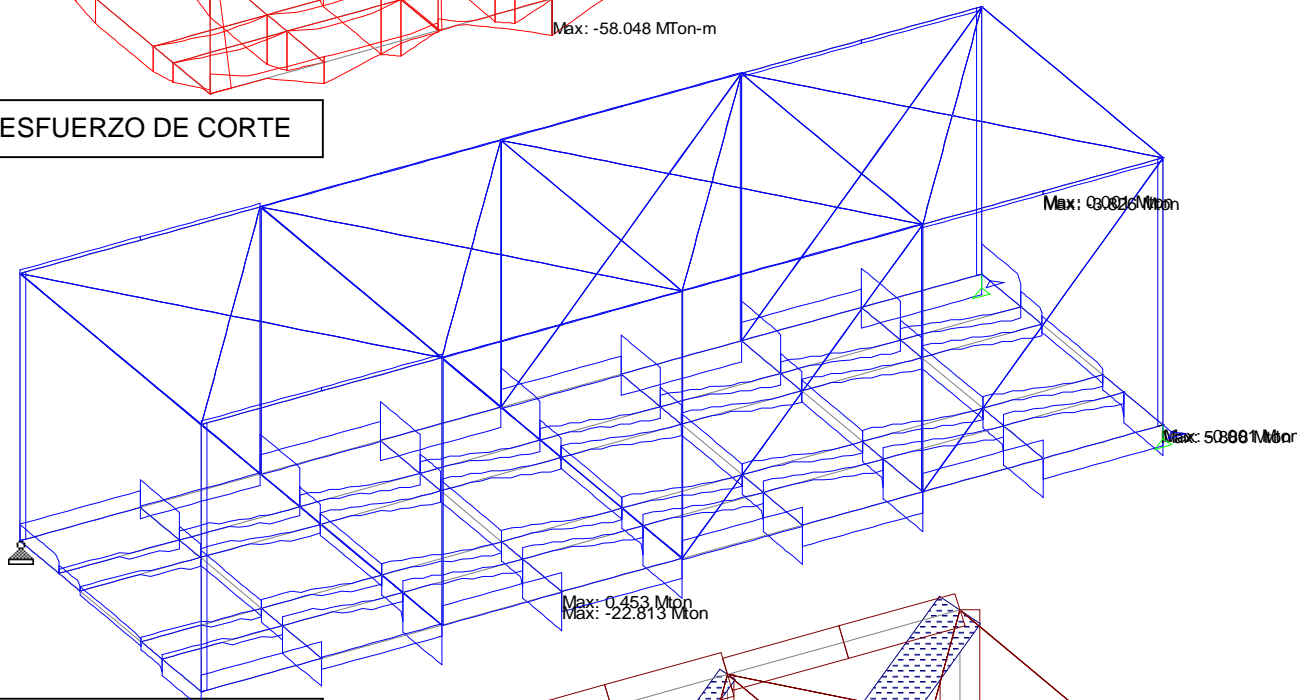
Preparo : F.O
 Fecha : 29/11/2016
 Reviso : R.P.

Sobrecarga Ferroviaria (con impacto)

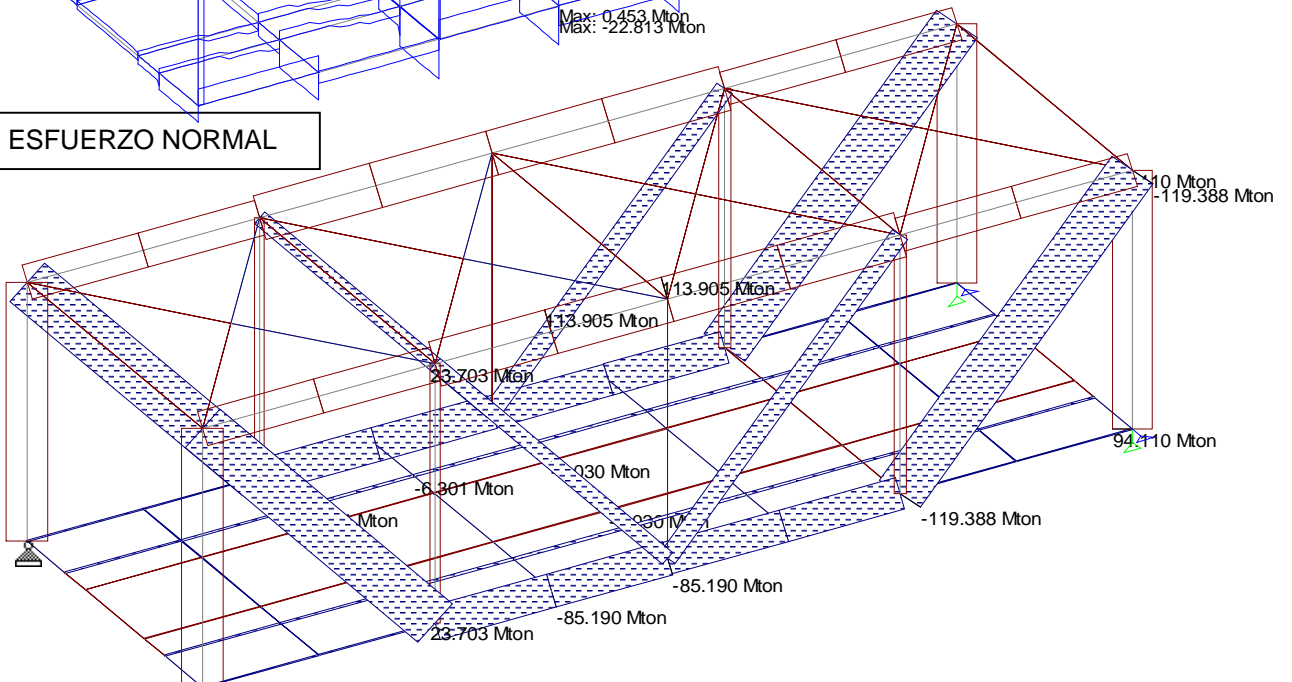
MOMENTO FLEXOR



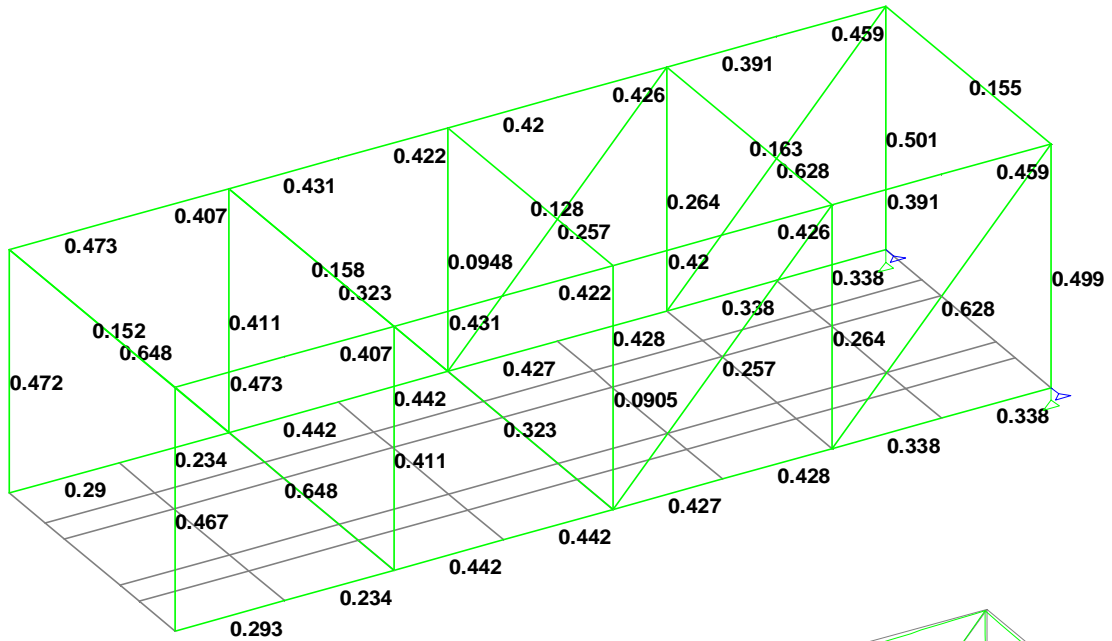
ESFUERZO DE CORTE



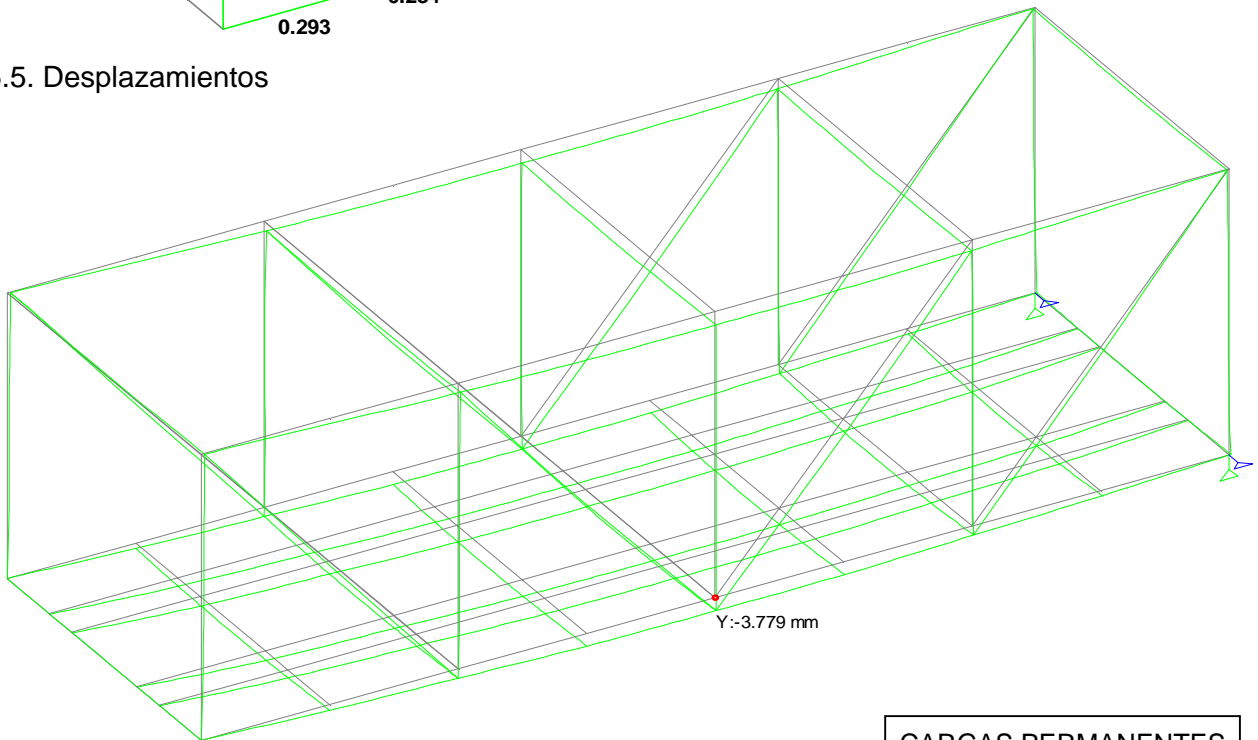
ESFUERZO NORMAL



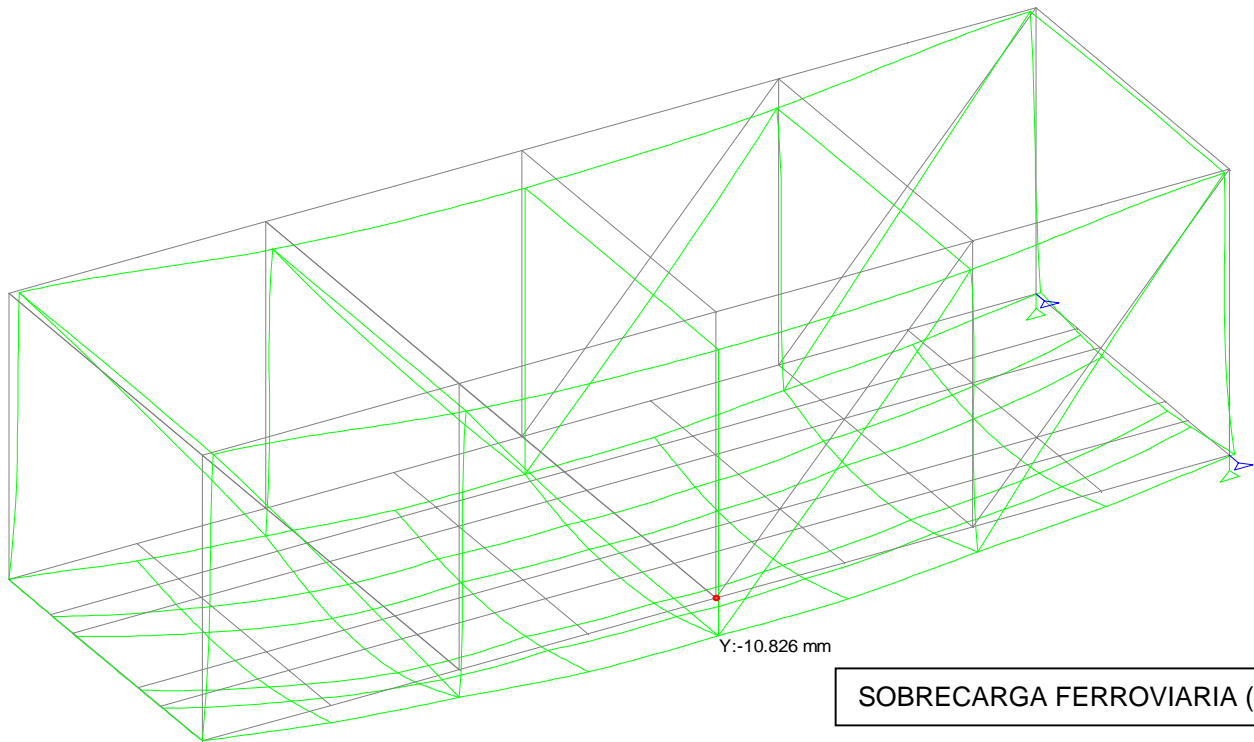
5.4. Resumen de Verificaciones estructurales



5.5. Desplazamientos



CARGAS PERMANENTES



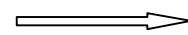
Verificación a Deformación

Flecha Admisible

$$f_{adm} = L/600 = 48.3 \text{ mm}$$

Flecha Máxima (Solo sobrecarga)

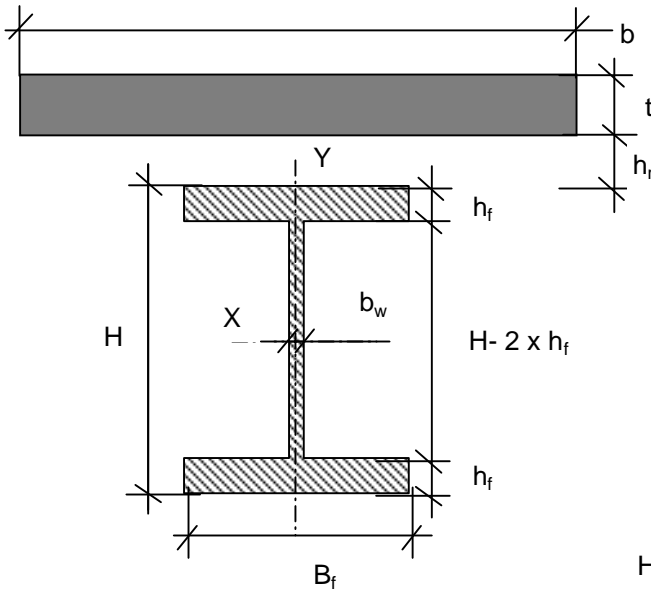
$$f_{máx} = 10.80 \text{ mm}$$



VERIFICA

5.6. Verificaciones Estructurales Viguetas

5.6.1. Geometría



Ancho efectivo de losa (s/AASHTO-Viga int)

$$b_1 = L / 4 = 2.29 \text{ m}$$

$$b_2 = \text{Sep viga} = 3.50 \text{ m}$$

$$b_3 = B_f + 12 t = 3.60 \text{ m}$$

$$b = 2287.5 \text{ mm} = 228.75 \text{ cm}$$

$$t = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

$$h_r = 0 \text{ mm} = 0 \text{ cm}$$

$$H = 850 \text{ mm} = 85 \text{ cm}$$

$$B_f = 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

$$h_f = 25.4 \text{ mm} = 2.54 \text{ cm}$$

$$b_w = 12.7 \text{ mm} = 1.27 \text{ cm}$$

$$H - 2 \times h_f = 799.2 \text{ mm} = 79.92 \text{ cm}$$

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS VIGA DE ACERO

A_g	J_x	J_y	Z	S_x	S_y	r_x	r_y	J_D	C_w
[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁶]
304.698	399,556	27107	10405.9	9401.31	1355.35	36.2121	9.43204	491.557	4.6E+07

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN COMPUESTA (n)

A_g	Y_{gsup}	J_x	r_x	S_{xinf}	S_{xsup}	S_{xsup}^V	n
[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[E _s /E _H]
877.248	28.2351	966,766	33.197	12593.8	34239.9	11373.7	7.99058

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN COMPUESTA (3n)

A_g	Y_{gsup}	J_x	r_x	S_{xinf}	S_{xsup}	S_{xsup}^V	3n
[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[E _s /E _H]
495.548	42.2807	729,358	38.3643	11628.9	17250.4	8580.68	23.9717

Propiedades mecánicas

$$F_y = 240 \text{ Mpa} \quad (F_y = F_{yf} = F_{yw})$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$G = 77200 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 35 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_{H^0} = 2200 \text{ kg/m}^3$$

$$E_{H^0} = 25029 \text{ MPa}$$

Tensión de Fluencia del Material

Módulo de elasticidad del Acero

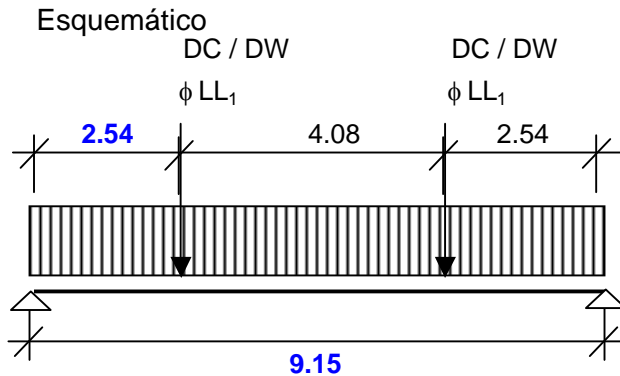
Módulo de elasticidad Transversal del Acero

Resistencia del Hormigón

Peso específico del Hormigón

$$\text{Módulo de elasticidad del hormigón (ACI): } E_h = 0.043 \cdot \gamma_{H^0}^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c}$$

5.6.2. Solicitaciones



Cargas Actuantes:

DC ₁ =	0.24	ton/m	(Peso propio vigas)
DC ₂ =	6.42	ton	(Peso propio Losa superior)
DW =	0.20	ton	(Cargas permentes adicionales)
ϕLL_1 =	37.20	ton	(Sobrecarga Servicio - Flexión)
ϕ =	1.55		Coficiente de impacto

Separación entre viguetas **3.50** m

Determinación de las solicitaciones para las distintas acciones:

MOMENTOS FLEXORES VERTICALES					
Seccion [X/L]	L [m]	M _{DC1} [ton m]	M _{DC2} [ton m]	M _{DW} [ton m]	M _{ϕLL_1} [ton m]
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.46	0.48	2.94	0.09	17.02
0.1	0.92	0.90	5.88	0.18	34.04
0.2	1.83	1.60	11.75	0.37	68.08
0.27705	2.54	2.01	16.28	0.51	94.30
0.3	2.75	2.10	16.28	0.51	94.30
0.4	3.66	2.40	16.28	0.51	94.30
0.5	4.58	2.50	16.28	0.51	94.30

ESFUERZO DE CORTE VERTICAL					
Seccion [X/L]	L [m]	Q _{DC1} [ton]	Q _{DC2} [ton]	Q _{DW} [ton]	Q _{ϕLL_1} [ton]
0	0.00	1.09	6.42	0.20	37.20
0.05	0.46	0.98	6.42	0.20	37.20
0.1	0.92	0.88	6.42	0.20	37.20
0.2	1.83	0.66	6.42	0.20	37.20
0.27705	2.54	2.01	6.42	0.20	37.20
0.3	2.75	0.44	0.00	0.00	0.00
0.4	3.66	0.22	0.00	0.00	0.00
0.5	4.58	0.00	0.00	0.00	0.00

COMBINACIONES DE CARGA				
COMBINACIONES	DC ₁	DC ₂	DW	ϕLL_1
RESISTENCIA I	1.25	1.25	1.50	1.75
RESISTENCIA IV	1.25	1.25	1.50	1.35
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	1.00
FATIGA	0.00	0.00	0.00	1.00

PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4B"
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..19..de..48 **01**

Preparo : F.O
 Fecha : 29/11/2016
 Reviso : R.P.

Combinaciones de Carga:

Seccion [X/L]	L	RESISTENCIA I		RESISTENCIA IV		SERVICIO I		FATIGA	
		M _v	Q _v	M _v	Q _v	M _v	Q _v	M _v	Q _v
	[m]	[ton m]	[ton]	[ton m]	[ton]	[ton m]	[ton]	[ton m]	[ton]
0	0.00	0.00	74.79	0.00	59.91	0.00	44.92	0.00	37.20
0.05	0.46	34.19	74.66	27.38	59.78	20.52	44.81	17.02	37.20
0.1	0.92	68.31	74.52	54.70	59.64	41.00	44.70	34.04	37.20
0.2	1.83	136.37	74.25	109.14	59.37	81.80	44.48	68.08	37.20
0.27705	2.54	188.64	75.93	150.92	61.05	113.09	45.83	94.30	37.20
0.3	2.75	188.77	0.55	151.05	0.55	113.19	0.44	94.30	0.00
0.4	3.66	189.14	0.27	151.42	0.27	113.49	0.22	94.30	0.00
0.5	4.58	189.27	0.00	151.55	0.00	113.59	0.00	94.30	0.00

5.6.3.- Verificación a Flexión - Para Secciones no Compuestas

Verificación de Esbeltez Local

Alma [6.10.4.1.2]

$$2 D_{cp} / b_w = 62.9291 \leq 3.76 \times \sqrt{E/F_{yc}} = 108.54 \quad \Longrightarrow \quad \text{Alma compacta}$$

$$D_{cp} \text{ Profundidad del alma en compresión para plastificación} = 39.96 \text{ cm}$$

$$F_{yc} \text{ Tension de Fluencia del ala comprimida} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\leq (0.75) 3.76 \times \sqrt{E/F_{yc}} = 81.41 \quad \Longrightarrow \quad \text{Verifica}$$

Ala [6.10.4.1.3]

$$b_{fs} / 2 h_{fs} = 7.87402 \leq 0.382 \times \sqrt{E / F_{yc}} = 10.97 \quad \Longrightarrow \quad \text{Ala compacta}$$

$$\leq (0.75) 0.382 \times \sqrt{E / F_{yc}} = 8.23 \quad \Longrightarrow \quad \text{Verifica}$$

Arriostramiento del ala a compresión [6.10.4.1.7]

$$L_b = 305 \text{ cm} \leq L_p = [0.124 - 0.0759 (M_l / M_p)] \times [r_y \times E / F_{yc}] = 920.047 \text{ cm}$$

Determinación del Momento Nominal

$$M_n = M_p = 250 \text{ ton m}$$

Resistencia nominal de la sección a flexión

$$\phi_b = 1.00 \quad \text{Factor de resistencia para Flexión}$$

$$\phi_b \times F_n \quad \text{Resistencia de diseño a Flexión}$$

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN			
COMBINACIÓN	M _u	M _n	chk
	[ton m]	[ton m]	
RESISTENCIA I	23.48	249.74	OK

Verificación a Deformación

$$\text{Flecha Admisible} \quad f_{adm} = L/300 = 30.5 \text{ mm}$$

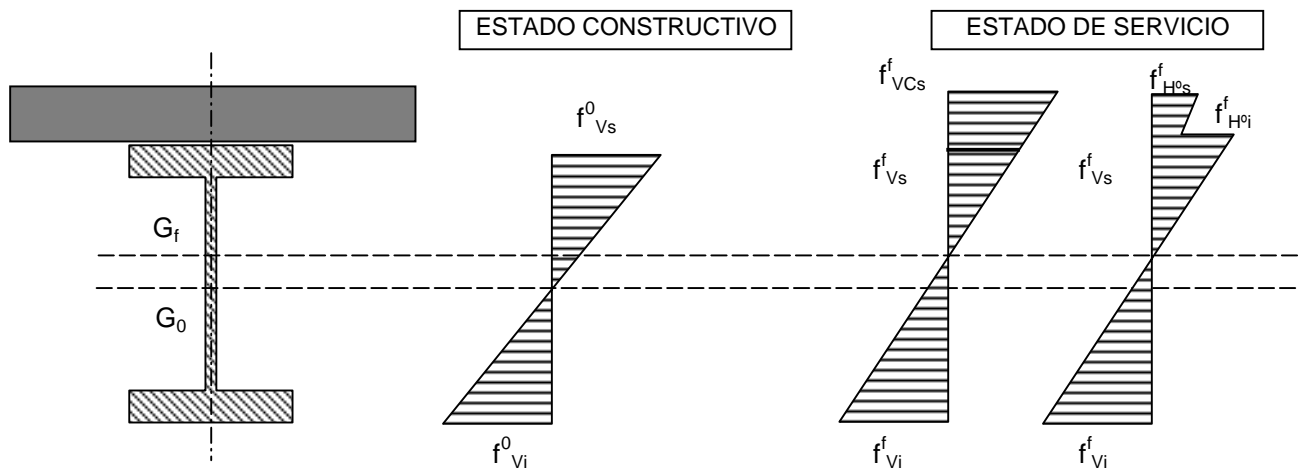
$$\text{Flecha Máxima} \quad f_{m\acute{a}x} = 29.09 \text{ mm}$$

\Longrightarrow **VERIFICA**

5.6.4. Verificación de estados de uso

Determinación del Momento Flexor de Fluencia (My)

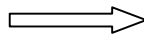
Se tiene en cuenta el procedimiento constructivo no disponiendo apuntalamientos; en tal caso, actúan en la sección de acero (peso propio viga + losa de Hormigón) y en la sección completa (Cargas permanentes adicionales y sobrecarga de uso).



$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3$$

$$F_Y = M_{D1} / S_{xi} + M_{D2} / S_{xi(SC)} + M_3 / S_{xi(SC)}$$

(* Momentos Flexores factoreados (1.25 DC+1.5 DW)



$$M_3 = (F_Y - M_{D1} / S_{xi} - M_{D2} / S_{xi(SC)}) S_{xi(SC)}$$

Para el ala Superior $M_3^s = 734.7 \text{ ton m}$

Para el ala Inferior $M_3^l = 270.0 \text{ ton m}$



$$M_3 = 270.0 \text{ ton m}$$

$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3 = 294.2 \text{ ton m}$$

VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4B"

MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O

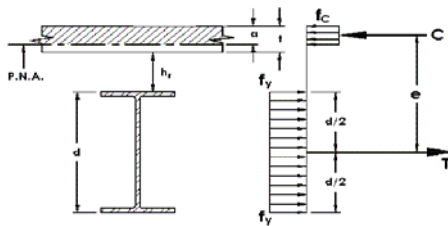
Fecha : 29/11/2016

Reviso : R.P.

Determinación del Momento Flexor de Plastificación (M_p)

Considerando la acción compuesta de Viga de acero y losa de Hormigón se estudia primero la posición del eje neutro:

CASO I : Eje Neutro en la placa



$$C = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

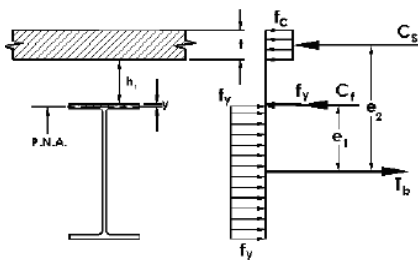
$$T = F_y \cdot A_s$$

Por equilibrio se debe cumplir $T = C \implies a = \frac{F_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 10.7 \text{ cm} < t$

Brazo de Palanca = $H/2 + h_r + t - a/2 = 57.1 \text{ cm} = e$

$$M_n = (A_s \times F_y) \times e = 417.76 \text{ ton m}$$

CASO II: Eje Neutro en el ala de la sección de Acero



$$C_s = \text{Fuerza de compresión en la Losa} = 0.85 f'_c \times b \times t = 1361.06 \text{ ton}$$

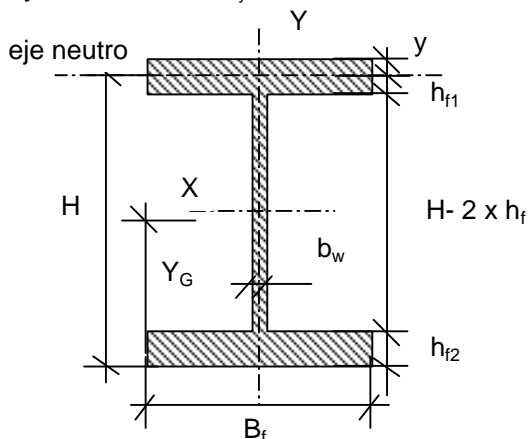
$$C_b = \text{Fuerza de compresión en la viga de Acero}$$

$$T_b = \text{Fuerza de Tensión en la Viga} = A_s \times F_y$$

$$C_f = \text{Fuerza de compresión en el Ala de la viga de acero} = A_f \times F_y = 243.84 \text{ ton (máxima)}$$

$$C_s + C_b = T_b \implies C_b = (A_s F_y - C_s) \times 0.50 = -314.89 \text{ ton} \implies C_b < C_f: \text{eje en el ala}$$

$$y = C_f / (B_f \times F_y) = -3.28 \text{ cm}$$



$$H = 88.28 \text{ cm}$$

$$B_f = 40 \text{ cm}$$

$$h_{f1} = 5.82 \text{ cm}$$

$$h_{f2} = 2.54 \text{ cm}$$

$$b_w = 1.27 \text{ cm}$$

$$H - h_{f1} - h_{f2} = 79.92 \text{ cm}$$

$$Y_G = 55.79 \text{ cm}$$

VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4B"

MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O

Fecha : 29/11/2016

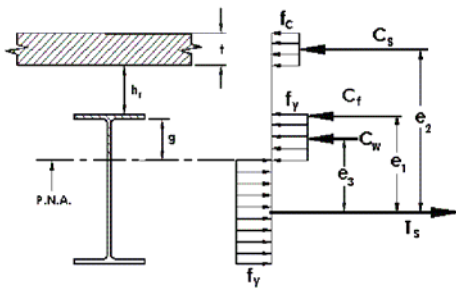
Reviso : R.P.

$$e_1 = 32.49 \text{ cm}$$

$$e_2 = 6.71 \text{ cm}$$

$$M_n = C_f \times e_1 + C_s \times e_2 = -10.94 \text{ ton m}$$

CASO III: Eje Neutro en el alma de la sección de Acero

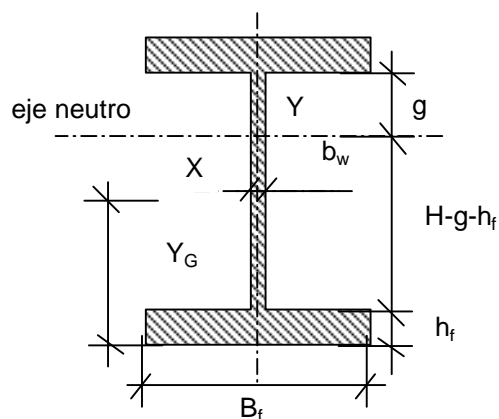


$$C_b = -314.89 \text{ ton}$$

$$C_f = \text{Fuerza de compresión en el Ala de la viga de acero} = A_f \times F_y = 243.84 \text{ ton (máxima)}$$

$$C_w = \text{Fuerza de compresión en el Alma de la viga de Acero} = C_b - C_f = -558.73 \text{ ton}$$

$$g = C_w / (b_w \times F_y) = -183.31 \text{ cm}$$



$$B_f = 40 \text{ cm}$$

$$h_f = 2.54 \text{ cm}$$

$$b_w = 1.27 \text{ cm}$$

$$H-g-h_f = 268.31 \text{ cm}$$

$$Y_G = 105.59 \text{ cm}$$

$$e_1 = -21.86 \text{ cm}$$

$$e_2 = -10.59 \text{ cm}$$

$$e_3 = 68.52 \text{ cm}$$

$$M_n = C_f \times e_1 + C_s \times e_2 + C_w \times e_3 = -580.33 \text{ ton m}$$

$$\Rightarrow M_p = 417.76 \text{ ton m}$$

Verificación de Alma compacta

Alma

$$2 D_{cp} / b_w = 0 \leq 3.76 \times \sqrt{E/F_y} = 108.54 \quad \Longrightarrow \quad \text{Alma compacta}$$

D_{cp} Profundidad del alma en compresión para el momento de plastificación = 0.00 cm

$D' = \beta \times (H + t + h_r) / 7.5 = 12.60 \text{ cm} \quad \beta = 0.90$

$D_p / D' = 0.85$

D_p Profundidad del eje neutro para el momento de plastificación = 10.75 cm

$$M_n \begin{cases} D_p/D' \leq 1 & = M_p & = 417.76 \text{ ton m} \\ 1 \leq D_p/D' < 5 & = (5M_p - 0.85M_y) / 4 + (0.85M_y - M_p) / 4 \times (D_p/D') & = 423.93 \text{ ton m} \end{cases}$$

$\Longrightarrow M_n = 417.76 \text{ ton m}$

Resistencia nominal de la sección a flexión

$\phi_b = 1.00$ Factor de resistencia para Flexión
 $\phi_b \times M_n$ Resistencia de diseño a Flexión

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN POSITIVA			
COMBINACIÓN	M	ϕM_n	chk
	[ton m]	[ton m]	
RESISTENCIA I	189.3	418	OK

Verificación a Deformación

Flecha Admisible $f_{adm} = L/600 = 15.25 \text{ mm}$

Flecha Máxima (Solo sobrecarga) $f_{m\acute{a}x} = 2.96 \text{ mm}$

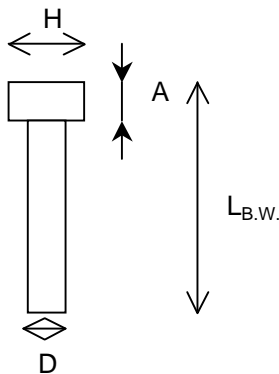
\Longrightarrow **VERIFICA**

VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4B"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 29/11/2016
Reviso : R.P.

5.6.5. Conectores de corte

Se adoptan conectores de corte tipo Nelson - 5/8 x 6^{9/16} H4L



Calidad acero:

ASTM A-108

$$F_{yc} = 350 \text{ MPa}$$

$$F_{uc} = 420 \text{ MPa}$$

$$D = 1.59 \text{ cm}$$

$$5/8 \text{ " } A_{sc} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.79 \text{ cm}$$

$$H = 3.18 \text{ cm}$$

$$L_{B.W.} = 16.7 \text{ cm}$$

$$L_{A.W.} = 16.2 \text{ cm}$$

Fuerza de Corte Horizontal a transmitir

Caso I : Aplastamiento del hormigón

Caso II : Fluencia de la sección de Acero

$$V'_1 = 0.85 f'_c \times b \times t = 1361.06 \text{ ton}$$

$$V'_2 = F_y \times A_s = 731.3 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow V' = \min(V'_1; V'_2) = 731.3 \text{ ton}$$

Resistencia de los conectores de Corte

$$\phi_{sc} = 0.85 \quad \text{Factor de resistencia para Corte}$$

$\phi_{sc} Q_n$ Resistencia de diseño a Corte

$$Q_n = 0.50 \times A_{sc} \text{ raiz}(f'_c E_c) < A_{sc} \times F_u$$

$$9.26 \text{ ton} < 8.31 \text{ ton}$$

$$Q_n = 8.31 \text{ ton}$$

$$n = 104 \quad \text{Cantidad de conectores (media viga)}$$

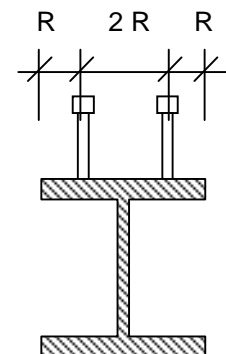
$$\text{Separación entre filas : } \min 2 \times R = 2 \times 1.25" = 63.5 \text{ mm (*)}$$

$$\text{Separación borde : } \min 1 \times R = 1 \times 1.25" = 31.75 \text{ mm (*)}$$

$$\text{Separación longitudinal : } \min = 3.33" = 84.582 \text{ mm (**)}$$

(*) Tabla 16 - Manual de diseño NELSON

(**) Tabla 6 - Manual de diseño NELSON



Verificación a Fatiga [AASHTO 6.10.6]

$$2 D_c / b_w = 44.8774 \leq 5.70 \times \sqrt{E/F_{yw}} = 164.54$$

D_c Profundidad del alma en compresión para rango elásticas con sobrecargas = 28.50 cm duplicadas

$$f_{cf} = 75 \text{ Mpa} \leq F_y = 240 \text{ Mpa} \implies \text{VERIFICA}$$

f_{cf} Máxima tensión de compresión elástica para fatiga

5.6.6. Resistencia nominal de la sección a Corte (Sin Rigidizadores) [AASHTO 6.10.7]

Verificación en Sección Apoyo Extremo

$\phi_v = 1.00$ Factor de resistencia para Corte

$\phi_v V_n$ Resistencia de diseño a Corte

$D / b_w = 62.9291$

$$V_n = \begin{cases} D/b_w < 2.46 \text{ raiz}(E/F_y) & = 71.0 \text{ (A)} \implies V_{n1} = 0.58 F_{yw} A_w & = 141.3 \text{ ton} \\ A < D/b_w < B & \implies V_{n2} = 1.48 b_w^2 \times \text{raiz}(E \times F_y) & = 165.4 \text{ ton} \\ D/b_w > 3.07 \text{ raiz}(E/F_y) & = 88.6 \text{ (B)} \implies V_{n3} = 4.55 E \times b_w^3 / D & = 233.2 \text{ ton} \end{cases}$$

$V_n = 141.29 \text{ ton}$ Resistencia nominal al corte de cada alma

$\phi_v V_n = 141.29 \text{ ton}$ Resistencia al Corte

Resistencia I

$V_u = 74.79 \text{ ton} \implies \text{VERIFICA}$

5.6.7. Uniones

5.6.7.1. Soldadura Ala - Alma

ALAS SUPERIORES					
	DC ₁	DC ₂	DW	LL	
Q [ton]	1.09	6.42	0.20	37.20	RESISTENCIA I
S [cm ³]	129.032	129.032	5854.53	5854.53	
J [cm ⁴]	4.0E+05	4.0E+05	9.7E+05	9.7E+05	
τ [ton/cm]	3.5E-04	2.1E-03	1.2E-03	2.3E-01	0.40
					0.23

Área de soldadura a = **6.00** mm Cateto de soldadura (mínimo s/ tabla 6.13.3.4.-1)
 g = 4.20 mm garganta efectiva
 n = **2.00** cantidad de cordones de Soldadura
 As = 0.8 cm²/cm Área de soldadura

Resistencia nominal de soldadura

$$\begin{aligned}
 F_{n1} &= \phi_1 * 0.60 * F_{exx} & \phi_1 &= \mathbf{0.80} & \text{corte en área efectiva. Sobre Electrodo} \\
 F_{n2} &= \phi_2 * F_y & \phi_2 &= \mathbf{0.90} & \text{corte en área efectiva. Sobre material Base} \\
 F_{exx} &= \mathbf{70.00} \text{ ksi} = 483 \text{ Mpa} \\
 F_y &= 240 \text{ Mpa} \\
 F_{n1} &= \mathbf{232} \text{ Mpa} \\
 F_{n2} &= \mathbf{216} \text{ Mpa} \\
 R_n &= \min(F_{n1}, F_{n2}) * A_s \\
 R_n &= 1.81 \text{ ton/cm} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{VERIFICA}
 \end{aligned}$$

Verificación a Fatiga (AASHTO 6.6)

$$\left[\Delta F \right]_n = \left[\frac{A}{N} \right]^{1/3} \geq 1/2 \left[\Delta F \right]_{TH} \quad \text{Resistencia Nominal a Fatiga}$$

con A = **3.9E+12** Mpa³ de tabla 1 para Categoría de detalle B

 N = **2.0E+06** Cantidad de Ciclos

$$\left[\Delta F \right]_{TH} = \mathbf{110} \text{ Mpa} \quad \text{de tabla 3 para Categoría de detalle B}$$

$$\left[\Delta F \right]_n = \mathbf{125} \text{ Mpa}$$

$$R_n = 1.05 \text{ ton/cm} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{VERIFICA}$$

**VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4B"**

MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O

Fecha : 29/11/2016

Reviso : R.P.

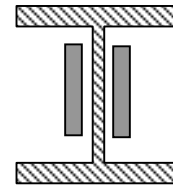
5.6.7.2. Unión con Cordón Inferior Reticulado

$R_u = 74.79 \text{ ton}$ 1.86987 ton/cm por unidad de largo de soldadura

Área de soldadura	a =	10.00	mm	Cateto de soldadura
	g =	7.00	mm	garganta efectiva
	n =	2.00		cantidad de cordones de Soldadura
	L =	400.00	mm	longitud de la soldadura
	As =	1.4	cm ² /cm	Área de soldadura

Resistencia nominal de soldadura

$F_{n1} = \phi1 * 0.60 * F_{exx}$ $\phi1 = \mathbf{0.80}$ corte en área efectiva. Sobre Electrodo
 $F_{n2} = \phi2 * F_y$ $\phi2 = \mathbf{0.90}$ corte en área efectiva. Sobre material Base
 $F_{exx} = \mathbf{70.00} \text{ ksi} = 483 \text{ Mpa}$
 $F_y = 240 \text{ Mpa}$
 $F_{n1} = \mathbf{232} \text{ Mpa}$
 $F_{n2} = \mathbf{216} \text{ Mpa}$
 $R_n = \min(F_{n1}, F_{n2}) * A_s$
 $R_n = 3.02 \text{ ton/cm}$ \Rightarrow **VERIFICA**



Verificación a Fatiga (AASHTO 6.6)

$R_{uL} = \mathbf{28.62} \text{ ton}$ 0.7155 ton/cm por unidad de largo de soldadura para sobrecarga

$\left[\Delta F \right]_n = \left[\frac{A}{N} \right]^{1/3} \geq 1/2 \left[\Delta F \right]_{TH}$ Resistencia Nominal a Fatiga

con $A = \mathbf{3.6E+11} \text{ Mpa}^3$ de tabla 1 para Categoría de detalle E

$N = \mathbf{2.0E+06}$ Cantidad de Ciclos

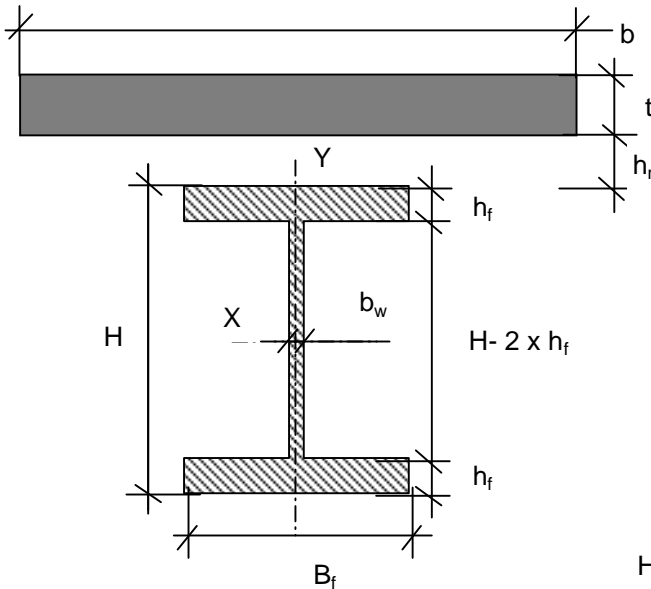
$\left[\Delta F \right]_{TH} = \mathbf{31} \text{ Mpa}$ de tabla 3 para Categoría de detalle E

$\left[\Delta F \right]_n = \mathbf{57} \text{ Mpa}$

$R_n = 0.79 \text{ ton/cm}$ \Rightarrow **VERIFICA**

5.7. Verificaciones Estructurales Largueros

5.7.1. Geometría



Ancho efectivo de losa (s/AASHTO-Viga int)

$$b_1 = L / 4 = 1.25 \text{ m}$$

$$b_2 = \text{Sep viga} = 1.00 \text{ m}$$

$$b_3 = B_f + 12 t = 3.40 \text{ m}$$

$$b = 1000 \text{ mm} = 100 \text{ cm}$$

$$t = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

$$h_r = 0 \text{ mm} = 0 \text{ cm}$$

$$H = 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

$$B_f = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

$$h_f = 15.875 \text{ mm} = 1.5875 \text{ cm}$$

$$b_w = 9.525 \text{ mm} = 0.9525 \text{ cm}$$

$$H - 2 \times h_f = 368.25 \text{ mm} = 36.825 \text{ cm}$$

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS VIGA DE ACERO

A_g	J_x	J_y	Z	S_x	S_y	r_x	r_y	J_D	C_w
[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁶]
98.5758	27,401	2119.32	1542.51	1370.05	211.932	16.6724	4.63674	63.9509	7.8E+05

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN COMPUESTA (n)

A_g	Y_{gsup}	J_x	r_x	S_{xinf}	S_{xsup}	$S_{x\sup}^V$	n
[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[E _s /E _H °]
348.871	18.4767	99,394	16.8791	2393.7	5379.45	2484.86	7.99058

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN COMPUESTA (3n)

A_g	Y_{gsup}	J_x	r_x	S_{xinf}	S_{xsup}	$S_{x\sup}^V$	3n
[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[E _s /E _H °]
182.007	26.2481	70,850	19.73	2099.15	2699.25	1771.26	23.9717

Propiedades mecánicas

$$F_y = 240 \text{ Mpa} \quad (F_y = F_{yf} = F_{yw})$$

Tensión de Fluencia del Material

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

Módulo de elasticidad del Acero

$$G = 77200 \text{ Mpa}$$

Módulo de elasticidad Transversal del Acero

$$f'_c = 35 \text{ Mpa}$$

Resistencia del Hormigón

$$\gamma_{H^0} = 2200 \text{ kg/m}^3$$

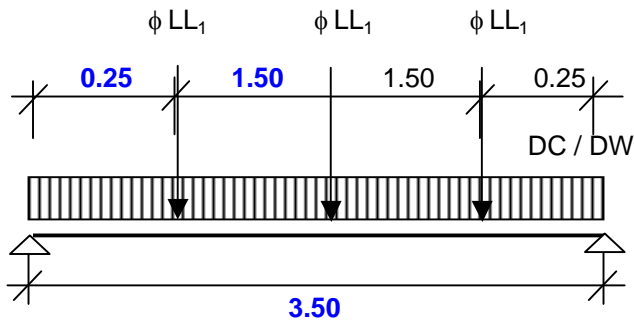
Peso específico del Hormigón

$$E_{H^0} = 25029 \text{ MPa}$$

$$\text{Módulo de elasticidad del hormigón (ACI): } E_h = 0.043 \cdot \gamma_{H^0}^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c}$$

5.7.2. Solicitaciones

Esquemático



Cargas Actuantes:

DC ₁ =	0.08	ton/m	(Peso propio vigas)
DC ₂ =	0.84	ton/m	(Peso propio Losa superior)
DW =	0.10	ton/m	(Cargas permentes adicionales)
ϕLL_1 =	12.40	ton	(Sobrecarga Servicio - Flexión)
ϕ =	1.55		Coficiente de impacto

Determinación de las solicitaciones para las distintas acciones:

MOMENTOS FLEXORES VERTICALES					
Seccion [X/L]	L [m]	M _{DC1} [ton m]	M _{DC2} [ton m]	M _{DW} [ton m]	M _{ϕLL_1} [ton m]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.07	0.25	0.03	0.34	0.04	4.65
0.10	0.35	0.04	0.46	0.06	5.27
0.20	0.70	0.08	0.82	0.10	7.44
0.30	1.05	0.10	1.08	0.13	9.61
0.40	1.40	0.11	1.23	0.15	11.78
0.50	1.75	0.12	1.29	0.15	13.95

ESFUERZO DE CORTE VERTICAL					
Seccion [X/L]	L [m]	Q _{DC1} [ton]	Q _{DC2} [ton]	Q _{DW} [ton]	Q _{ϕLL_1} [ton]
0.00	0.00	0.14	1.47	0.18	18.60
0.07	0.25	0.12	1.26	0.15	18.60
0.10	0.35	0.11	1.18	0.14	6.20
0.20	0.70	0.08	0.88	0.11	6.20
0.30	1.05	0.05	0.59	0.07	6.20
0.40	1.40	0.03	0.29	0.04	6.20
0.50	1.75	0.00	0.00	0.00	6.20

COMBINACIONES DE CARGA				
COMBINACIONES	DC ₁	DC ₂	DW	ϕLL_1
RESISTENCIA I	1.25	1.25	1.50	1.75
RESISTENCIA IV	1.25	1.25	1.50	1.35
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	1.00
FATIGA	0.00	0.00	0.00	1.00

PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4B"
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..31..de..48 **01**

Preparo : F.O
 Fecha : 29/11/2016
 Reviso : R.P.

Combinaciones de Carga:

Seccion [X/L]	L	RESISTENCIA I		RESISTENCIA IV		SERVICIO I		FATIGA	
		M _v	Q _v	M _v	Q _v	M _v	Q _v	M _v	Q _v
	[m]	[ton m]	[ton]	[ton m]	[ton]	[ton m]	[ton]	[ton m]	[ton]
0.00	0.00	0.00	34.82	0.00	27.38	0.00	20.38	0.00	18.60
0.07	0.25	8.66	34.50	6.80	27.06	5.06	20.13	4.65	18.60
0.10	0.35	9.94	12.67	7.83	10.19	5.83	7.62	5.27	6.20
0.20	0.70	14.29	12.21	11.31	9.73	8.44	7.27	7.44	6.20
0.30	1.05	18.49	11.76	14.64	9.28	10.92	6.91	9.61	6.20
0.40	1.40	22.52	11.30	17.81	8.82	13.28	6.56	11.78	6.20
0.50	1.75	26.40	10.85	20.82	8.37	15.51	6.20	13.95	6.20

5.7.3.- Verificación a Flexión - Para Secciones no Compuestas

Verificación de Esbeltez Local

Alma [6.10.4.1.2]

$$2 D_{cp} / b_w = 38.6614 \leq 3.76 \times \sqrt{E/F_{yc}} = 108.54 \quad \Longrightarrow \quad \text{Alma compacta}$$

$$D_{cp} \text{ Profundidad del alma en compresión para plastificación} = 18.41 \text{ cm}$$

$$F_{yc} \text{ Tension de Fluencia del ala comprimida} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\leq (0.75) 3.76 \times \sqrt{E/F_{yc}} = 81.41 \quad \Longrightarrow \quad \text{Verifica}$$

Ala [6.10.4.1.3]

$$b_{fs} / 2 h_{fs} = 6.29921 \leq 0.382 \times \sqrt{E / F_{yc}} = 10.97 \quad \Longrightarrow \quad \text{Ala compacta}$$

$$\leq (0.75) 0.382 \times \sqrt{E / F_{yc}} = 8.23 \quad \Longrightarrow \quad \text{Verifica}$$

Arriostramiento del ala a compresión [6.10.4.1.7]

$$L_b = 350 \text{ cm} \leq L_p = [0.124 - 0.0759 (M_l / M_p)] \times [r_y \times E / F_{yc}] = 479.13 \text{ cm}$$

Determinación del Momento Nominal

$$M_n = M_p = 37 \text{ ton m}$$

Resistencia nominal de la sección a flexión

$$\phi_b = 1.00 \quad \text{Factor de resistencia para Flexión}$$

$$\phi_b \times F_n \quad \text{Resistencia de diseño a Flexión}$$

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN			
COMBINACIÓN	M _u	M _n	chk
	[ton m]	[ton m]	
RESISTENCIA I	1.76	37.02	OK

Verificación a Deformación

$$\text{Flecha Admisible} \quad f_{adm} = L/300 = 11.7 \text{ mm}$$

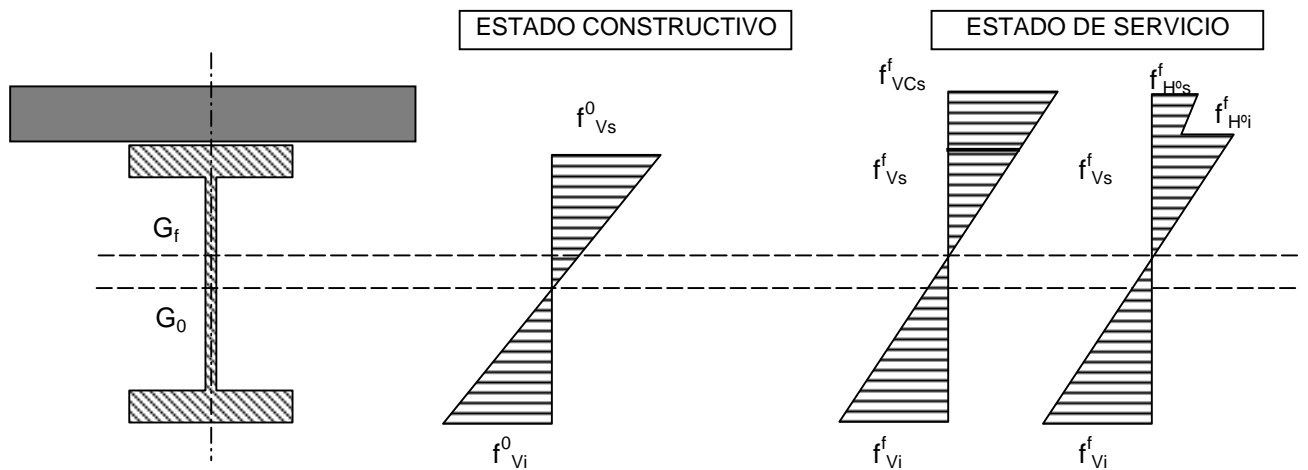
$$\text{Flecha Máxima} \quad f_{m\acute{a}x} = 1.85 \text{ mm}$$

\Longrightarrow **VERIFICA**

5.7.4. Verificación de estados de uso

Determinación del Momento Flexor de Fluencia (M_Y)

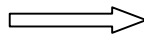
Se tiene en cuenta el procedimiento constructivo no disponiendo apuntalamientos; en tal caso, actúan en la sección de acero (peso propio viga + losa de Hormigón) y en la sección completa (Cargas permanentes adicionales y sobrecarga de uso).



$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3$$

$$F_Y = M_{D1} / S_{xi} + M_{D2} / S_{xi(SC)} + M_3 / S_{xi(SC)}$$

(* Momentos Flexores factoreados (1.25 DC+1.5 DW)



$$M_3 = (F_Y - M_{D1} / S_{xi} - M_{D2} / S_{xi(SC)}) S_{xi(SC)}$$

Para el ala Superior $M_3^s = 121.8 \text{ ton m}$

Para el ala Inferior $M_3^i = 54.1 \text{ ton m}$



$$M_3 = 54.1 \text{ ton m}$$

$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3 = 56.1 \text{ ton m}$$

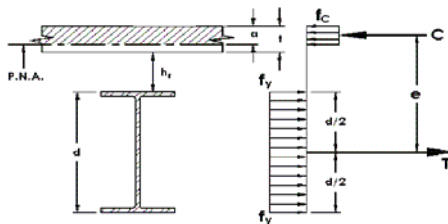
VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4B"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 29/11/2016
Reviso : R.P.

Determinación del Momento Flexor de Plastificación (M_p)

Considerando la acción compuesta de Viga de acero y losa de Hormigón se estudia primero la posición del eje neutro:

CASO I : Eje Neutro en la placa



$$C = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

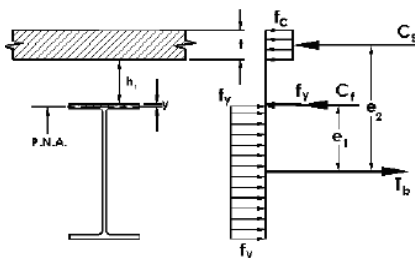
$$T = F_y \cdot A_s$$

Por equilibrio se debe cumplir $T = C \implies a = \frac{F_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 7.95 \text{ cm} < t$

Brazo de Palanca = $H/2 + h_1 + t - a/2 = 36 \text{ cm} = e$

$$M_n = (A_s \times F_y) \times e = 85.23 \text{ ton m}$$

CASO II: Eje Neutro en el ala de la sección de Acero



$$C_s = \text{Fuerza de compresión en la Losa} = 0.85 f'_c \times b \times t = 595 \text{ ton}$$

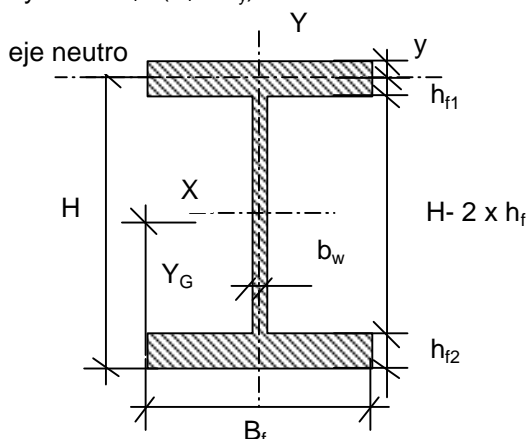
$$C_b = \text{Fuerza de compresión en la viga de Acero}$$

$$T_b = \text{Fuerza de Tensión en la Viga} = A_s \times F_y$$

$$C_f = \text{Fuerza de compresión en el Ala de la viga de acero} = A_f \times F_y = 76.2 \text{ ton (máxima)}$$

$$C_s + C_b = T_b \implies C_b = (A_s F_y - C_s) \times 0.50 = -179.21 \text{ ton} \implies C_b < C_f: \text{eje en el ala}$$

$$y = C_f / (B_f \times F_y) = -3.73 \text{ cm}$$



$$H = 43.73 \text{ cm}$$

$$B_f = 20 \text{ cm}$$

$$h_{f1} = 5.32 \text{ cm}$$

$$h_{f2} = 1.5875 \text{ cm}$$

$$b_w = 0.9525 \text{ cm}$$

$$H - h_{f1} - h_{f2} = 36.825 \text{ cm}$$

$$Y_G = 29.42 \text{ cm}$$

VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4B"

MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O

Fecha : 29/11/2016

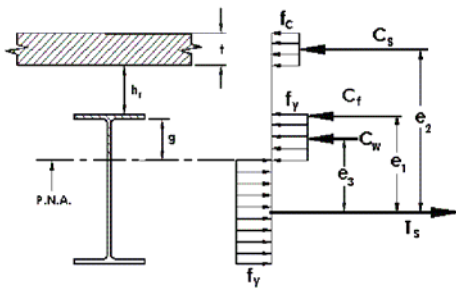
Reviso : R.P.

$$e_1 = 14.31 \text{ cm}$$

$$e_2 = 10.58 \text{ cm}$$

$$M_n = C_f \times e_1 + C_s \times e_2 = 37.28 \text{ ton m}$$

CASO III: Eje Neutro en el alma de la sección de Acero

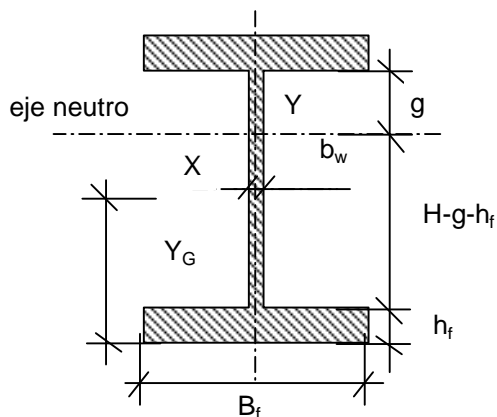


$$C_b = -179.21 \text{ ton}$$

$$C_f = \text{Fuerza de compresión en el Ala de la viga de acero} = A_f \times F_y = 76.2 \text{ ton (máxima)}$$

$$C_w = \text{Fuerza de compresión en el Alma de la viga de Acero} = C_b - C_f = -255.41 \text{ ton}$$

$$g = C_w / (b_w \times F_y) = -111.73 \text{ cm}$$



$$B_f = 20 \text{ cm}$$

$$h_f = 1.5875 \text{ cm}$$

$$b_w = 0.9525 \text{ cm}$$

$$H-g-h_f = 151.73 \text{ cm}$$

$$Y_G = 63.64 \text{ cm}$$

$$e_1 = -24.44 \text{ cm}$$

$$e_2 = -13.64 \text{ cm}$$

$$e_3 = 30.63 \text{ cm}$$

$$M_n = C_f \times e_1 + C_s \times e_2 + C_w \times e_3 = -178.04 \text{ ton m}$$

$$\Rightarrow M_p = 85.23 \text{ ton m}$$

Verificación de Alma compacta

Alma

$$2 D_{cp} / b_w = 0 \leq 3.76 \times \sqrt{E/F_y} = 108.54 \quad \Longrightarrow \quad \text{Alma compacta}$$

D_{cp} Profundidad del alma en compresión para el momento de plastificación = 0.00 cm

$D' = \beta \times (H + t + h_r) / 7.5 = 7.20$ cm $\beta = 0.90$

$D_p / D' = 1.10$

D_p Profundidad del eje neutro para el momento de plastificación = **7.95** cm

$$M_n \begin{cases} D_p / D' \leq 1 & = M_p & = 85.23 \text{ ton m} \\ 1 \leq D_p / D' < 5 & = (5M_p - 0.85M_y) / 4 + (0.85M_y - M_p) / 4 \times (D_p / D') & = 84.25 \text{ ton m} \end{cases}$$

$\Longrightarrow M_n = 84.25$ ton m

Resistencia nominal de la sección a flexión

$\phi_b = 1.00$ Factor de resistencia para Flexión

$\phi_b \times M_n$ Resistencia de diseño a Flexión

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN POSITIVA			
COMBINACIÓN	M	ϕM_n	chk
	[ton m]	[ton m]	
RESISTENCIA I	26.4	84	OK

Verificación a Deformación

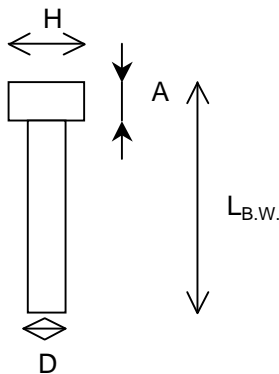
Flecha Admisibile $f_{adm} = L/600 = 5.83$ mm

Flecha Máxima (Solo sobrecarga) $f_{m\acute{a}x} = 0.71$ mm

\Longrightarrow **VERIFICA**

5.7.5. Conectores de corte

Se adoptan conectores de corte tipo Nelson - 5/8 x 6^{9/16} H4L



Calidad acero:

ASTM A-108

$$F_{yc} = 350 \text{ MPa}$$

$$F_{uc} = 420 \text{ MPa}$$

$$D = 1.59 \text{ cm} \quad 5/8 \text{ "} \quad A_{sc} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.79 \text{ cm}$$

$$H = 3.18 \text{ cm}$$

$$L_{B.W.} = 16.7 \text{ cm}$$

$$L_{A.W.} = 16.2 \text{ cm}$$

Fuerza de Corte Horizontal a transmitir

Caso I : Aplastamiento del hormigón

Caso II : Fluencia de la sección de Acero

$$V'_1 = 0.85 f'_c \times b \times t = 595 \text{ ton}$$

$$V'_2 = F_y \times A_s = 236.6 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow V' = \min(V'_1; V'_2) = 236.6 \text{ ton}$$

Resistencia de los conectores de Corte

$$\phi_{sc} = 0.85 \quad \text{Factor de resistencia para Corte}$$

$\phi_{sc} Q_n$ Resistencia de diseño a Corte

$$Q_n = 0.50 \times A_{sc} \text{ raiz}(f'_c E_c) < A_{sc} \times F_u$$

$$9.26 \text{ ton} < 8.31 \text{ ton}$$

$$Q_n = 8.31 \text{ ton}$$

$$n = 34 \quad \text{Cantidad de conectores (media viga)}$$

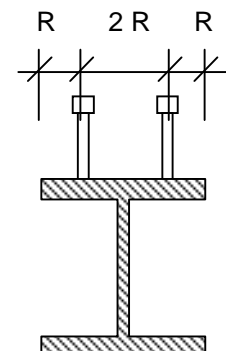
$$\text{Separación entre filas : } \min 2 \times R = 2 \times 1.25" = 63.5 \text{ mm} \quad (*)$$

$$\text{Separación borde : } \min 1 \times R = 1 \times 1.25" = 31.75 \text{ mm} \quad (*)$$

$$\text{Separación longitudinal : } \min = 3.33" = 84.582 \text{ mm} \quad (**)$$

(*) Tabla 16 - Manual de diseño NELSON

(**) Tabla 6 - Manual de diseño NELSON



Verificación a Fatiga [AASHTO 6.10.6]

$$2 D_c / b_w = 36.0592 \leq 5.70 \times \sqrt{E/F_{yw}} = 164.54$$

D_c Profundidad del alma en compresión para rango elásticas con sobrecargas = 17.17 cm duplicadas

$$f_{cf} = 63 \text{ Mpa} \leq F_y = 240 \text{ Mpa} \implies \text{VERIFICA}$$

f_{cf} Máxima tensión de compresión elástica para fatiga

5.7.6. Resistencia nominal de la sección a Corte (Sin Rigidizadores) [AASHTO 6.10.7]

Verificación en Sección Apoyo Extremo

$\phi_v = 1.00$ Factor de resistencia para Corte

$\phi_v V_n$ Resistencia de diseño a Corte

$D / b_w = 38.6614$

$$V_n = \begin{cases} D/b_w < 2.46 \text{ raiz}(E/F_y) & = 71.0 \text{ (A)} \implies V_{n1} = 0.58 F_{yw} A_w & = 48.8 \text{ ton} \\ A < D/b_w < B & \implies V_{n2} = 1.48 b_w^2 \times \text{raiz}(E \times F_y) & = 93.0 \text{ ton} \\ D/b_w > 3.07 \text{ raiz}(E/F_y) & = 88.6 \text{ (B)} \implies V_{n3} = 4.55 E \times b_w^3 / D & = 213.5 \text{ ton} \end{cases}$$

$V_n = 48.83 \text{ ton}$ Resistencia nominal al corte de cada alma

$\phi_v V_n = 48.83 \text{ ton}$ Resistencia al Corte

Resistencia I

$V_u = 34.82 \text{ ton} \implies \text{VERIFICA}$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4B" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..39..de..48	01
		Preparo : F.O Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

5.7.7. Uniones

5.7.7.1. Soldadura Ala - Alma

ALAS SUPERIORES						
	DC ₁	DC ₂	DW	LL		
Q [ton]	0.12	1.26	0.15	18.60	RESISTENCIA I	
S [cm ³]	25.2016	25.2016	2528.15	2528.15		FATIGA
J [cm ⁴]	2.7E+04	2.7E+04	9.9E+04	9.9E+04		
τ [ton/cm]	1.1E-04	1.2E-03	3.8E-03	4.7E-01	0.84	

Área de soldadura a = **6.00** mm Cateto de soldadura (mínimo s/ tabla 6.13.3.4.-1)
 g = 4.20 mm garganta efectiva
 n = **2.00** cantidad de cordones de Soldadura
 As = 0.8 cm²/cm Área de soldadura

Resistencia nominal de soldadura

$F_{n1} = \phi_1 * 0.60 * F_{exx}$ $\phi_1 =$ **0.80** corte en área efectiva. Sobre Electrodo
 $F_{n2} = \phi_2 * F_y$ $\phi_2 =$ **0.90** corte en área efectiva. Sobre material Base
 $F_{exx} =$ **70.00** ksi = 483 Mpa
 $F_y =$ 240 Mpa
 $F_{n1} =$ **232** Mpa
 $F_{n2} =$ **216** Mpa
 $R_n = \min(F_{n1}, F_{n2}) * A_s$
 $R_n =$ 1.81 ton/cm \implies **VERIFICA**

Verificación a Fatiga (AASHTO 6.6)

$$\left[\Delta F \right]_n = \left[\frac{A}{N} \right]^{1/3} \geq 1/2 \left[\Delta F \right]_{TH} \quad \text{Resistencia Nominal a Fatiga}$$

con A = **3.9E+12** Mpa³ de tabla 1 para Categoría de detalle B

 N = **2.0E+06** Cantidad de Ciclos

$$\left[\Delta F \right]_{TH} =$$
 110 Mpa de tabla 3 para Categoría de detalle B

$$\left[\Delta F \right]_n =$$
 125 Mpa

$R_n =$ 1.05 ton/cm \implies **VERIFICA**

5.7.7.2. Unión con Viguetas

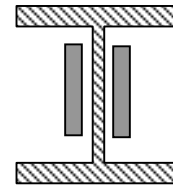
$$R_u = 34.82 \text{ ton} \quad 1.16064 \text{ ton/cm} \quad \text{por unidad de largo de soldadura}$$

Área de soldadura	a = 8.00 mm	Cateto de soldadura (mínimo s/ tabla 6.13.3.4.-1)
	g = 5.60 mm	garganta efectiva
	n = 2.00	cantidad de cordones de Soldadura
	L = 300.00 mm	longitud de la soldadura
	As = 1.1 cm ² /cm	Área de soldadura

Resistencia nominal de soldadura

$$\begin{aligned}
 F_{n1} &= \phi1 * 0.60 * F_{exx} & \phi1 &= \mathbf{0.80} & \text{corte en área efectiva. Sobre Electrodo} \\
 F_{n2} &= \phi2 * F_y & \phi2 &= \mathbf{0.90} & \text{corte en área efectiva. Sobre material Base} \\
 F_{exx} &= \mathbf{70.00} \text{ ksi} = 483 \text{ Mpa} \\
 F_y &= 240 \text{ Mpa} \\
 F_{n1} &= \mathbf{232} \text{ Mpa} \\
 F_{n2} &= \mathbf{216} \text{ Mpa} \\
 R_n &= \min(F_{n1}, F_{n2}) * A_s \\
 R_n &= 2.42 \text{ ton/cm}
 \end{aligned}$$

\Rightarrow **VERIFICA**



Verificación a Fatiga (AASHTO 6.6)

$$R_{uL} = \mathbf{14.31} \text{ ton} \quad 0.477 \text{ ton/cm} \quad \text{por unidad de largo de soldadura para sobrecarga}$$

$$\left[\Delta F \right]_n = \left[\frac{A}{N} \right]^{1/3} \geq 1/2 \left[\Delta F \right]_{TH} \quad \text{Resistencia Nominal a Fatiga}$$

con $A = \mathbf{3.6E+11} \text{ Mpa}^3$ de tabla 1 para Categoría de detalle E

$N = \mathbf{2.0E+06}$ Cantidad de Ciclos

$$\left[\Delta F \right]_{TH} = \mathbf{31} \text{ Mpa} \quad \text{de tabla 3 para Categoría de detalle E}$$

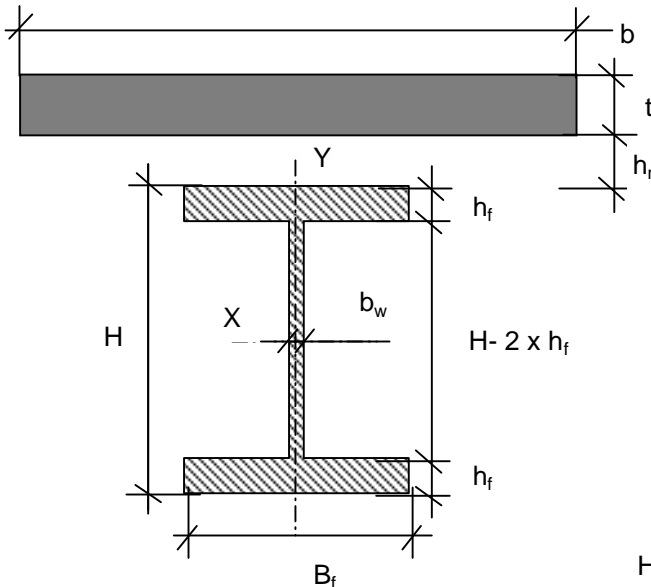
$$\left[\Delta F \right]_n = \mathbf{57} \text{ Mpa}$$

$$R_n = 0.63 \text{ ton/cm} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{VERIFICA}$$

5.8. Verificaciones Estructurales Vigas Secundarias

5.8.1. Geometría

(No se considera acción compuesta)



Ancho efectivo de losa (s/AASHTO-Viga int)

$$b_1 = L / 4 = 0.41 \text{ m}$$

$$b_2 = \text{Sep viga} = 0.87 \text{ m}$$

$$b_3 = B_f + 12 t = 0.15 \text{ m}$$

$$b = 0 \text{ mm} = 0 \text{ cm}$$

$$t = 0 \text{ mm} = 0 \text{ cm}$$

$$h_r = 0 \text{ mm} = 0 \text{ cm}$$

$$H = 300 \text{ mm} = 30 \text{ cm}$$

$$B_f = 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm}$$

$$h_f = 15.875 \text{ mm} = 1.5875 \text{ cm}$$

$$b_w = 12.7 \text{ mm} = 1.27 \text{ cm}$$

$$H - 2 \times h_f = 268.25 \text{ mm} = 26.825 \text{ cm}$$

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS VIGA DE ACERO

A_g	J_x	J_y	Z	S_x	S_y	r_x	r_y	J_D	C_w
[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁶]
81.6928	11,664	897.548	905.04	777.629	119.673	11.9492	3.31464	58.3234	1.8E+05

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN COMPUESTA (n)

A_g	Y_{gsup}	J_x	r_x	S_{xinf}	S_{xsup}	$S_{x\sup}^V$	n
[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[E _s /E _H °]
81.6928	15	11,664	11.9492	777.629	777.629	388.815	7.99058

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN COMPUESTA (3n)

A_g	Y_{gsup}	J_x	r_x	S_{xinf}	S_{xsup}	$S_{x\sup}^V$	3n
[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[E _s /E _H °]
81.6928	15	11,664	11.9492	777.629	777.629	388.815	23.9717

Propiedades mecánicas

$$F_y = 240 \text{ Mpa} \quad (F_y = F_{yf} = F_{yw})$$

Tensión de Fluencia del Material

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

Módulo de elasticidad del Acero

$$G = 77200 \text{ Mpa}$$

Módulo de elasticidad Transversal del Acero

$$f'_c = 35 \text{ Mpa}$$

Resistencia del Hormigón

$$\gamma_{H^0} = 2200 \text{ kg/m}^3$$

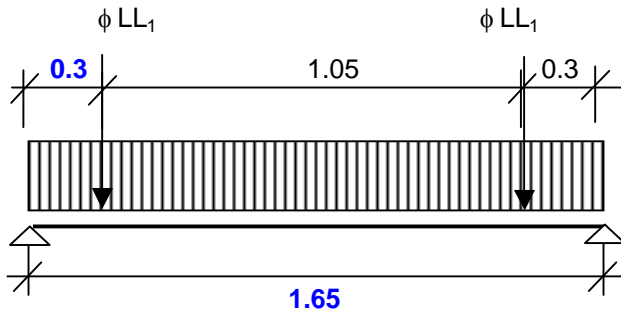
Peso específico del Hormigón

$$E_{H^0} = 25029 \text{ MPa}$$

$$\text{Módulo de elasticidad del hormigón (ACI): } E_h = 0.043 \cdot \gamma_{H^0}^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c}$$

5.8.2. Solicitaciones

Esquemático



Cargas Actuantes:

DC_1	=	0.06	ton/m	(Peso propio vigas)
DC_2	=	0.42	ton/m	(Peso propio Losa superior)
DW	=	0.00	ton/m	(Cargas permentes adicionales)
ϕLL_1	=	12.40	ton	(Sobrecarga Servicio - Flexión)
ϕ	=	1.55		Coficiente de impacto

5.8.3. Solicitaciones

Determinación de las solicitaciones para las distintas acciones:

MOMENTOS FLEXORES VERTICALES					
Seccion [X/L]	L [m]	M_{DC1} [ton m]	M_{DC2} [ton m]	M_{DW} [ton m]	$M_{\phi LL1}$ [ton m]
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.08	0.00	0.03	0.00	1.02
0.1	0.17	0.01	0.05	0.00	2.05
0.18182	0.30	0.01	0.09	0.00	3.72
0.3	0.50	0.02	0.12	0.00	3.72
0.4	0.66	0.02	0.14	0.00	3.72
0.5	0.83	0.02	0.14	0.00	3.72

ESFUERZO DE CORTE VERTICAL					
Seccion [X/L]	L [m]	Q_{DC1} [ton m]	Q_{DC2} [ton m]	Q_{DW} [ton m]	$Q_{\phi LL1}$ [ton m]
0	0.00	0.05	0.35	0.00	12.40
0.05	0.08	0.05	0.31	0.00	12.40
0.1	0.17	0.04	0.28	0.00	12.40
0.18182	0.30	0.03	0.22	0.00	12.40
0.3	0.50	0.02	0.14	0.00	0.00
0.4	0.66	0.01	0.07	0.00	0.00
0.5	0.83	0.00	0.00	0.00	0.00

COMBINACIONES DE CARGA				
COMBINACIONES	DC_1	DC_2	DW	ϕLL_1
RESISTENCIA I	1.25	1.25	1.50	1.75
RESISTENCIA IV	1.25	1.25	1.50	1.35
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	1.00
FATIGA	0.00	0.00	0.00	1.00

PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4B"
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..43..de..48

01

Preparo : F.O
 Fecha : 29/11/2016
 Reviso : R.P.

Combinaciones de Carga:

Seccion [X/L]	L	RESISTENCIA I		RESISTENCIA IV		SERVICIO I		FATIGA	
		M _v	Q _v	M _v	Q _v	M _v	Q _v	M _v	Q _v
	[m]	[ton m]	[ton]	[ton m]	[ton]	[ton m]	[ton]	[ton m]	[ton]
0	0.00	0.00	22.20	0.00	17.24	0.00	12.80	0.00	12.40
0.05	0.08	1.83	22.15	1.42	17.19	1.05	12.76	1.02	12.40
0.1	0.17	3.65	22.10	2.84	17.14	2.11	12.72	2.05	12.40
0.2	0.30	6.63	22.02	5.14	17.06	3.82	12.65	3.72	12.40
0.3	0.50	6.68	0.20	5.19	0.20	3.86	0.16	3.72	0.00
0.4	0.66	6.71	0.10	5.22	0.10	3.88	0.08	3.72	0.00
0.5	0.83	6.72	0.00	5.23	0.00	3.88	0.00	3.72	0.00

5.8.4.- Verificación a Flexión - Para Secciones no Compuestas

Verificación de Esbeltez Local

Alma [6.10.4.1.2]

$$2 D_{cp} / b_w = 21.122 \leq 3.76 \times \sqrt{E/F_{yc}} = 108.54 \quad \Longrightarrow \quad \text{Alma compacta}$$

D_{cp} Profundidad del alma en compresión para plastificación = 13.41 cm
 F_{yc} Tension de Fluencia del ala comprimida = 24000 ton/m²

Ala [6.10.4.1.3]

$$B_{fs} / 2 h f_s = 4.72441 \leq 0.382 \times \sqrt{E / F_{yc}} = 10.97 \quad \Longrightarrow \quad \text{Ala compacta}$$

Arriostramiento del ala a compresión [6.10.4.1.7]

$$L_b = 165 \text{ cm} \leq L_p = [0.124 - 0.0759 (M_f/M_p)] \times [r_y E / F_{yc}] = 342.513 \text{ cm}$$

Determinación del Momento Nominal

$$M_n = M_p = 21.72 \text{ ton m}$$

Resistencia nominal de la sección a flexión

$\phi_b = 1.00$ Factor de resistencia para Flexión
 $\phi_b \times M_n$ Resistencia de diseño a Flexión

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN			
COMBINACIÓN	M_u	M_n	chk
	[ton m]	[ton m]	
RESISTENCIA I	6.72	21.72	OK

Verificación a Fatiga [AASHTO 6.10.6]

$$2 D_c / b_w = 21.122 \leq 5.70 \times \sqrt{E/F_{yw}} = 164.54$$

D_c Profundidad del alma en compresión para rango elásticas con sobrecargas = 13.41 cm duplicadas

$$f_{cf} = 9,779 \text{ ton/m}^2 \leq F_y = 24,000 \text{ ton/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{VERIFICA}$$

f_{cf} Máxima tensión de compresión elástica para fatiga

**VIADUCTO BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4B"**

MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 29/11/2016
Reviso : R.P.

5.8.5. Resistencia nominal de la sección a Corte (Sin Rigidizadores) [AASHTO 6.10.7]

Verificación en Sección Apoyo Extremo

$\phi_v = 1.00$ Factor de resistencia para Corte

$\phi_v V_n$ Resistencia de diseño a Corte

$D / b_w = 21.122$

$$V_n = \begin{cases} D/b_w < 2.46 \text{ raiz}(E/F_y) & = 71.0 \text{ (A)} \implies V_{n1} = 0.58 F_{yw} A_w & = 47.4 \text{ ton} \\ A < D/b_w < B & \implies V_{n2} = 1.48 b_w^2 \times \text{raiz}(E \times F_y) & = 165.4 \text{ ton} \\ D/b_w > 3.07 \text{ raiz}(E/F_y) & = 88.6 \text{ (B)} \implies V_{n3} = 4.55 E \times b_w^3 / D & = 694.9 \text{ ton} \end{cases}$$

$V_n = 47.42 \text{ ton}$ Resistencia nominal al corte de cada alma

$\phi_v V_n = 47.42 \text{ ton}$ Resistencia al Corte

Resistencia I

$V_u = 22.20 \text{ ton} \implies \text{VERIFICA}$

5.9. Arriostramiento Superior

5.9.1. Verificaciones Diagonales

$T_u = 6.80$ ton Esfuerzo máximo de Tracción

Propiedades mecánicas

$F_y = 240$ Mpa ($F_y = F_{yf} = F_{yw}$) Tensión de Fluencia del Material

$E = 200000$ Mpa Módulo de elasticidad Longitudinal

$G = 77200$ Mpa Módulo de elasticidad Transversal

Características del perfil adoptado Perfiles UPN : **100**

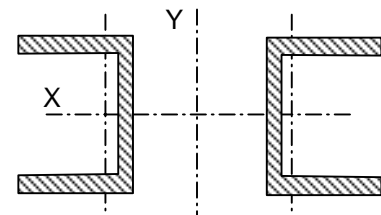
PERFIL SIMPLE						PERFIL COMPUESTO					
A_g	J_x	J_y	r_x	r_y	e_y	A_g	J_x	sep	J_y	r_x	r_y
[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm]
13.5	206	29.3	3.90631	1.47322	1.55	27	412	40	12,597	3.91	21.60

Resistencia nominal de la sección a Tracción

$\phi_c = 0.95$ Factor de resistencia para Tracción

$\phi_t \times P_n$ Resistencia de diseño a Tracción

$P_n = F_y \times A_g = 64.8$ ton



Verificación de Esbeltez

$L_y / r_y = 1150 / 21.60 = 53.24 \leq 200$ (AASHTO 6.8.4) \Rightarrow **VERIFICA**

$L_x / r_x = 575 / 3.91 = 147.198 \leq 200$ (AASHTO 6.8.4)

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "S4B" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..47..de..48	01
		Preparo : F.O Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

6. Reacciones de Apoyo

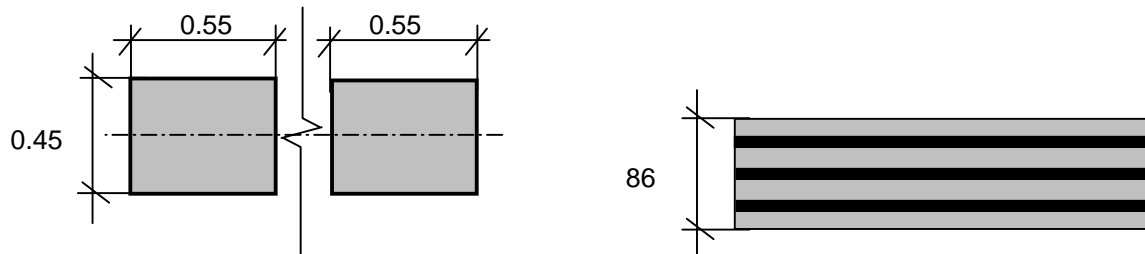
Resumen - Cargas por Estribo

Nº	Estado	Fuerzas			Momentos		Fuerzas		Momentos	
		V ton	H _{long.} ton	H _{trans.} ton	M _{long.} ton.m	M _{trans.} ton.m	Hx ton	H _z ton	Mz ton.m	Mx ton.m
1	Vacío	124.57	3.85	10.72	0.00	0.00	3.85	10.72	0.00	0.00
2	Cargado	368.46	38.69	18.15	0.00	0.00	38.69	18.15	0.00	0.00

Nota : Corresponde a la reacción total por eje de apoyo.

7.- Apoyos de neopreno Armado

Geometría



Dureza Shore **60**

Solicitaciones (por eje de apoyo)

$$V_{\text{máx}} = \mathbf{368.46} \text{ ton} \quad H_{V \text{ máx}} = \mathbf{38.69} \text{ ton}$$

$$V_{\text{mín}} = \mathbf{124.57} \text{ ton} \quad H_{V \text{ máx}} = \mathbf{10.72} \text{ ton}$$

Adoptado por eje de apoyo: pastillas: **0.45** m x **1.10** m en 2 pastillas 0.45 x 0.55

$$h_{\text{neta}}: \mathbf{56.00} \text{ mm}$$

Recubrimiento exterior =	3 mm
Espesor placas =	3 mm
Espesor capas de goma =	8 mm c/u
cantidad de capas	7

$$\sigma_{\text{máx}} = 744 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm máx}} = \mathbf{1000} \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 252 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{\text{adm mín}} = \mathbf{250} \text{ ton/m}^2$$

Verificación máxima distorsión

$$\Delta L_{\text{tab}} = 4.35 \text{ mm} \quad (\text{temperatura})$$

$$\Delta L_{\text{fren}} = 19.71 \text{ mm} \quad (\text{frenado})$$

$$\Delta L_{\text{tot}} = 24.06 \text{ mm}$$

$$\text{tg } \gamma = 0.43 < \text{tg } \gamma_{\text{máx}} = \mathbf{0.70} \quad \Rightarrow \quad \text{Verifica distorsión}$$



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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.			

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..2..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : 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**

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

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:

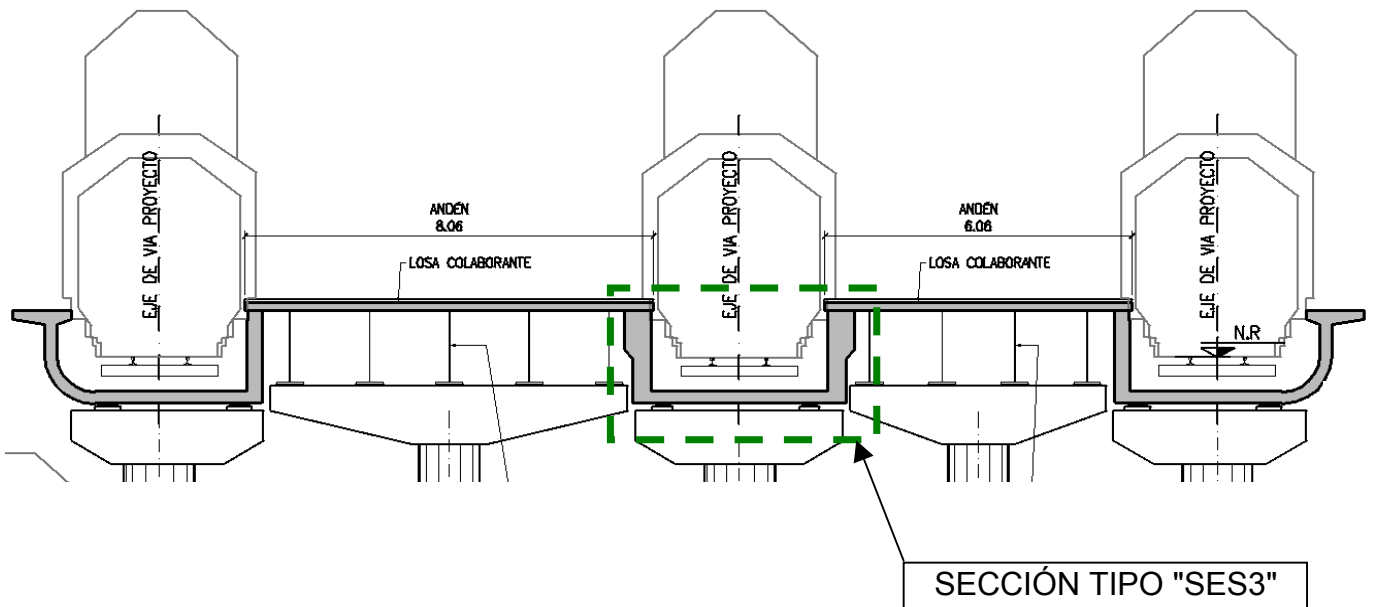
Hormigón Superestructura:	H- 38	$\sigma'_{bk} = 380 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)
Acero para Pretensado	C1900 Gr-270 (*)		(Cordones de 1/2")

(*) A confirmar según el sistema.

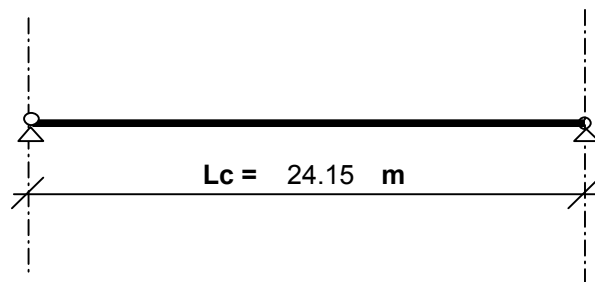
II.- SUPERESTRUCTURA

1.- Geometría

Sección Transversal.



2.- Esquema Estático

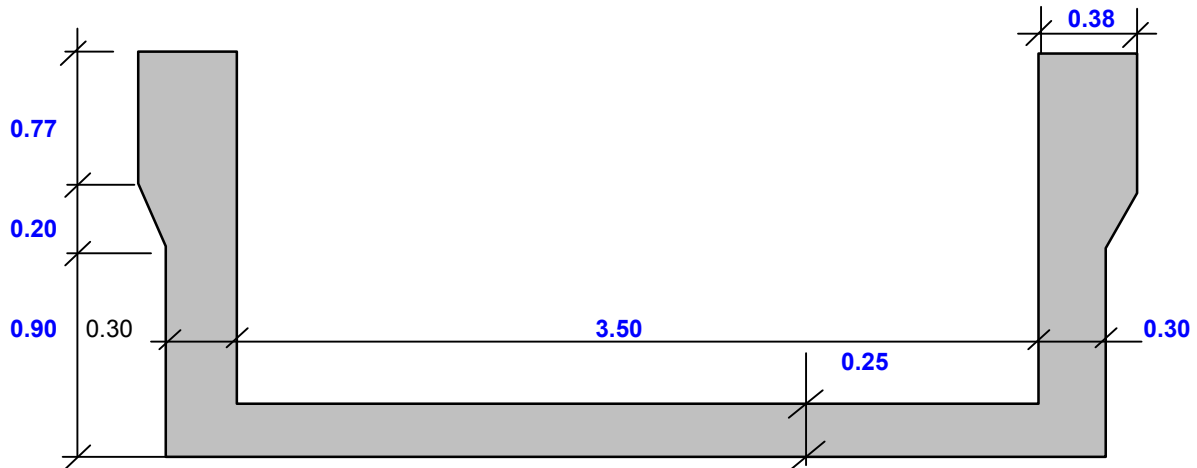


VIADUCTO FC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES3"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : J.R.
Fecha : 29/11/2016
Reviso : R.P.

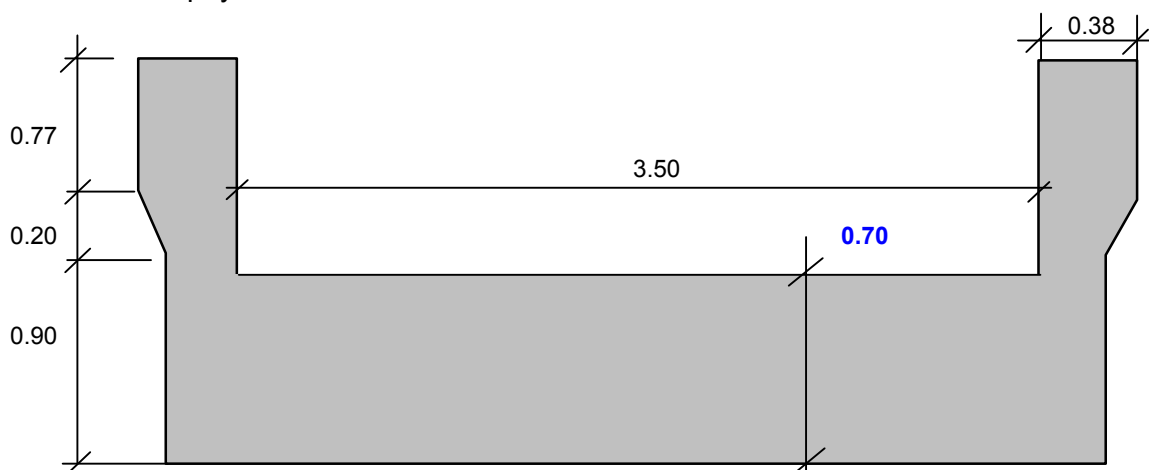
3.- Características geométricas de la Sección Transversal

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

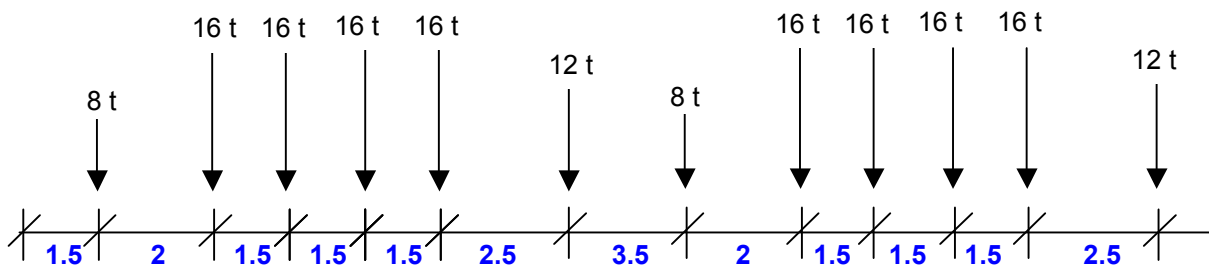
Altura de relleno	h _r = 0.30 m
Luz determinante del coeficiente de impacto	L _φ = 24.15 m
 Coeficiente de impacto	 Ø = 1.40 - 0.008 x L _φ - 0.10 x h _r = 1.18

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.

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..7..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

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
$M_{m\acute{a}x.}$	0.00	239.3	465.4	903.4	1149.0	1318.5	1357.0
$Q_{asoc.}$	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
$M_{m\acute{a}x.}$	0.0	125.9	238.6	424.1	556.6	636.1	662.6
$Q_{asoc.}$	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
$M_{m\acute{a}x.}$	0.00	74.0	140.2	249.2	327.0	373.8	389.3
$Q_{asoc.}$	64.5	58.0	51.6	38.7	25.8	12.9	0.0

Momentos en ton m. Cortes en ton

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERRESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..8..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

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 = 24.15 m

Constante de la parábola de 2º grado a = 0.00367

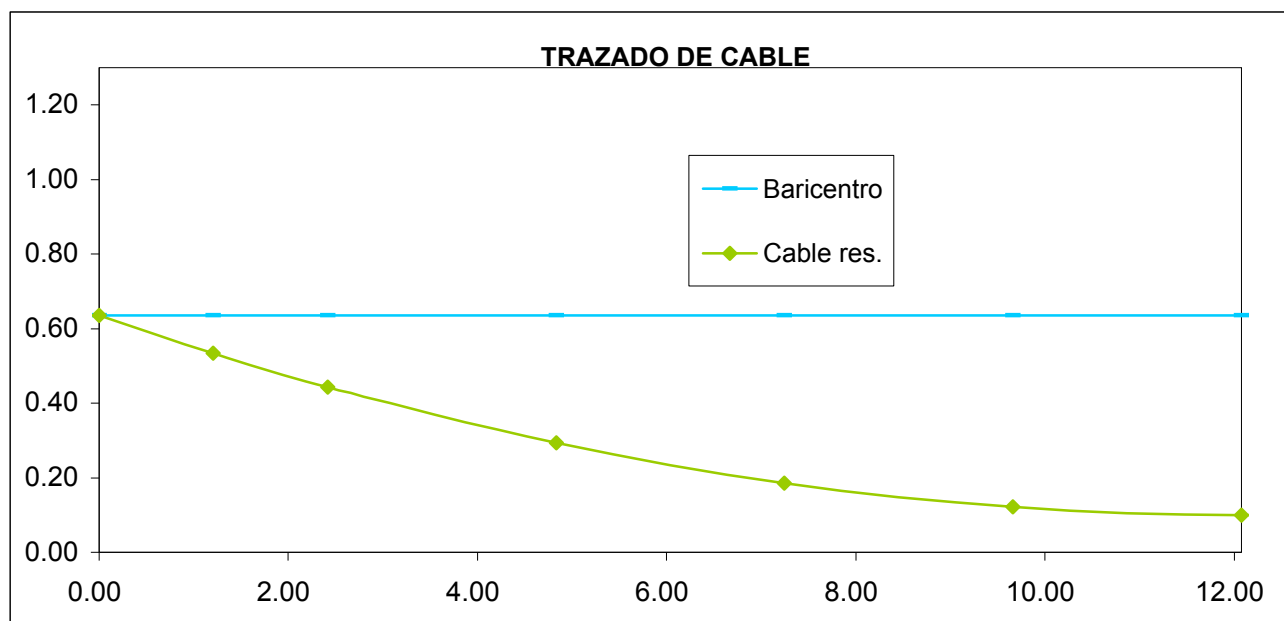
Tabla de trazado del cable:

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	$\alpha + \beta \times X$	$e^{-\mu \times X}$ (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 %

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..10..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

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 $E_v = 3,700,000$ ton/m²

6.3.3. Esfuerzo de Pretensado.

$N_0 = -1845.7$ ton	Pérdidas instantáneas	4.2 %
$N_\infty = -1509.1$ 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 $F_{ev \text{ nec}} = 138.77 \text{ cm}^2$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..11..de..26	0
		Preparo : J.R.	
		Fecha : 29/11/2016	
		Reviso : R.P.	

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} ton/m ²	σ _{IV} ton/m ²	σ _{SV} ton/m ²	σ _{IV} ton/m ²
				1	TIRO	-1845.65	
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.

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

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

kef = **1.50** Tabla 46 renglón 3 (CIRSOC 201)
 def = kef x (2 Ab / u)
 u = **15.37** m Perimetro de la sección expuesto al desecamiento
 def = 0.42

Coefficiente de retracción final 0.10 < dm < 0.80

ε_s ∞ = **-0.00020** Tabla 45

**VIADUCTO FC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES3"****MEMORIA DE CÁLCULO**

Preparo : J.R.

Fecha : 29/11/2016

Reviso : R.P.

Se estima

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

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

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

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

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

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

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

$$c_\phi = -14.0 \%$$

Adoptado 14 %

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..13..de..26	0
		Preparo : J.R.	
		Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

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

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..14..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

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
ESFUERZO TOTAL DE PRETENSADO:	RNPRET -.15090E+04

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

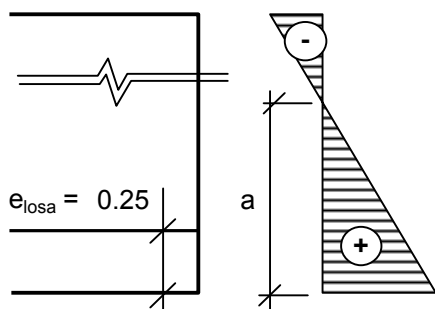
```

CONJUNTO	N	.00
DE VALORES	Mx	-1357.00
A VERIFICAR	My	.00
Angulo del Plano de cargas		
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)	
				σsv	σiv	σsv	σiv
				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.

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

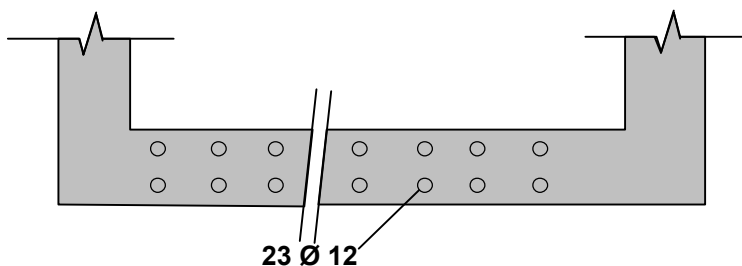
$$\sigma_v \text{ final} = 11,088.16 \text{ kg/cm}^2 < \beta_{sv}$$

Verificación diámetro límite

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

$$\mu_z = 0.56 \%$$

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



PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..16..de..26	0
	Preparo : J.R.	
	Fecha : 29/11/2016	
	Reviso : R.P.	

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	Q	Q _{TESADO}	S	b	τ	σ_x	σ_I	σ_{II}	Verifica
	m	ton	ton	cm ³	m	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	
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 mínima (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 máximas y admisibles

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

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

SECCION	X	$\sigma_{inferior}$	ZONA	σ_x	τ_u / τ_r	σ_I	σ_{II}	tang δ	Z	Req.Arm	fe req
	m	ton/m ²		ton/m ²		ton/m ²	ton/m ²		ton		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

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..17..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

6.6.3. Armadura de Suspensión

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

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

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

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

VIADUCTO FC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES3"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : J.R.
Fecha : 29/11/2016
Reviso : R.P.

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)

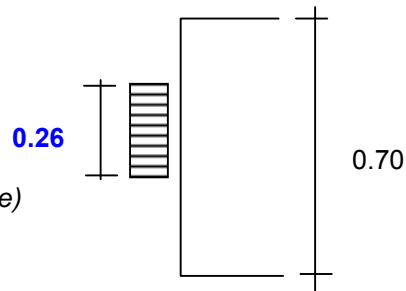
Longitud de desvío según el eje de la viga

Lv = 0.70 m (adoptado conservadoramente)

Zv = 0.25 x 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)

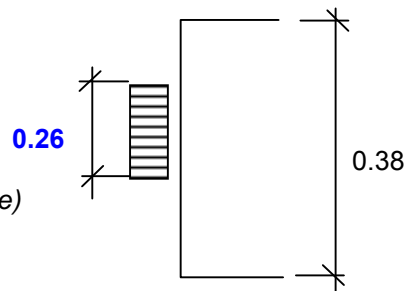
Longitud de desvío según el eje de la viga

Lv = 0.38 m (adoptado conservadoramente)

Zv = 0.25 x 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

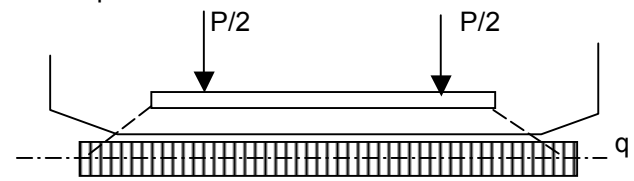
$g = 1.23 \text{ ton/m}^2$ Balasto + Peso Propio de la Losa

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.

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

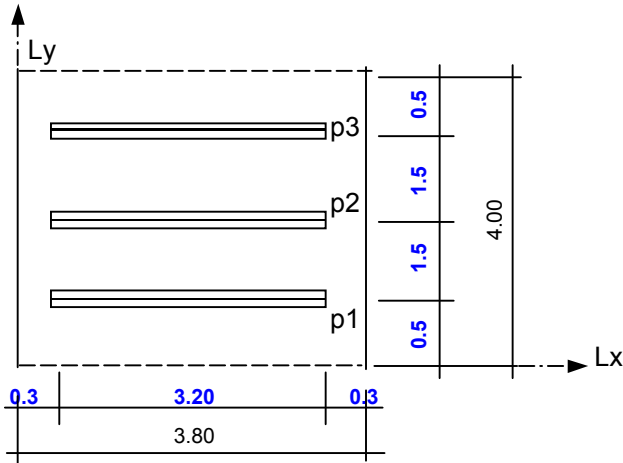
7.2. Cálculo de sollicitaciones

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	0.1161
p2	$y_2 / ly = 0.500$	$x_{2i} / lx = 0.079$	$x_{2d} / lx = 0.921$		0.0016	0.1378
p3	$y_3 / ly = 0.875$	$x_{3i} / lx = 0.079$	$x_{3d} / lx = 0.921$		0.0018	0.1161

$$M_{q_{\max}} = 6.0376 \times 3.80 \times (2 \times (0.1161 - 0.0018) + (0.1378 - 0.0016)) = 8.37 \text{ ton.m/m}$$

Cargas totales

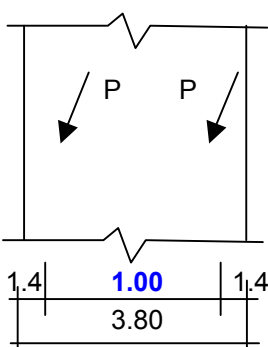
$$M_{\max} = 10.58 \text{ ton.m/m}$$

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	

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

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..21..de..26	0
		Preparo : J.R.	
		Fecha : 29/11/2016	
		Reviso : R.P.	

7.1.1. Flexión en sentido transversal

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

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

7.1.2. Flexión en sentido longitudinal

Máximo momento positivo $M_{y,máx} = 2.34$ 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	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 Tractionada
 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 Tractionada ($\mu_z = Fe/A_{bz}$)
 r : coeficiente de adherencia
 σ_s : Tensión en el Acero bajo cargas permanentes
 A_{bz} : Área traccionada ($A_{bz} = Area H^o / (1 - k_x)$)

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

$\mu_z \leq 0.3\%$ (Según 17.6.2)
 $d_{máx} = 20 / 12$ 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	10.58	0.00	10.6	0.25	0.22	1.00	0.18	41.89	2.38%	132	20	109

⇒ Verifica

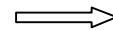
	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..22..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

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

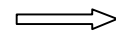
Momento debido a la sobrecarga		$M_{q,m\acute{a}x} =$	8.37 tonm/m
Armadura adoptada Ø20c/7.5cm [inf.]		$f_{e,adop} =$	41.89 cm ² /m
Brazo elástico		$z =$	0.19 m
Tensión en el acero	$\sigma_s = (Ms / z + N) / As =$		1.05 ton/m ²
Tensión límite		$\sigma_{l\acute{i}m} =$	1.40 ton/m ²



Verifica

Apoyo

Momento debido a la sobrecarga		$M_{q,min} =$	1.40 tonm/m
Armadura adoptada Ø16c/15cm [sup.]		$f_{e,adop} =$	13.40 cm ² /m
Brazo elástico		$z =$	0.19 m
	$\sigma_s = (Ms / z + N) / As =$		0.55 ton/m ²
		$\sigma_{l\acute{i}m} =$	1.40 ton/m ²



Verifica

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..23..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

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.

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

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

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

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

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES3" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..24..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

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 centrifugas 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 centrifuga 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.

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

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

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

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

PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO FC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES3"
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..25..de..26	0
Preparo : J.R.	
Fecha : 29/11/2016	
Reviso : R.P.	

8.3. Resumen - Cargas por Pila

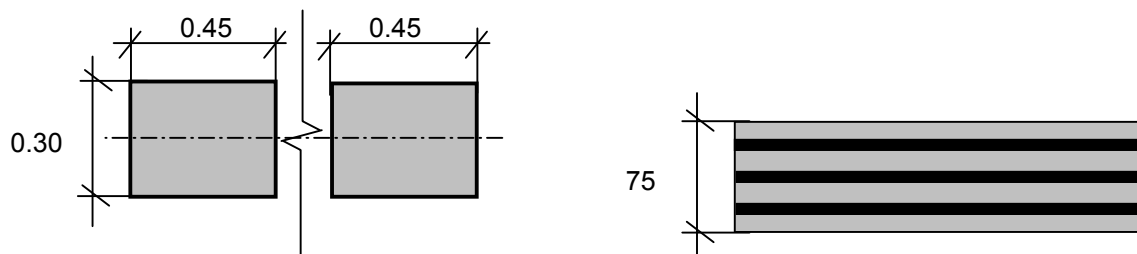
Distancia de riel a nivel superior de neopreno $d_{\text{apoyo - riel}} = 0.70 \text{ m}$

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)

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

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

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

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

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

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

Verificación máxima distorsión

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

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

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

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



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

SUPERESTRUCTURA VIADUCTO - SECCIÓN "S ES4"
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 29/11/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0109-00
ELAB.	J.R.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES4" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..2..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : 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

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES4" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la sección transversal del tramo 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 para el cruce con la avenida Velez Sarsfield, que cuenta con una luz entre ejes de pilas de 31.33 m, considerando una luz de cálculo de 30.48 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:

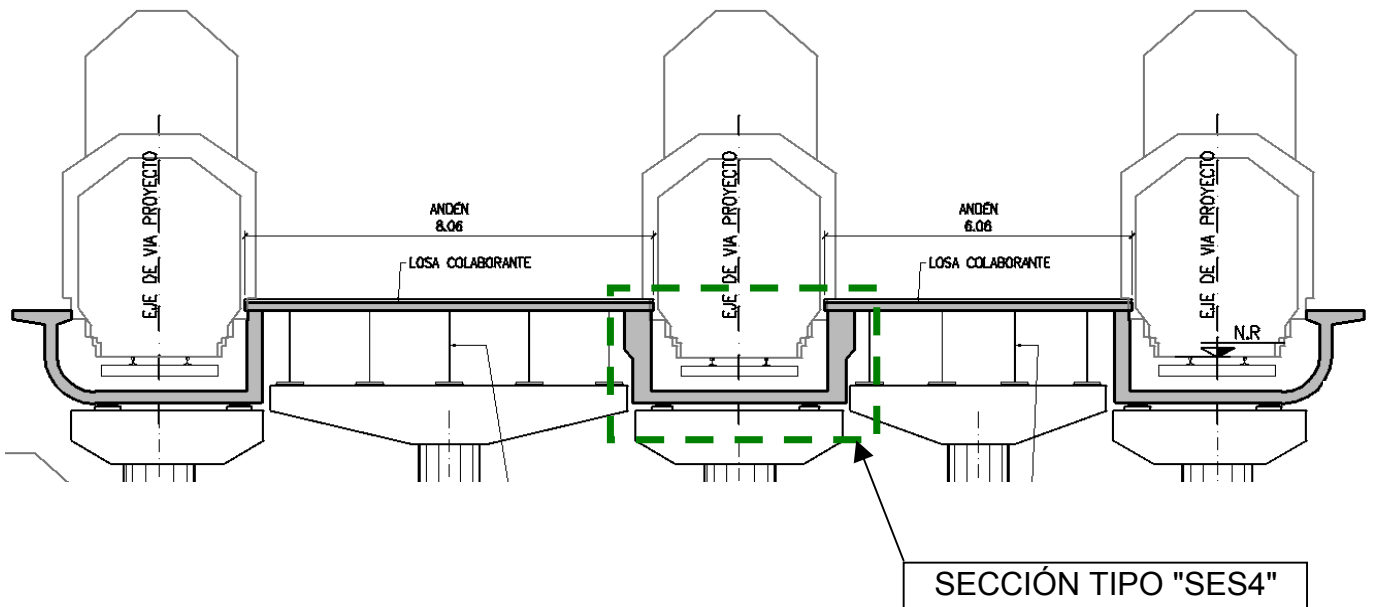
Hormigón Superestructura:	H- 47	$\sigma'_{bk} = 470 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)
Acero para Pretensado	C1900 Gr-270 (*)		(Cordones de 1/2")

(*) A confirmar según el sistema.

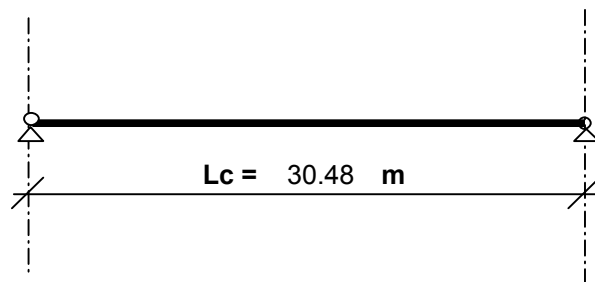
II.- SUPERESTRUCTURA

1.- Geometría

Sección Transversal.



2.- Esquema Estático

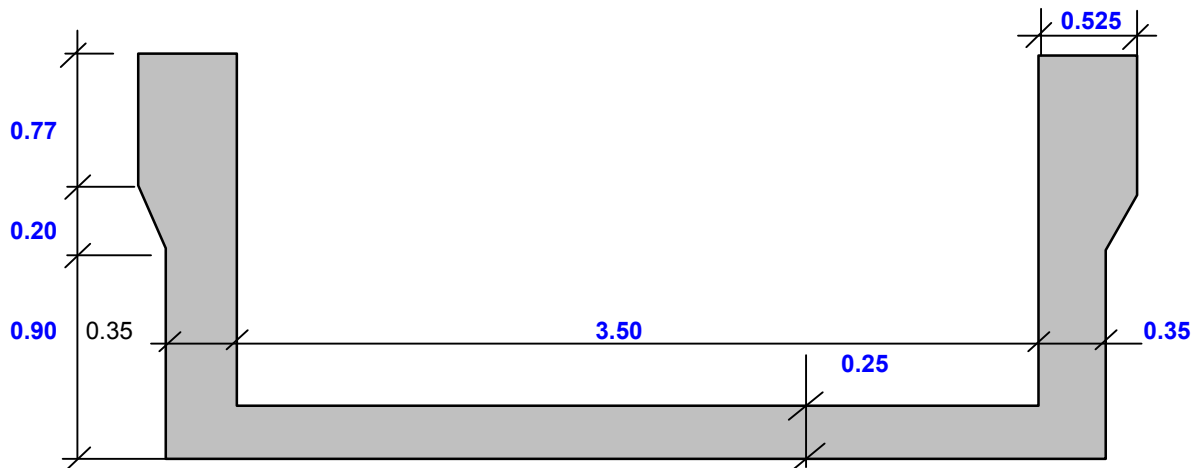


VIADUCTO FC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES4"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : J.R.
Fecha : 29/11/2016
Reviso : R.P.

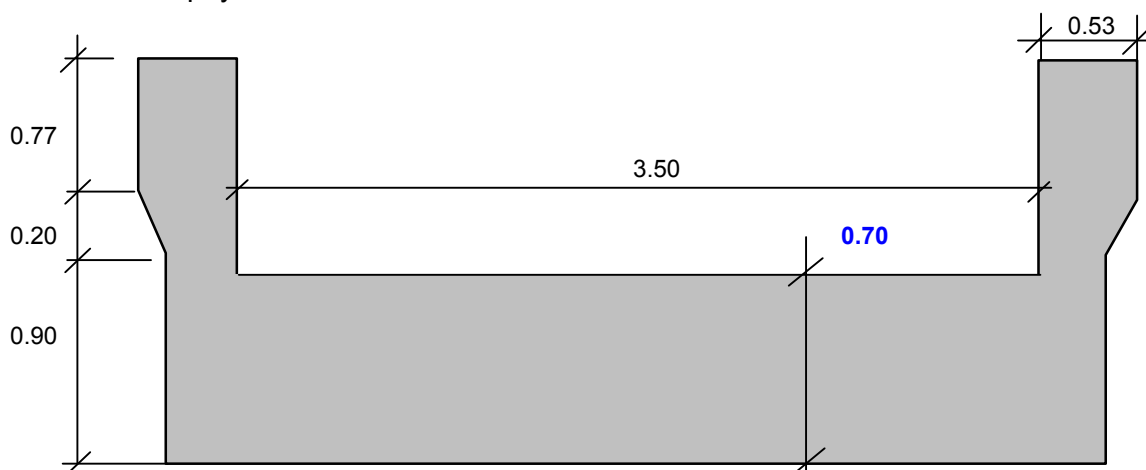
3.- Características geométricas de la Sección Transversal

3.1. Sección centro de tramo



Altura de la sección	Ht =	1.870	m
Superficie	F =	2.489	m ²
Distancia del baricentro a fibra superior	ys =	1.159	m
Distancia del baricentro a fibra inferior	yi =	0.711	m
Momento de inercia baricentrico	Jg =	0.931	m ⁴
Módulo resistente superior	Ws =	0.803	m ³
Módulo resistente inferior	Wi =	1.309	m ³
Momento estático	S =	0.690	m ³

3.2. Sección apoyo



Altura de la sección	Ht =	1.870	m
Superficie	F =	4.064	m ²
Distancia del baricentro a fibra superior	ys =	1.250	m
Distancia del baricentro a fibra inferior	yi =	0.620	m
Momento de inercia baricentrico	Jg =	1.011	m ⁴
Módulo resistente superior	Ws =	0.809	m ³
Módulo resistente inferior	Wi =	1.632	m ³
Momento estático	S =	0.806	m ³

4.- Análisis de Cargas

Tipo de trocha del material rodante	TROCHA: ANGOSTA
Luz entre ejes de pila	Lp = 31.33 m
Luz de cálculo	Lc = 30.48 m

4.1. Cargas permanentes

Superficie	2.49	m ² x	2.50	ton/m ³	=	6.22	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 = 9.97	ton/m

4.2. Cargas de tránsito

4.2.1. Determinación del coeficiente de impacto

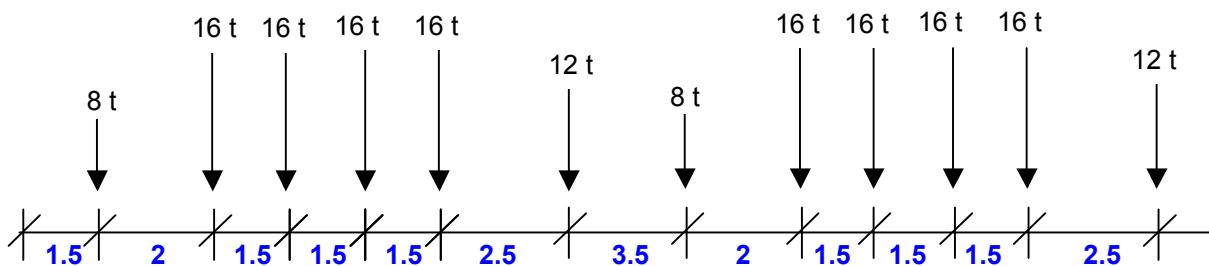
Altura de relleno	h _r = 0.30 m
Luz determinante del coeficiente de impacto	L _φ = 30.48 m
 Coeficiente de impacto	 Ø = 1.40 - 0.008 x L _φ - 0.10 x h _r = 1.13

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.

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES4" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..7..de..26	0
		Preparo : J.R.	
		Fecha : 29/11/2016	
		Reviso : R.P.	

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	1.52	3.05	6.10	9.14	12.19	15.24
$M_{m\acute{a}x.}$	0.00	368.0	712.8	1368.9	1751.8	2016.5	2081.5
$Q_{asoc.}$	373.9	342.8	311.8	238.9	173.7	101.1	36.9

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	1.52	3.05	6.10	9.14	12.19	15.24
$M_{m\acute{a}x.}$	0.0	220.0	416.8	741.0	972.6	1111.5	1157.8
$Q_{asoc.}$	151.9	136.8	121.6	91.2	60.8	30.4	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	1.52	3.05	6.10	9.14	12.19	15.24
$M_{m\acute{a}x.}$	0.00	137.3	260.1	462.4	606.9	693.6	722.5
$Q_{asoc.}$	94.8	85.3	75.8	56.9	37.9	19.0	0.0

Momentos en ton m. Cortes en ton

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERRESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES4" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..8..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

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 = 30.48 m

Constante de la parábola de 2º grado a = 0.00263

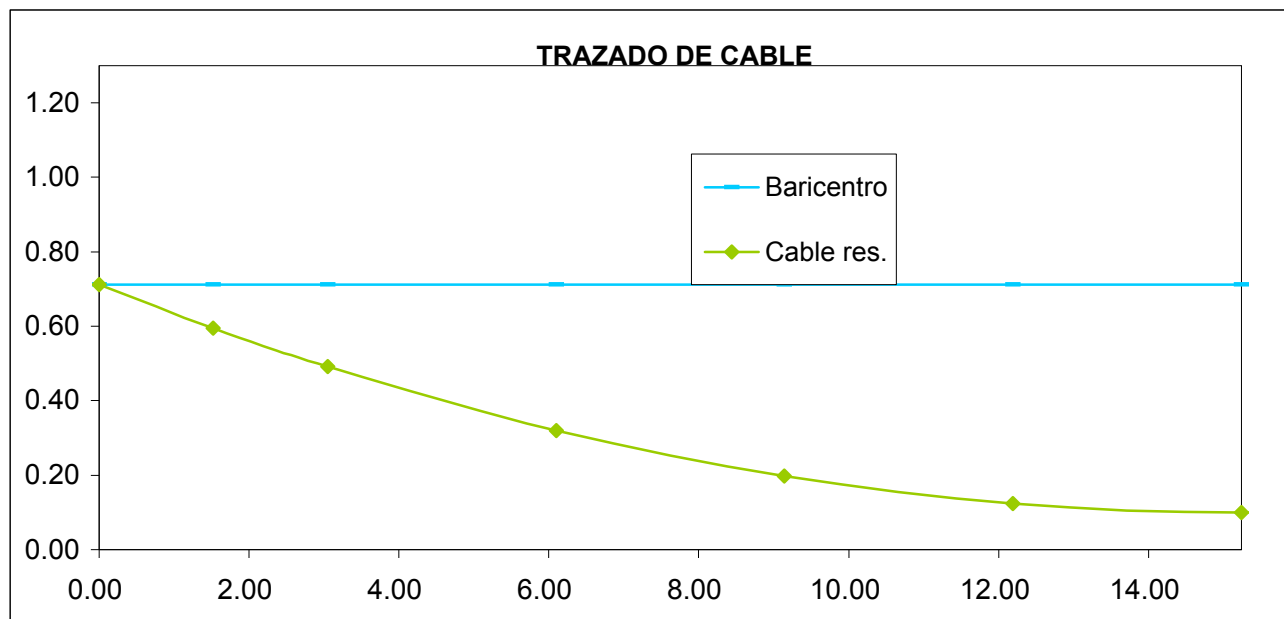
Tabla de trazado del cable:

Sección	X	Eje baricentro	Cable resultante	
			dist ₁	dist ₂
%	m	m	m	m
0	0.00	0.7111	0.7111	0.000
5	1.52	0.7111	0.5950	0.116
10	3.05	0.7111	0.4911	0.220
20	6.10	0.7111	0.3200	0.391
30	9.14	0.7111	0.1978	0.513
40	12.19	0.7111	0.1244	0.587
50	15.24	0.7111	0.1000	0.611
60	18.29	0.7111	0.1244	0.587
70	21.34	0.7111	0.1978	0.513
80	24.38	0.7111	0.3200	0.391
90	27.43	0.7111	0.4911	0.220
95	28.96	0.7111	0.5950	0.116
100	30.48	0.7111	0.7111	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

$\alpha = 0.0800$

Cálculo de pérdidas por fricción

Sección	X	α	$\alpha + \beta \times X$	$e^{-\mu \times X}$ (4)
1	2	3	4	5
0.00	0.000	0.00000	0.00000	1.0000
0.05	1.524	0.00800	0.01867	0.9953
0.10	3.048	0.01601	0.03734	0.9907
0.15	4.572	0.02401	0.05601	0.9861
0.20	6.096	0.03201	0.07468	0.9815
0.25	7.620	0.04002	0.09336	0.9769
0.30	9.144	0.04802	0.11203	0.9724
0.35	10.668	0.05602	0.13070	0.9679
0.40	12.192	0.06402	0.14937	0.9633
0.45	13.716	0.07203	0.16804	0.9589
0.50	15.240	0.08003	0.18671	0.9544

Pérdidas por fricción en 0.5 L

4.56 %

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES4" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..10..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

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 =	2.4885	m ²
Distancia del baricentro a fibra superior	ys =	1.1589	m
Distancia del baricentro a fibra inferior	yi =	0.7111	m
Momento de inercia baricentrico	J =	0.9306	m ⁴
Módulo resistente superior	Wsv=	0.8031	m ³
Módulo resistente inferior	Wiv=	1.3087	m ³
Excentricidad del cable	e =	0.6111	m

6.3.2. Características Mecánicas.

Hormigón Viga Prefabricada H-47 $E_v = 3,900,000$ ton/m²

6.3.3. Esfuerzo de Pretensado.

$N_0 = -2768.5$ ton	Pérdidas instantáneas	4.6 %
$N_\infty = -2204.8$ ton	Pérdidas diferidas	15.8 %
	Pérdidas totales	20.4 %

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 $F_{ev \text{ nec}} = 208.16 \text{ cm}^2$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES4" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..11..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

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)	
				σsv	σiv	σsv	σiv
				ton/m²	ton/m²	ton/m²	ton/m²
1	TIRO	-2768.53		-1113	-1113	-886	-886
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-1691.95	2107	-1293	1678	-1030
3	TOTAL PRETENSADO (1+2)			994	-2405	792	-1916
4	PESO PROPIO SECCIÓN		722.47	-900	552	-900	552
5	TOTAL (3+4)			95	-1853	-108	-1364
6	PESO PROPIO 2da ETAPA		0.00	0	0	0	0
7	TOTAL (5+6)			95	-1853	-108	-1364
8	PESO TERMINACIONES		435.35			-542	333
9	TOTAL (7+8)					-650	-1031
10	SOBRECARGA		923.63			-1150	706
11	TOTAL (9+10)					-1800	-325

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

120	-2000	-1800	0
79%	93%	100%	

6.3.5 Cálculo de pérdidas diferidas.

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

$E_b = 3,900,000 \text{ ton/m}^2$ Hormigón H-47
 $E_z = 19,500,000 \text{ ton/m}^2$ Acero C1900 Grado 270 Cordo (A verificar según el sistema)
 $n = 5.00$
 $\phi = 1.80$

Determinación espesor medio ficticio

$k_{ef} = 1.50$ Tabla 46 renglón 3 (CIRSOC 201)
 $def = k_{ef} \times (2 A_b / u)$
 $u = 15.86 \text{ m}$ Perimetro de la sección expuesto al desecamiento
 $def = 0.47$

Coefficiente de retracción final $0.10 < d_m < 0.80$

$\epsilon_s \infty = -0.00020$ Tabla 45

PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO FC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES4"
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..12..de..26 **0**
Preparo : J.R.
Fecha : 29/11/2016
Reviso : R.P.

Se estima

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

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

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

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

$$\sigma_{bv} = -886.01 + -1691.95 \times 0.61 / 0.93 = -1997.09 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{bg} = (722.47 + 0) \times 0.61 / 0.93 = 474.43 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_\phi = -19484.02 \text{ ton/m}^2$$

$$c_\phi = -15.8 \text{ \%} \qquad \qquad \qquad \text{Adoptado 15.8 \%}$$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES4" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..13..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

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

M máx =	2081.5 ton m	Armadura No Tesa inferior =	26.0 cm ²	23Ø12
		Armadura No Tesa superior =	49.1 cm ²	2x 5Ø25
		Armadura Tesa =	208.2 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
VB25MU2 - Viaducto Belgrano Sur Viga U - Hviga 1.87 - Luz Pa DIN 1045 PAG. 1
ATEC S.A. Ingenieros Consultores 12:51 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: .711

AREA BRUTA DE LA SECCION:	AH	.24932E+01
AREA TOTAL DE ARMADURA:	AFE	.28329E-01
AREA DE ARMADURA PASIVA:	AFEP	.75090E-02
AREA DE ARMADURA ACTIVA:	AFEA	.20820E-01
AREA HOMOGENEIZADA DE LA SECCION:	AHOM	.26094E+01
CUANTIA TOTAL DE ARMADURA PASIVA:	RMUP	.30118E-02
CUANTIA TOTAL DE ARMADURA ACTIVA:	RMUA	.83507E-02
MOMENTOS ESTATICOS DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	SXHOM	-.34579E-01
	SYHOM	.46233E-05
COORD DEL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA SECCION HOMOGENEIZADA	XGHOM	.17718E-05
	YGHOM	-.13252E-01
MOMENTOS DE INERCIA DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	JX	.99303E+00
	JY	.72938E+01
	JXY	-.14408E-05
FIBRAS EXTREMAS REFERIDAS AL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	XINF	-.22703E+01
	XSUP	.22703E+01
	YINF	-.69786E+00
	YSUP	.11721E+01
MOMENTOS DE INERCIA DE LA SECCION HOMOGENEIZADA RESPECTO DE SUS EJES BARICENTRICOS:	JXG	.99257E+00
	JYG	.72938E+01

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES4" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..14..de..26	0
		Preparo : J.R.	
		Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

MODULOS RESISTENTES DE LA SECCION HOMOGENEIZADA RESPECTO DE SUS EJES BARICENTRICOS:	WXGSUP .84680E+00
	WXGINF -.14223E+01
	WYGSUP .32127E+01
	WYGINF -.32128E+01
MOMENTOS DE PRETENSADO RESPECTO DEL BARICENTRO DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	RMXPRE .13183E+04
	RMYPRE -.90695E-02
ESFUERZO TOTAL DE PRETENSADO:	RNPRET -.22050E+04

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: VB25MU2
 NORMA DE CALCULO DIN 1045 UNIDADES: to m PAG. 1
 ATEC S.A. Ingenieros Consultores 12:52 HS, NOVIEMBRE 7,2016

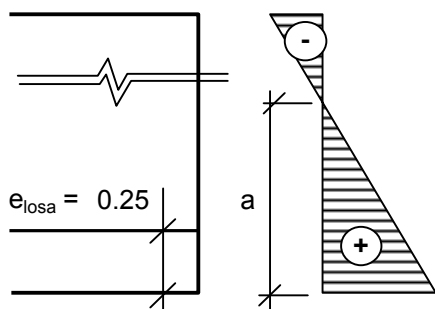
 TIPO DE ACERO 1 DUREZA NATURAL
 LIMITE ELASTICO: Bs= .4200E+05
 MODULO DE ELASTICIDAD: Es= .2100E+08
 TIPO DE ACERO 2 DEFORMADO EN FRIO
 LIMITE ELASTICO: Bs= .1700E+06
 MODULO DE ELASTICIDAD: Es= .1950E+08
 RESISTENCIA DE CALCULO DEL HORMIGON: (Br) .3000E+04
 MODULO DE ELASTICIDAD: (Ec) .3900E+07

+-----+-----+-----+		
	CONJUNTO	N .00
	DE VALORES	Mx -2082.00
	A VERIFICAR	My .00
+-----+-----+-----+		
	Angulo del Plano de cargas	90.00
+-----+-----+-----+		
	Coef.seg. necesario	1.8886
CUANTIA	Coef.seguridad real	1.9860
EXISTENTE	Ang. del eje neutro	.00
P= .301%	Deform.del Hormigon	-3.50E-3
A= .835%	Deform.del Acero	1.81E-3
	Cuant.Arm.Pas.Trac.	.10%
+-----+-----+-----+		

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)	
				σsv	σiv	σsv	σiv
				ton/m²	ton/m²	ton/m²	ton/m²
1	TIRO	-2768.53	0.00	-1113	-1113	-886	-886
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-1691.95	2107	-1293	1678	-1030
3	TOTAL PRETENSADO (1+2)			994	-2405	792	-1916
4	PESO PROPIO SECCIÓN		975.33	-1215	745	-1215	745
5	TOTAL (3+4)			-220	-1660	-423	-1170
6	PESO PROPIO 2da ETAPA		0.00	0	0	0	0
7	TOTAL (5+6)			-220	-1660	-423	-1170
8	PESO TERMINACIONES		587.73			-732	449
9	TOTAL (7+8)					-1154	-721
10	SOBRECARGA		1246.91			-1553	953
11	TOTAL (9+10)					-2707	232



$$a = 231.54 / (231.54 + 2707.16) \times 1.87 = 0.15 \text{ m}$$

$$Abz_1 = 0.62 \text{ m}^2$$

$$232 \text{ ton/m}^2$$

$$Z = 71.64 \text{ ton}$$

Armadura no tesa dispuesta

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

Tensión en el acero

$$\sigma = 305.9 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica

Verificación incremento de tensión en armadura pretensada.

$$\Delta\sigma_v = Z / (A_v + A_s) = 305.93 \text{ kg/cm}^2$$

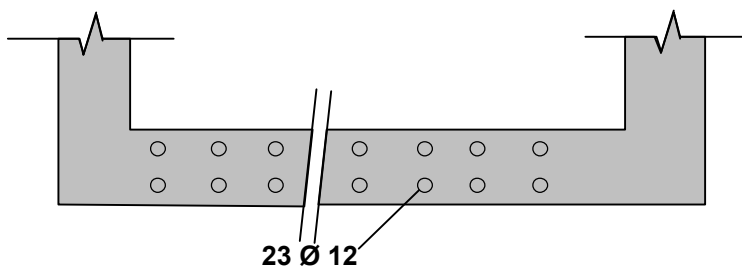
$$\sigma_v \text{ final} = 10,897.98 \text{ kg/cm}^2 < \beta_{sv}$$

Verificación diámetro límite

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

$$\mu_z = 0.42 \%$$

$$ds = 1168 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Verifica fisuración}$$



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES4" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..16..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

6.6.Verificación de Tensiones principales

6.6.1 Verificación de tensiones principales en estado de uso.

$$\sigma_{adm} = 100.00 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{de acuerdo a C.I.R.S.O.C. - Tabla 47 - Renglones 46 a 49})$$

SECCIÓN	X	Q	Q _{TESADO}	S	b	τ	σ_x	σ_I	σ_{II}	Verifica
	m	ton	ton	cm ³	m	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	
0.05	1.52	266.04	-159.08	0.806	0.70	132.36	-886.01	19.35	-905.36	Si
0.10	3.05	236.48	-141.36	0.690	0.70	100.73	-1902.59	5.32	-1907.91	Si
0.20	6.10	177.36	-105.95	0.690	0.70	75.61	-3100.45	1.84	-3102.29	Si
0.30	9.14	118.24	-70.61	0.690	0.70	50.44	-2369.16	1.07	-2370.23	Si
0.40	12.19	59.12	-35.29	0.690	0.70	25.23	-2745.53	0.23	-2745.76	Si
0.50	15.24	0.00	0.00	0.690	0.70	0.00	-1684.80	0.00	-1684.80	Si

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

Armadura minima (según tabla 42)

$$A_{s \text{ min}} > 2 \times \mu \times b = 12.60 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{en sección apoyo})$$

$$A_{s \text{ min}} > 2 \times \mu \times b = 12.60 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{en sección centro de tramo})$$

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

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

$$\begin{aligned} \sigma_{b \text{ límite}} &= 350 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - 26.12.3.1}) \\ \sigma_{I \text{ admisible}} &= 220 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 50 a 55}) \\ \sigma_{II \text{ maxima}} &= 2500 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 62 a 63}) \\ \tau_{r \text{ admisible}} &= 220 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 50 a 55}) \\ \tau_{r \text{ maxima}} &= 900 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 56 a 61}) \end{aligned}$$

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

SECCION	X	$\sigma_{inferior}$	ZONA	σ_x	τ_u / τ_r	σ_I	σ_{II}	tang δ	Z	Req.Arm	fe req
	m	ton/m ²		ton/m ²		ton/m ²	ton/m ²		ton/m ²		ton
0.05	1.52	-373.5	A	-886.0	379.3	140.19	-1026.20	0.40	96.2	Mínima	22.89
0.10	3.05	85.1	A	-886.0	288.5	85.69	-971.70	0.40	79.0	Mínima	18.82
0.20	6.10	840.4	B	-886.0	188.4	-	-	0.40	52.8	Minima	12.56
0.30	9.14	1379.9	B	-886.0	116.5	-	-	0.40	32.6	Minima	7.76
0.40	12.19	1703.6	B	-886.0	55.8	-	-	0.40	15.6	Minima	3.72

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

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES4" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..17..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

6.6.3. Armadura de Suspensión

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

$$R_{\text{losa}} = 9.70 \text{ ton/m}$$

$$\text{fe colgar mín} = 4.04 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (Total)}$$

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

$$R_{\text{losa}} = 4.71 \text{ ton/m} \quad \sigma_{\text{st}} = R_{\text{losa}} / F_{\text{etotal}}$$

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	1.52	129.29	0.806	160.00	0.40	0.84	0.09	0.92	1.10	OK
0.10	3.05	114.92	0.690	121.70	0.40	0.64	0.09	0.72	1.10	OK
0.20	6.10	86.19	0.690	91.27	0.40	0.48	0.09	0.56	1.10	OK
0.30	9.14	57.46	0.690	60.85	0.40	0.56	0.16	0.72	1.10	OK
0.40	12.19	28.73	0.690	30.42	0.40	0.28	0.16	0.44	1.10	OK

VIADUCTO FC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES4"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : J.R.
 Fecha : 29/11/2016
 Reviso : R.P.

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)

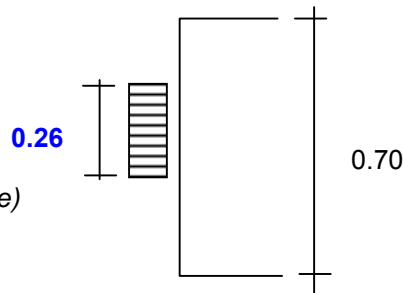
Longitud de desvío según el eje de la viga

Lv = 0.70 m (adoptado conservadoramente)

Zv = 0.25 x 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)

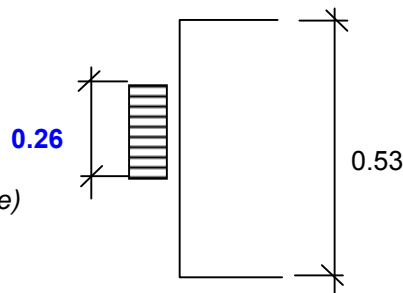
Longitud de desvío según el eje de la viga

Lv = 0.53 m (adoptado conservadoramente)

Zv = 0.25 x Vo (1 - 0.26 / 0.525) = 19.41 ton

zv = 36.97 ton/m

fe zv = 15.40 cm²/m (en 0.4 m)



Adoptado Estribos 2 Ramas Ø10c/10cm

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 $L\phi = 3.85 \text{ m}$

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

Cargas permanentes

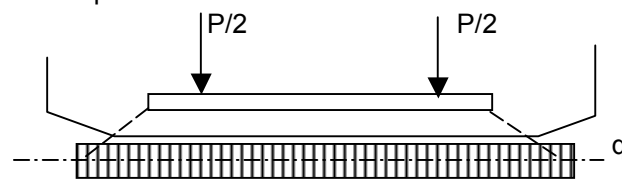
$g = 1.23 \text{ ton/m}^2$ Balasto + Peso Propio de la Losa

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 sollicitaciones

7.2.1. Cargas permanentes

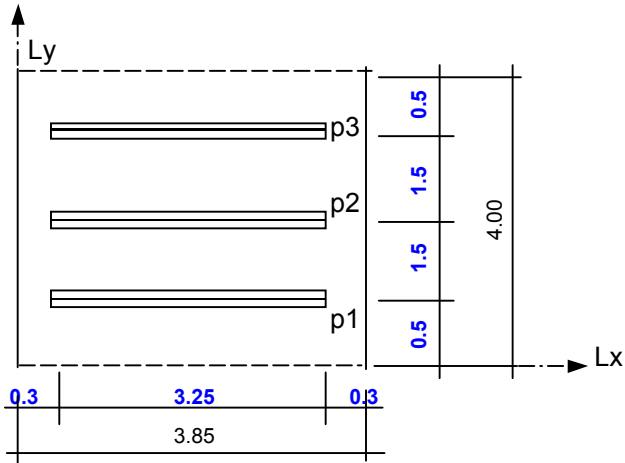
$M_{g \text{ máx}} = 2.27 \text{ ton.m/m}$ Con buena aproximación consideramos a la losa simplemente apoyada en las vigas principales.

VIADUCTO FC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES4"
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : J.R.
Fecha : 29/11/2016
Reviso : R.P.

7.2.2. Sobrecargas ferroviarias

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



					Factor 1	Factor 2
p1	$y_1 / ly = 0.125$	$x_{1i} / lx = 0.078$	$x_{1d} / lx = 0.922$		0.0018	0.1162
p2	$y_2 / ly = 0.500$	$x_{2i} / lx = 0.078$	$x_{2d} / lx = 0.922$		0.0015	0.1379
p3	$y_3 / ly = 0.875$	$x_{3i} / lx = 0.078$	$x_{3d} / lx = 0.922$		0.0018	0.1162

$$M_{q_{m\acute{a}x}} = 6.0358 \times 3.85 \times (2 \times (0.1162 - 0.0018) + (0.1379 - 0.0015)) = 8.49 \text{ ton.m/m}$$

Cargas totales

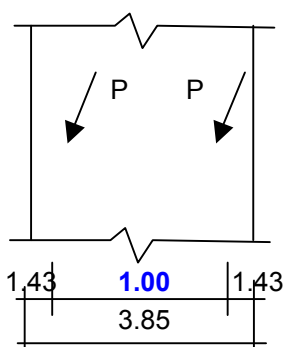
$$M_{m\acute{a}x} = 10.76 \text{ ton.m/m}$$

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 =	10.71 ton	
$x_1 / lx =$	0.370	0.0333
$x_2 / lx =$	0.630	0.1847
$y / ly =$	0.000	

$$M_{y_{m\acute{a}x}} = 10.7136 \times (0.0333 + 0.1847) = 2.34 \text{ ton.m/m}$$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES4" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..21..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

7.1.1. Flexión en sentido transversal

Máximo momento positivo $M_{x.máx} = 10.76$ ton.m/m

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

7.1.2. Flexión en sentido longitudinal

Máximo momento positivo $M_{y.máx} = 2.34$ 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	10.76	0.00	10.8	0.25	0.22	1.00	6.6	0.474	23.71	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 Tractionada
 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 Tractionada ($\mu_z = Fe/A_{bz}$)
 r : coeficiente de adherencia
 σ_s : Tensión en el Acero bajo cargas permanentes
 A_{bz} : Área traccionada ($A_{bz} = Area H^o / (1 - k_x)$)

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

$\mu_z \leq 0.3\%$ (Según 17.6.2)
 $d_{máx} = 20 / 12$ 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	10.76	0.00	10.8	0.25	0.22	1.00	0.17	41.89	2.44%	136	20	106

Verifica

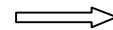
	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES4" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..22..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

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

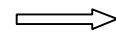
Momento debido a la sobrecarga		$M_{q,máx} =$	8.49 tonm/m
Armadura adoptada Ø20c/7.5cm [inf.]		$f_{e,adop} =$	41.89 cm ² /m
Brazo elástico		$z =$	0.19 m
Tensión en el acero	$\sigma_s = (Ms / z + N) / As =$		1.07 ton/m ²
Tensión límite		$\sigma_{lím} =$	1.40 ton/m ²



Verifica

Apoyo

Momento debido a la sobrecarga		$M_{q,min} =$	1.40 tonm/m
Armadura adoptada Ø16c/15cm [sup.]		$f_{e,adop} =$	13.40 cm ² /m
Brazo elástico		$z =$	0.19 m
	$\sigma_s = (Ms / z + N) / As =$		0.55 ton/m ²
		$\sigma_{lím} =$	1.40 ton/m ²



Verifica

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES4" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..23..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

8.- Reacciones sobre apoyos

8.1 Cargas Verticales

8.1.1 Cargas Permanentes

Vigas	2.49	m ² x	2.50	ton/m ³	=	6.22	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

$$g = 9.97 \text{ ton/m}$$

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \quad \mathbf{R = 156.18 \text{ ton}}$$

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

8.1.2 Cargas de Tránsito

$$p \text{ vias} = \mathbf{8.37 \text{ ton/m}}$$

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

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \quad \mathbf{R = 131.12 \text{ ton}}$$

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.

$$L_t = \mathbf{31.3 \text{ m}} \quad (\text{Se consideran 1 tramos continuos})$$

$$HF = 37.46 \text{ ton}$$

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

$$\text{Reacción por eje de apoyo} \quad \mathbf{HF = 18.73 \text{ ton}}$$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES4" MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..24..de..26	0
		Preparo : J.R. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

8.2.2 Viento

8.2.2.1 Puente Cargado

Reacción por eje de apoyo [150 kg/m ²]	HWc = 8.69 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/m ²]	HWd = 7.32 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)	0.33 ton/m
Reacción por eje de apoyo	Hb = 5.10 ton

8.2.5. Variaciones de longitud de tablero.

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

$$\Delta L_r = 20 \times 10^{-5} \times L_t / 2 = 3.13 \text{ mm}$$

$$\Delta L_f = 1.6 \times \sigma_b / E \times L_t / 2 = 5.69 \text{ mm}$$

$$\Delta L_t = 30 \times 10^{-5} \times L_t / 2 = 4.70 \text{ mm}$$

$$\Sigma \quad 13.53 \text{ mm} \quad 0.86 \text{ mm/m}$$

PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO FC BELGRANO SUR
SUPERESTRUCTURA - SECCIÓN TIPO "SES4"
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..25..de..26

0

Preparo : J.R.
 Fecha : 29/11/2016
 Reviso : R.P.

8.3. Resumen - Cargas por Pila

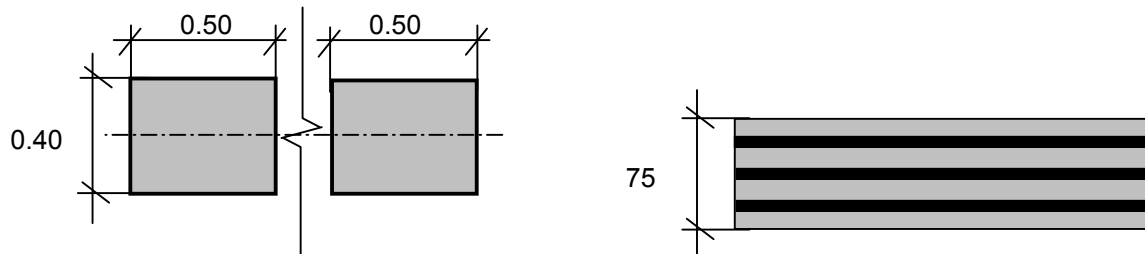
Distancia de riel a nivel superior de neopreno $d_{\text{apoyo - riel}} = 0.70$ m

Nº	Estado	Fuerzas			Momentos	
		V ton	H _{long.} ton	H _{trans.} ton	M _{long.} ton.m	M _{trans.} ton.m
1	Vacío	318.41	0.00	14.65	0.00	9.30
2	Cargado	580.64	37.46	27.59	26.22	54.09
3	Mitad Cargado	449.53	18.73	21.12	13.11	31.70

Nota: las cargas indicadas corresponden a 1 tablero entero

9.- Apoyos de neopreno armado

Geometría



Dureza Shore **60**

Solicitaciones (por eje de apoyo)

$$V_{\text{máx}} = \mathbf{290.32} \text{ ton} \qquad H_{V \text{ máx}} = \mathbf{32.53} \text{ ton}$$

$$V_{\text{mín}} = \mathbf{159.21} \text{ ton} \qquad H_{V \text{ máx}} = \mathbf{7.32} \text{ ton}$$

Adoptado por eje de apoyo: pastillas: **0.40** m x **1.00** m en 2 pastillas 0.4 x 0.5

$h_{\text{neta}}:$	48.00 mm	}	Recubrimiento exterior =	3	mm
			Espesor placas=	3	mm
			Espesor capas de goma=	8	mm
			cantidad de capas	6	c/u

$$\sigma_{\text{máx}} = 726 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm máx}} = \mathbf{1000} \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 398 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{\text{adm mín}} = \mathbf{250} \text{ ton/m}^2$$

Verificación máxima distorsión

$$\Delta L_{\text{tab}} = 10.39 \text{ mm} \quad (\text{fluencia lenta y temperatura})$$

$$\Delta L_{\text{fren}} = 22.48 \text{ mm} \quad (\text{frenado})$$

$$\Delta L_{\text{tot}} = 32.87 \text{ mm}$$

$$\text{tg } \gamma = 0.68 < \text{tg } \gamma_{\text{máx}} = \mathbf{0.70} \quad \Longrightarrow \quad \text{Verifica distorsión}$$



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

INFRAESTRUCTURA - PILA TIPO IA
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0111-00
ELAB.	N.S.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1A MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..2..de..14	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

INDICE

I.- GENERALIDADES

II.- INFRAESTRUCTURA

1.- Geometría

2.- Análisis de carga

3.- Parámetros geotécnicos

4.- Verificación de la capacidad portante de los pilotes

5.- Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

	PROYECTO	Hoja:..3..de..14	0
	EJECUTIVO	Preparo : N.S.	
	VIADUCTO FC BELGRANO SUR	Fecha : 30/10/2016	
	PILA TIPO 1A	Reviso : R.P.	
	MEMORIA DE CÁLCULO		

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la pila tipo 1A del viaducto ferroviario de las vías del Belgrano Sur, en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Dicha estructura tiene como fin brindar apoyo a la estructura de soporte ferroviario (vigas), transmitiendo las cargas sobre esta hacia el suelo de fundación.

La pila es de hormigón armado *in-situ* y está compuesta por un dintel con los apoyos elastoméricos que soportan las vigas, unido mediante una única columna central a las fundaciones, formadas por un cabezal y dos pilotes transversales.

Se dimensionan para una separación entre ejes de 20.5 m.

Reglamentos

El cálculo de cargas y solicitaciones se realiza de acuerdo con los lineamientos del "Reglamento para Puentes Ferroviarios de Hormigón Armado" de Ferrocarriles Argentinos.

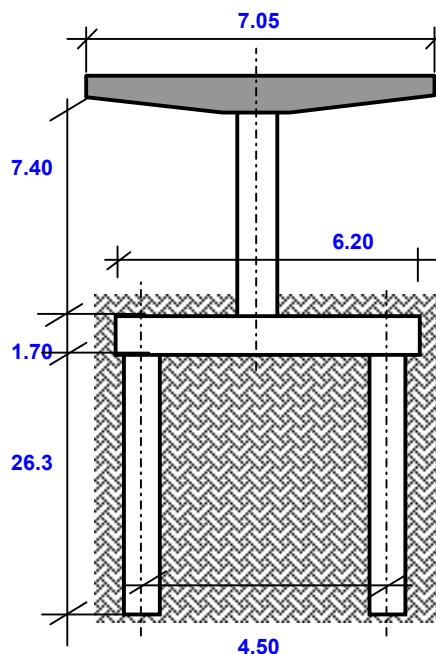
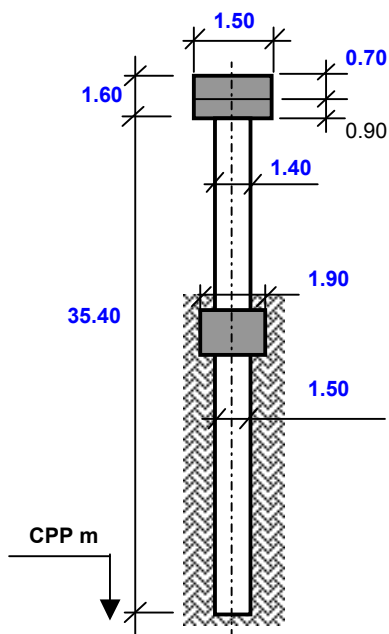
El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

Los materiales previstos en este anteproyecto son:

Hormigón Superestructura:	H- 30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Pilotes H-21	H- 21	$\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)

II.- INFRAESTRUCTURA

1. Geometría



Nº PILOTES = **2**

2. Análisis de Cargas

2.1. Cargas Permanentes (Peso propio pila)

Peso específico = **2.50** ton/m³

ELEMENTO	SECCIÓN	PESO (Ge)
	m ²	ton
Dintel	2.40	42.30
Cabzal	3.23	50.07
Columna	1.54	28.48
Pilote	1.77	232.38
Totales/Resultante	-	353.22

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1A MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..5..de..14	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

2.2. Cargas Provenientes de tablero

Las cargas que actúan sobre la pila corresponden 2 tramos cuya luz entre ejes de apoyos es igual a 20 m.

Las cargas indicadas en la planilla corresponden a la reacción de 1 tablero sobre la pila.

Tipo de carga	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	85.40	-	-
Sobrecarga	92.88	-	-
Frenado	-	-	10.43
Balanceo	-	3.65	-
Viento	±4.62	6.00	-

3. Parámetros geotécnicos

Según sondeo n°5

3.1. Coeficiente de balasto horizontal

Separación entre nodos en el modelo de cálculo

$l_i = 0.50$ m

Profundidad Inicial	Profundidad Final	kh	k _{rh}
		[ton/m³]	[ton/m]
-1.5	-8.0	250.00	187.50
-8.0	-19.0	500.00	375.00
-19.0	< -19.0	2000.00	1500.00

3.2. Tensiones admisibles

Tensión admisible por punta:

$\sigma_{adm.punta} = 200$ ton/m²

Tensión admisible por fricción:

$\sigma_{adm.fricción}$ [ton/m²]	Cota de inicio	Cota de fin	L _{Fricc.}
			[m]
1.0	1.5	8.0	6.5
2.0	8.0	19.0	11.0
3.0	19.0	-	7.3

3.3. Recomendaciones

Longitud mínima de pilote

$L_{pil.min} = 23.00$ m

Diámetro mínimo de pilote

$\varnothing_{pil.min} = 1.00$ m

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1A MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..6..de..14	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

4. Verificación de la capacidad portante de los pilotes

Carga máxima en pilote $P_{m\acute{a}x} = 589.6$ ton

Diámetro de pilote adoptado $\varnothing_{pil} = 1.50$ m

Sección del pilote $A_{pil} = 1.77$ m²

Perímetro del pilotes $Per_{pil} = 4.71$ m

Capacidad admisible $P_{adm} = \sigma_{adm.punta} \times A_{pil} + \sigma_{adm.fricción} \times Per_{pil} \times L_{Fricc.}$

$P_{adm} = 591$ ton > $P_{m\acute{a}x}$ \implies Verifica

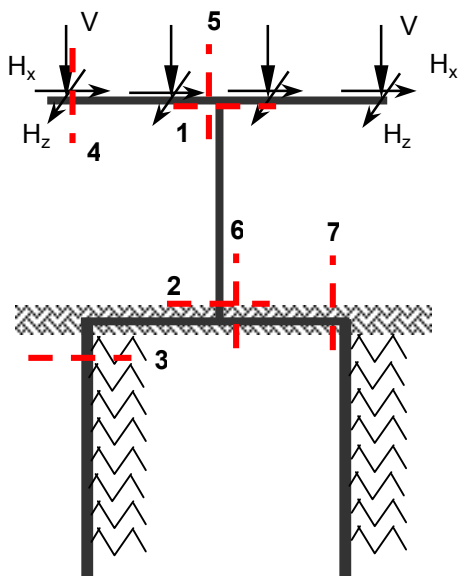
5. Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

5.1. Modelo para el cálculo electrónico

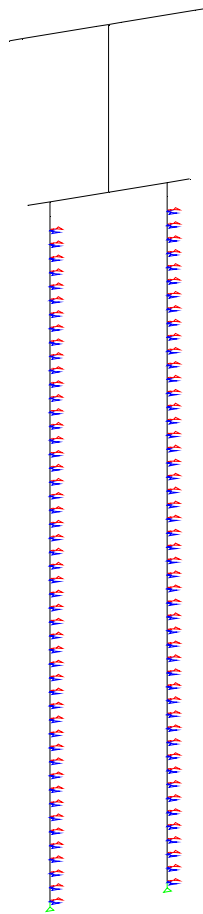
Portico espacial, mediante proceso STAAD PRO 2005.

Se considera el efecto de segundo orden mediante el método P-D.

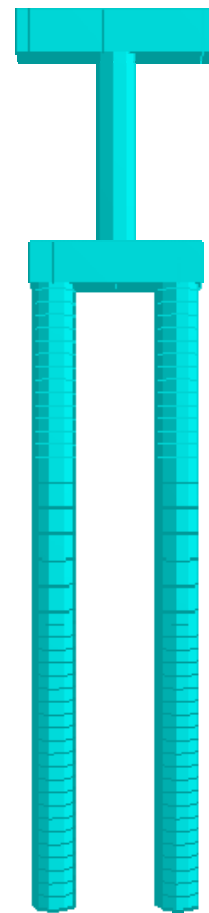
Esquema del Modelo



Vista del Modelo



Render 3D



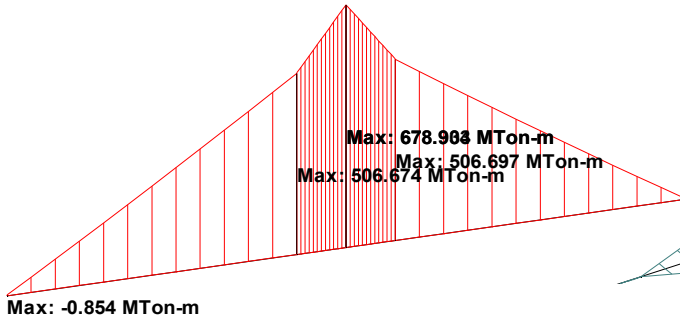
Se consideran 6 estados de carga diferentes teniendo en cuenta:

- i) Estados completos con mayor carga gravitatoria y mayor fuerza horizontal de frenado.
- ii) Estados completos con mayor carga gravitatoria y frenado contra sentido, generando torsión.
- iii) Estados de sobrecarga desbalanceada transversalmente.
- iv) Estados de sobrecarga desbalanceada longitudinalmente.
- v) Estados de sobrecarga desbalanceada transversal y longitudinalmente.
- vi) Estados de sobrecarga y frenado generando mayor torsión.

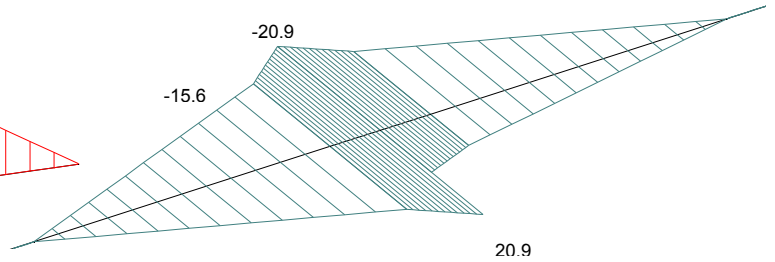
5.2. Diagramas de características envolvente obtenidos a partir del modelo de cálculo.

5.2.1 Diagrama de Características del Dintel

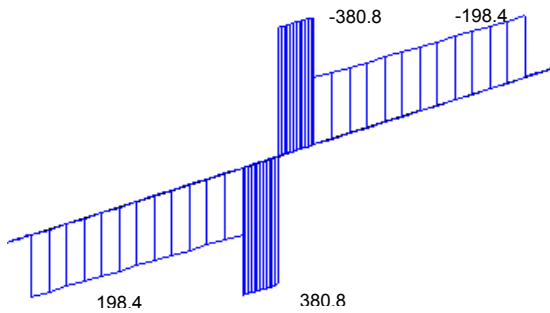
Flexión en z Mz [ton.m]



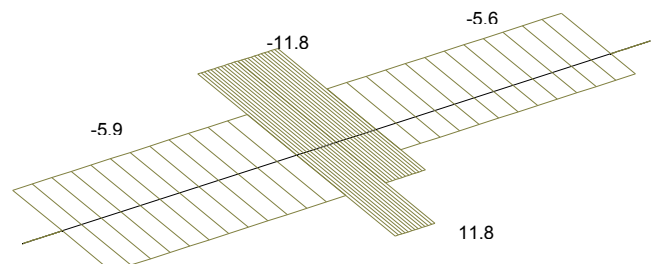
Flexión en y My [ton.m]



Corte en y Qy [ton]

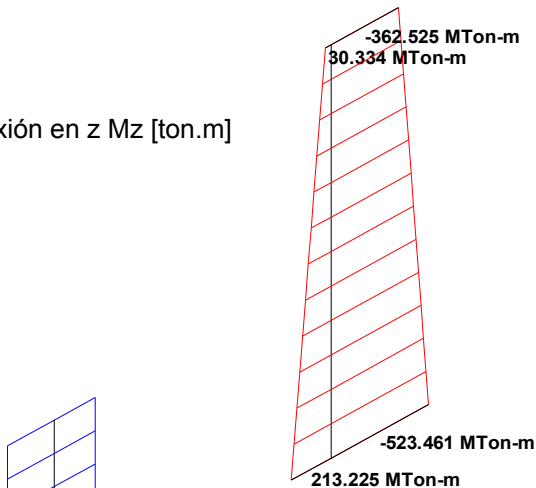


Corte en z Qz [ton]

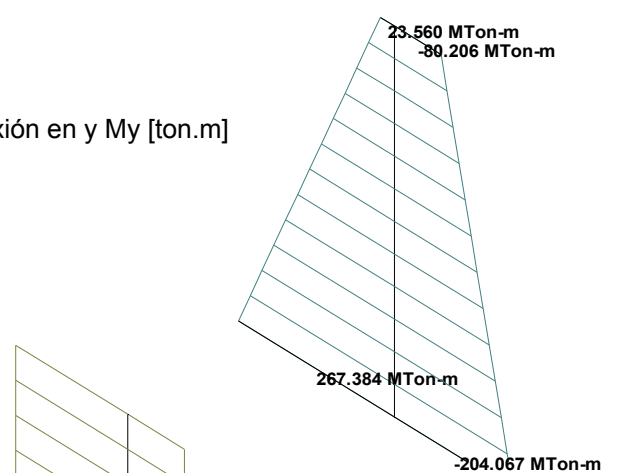


5.2.2 Diagrama de Características de la Columna

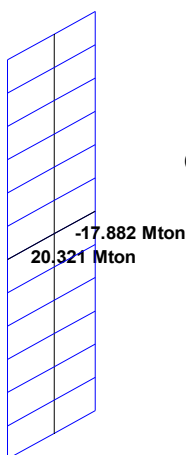
Flexión en z Mz [ton.m]



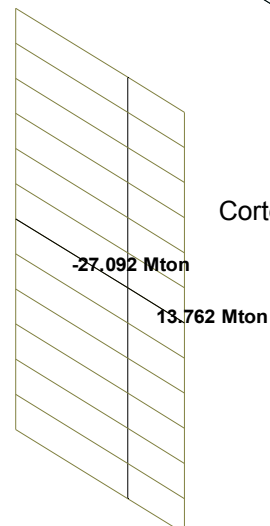
Flexión en y My [ton.m]



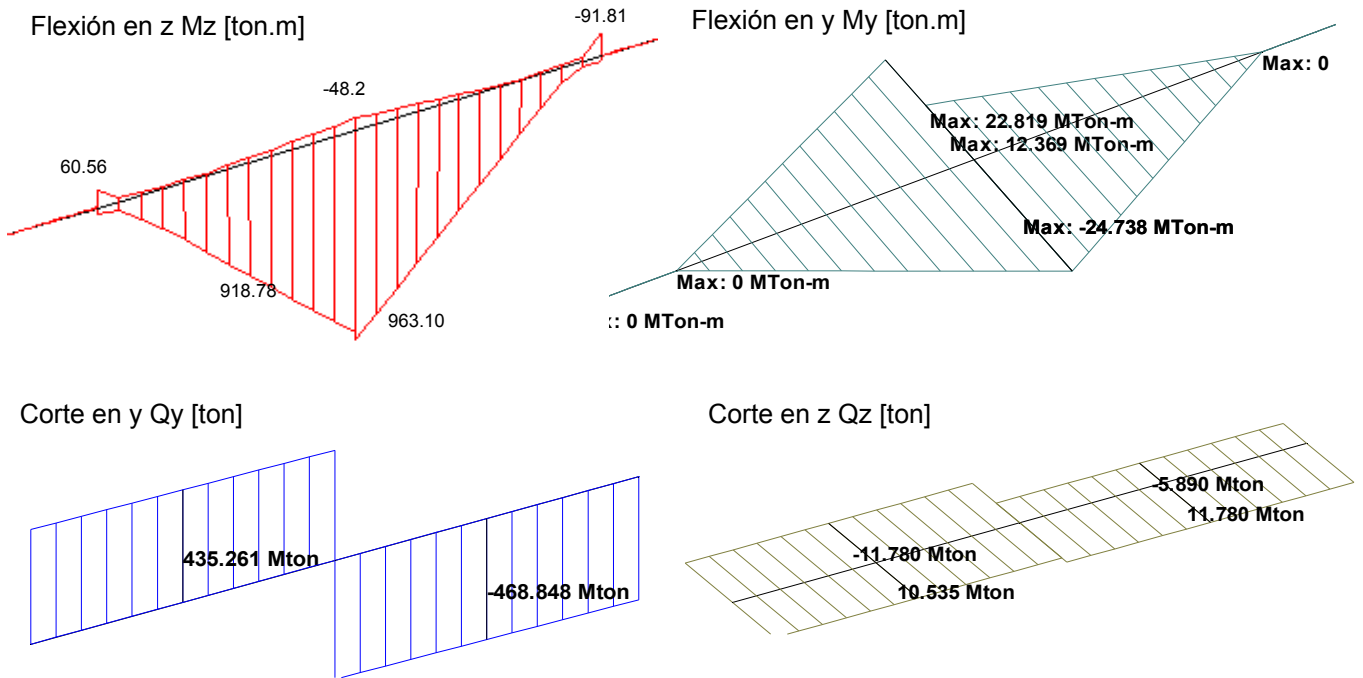
Corte en y Qy [ton]



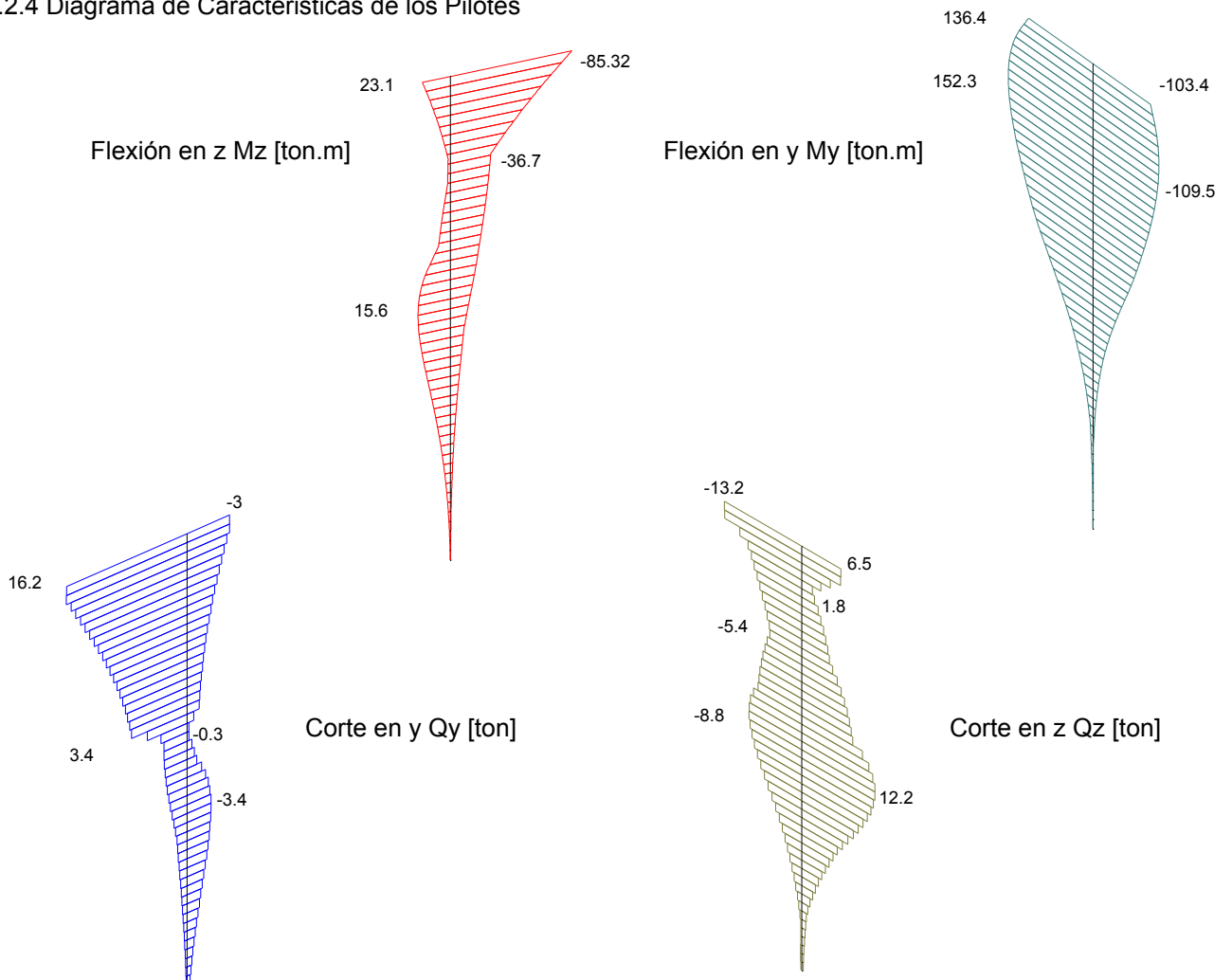
Corte en z Qz [ton]



5.2.3 Diagrama de Características del Cabezal



5.2.4 Diagrama de Características de los Pilotes



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1A MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..10..de..14	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.3. Dimensionamiento del pilote y columna

5.3.1. Flexión en estados de Servicio

Diámetro Columna sección 1 y 2 = **1.40** m \Rightarrow Area = 1.539 m²

Diámetro Pilote sección 3 = **1.50** m \Rightarrow Area = 1.766 m²

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	fe _{nec.}	ϕ	Cant	fe _{adop}
1	38.39	-761.7	0.008	-0.22	0.00	0.008	123.09	25	25.08	31Ø25
1	362.68	-573.0	0.073	-0.16	0.10	0.008	123.09	25	25.08	31Ø25
2	196.76	782.8	0.040	0.22	0.00	0.008	123.09	25	25.08	70Ø25
2	523.25	604.9	0.106	0.17	0.39	0.021	327.90	25	66.80	70Ø25
3	133.65	-464.6	0.022	-0.11	0.00	0.008	141.30	25	28.79	30Ø25
3	50.78	-521.9	0.008	-0.13	0.00	0.008	141.30	25	28.79	30Ø25

5.3.2. Corte en estados de Servicio

nº ramas = **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	adop
1	32.77	0.00	1.40	28.39	Zona I	11.36	0.27	0.10	Ø10c/10
2	20.30	0.00	1.40	17.59	Zona I	7.04	0.16	0.10	Ø10c/10
3	21.02	0.00	1.50	15.87	Zona I	6.35	0.48	0.30	Ø8c/30

5.4.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	M _T	τ_T	Fe _T	$\tau_T < \tau_{o2}$	Q	τ_C	Fe _{c rama}	$\tau_c + \tau_T$	$\tau_c + \tau_T < 1.3\tau_{o2}$	Estribo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
1 / 2	41.9	77.7	5.7	ok	20.3	7.0	2.1	84.73	ok	E° Ø10 c/10cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	MT	τ_T	Fe _T	Σ Fe _{necesaria} flex	Σ Fe _{adoptada} flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
1	41.9	77.7	24.9	123.09	343.61	---
2	20.9	38.8	12.4	327.90	343.61	---

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1A MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..11..de..14	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.4. Dimensionamiento del Dintel

5.4.1. Flexión Vertical en estados de Servicio

Armadura mínima $f_{e\ min} = 19.13\ cm^2$ ($\mu_{\min} = 0.15\%$)

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	$f_{e\ nec}$	$f_{e\ calc}$	ϕ	cant	$f_{e\ adop}$
4	-2.10	-1.95	0.85	2.83	58.23	0.62	19.13	25	3.90	28Ø25 (sup)
5	-458	-1.83	1.60	459.07	8.86	130.57	130.57	25	26.61	28Ø25 (sup)

5.4.2. Flexión Horizontal en estados de Servicio

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	$f_{e\ nec}$	$f_{e\ calc}$	ϕ	cant	$f_{e\ adop}$
4	0.00	-1.95	1.50	1.37	114.42	0	0	16	0	3Ø16
5	15.67	-3.91	1.50	18.41	42.75	3.67	3.67	16	1.82	8Ø16

5.4.3. Corte Vertical en estados de Servicio

nº ramas= **6**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	f_e (rama)	sep	Adoptado
4	182.47	1.50	0.85	150.00	Zona II	93.75	0.73	0.08	Ø10c/7.5cm
5	196.87	1.50	1.60	98.35	Zona I	39.34	0.31	0.08	Ø10c/7.5cm

(*) Esfuerzo tomado a filo de apoyo

5.4.4. Corte Horizontal en estados de Servicio

nº ramas= **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	f_e (rama)	sep	Adoptado
4	5.89	0.85	1.50	5.55	Zona I	2.22	0.01	0.08	Ø10c/7.5cm
5	11.79	1.60	1.50	5.90	Zona I	2.36	0.02	0.08	Ø10c/7.5cm

PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO FC BELGRANO SUR
PILA TIPO 1A
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..12..de..14	0
Preparo : N.S.	
Fecha : 30/10/2016	
Reviso : R.P.	

5.4.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	d/b	β
4	1.8	0.246
5	1.1	0.221

(S/ Cuaderno 220)

SECCION	M _T	τ _T	Fe _T	τ _T <τ ₀₂	Q	τ _C	Fe _C rama	τ _C + τ _T	τ _C +τ _T <1.3τ ₀₂	Estribo Externo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
4	20.1	75.2	3.5	ok	135.3	64.9	6.8	140.15	ok	Ø10 c/7.5cm
5	20.1	25.3	1.9	ok	151.2	29.6	3.1	54.91	ok	Ø10 c/7.5cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	MT	τ _T	Fe _T	Σ Fe _{necesaria} flex	Σ Fe _{adoptada} flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
4	20.1	75.2	16.2	0.62	159.80	---
5	20.1	25.3	11.2	137.90	179.90	---

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1A MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..13..de..14	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.5. Dimensionamiento del Cabezal

5.5.1. Flexión Vertical en estados de Servicio

Armadura mínima $fe_{min} = 48.45 \text{ cm}^2$ ($\mu_{min} = 0.15\%$)

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe _{nec}	fe _{calc}	φ	cant	fe _{adop}
6	963.10	6.45	1.70	957.94	7.35	265.55	265.55	25	54.10	58Ø25 (inf)
6	0.00	-6.45	1.70	6.45	94.98	0.00	48.45	25	9.87	10Ø25 (sup)
7	0.00	-7.60	1.70	6.08	92.24	0.00	48.45	25	9.87	58Ø25 (inf)
7	-5.00	7.60	1.70	-2.60	149.59	2.52	48.45	25	9.87	10Ø25 (sup)

5.5.2. Flexión Horizontal en estados de Servicio

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe _{nec}	fe _{calc}	φ	cant	fe _{adop}
6	26.51	6.45	1.90	20.71	53.01	7.32	7.32	16	3.64	6Ø16

5.5.3. Corte Vertical en estados de Servicio

nº ramas = 8

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ _o	Zona	τ red	fe (rama)	sep	adop
7	471.70	1.90	1.70	152.1	Zona II	96.44	0.95	0.1	Ø12c/10cm

5.5.4 Corte Horizontal en estados de Servicio

nº ramas = 2

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ _o	Zona	τ red	fe (rama)	sep	adop
6	11.83	1.70	1.90	4.39	Zona I	1.76	0.06	0.1	Ø12c/10cm

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1A MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..14..de..14	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.5.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	d/b	β
6	0.9	0.208

(S/ Cuaderno 220)

SECCION	M_T	τ_T	F_{eT}	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_C	F_{eC} rama	$\tau_C + \tau_T$	$\tau_C + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo Externo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
6	133.0	116.4	8.9	ok	450.0	111.9	11.1	228.39	ok	E° Ø16 c/10cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	M_T	τ_T	F_{eT}	ΣFe necesaria flex	ΣFe adoptada flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
6	133.0	116.4	63.5	272.87	357.92	---



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

INFRAESTRUCTURA - PILA TIPO IC
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0113-00
ELAB.	N.S.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..2..de..14	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

INDICE

I.- GENERALIDADES

II.- INFRAESTRUCTURA

1.- Geometría

2.- Análisis de carga

3.- Parámetros geotécnicos

4.- Verificación de la capacidad portante de los pilotes

5.- Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..14	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la pila tipo 1C del viaducto ferroviario de las vías del Belgrano Sur, en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Dicha estructura tiene como fin brindar apoyo a la estructura de soporte ferroviario (vigas), transmitiendo las cargas sobre esta hacia el suelo de fundación.

La pila es de hormigón armado *in-situ* y está compuesta por un dintel con los apoyos elastoméricos que soportan las vigas, unido mediante una única columna central a las fundaciones, formadas por un cabezal y dos pilotes transversales.

Se estudia la situación en la que ambos tramos de vigas ferroviarias poseen una luz de 25m.

Reglamentos

El cálculo de cargas y solicitaciones se realiza de acuerdo con los lineamientos del "Reglamento para Puentes Ferroviarios de Hormigón Armado" de Ferrocarriles Argentinos.

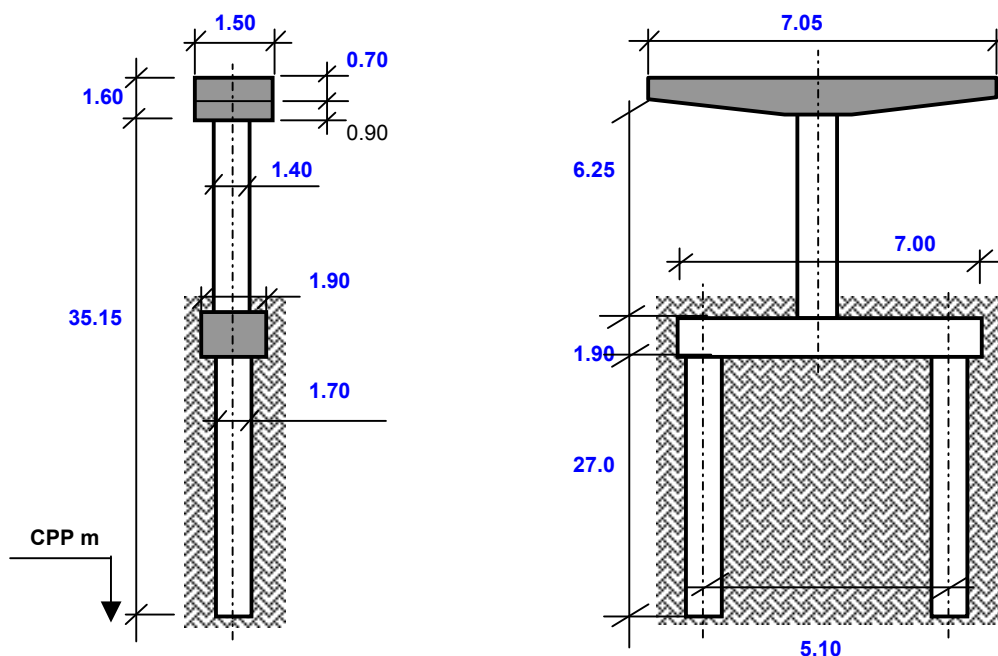
El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

Los materiales previstos en este anteproyecto son:

Hormigón Superestructura:	H- 30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Pilotes H-21	H- 21	$\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)

II.- INFRAESTRUCTURA

1. Geometría



Nº PILOTES = **2**

2. Análisis de Cargas

2.1. Cargas Permanentes (Peso propio pila)

Peso específico = **2.50** ton/m³

ELEMENTO	SECCIÓN	PESO (Ge)
	m ²	ton
Dintel	2.40	42.30
Cabezal	3.61	63.18
Columna	1.54	24.05
Pilote	2.27	306.42
Totales/Resultante	-	435.95

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..5..de..14	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

2.2. Cargas Provenientes de tablero

Las cargas que actúan sobre la pila corresponden 2 tramos cuya luz entre ejes de apoyos es igual a 25 m.

Las cargas indicadas en la planilla corresponden a la reacción de 1 tablero sobre la pila.

Tipo de carga	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	110.50	-	-
Sobrecarga	107.27	-	-
Frenado	-	-	12.00
Balanceo	-	4.00	-
Viento	±5.77	7.50	-

3. Parámetros geotécnicos

Según sondeo n°3

3.1. Coeficiente de balasto horizontal

Separación entre nodos en el modelo de cálculo

$$l_i = 0.50 \text{ m}$$

Profundidad Inicial	Profundidad Final	kh	k _{rh}
		[ton/m³]	[ton/m]
-1.5	-10.0	250.00	212.50
-10.0	-20.0	300.00	255.00
-20.0	< -20	2000.00	1700.00

3.2. Tensiones admisibles

Tensión admisible por punta:

$$\sigma_{adm.punta} = 200 \text{ ton/m}^2$$

Tensión admisible por fricción:

$\sigma_{adm.fricción}$ [ton/m ²]	Cota de inicio	Cota de fin	L _{Fricc.}
			[m]
1.0	1.5	10.0	8.5
2.0	10.0	20.0	10.0
3.0	20.0	-	7.0

3.3. Recomendaciones

Longitud mínima de pilote

$$L_{pilmin} = 27.00 \text{ m}$$

Diámetro mínimo de pilote

$$\varnothing_{pil.min} = 1.00 \text{ m}$$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..6..de..14	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

4. Verificación de la capacidad portante de los pilotes

Carga máxima en pilote $P_{m\acute{a}x} = 716.6$ ton

Diámetro de pilote adoptado $\varnothing_{pil} = 1.70$ m

Sección del pilote $A_{pil} = 2.27$ m²

Perímetro del pilotes $Per_{pil} = 5.34$ m

Capacidad admisible $P_{adm} = \sigma_{adm.punta} \times A_{pil} + \sigma_{adm.fricción} \times Per_{pil} \times L_{Fricc.}$

$P_{adm} = 718$ ton > $P_{m\acute{a}x}$ \implies Verifica

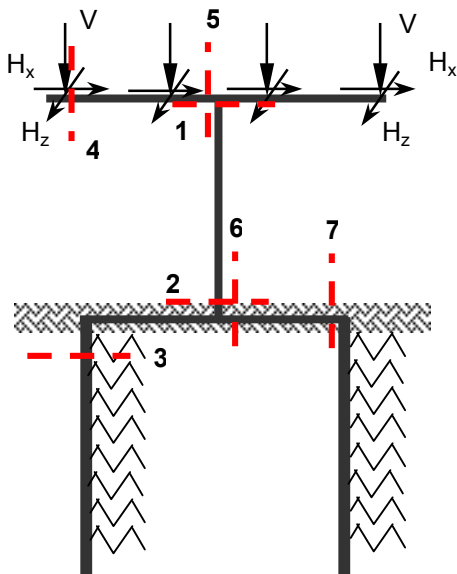
5. Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

5.1. Modelo para el cálculo electrónico

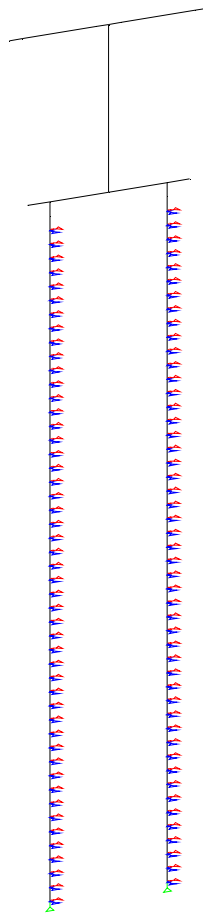
Portico espacial, mediante proceso STAAD PRO 2005.

Se considera el efecto de segundo orden mediante el método P-D.

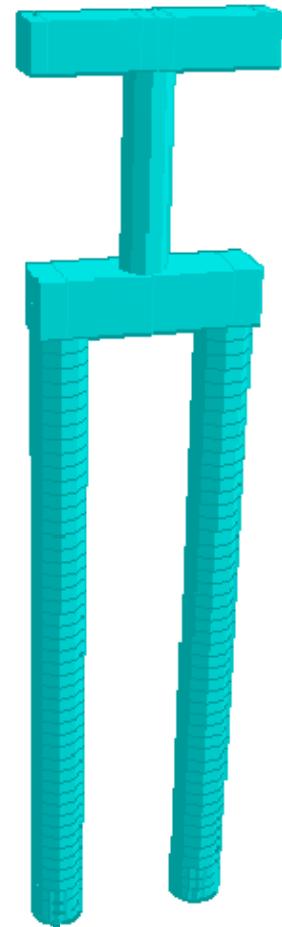
Esquema del Modelo



Vista del Modelo



Render 3D



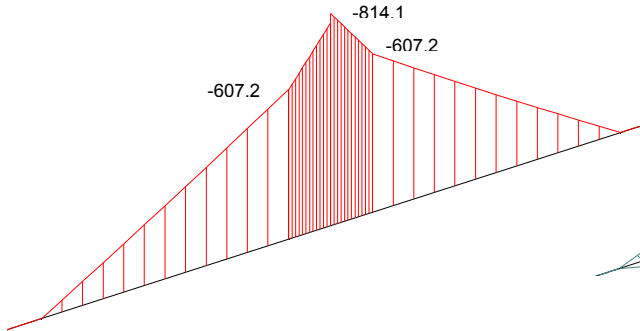
Se consideran 6 estados de carga diferentes teniendo en cuenta:

- i) Estados completos con mayor carga gravitatoria y mayor fuerza horizontal de frenado.
- ii) Estados completos con mayor carga gravitatoria y frenado contra sentido, generando torsión.
- iii) Estados de sobrecarga desbalanceada transversalmente.
- iv) Estados de sobrecarga desbalanceada longitudinalmente.
- v) Estados de sobrecarga desbalanceada transversal y longitudinalmente.
- vi) Estados de sobrecarga y frenado generando mayor torsión.

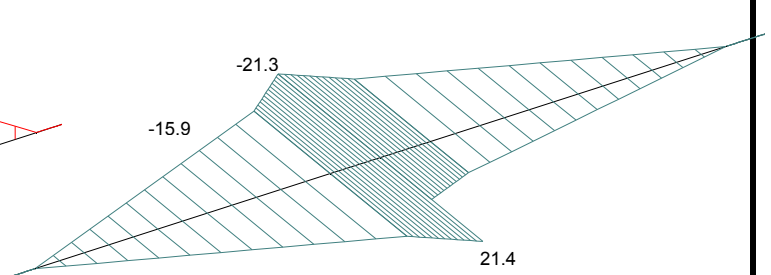
5.2. Diagramas de características envolvente obtenidos a partir del modelo de cálculo.

5.2.1 Diagrama de Características del Dintel

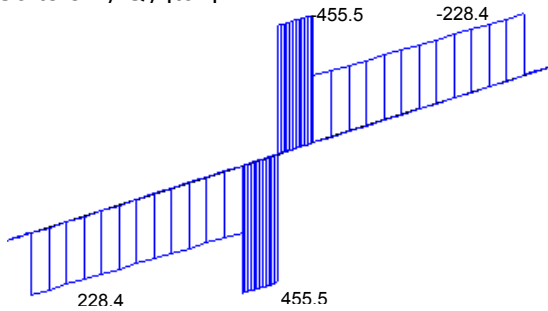
Flexión en z Mz [ton.m]



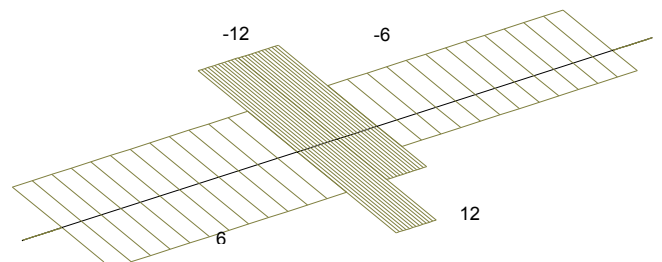
Flexión en y My [ton.m]



Corte en y Qy [ton]

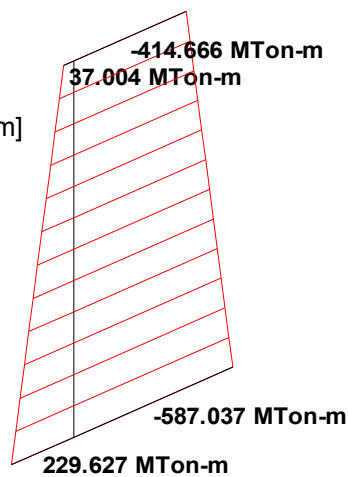


Corte en z Qz [ton]

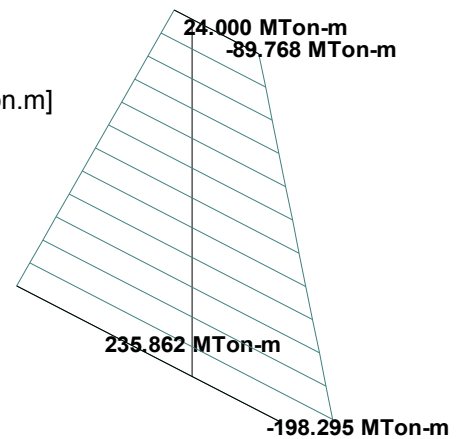


5.2.2 Diagrama de Características de la Columna

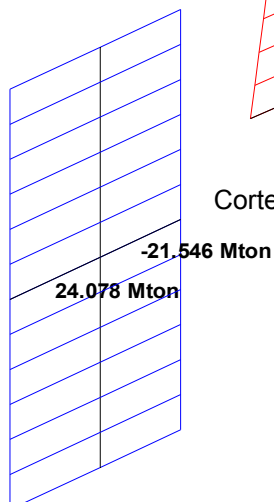
Flexión en z Mz [ton.m]



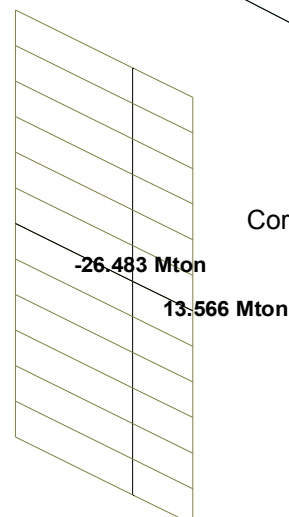
Flexión en y My [ton.m]



Corte en y Qy [ton]

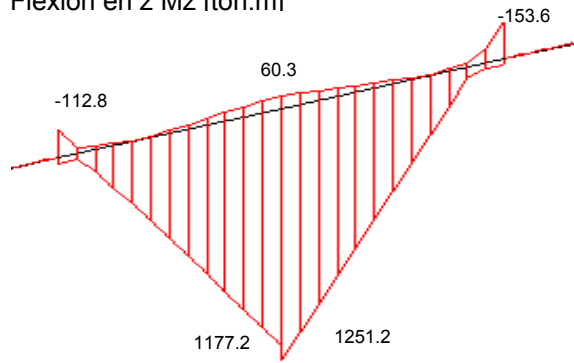


Corte en z Qz [ton]

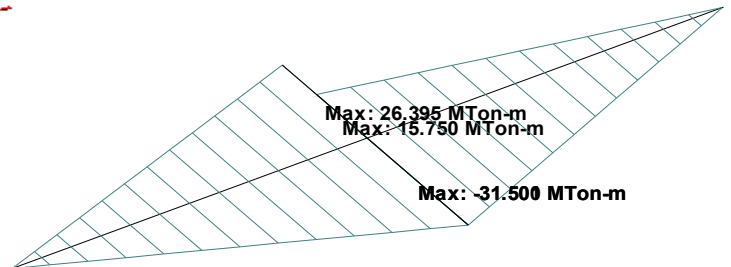


5.2.3 Diagrama de Características del Cabezal

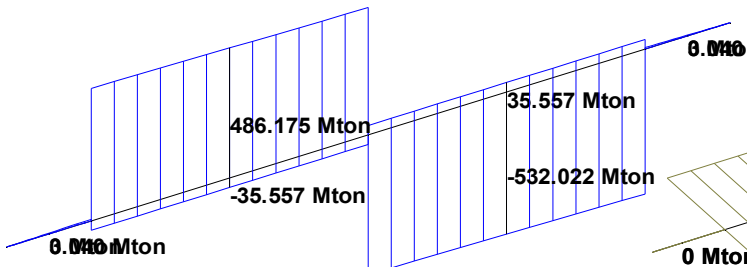
Flexión en z Mz [ton.m]



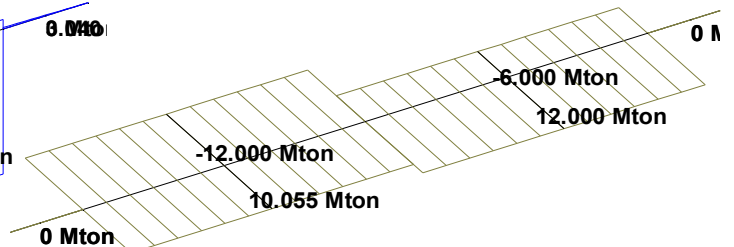
Flexión en y My [ton.m]



Corte en y Qy [ton]

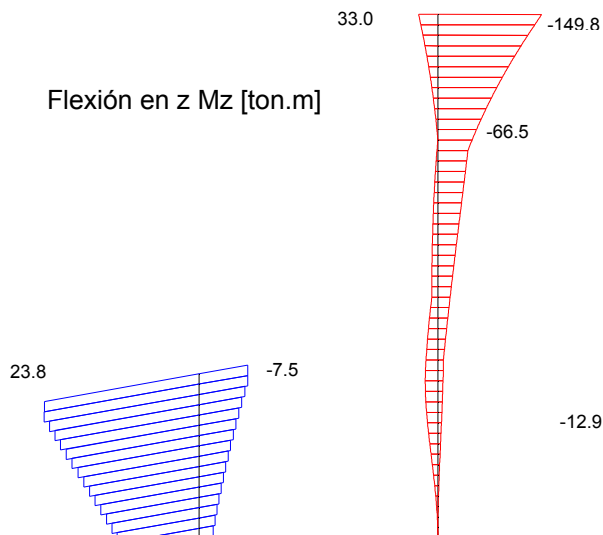


Corte en z Qz [ton]

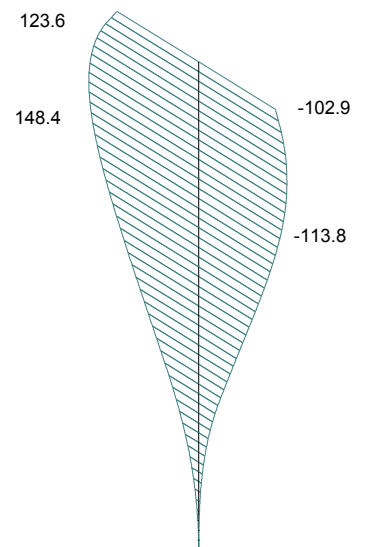


5.2.4 Diagrama de Características de los Pilotes

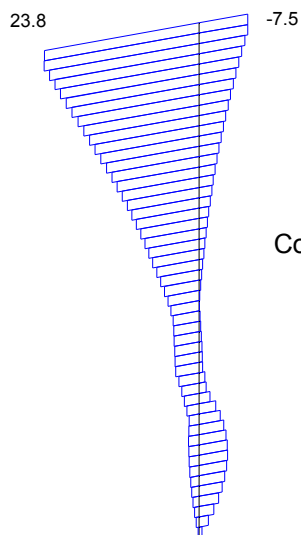
Flexión en z Mz [ton.m]



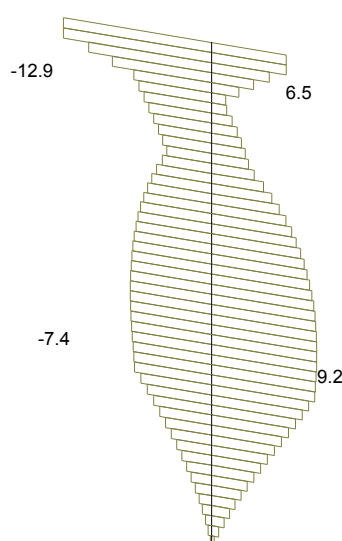
Flexión en y My [ton.m]



Corte en y Qy [ton]



Corte en z Qz [ton]



PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..10..de..14	0
	Preparo : N.S.	
	Fecha : 30/10/2016	
	Reviso : R.P.	

5.3. Dimensionamiento del pilote y columna

5.3.1. Flexión en estados de Servicio

Diámetro Columna sección 1 y 2 = **1.40** m \Rightarrow Area = 1.539 m²

Diámetro Pilote sección 3 = **1.70** m \Rightarrow Area = 2.269 m²

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	fe _{nec.}	ϕ	Cant	fe _{adop}
1	44.09	-913.6	0.009	-0.26	0.00	0.008	123.09	25	25.08	45Ø25
1	414.81	-699.1	0.084	-0.20	0.23	0.013	193.38	25	39.39	45Ø25
2	230.12	-913.9	0.046	-0.26	0.00	0.008	123.09	25	25.08	82Ø25
2	576.51	719.5	0.116	0.20	0.46	0.025	386.75	25	78.79	82Ø25
3	199.50	-555.4	0.022	-0.11	0.00	0.008	181.49	25	36.97	37Ø25
3	50.78	-689.7	0.006	-0.13	0.00	0.008	181.49	25	36.97	37Ø25

5.3.2. Corte en estados de Servicio

nº ramas = **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	adop
1	35.79	0.00	1.40	31.02	Zona I	12.41	0.22	0.08	Ø10c/7.5
2	24.10	0.00	1.40	20.88	Zona I	8.35	0.15	0.08	Ø10c/7.5
3	24.60	0.00	1.70	14.46	Zona I	5.78	0.49	0.30	Ø8c/30

5.4.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	M _T	τ_T	Fe _T	$\tau_T < \tau_{o2}$	Q	τ_c	Fe _c rama	$\tau_c + \tau_T$	$\tau_c + \tau_T < 1.3\tau_{o2}$	Estribo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
1 / 2	42.7	79.2	5.8	ok	24.1	8.4	2.4	87.52	ok	E° Ø10 c/7.5cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	MT	τ_T	Fe _T	Σ Fe _{necesaria} flex	Σ Fe _{adoptada} flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
1	42.7	79.2	25.4	123.09	220.89	---
2	21.3	39.5	12.7	386.75	402.52	---

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..11..de..14	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.4. Dimensionamiento del Dintel

5.4.1. Flexión Vertical en estados de Servicio

Armadura mínima $f_{e\ min} = 19.13\ cm^2$ ($\mu_{\min} = 0.15\%$)

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	$f_{e\ nec}$	$f_{e\ calc}$	ϕ	cant	$f_{e\ adop}$
4	-2.20	-9.50	0.85	5.76	40.82	0.00	19.13	25	3.90	34Ø25 (sup)
5	-549	4.75	1.60	545.02	8.13	159.28	159.28	25	32.46	34Ø25 (sup)

5.4.2. Flexión Horizontal en estados de Servicio

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	$f_{e\ nec}$	$f_{e\ calc}$	ϕ	cant	$f_{e\ adop}$
4	0.00	-1.95	1.50	1.37	114.42	0.00	0.00	16	0	3Ø16
5	15.90	-3.91	1.50	18.64	42.48	3.73	3.73	16	1.86	8Ø16

5.4.3. Corte Vertical en estados de Servicio

nº ramas= **6**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	f_e (rama)	sep	Adoptado
4	220.45	1.50	0.85	181.22	Zona II	136.84	0.71	0.05	Ø10c/5cm
5	234.86	1.50	1.60	117.32	Zona II	57.35	0.60	0.10	Ø10c/10cm

(*) Esfuerzo tomado a filo de apoyo

5.4.4. Corte Horizontal en estados de Servicio

nº ramas= **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	f_e (rama)	sep	Adoptado
4	6.03	0.85	1.50	5.68	Zona I	2.27	0.01	0.05	Ø10c/5cm
5	12.00	1.60	1.50	6.00	Zona I	2.40	0.03	0.10	Ø10c/10cm

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..12..de..14	0
		Preparo : N.S.	
		Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.4.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	d/b	β
4	1.8	0.246
5	1.1	0.221

(S/ Cuaderno 220)

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_C	Fe_C rama	$\tau_C + \tau_T$	$\tau_C + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo Externo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
4	22.4	84.0	3.9	ok	166.8	98.7	10.3	182.77	ok	Ø10 c/5cm
5	22.4	28.2	2.1	ok	183.2	35.9	3.7	64.08	ok	Ø10 c/10cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\Sigma Fe_{necesaria}$ flex	$\Sigma Fe_{adoptada}$ flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
4	22.4	84.0	18.1	38.25	203.09	---
5	22.4	28.2	12.5	166.74	223.19	---

Nota: La densificación de estribos en el dintel se debe producir desde 25cm del eje de la columna.

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..13..de..14	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.5. Dimensionamiento del Cabezal

5.5.1. Flexión Vertical en estados de Servicio

Armadura mínima $fe_{min} = 54.15 \text{ cm}^2$ ($\mu_{min} = 0.15\%$)

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe _{nec}	fe _{calc}	φ	cant	fe _{adop}
6	1251.2	10.05	1.90	1242.12	7.24	308.77	308.77	25	62.90	64Ø25 (inf)
6	0.0	-10.05	1.90	9.05	84.79	0.00	54.15	25	11.03	12Ø25 (sup)
7	0.0	-5.07	1.90	4.56	119.42	0.00	54.15	25	11.03	64Ø25 (inf)
7	-10.0	-10.05	1.90	19.05	58.43	0.08	54.15	25	11.03	12Ø25 (sup)

5.5.2. Flexión Horizontal en estados de Servicio

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe _{nec}	fe _{calc}	φ	cant	fe _{adop}
6	30.64	5.05	1.85	25.97	50.04	8.15	8.15	16	4.05	6Ø16

5.5.3. Corte Vertical en estados de Servicio

nº ramas = 8

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ _o	Zona	τ red	fe (rama)	sep	adop
7	553.2	1.90	1.90	159.1	Zona II	105.53	1.04	0.1	Ø12c/10cm (*)

(*) Esfuerzo tomado a filo de apoyo

5.5.4 Corte Horizontal en estados de Servicio

nº ramas = 2

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ _o	Zona	τ red	fe (rama)	sep	adop
6	12.0	1.90	1.90	4.02	Zona I	1.61	0.06	0.1	Ø12c/10cm

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..14..de..14	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.5.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	d/b	β
6	1.0	0.221

(S/ Cuaderno 220)

SECCION	M_T	τ_T	F_{eT}	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_C	F_{eC} rama	$\tau_C + \tau_T$	$\tau_C + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo Externo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
6	118.2	78.0	7.2	ok	542.0	130.0	12.9	207.99	ok	E° Ø16 c/10cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	M_T	τ_T	F_{eT}	ΣFe necesaria flex	ΣFe adoptada flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
6	118.2	78.0	53.3	316.92	397.19	---



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

INFRAESTRUCTURA - PILA TIPO ID
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0114-00
ELAB.	N.S.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO	Hoja:..2..de..14	0
	EJECUTIVO	Preparo : N.S.	
	VIADUCTO FC BELGRANO SUR	Fecha : 30/10/2016	
	PILA TIPO 1D	Reviso : R.P.	
	MEMORIA DE CÁLCULO		

INDICE

I.- GENERALIDADES

II.- INFRAESTRUCTURA

1.- Geometría

2.- Análisis de carga

3.- Parámetros geotécnicos

4.- Verificación de la capacidad portante de los pilotes

5.- Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1D MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..14	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la pila tipo 1D del viaducto ferroviario de las vías del Belgrano Sur, en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Dicha estructura tiene como fin brindar apoyo a la estructura de soporte ferroviario (vigas), transmitiendo las cargas sobre esta hacia el suelo de fundación.

La pila es de hormigón armado *in-situ* y está compuesta por un dintel con los apoyos elastoméricos que soportan las vigas, unido mediante una única columna central a las fundaciones, formadas por un cabezal y dos pilotes transversales.

Se estudia la situación en la que los tramos de vigas ferroviarias que apoyan en la pila poseen diferente largo, de 20m y de 25m.

Reglamentos

El cálculo de cargas y solicitaciones se realiza de acuerdo con los lineamientos del "Reglamento para Puentes Ferroviarios de Hormigón Armado" de Ferrocarriles Argentinos.

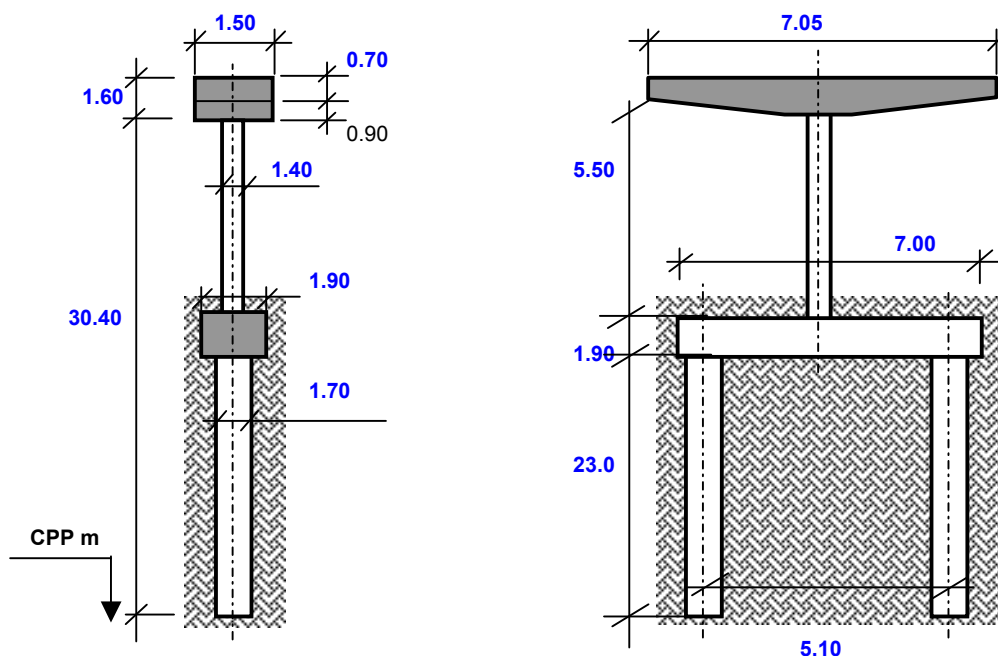
El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

Los materiales previstos en este anteproyecto son:

Hormigón Superestructura:	H- 30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Pilotes H-21	H- 21	$\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)

II.- INFRAESTRUCTURA

1. Geometría



Nº PILOTES = **2**

2. Análisis de Cargas

2.1. Cargas Permanentes (Peso propio pila)

Peso específico = **2.50** ton/m³

ELEMENTO	SECCIÓN	PESO (Ge)
	m ²	ton
Dintel	2.40	42.30
Cabezal	3.61	63.18
Columna	1.54	21.17
Pilote	2.27	261.03
Totales/Resultante	-	387.67

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1D MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..5..de..14	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

2.2. Cargas Provenientes de tablero

Las cargas que actúan sobre la pila corresponden 2 tramos de diferentes luces entre apoyos.

Las cargas indicadas en la planilla corresponden al promedio de las reacciones de 1 tablero sobre la pila.

Tipo de carga	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	97.95	-	-
Sobrecarga	100.07	-	-
Frenado	-	-	12.00
Balanceo	-	4.00	-
Variacion de longitud	-	-	1.47
Viento	±10.38	6.75	-

3. Parámetros geotécnicos

Según sondeo n°6

3.1. Coeficiente de balasto horizontal

Separación entre nodos en el modelo de cálculo

$$l_i = 0.50 \text{ m}$$

Profundidad Inicial	Profundidad Final	kh	k _{rh}
		[ton/m³]	[ton/m]
1.5	11.0	250.00	212.50
11.0	15.0	500.00	425.00
15.0	>15	2000.00	1700.00

3.2. Tensiones admisibles

Tensión admisible por punta:

$$\sigma_{adm.punta} = 200 \text{ ton/m}^2$$

Tensión admisible por fricción:

$\sigma_{adm.fricción}$ [ton/m ²]	Cota de inicio	Cota de fin	L _{Fricc.}
			[m]
1.0	1.5	11.0	9.5
2.5	11.0	15.0	4.0
3.0	15.0	-	8.0

3.3. Recomendaciones

Longitud mínima de pilote

$$L_{pilmin} = 23.00 \text{ m}$$

Diámetro mínimo de pilote

$$\varnothing_{pil.min} = 1.00 \text{ m}$$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1D MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..6..de..14	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

4. Verificación de la capacidad portante de los pilotes

Carga máxima en pilote $P_{m\acute{a}x} = 653.6$ ton

Diámetro de pilote adoptado $\varnothing_{pil} = 1.70$ m

Sección del pilote $A_{pil} = 2.27$ m²

Perímetro del pilotes $Per_{pil} = 5.34$ m

Capacidad admisible $P_{adm} = \sigma_{adm.punta} \times A_{pil} + \sigma_{adm.fricción} \times Per_{pil} \times L_{Fricc.}$

$P_{adm} = 686$ ton > $P_{m\acute{a}x}$ \implies Verifica

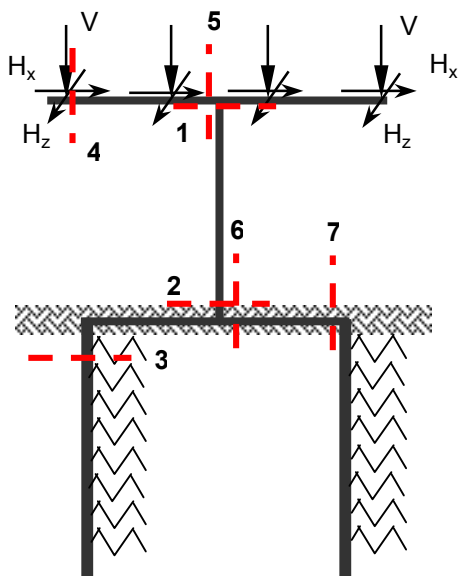
5. Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

5.1. Modelo para el cálculo electrónico

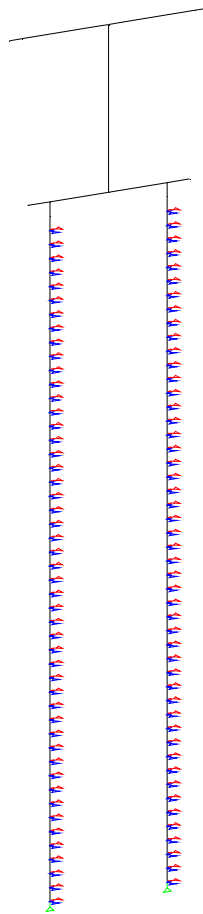
Portico espacial, mediante proceso STAAD PRO 2005.

Se considera el efecto de segundo orden mediante el método P-D.

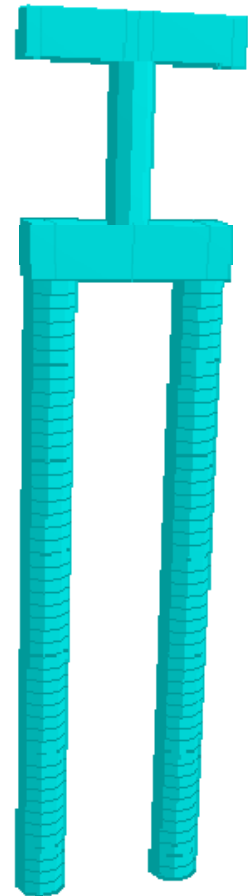
Esquema del Modelo



Vista del Modelo



Render 3D



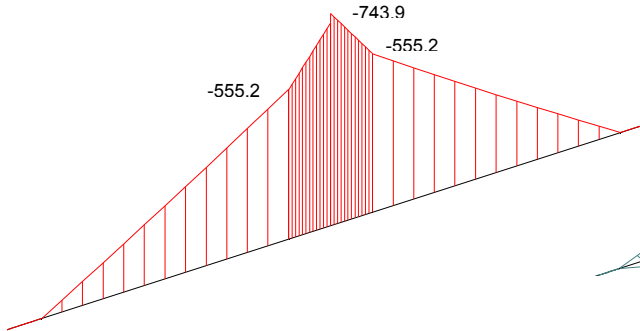
Se consideran 6 estados de carga diferentes teniendo en cuenta:

- i) Estados completos con mayor carga gravitatoria y mayor fuerza horizontal de frenado.
- ii) Estados completos con mayor carga gravitatoria y frenado contra sentido, generando torsión.
- iii) Estados de sobrecarga desbalanceada transversalmente.
- iv) Estados de sobrecarga desbalanceada longitudinalmente.
- v) Estados de sobrecarga desbalanceada transversal y longitudinalmente.
- vi) Estados de sobrecarga y frenado generando mayor torsión.

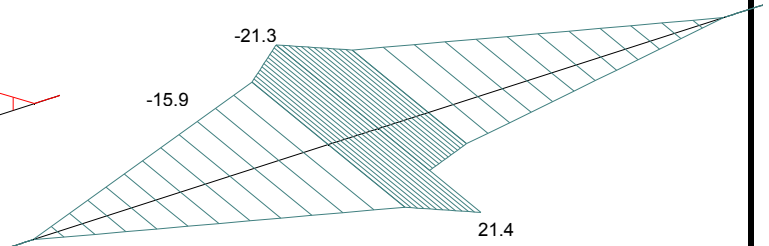
5.2. Diagramas de características envolvente obtenidos a partir del modelo de cálculo.

5.2.1 Diagrama de Características del Dintel

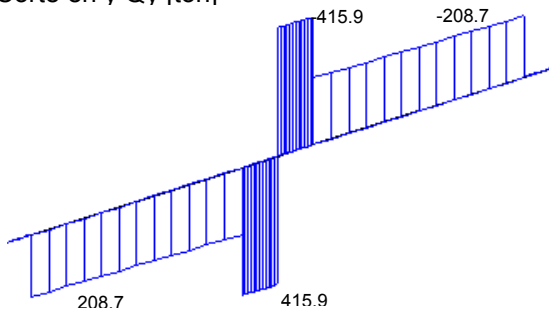
Flexión en z Mz [ton.m]



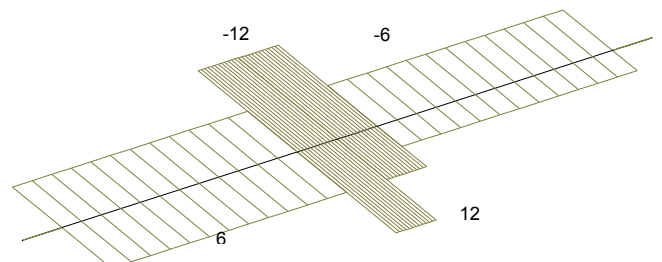
Flexión en y My [ton.m]



Corte en y Qy [ton]

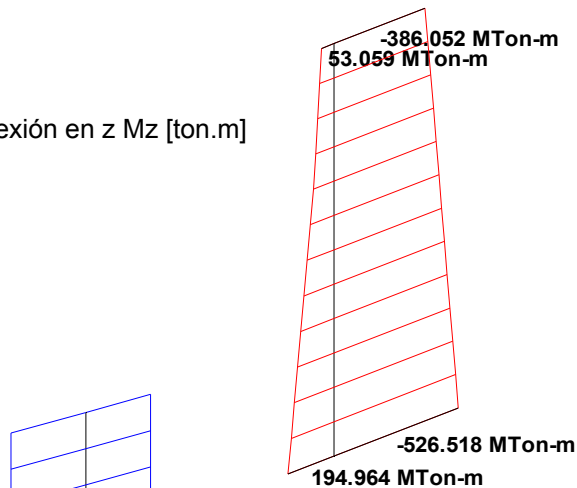


Corte en z Qz [ton]

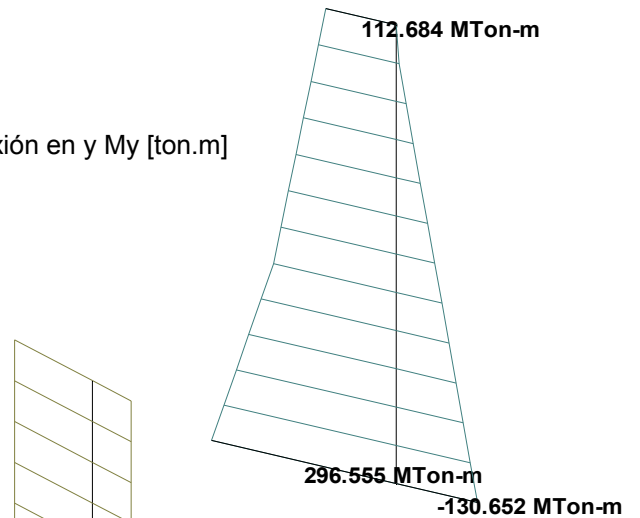


5.2.2 Diagrama de Características de la Columna

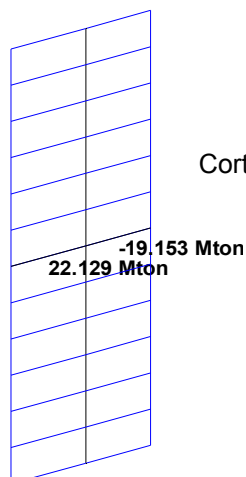
Flexión en z Mz [ton.m]



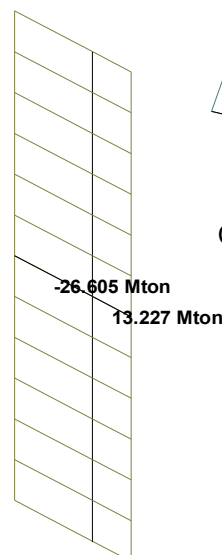
Flexión en y My [ton.m]



Corte en y Qy [ton]



Corte en z Qz [ton]

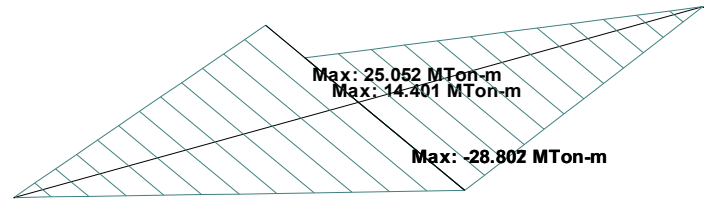


5.2.3 Diagrama de Características del Cabezal

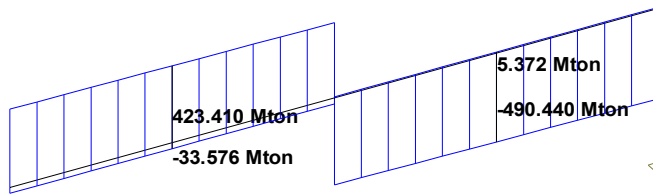
Flexión en z Mz [ton.m]



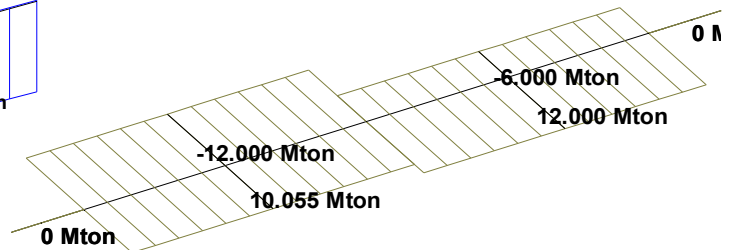
Flexión en y My [ton.m]



Corte en y Qy [ton]

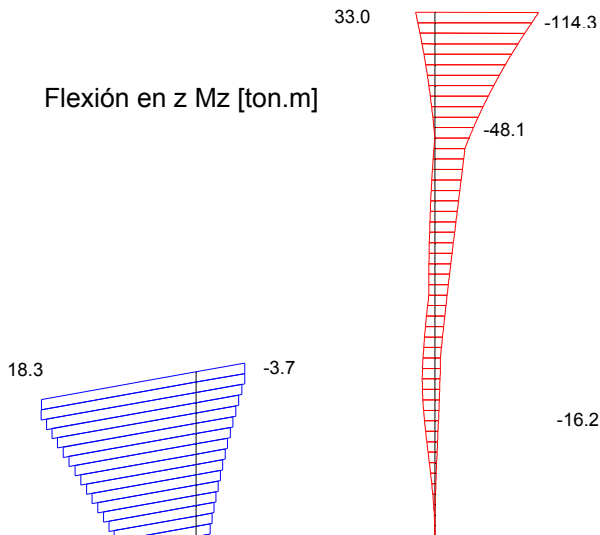


Corte en z Qz [ton]

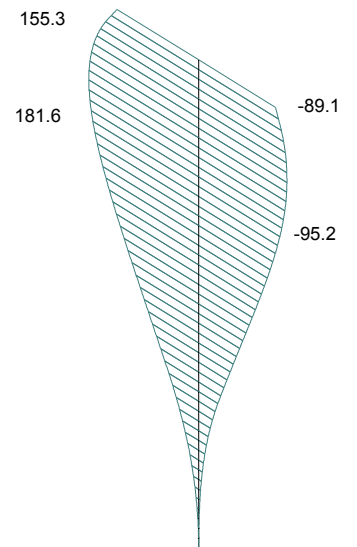


5.2.4 Diagrama de Características de los Pilotes

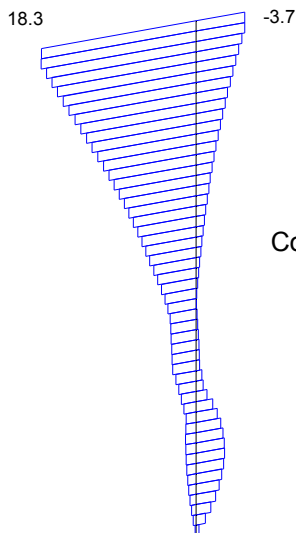
Flexión en z Mz [ton.m]



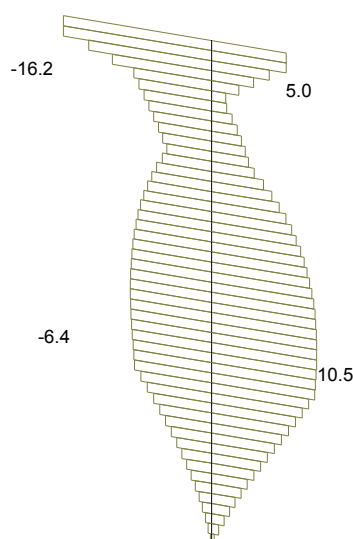
Flexión en y My [ton.m]



Corte en y Qy [ton]



Corte en z Qz [ton]



PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1D MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..10..de..14	0
	Preparo : N.S.	
	Fecha : 30/10/2016	
	Reviso : R.P.	

5.3. Dimensionamiento del pilote y columna

5.3.1. Flexión en estados de Servicio

Diámetro Columna sección 1 y 2 = **1.40** m \Rightarrow Area = 1.539 m²

Diámetro Pilote sección 3 = **1.70** m \Rightarrow Area = 2.269 m²

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	fe _{nec.}	ϕ	Cant	fe _{adop}
1	66.65	-834.7	0.013	-0.24	0.00	0.008	123.09	25	25.08	36Ø25
1	386.10	-634.5	0.078	-0.18	0.18	0.010	151.34	25	30.83	36Ø25
2	197.40	-857.8	0.040	-0.24	0.00	0.008	123.09	25	25.08	68Ø25
2	524.40	654.9	0.106	0.19	0.38	0.021	319.49	25	65.09	68Ø25
3	181.41	-505.6	0.020	-0.10	0.00	0.008	181.49	25	36.97	37Ø25
3	49.32	-570.9	0.006	-0.11	0.00	0.008	181.49	25	36.97	37Ø25

5.3.2. Corte en estados de Servicio

nº ramas = **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	adop
1	39.76	0.00	1.40	34.46	Zona I	13.78	0.32	0.10	Ø10c/10
2	22.13	0.00	1.40	19.18	Zona I	7.67	0.18	0.10	Ø10c/10
3	25.47	0.00	1.70	14.97	Zona I	5.99	0.51	0.30	Ø8c/30

5.4.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	M _T	τ_T	Fe _T	$\tau_T < \tau_{o2}$	Q	τ_C	Fe _c rama	$\tau_c + \tau_T$	$\tau_c + \tau_T < 1.3\tau_{o2}$	Estribo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
1 / 2	42.6	79.1	5.8	ok	22.1	7.7	2.2	86.81	ok	E° Ø10 c/10cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	MT	τ_T	Fe _T	Σ Fe _{necesaria} flex	Σ Fe _{adoptada} flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
1	42.6	79.1	25.4	123.09	333.79	---
2	21.3	39.5	12.7	319.49	333.79	---

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1D MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..11..de..14	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.4. Dimensionamiento del Dintel

5.4.1. Flexión Vertical en estados de Servicio

Armadura mínima $f_{e\ min} = 19.13\ cm^2$ ($\mu_{min} = 0.15\%$)

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe _{nec}	fe _{calc}	φ	cant	fe _{adop}
4	-2.20	-8.80	0.85	5.50	41.78	0.00	19.13	25	3.90	34Ø25 (sup)
4	0.00	-8.80	0.85	3.30	53.94	0.00	19.13	16	9.52	12Ø16 (inf)
5	-556.8	-4.00	1.60	559.76	8.02	159.88	159.88	25	32.59	34Ø25 (sup)
5	0	-4.38	1.60	3.28	104.80	0.00	19.13	16	9.52	12Ø16 (inf)

5.4.2. Flexión Horizontal en estados de Servicio

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe _{nec}	fe _{calc}	φ	cant	fe _{adop}
5	15.92	-3.91	1.50	18.66	42.46	3.74	3.74	16	1.86	8Ø16

5.4.3. Corte Vertical en estados de Servicio

nº ramas= **6**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ _o	Zona	τ _{red}	fe (rama)	sep	Adoptado
4	200.72	1.50	0.85	165.00	Zona II	113.44	0.59	0.05	Ø10c/5cm
5	214.22	1.50	1.60	107.01	Zona II	47.72	0.50	0.10	Ø10c/10cm

(*) Esfuerzo tomado a filo de apoyo

5.4.4. Corte Horizontal en estados de Servicio

nº ramas= **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ _o	Zona	τ _{red}	fe (rama)	sep	Adoptado
4	6.03	0.85	1.50	5.68	Zona I	2.27	0.01	0.05	Ø10c/5cm
5	19.80	1.60	1.50	9.90	Zona I	3.96	0.04	0.10	Ø10c/10cm

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1D MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..12..de..14	0
		Preparo : N.S.	
		Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.4.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	d/b	β
4	1.8	0.246
5	1.1	0.221

(S/ Cuaderno 220)

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_C	Fe_C rama	$\tau_C + \tau_T$	$\tau_C + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo Externo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
4	28.2	105.7	4.9	ok	180.0	114.9	12.0	220.60	ok	Ø12 c/5cm
5	28.2	35.4	2.6	ok	214.2	45.9	4.8	81.39	ok	Ø12 c/10cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\Sigma Fe_{necesaria}$ flex	$\Sigma Fe_{adoptada}$ flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
4	28.2	105.7	22.8	0.00	193.27	---
5	28.2	35.4	15.7	167.36	209.36	---

Nota: La densificación de estribos en el dintel se debe producir desde 25cm del eje de la columna.

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1D MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..13..de..14	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.5. Dimensionamiento del Cabezal

5.5.1. Flexión Vertical en estados de Servicio

Armadura mínima $fe_{min} = 54.15 \text{ cm}^2$ ($\mu_{min} = 0.15\%$)

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe _{nec}	fe _{calc}	φ	cant	fe _{adop}
6	1154.0	4.96	1.90	1149.54	7.52	283.95	283.95	25	57.85	58Ø25 (inf)
6	0.0	-4.96	1.90	4.46	120.69	0.00	54.15	25	11.03	14Ø25 (sup)
7	0.0	-5.07	1.90	4.56	119.42	0.00	54.15	25	11.03	58Ø25 (inf)
7	-10.0	-4.96	1.90	14.46	67.05	1.17	54.15	25	11.03	14Ø25 (sup)

5.5.2. Flexión Horizontal en estados de Servicio

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe _{nec}	fe _{calc}	φ	cant	fe _{adop}
6	38.09	4.94	1.85	33.52	44.04	9.86	9.86	16	4.90	6Ø16

5.5.3. Corte Vertical en estados de Servicio

nº ramas = 8

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ _o	Zona	τ red	fe (rama)	sep	adop
7	501.2	1.90	1.90	144.2	Zona II	86.62	0.86	0.1	Ø12c/10cm (*)

(*) Esfuerzo tomado a filo de apoyo

5.5.4 Corte Horizontal en estados de Servicio

nº ramas = 2

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ _o	Zona	τ red	fe (rama)	sep	adop
6	14.9	1.90	1.90	4.99	Zona I	2.00	0.08	0.1	Ø12c/10cm

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 1D MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..14..de..14	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.5.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	d/b	β
6	1.0	0.221

(S/ Cuaderno 220)

SECCION	M_T	τ_T	F_{eT}	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_C	F_{eC} rama	$\tau_C + \tau_T$	$\tau_C + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo Externo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
6	155.0	102.3	9.4	ok	490.0	106.2	10.5	208.50	ok	E° Ø16 c/10cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	M_T	τ_T	F_{eT}	ΣFe necesaria flex	ΣFe adoptada flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
6	155.0	102.3	69.8	293.81	377.56	---



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

INFRAESTRUCTURA - PILA TIPO 2
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0116-00
ELAB.	N.S.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO	Hoja:..2..de..17	0
	EJECUTIVO	Preparo : N.S.	
	VIADUCTO FC BELGRANO SUR	Fecha : 30/10/2016	
	PILA TIPO P2	Reviso : R.P.	
	MEMORIA DE CÁLCULO		

ÍNDICE

1. Generalidades.
2. Esquemáticos
3. Análisis de Cargas.
4. Cálculo de Solicitaciones y dimensionamiento de Secciones

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P2 MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..17	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

1.- GENERALIDADES

1.1.- Alcance

La presente memoria de cálculo contiene el diseño estructural de la pila tipo P2 en el Viaducto Ferroviario del Ferrocarril Belgrano Sur, Ciudad de Buenos Aires.

Comprende el cálculo de solicitaciones y dimensionamiento de las secciones de la infraestructura y sus fundaciones, debiendo soportar las cargas provenientes de los tramos del viaducto.

La estructura se compone de elementos de Hormigón Armado "in situ".

Las fundaciones indirectas con pilotes ejecutadas in situ, han sido proyectadas en base a los estudios de suelos específicamente realizados al efecto.

El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

1.2.- Antecedentes

Estudio de Suelos : INFORME GEOTÉCNICO N° 4498.271/39 , " Viaducto Belgrano Sur - Buenos Aires" ,del ing. José Luis Guerrero.

1.3.- Bibliografía

CIRSOC 101/82	Cargas y Sobrecargas Gravitatorias para el Cálculo de las estructuras de Edificios
INPRES - CIRSOC 103/83	Normas Argentinas para Construcciones Sismoresistentes
CIRSOC 201/82	Proyecto, cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado
CIRSOC 301/05	Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios
CUADERNO 220	Dimensionamiento de los elementos de Hormigón y Hormigón Armado
CUADERNO 240	Métodos Auxiliares para el cálculo de las solicitaciones y Deformaciones de estructuras de Hormigón Armado

1.4.-Software Utilizado

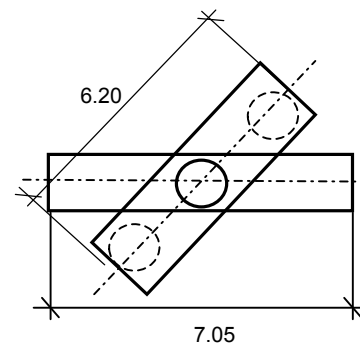
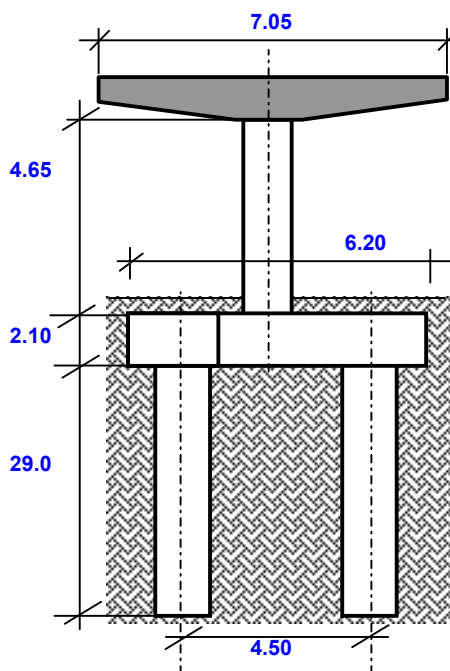
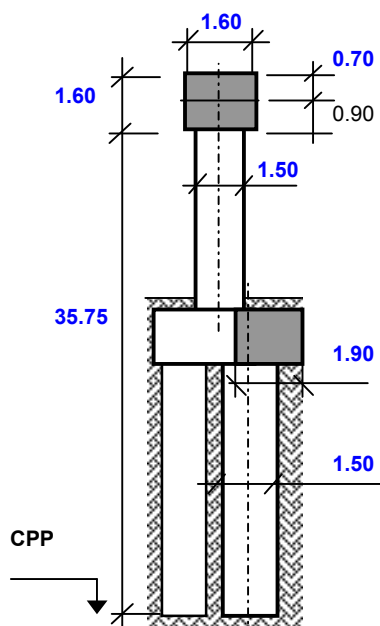
Staad Pro 2005

1.5.- Materiales

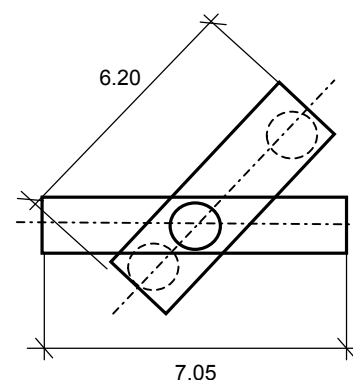
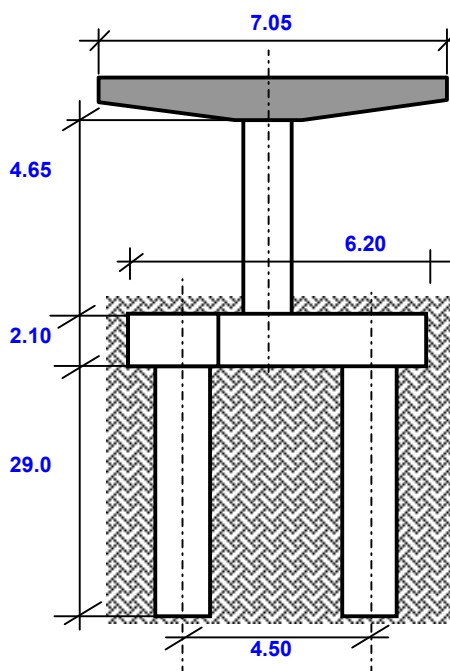
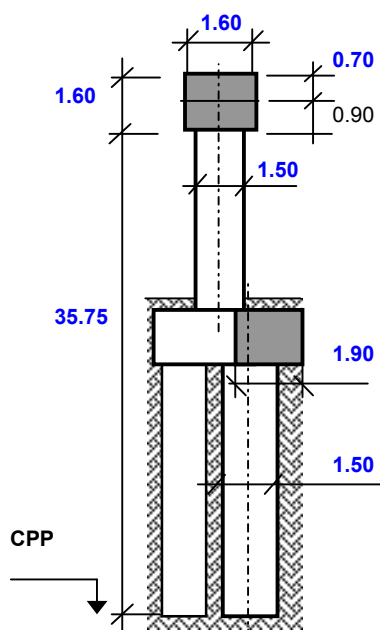
Los materiales previstos en este proyecto son:

Hormigón	H- 30	$\sigma'_{bk} =$	30	MPa	
Hormigón de Fundaciones	H- 21	$\sigma'_{bk} =$	21	MPa	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s =$	420	MPa	(Conformado en barras)

2.- ESQUEMÁTICOS



Nº PILOTES = **2**



Nº PILOTES = **2**

3.- ANÁLISIS DE CARGAS

3.1 Cargas Gravitacionales

3.1.1. Cargas Permanentes

3.1.1.1. Peso Propio

Se calcula en forma automática para cada elemento teniendo en cuenta el peso específico del material.

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P2 MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..5..de..17	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

3.1.1.2. Cargas Permanentes en Viaducto

Tramo Oeste (por tablero)

Luz entre apoyos	$L =$	20.9	m
Carga Permanentes de Viaducto	$qD_2 =$	8.29	ton/m
Peso de Riostra	$D_{riostra} =$	2.50	ton
Carga de Viaducto a Pila	$D_{T1} =$	89.13	ton

Tramo Este (por tablero)

Luz entre apoyos	$L =$	30.26	m
Carga Permanentes de Viaducto	$qD_2 =$	9.75	ton/m
Peso de Riostra	$D_{riostra} =$	2.50	ton
Carga de Viaducto a Pila	$D_{T2} =$	150.02	ton

3.1.2 Sobrecargas

Carga Distribuida Equivalente	$p' =$	8.05	t/m
Coefficiente de Impacto Tramo Oeste	$\Phi =$	1.00	
Sobrecarga por Tramo Oeste	$L_{T1} =$	0.00	ton

Carga Distribuida Equivalente	$p' =$	8.05	t/m
Coefficiente de Impacto Tramo Este	$\Phi =$	1.00	
Sobrecarga por Tramo Oeste	$L_{T2} =$	0.00	ton

3.2. Cargas Longitudinales

3.2.1 Frenado (por tablero)

Sumatoria de Cargas de ejes	$\Sigma P =$	168.00	ton
Carga de Frenado a pila	$F =$	12.00	ton

3.2.2 Carga por Variación de Longitud

Carga por Variación en Tramo Oeste	$Qv1 =$	6.41	ton
Carga por Variación en Tramo Este	$Qv1 =$	11.73	ton
Resultante por Variación de Longitud	$Qv =$	5.32	ton

3.3. Cargas Transversales

3.3.1. Balanceo

Carga de Eje más pesado	$P =$	16.00	ton
Carga de Balanceo	$B =$	4.00	ton

4.- PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Se utilizan los parámetros del suelo provenientes del Sondeo N°2 del Informe Geotécnico.

4.1 Coeficiente de Balasto Horizontal

Separación entre nodos en el modelo de cálculo

$l_i = 0.50$ m

Profundidad Inicial	Profundidad Final	kh [ton/m ³]	k _{rh} [ton/m]
-1.5	-10.0	250.00	187.50
-10.0	-22.0	250.00	187.50
-22.0	< -22.0	2000.00	1500.00

4.2. Tensiones admisibles

Pv7

Tensión admisible por punta:

(EL PILOTE DEBE EJECUTARSE CON CELDA DE PRECARGA)

$\sigma_{adm.punta} = 400$ ton/m²

Tensión admisible por fricción:

Profundidad Inicial	Profundidad Final	$\sigma_{adm.fricción}$ [ton/m ²]	L _{Fricc.} [m]
-1.5	-10.0	1.0	8.5
-10.0	-22.0	1.5	12.0
-22.0	-	3.0	9.4

Pv8

Tensión admisible por punta:

(EL PILOTE DEBE EJECUTARSE CON CELDA DE PRECARGA)

$\sigma_{adm.punta} = 400$ ton/m²

Tensión admisible por fricción:

Profundidad Inicial	Profundidad Final	$\sigma_{adm.fricción}$ [ton/m ²]	L _{Fricc.} [m]
-1.5	-10.0	1.0	8.5
-10.0	-22.0	1.5	12.0
-22.0	-	3.0	9.4

4.3. Recomendaciones

Longitud mínima de pilote

Diámetro mínimo de pilote

$L_{pil.min} = 25.00$ m

$\emptyset_{pil.min} = 1.00$ m

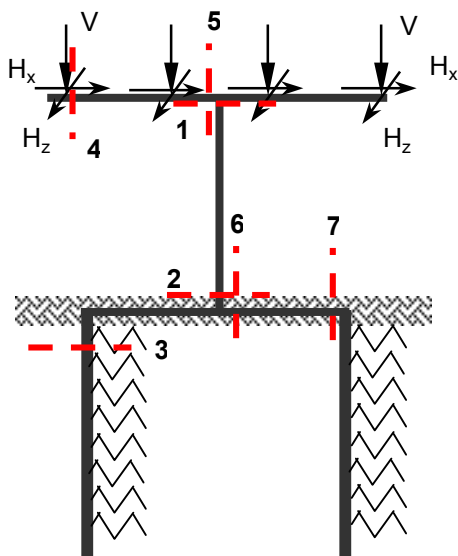
5.- CÁLCULO DE SOLICITACIONES Y DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES

5.1 Modelo para el Cálculo Computacional

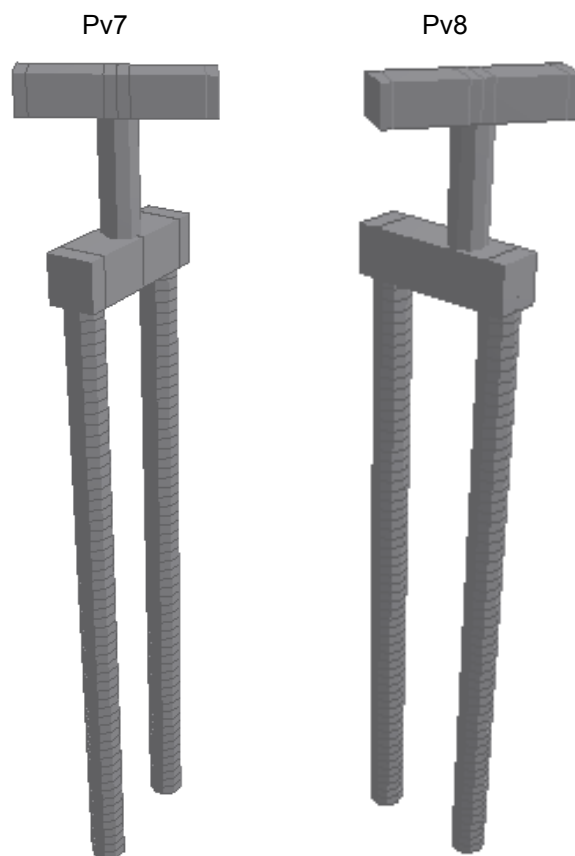
Se realiza un modelo estructural mediante el Software Staad Pro 2005

Los efectos de segundo orden son tenidos en cuenta por medio del análisis P-Δ

Esquemático



Render 3D



5.2 Combinaciones de Carga

Se consideran 6 estados de carga diferentes teniendo en cuenta:

- i) Estados completos con mayor carga gravitatoria y mayor fuerza horizontal de frenado.
- ii) Estados completos con mayor carga gravitatoria y frenado contra sentido, generando torsión.
- iii) Estados de sobrecarga desbalanceada transversalmente.
- iv) Estados de sobrecarga desbalanceada longitudinalmente.
- v) Estados de sobrecarga desbalanceada transversal y longitudinalmente.
- vi) Estados de sobrecarga y frenado generando mayor torsión.

5.3 Verificación a la Capacidad Portante

Pila Pv7

Carga máxima en pilote $P_{\text{máx}} = 695.6$ ton

Diámetro de pilote adoptado $\varnothing_{\text{pil}} = 1.50$ m

Sección del pilote $A_{\text{pil}} = 1.77$ m²

Perímetro del pilotes $\text{Per.pil} = 4.71$ m

Capacidad admisible $P_{\text{adm}} = \sigma_{\text{adm.punta}} \times A_{\text{pil}} + \sigma_{\text{adm.fricción}} \times \text{Per}_{\text{pil.}} \times L_{\text{Fricc.}}$

$P_{\text{adm}} = 965$ ton > $P_{\text{máx}}$ \Rightarrow Verifica

Pila Pv8

Carga máxima en pilote $P_{\text{máx}} = 806.8$ ton

Diámetro de pilote adoptado $\varnothing_{\text{pil}} = 1.50$ m

Sección del pilote $A_{\text{pil}} = 1.77$ m²

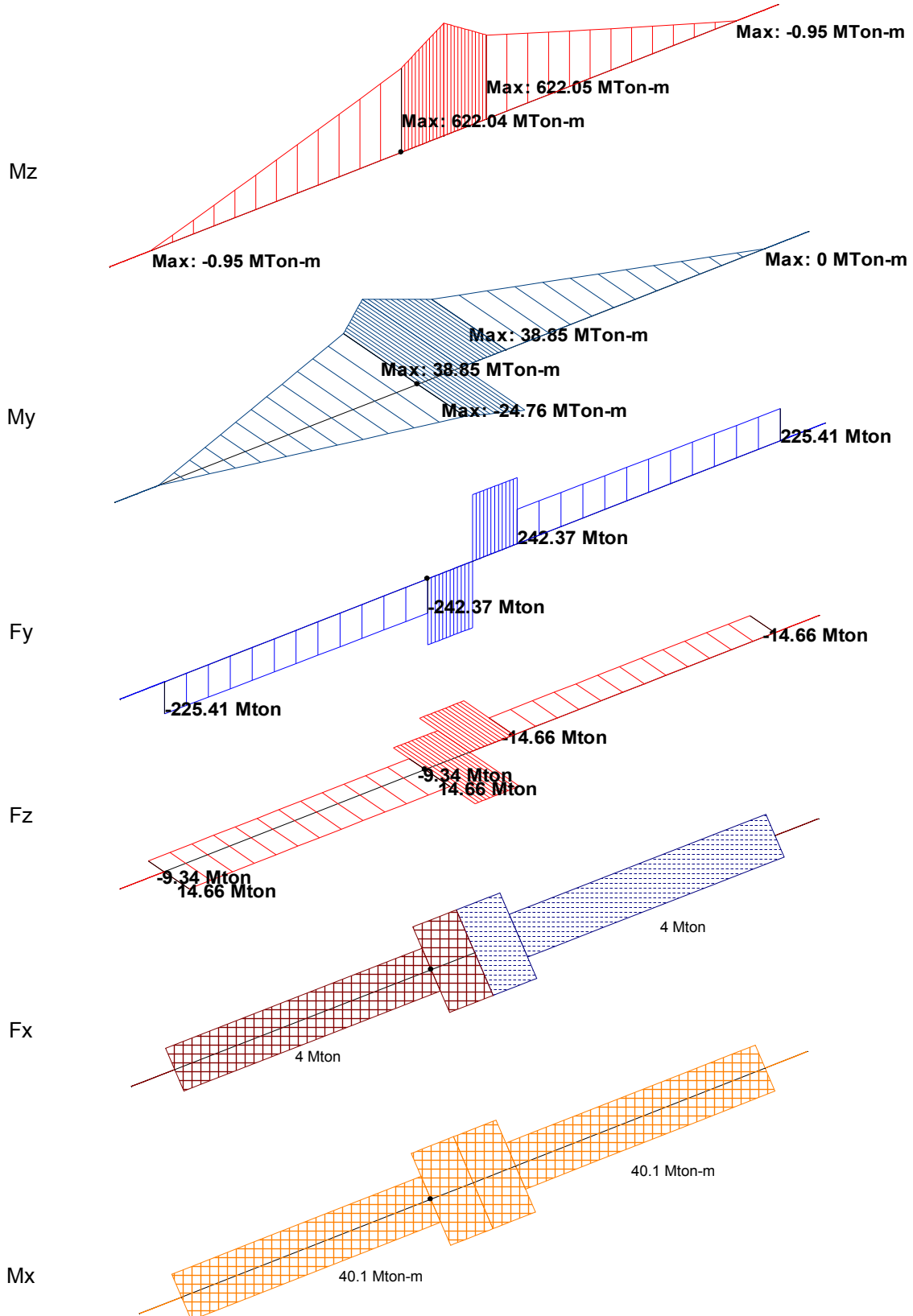
Perímetro del pilotes $\text{Per.pil} = 4.71$ m

Capacidad admisible $P_{\text{adm}} = \sigma_{\text{adm.punta}} \times A_{\text{pil}} + \sigma_{\text{adm.fricción}} \times \text{Per}_{\text{pil.}} \times L_{\text{Fricc.}}$

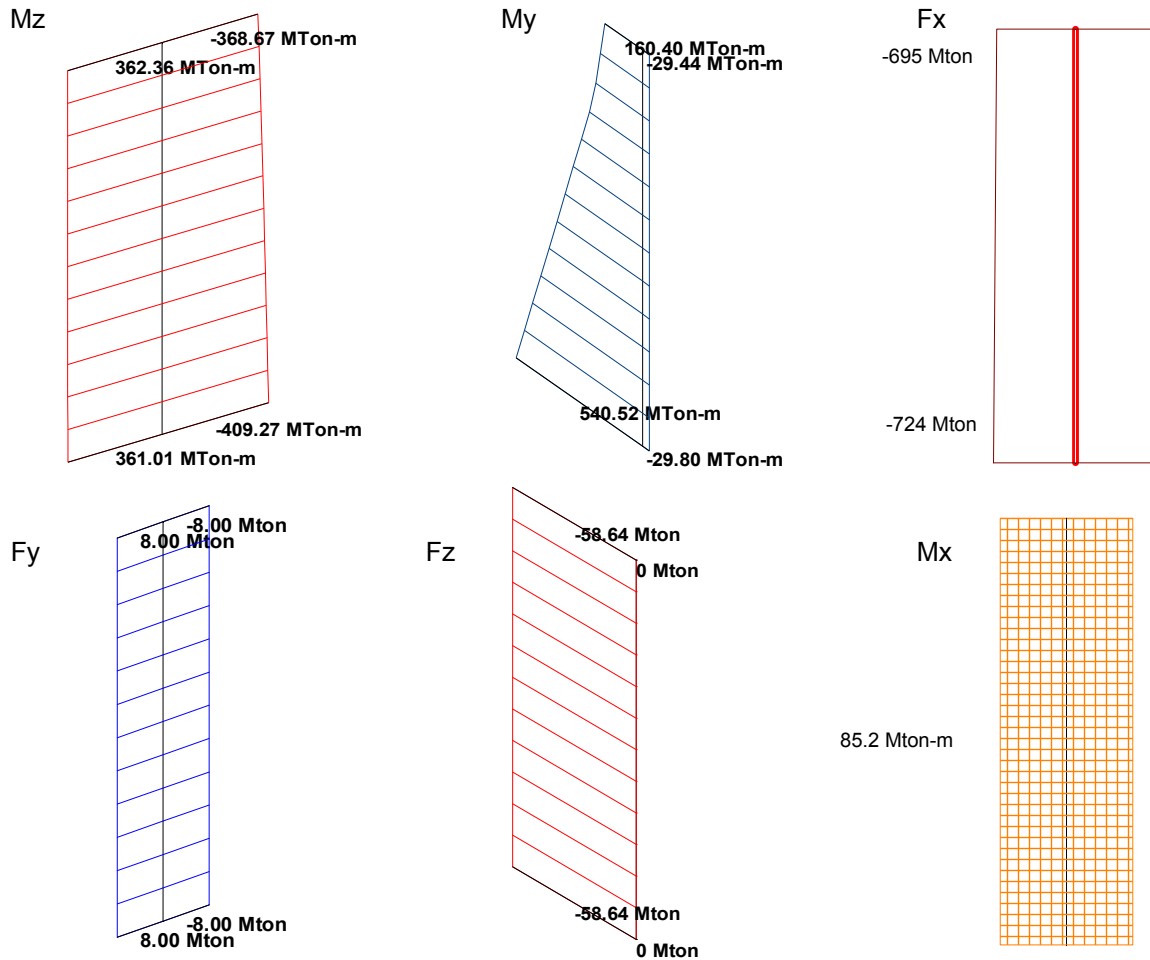
$P_{\text{adm}} = 965$ ton > $P_{\text{máx}}$ \Rightarrow Verifica

5.4 Diagramas de Características

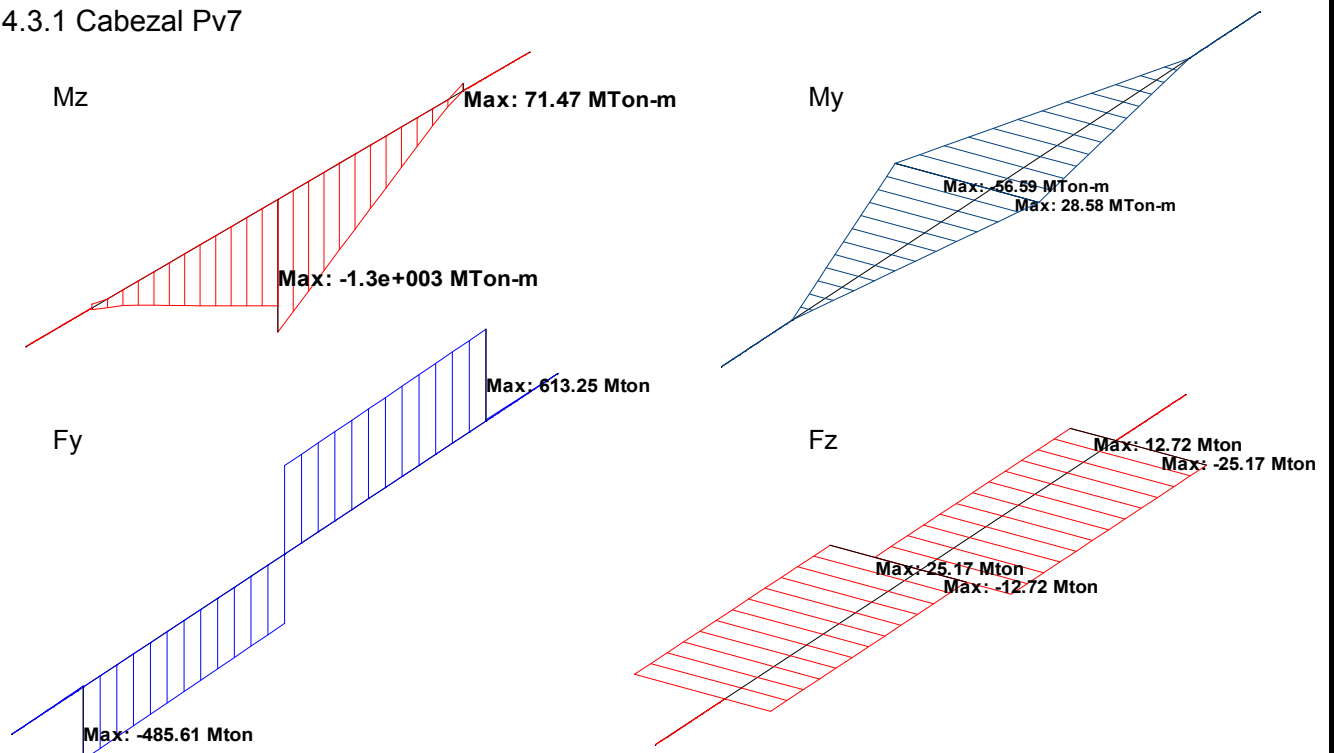
5.4.1 Dintel

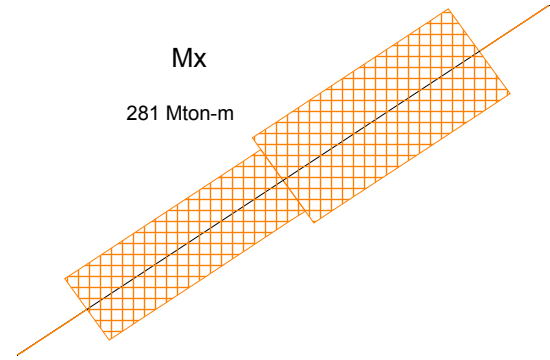
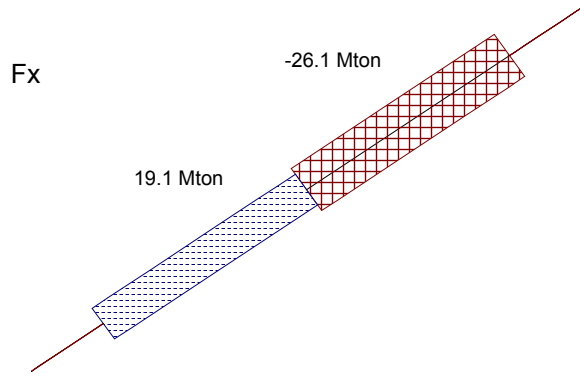


5.4.2 Columna

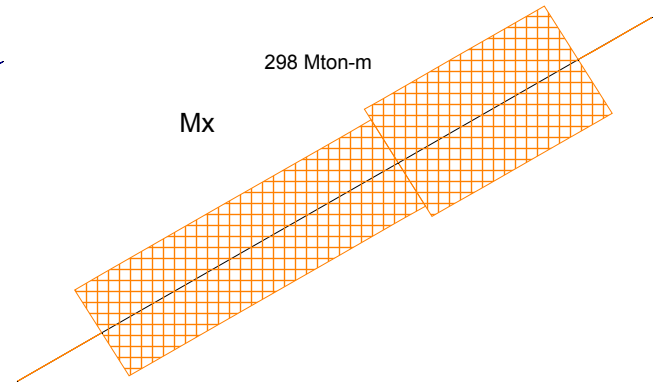
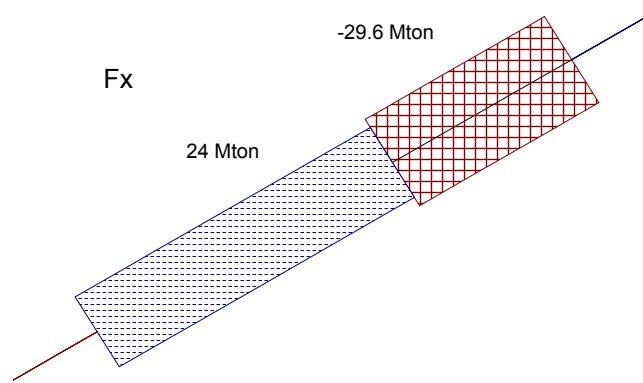
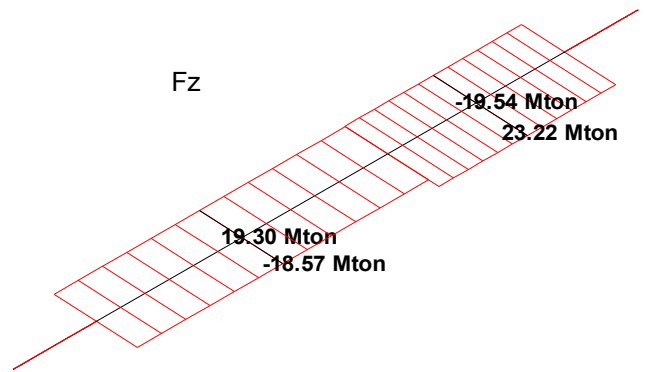
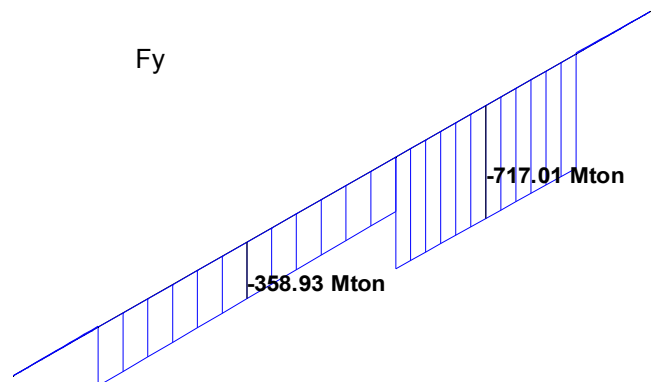
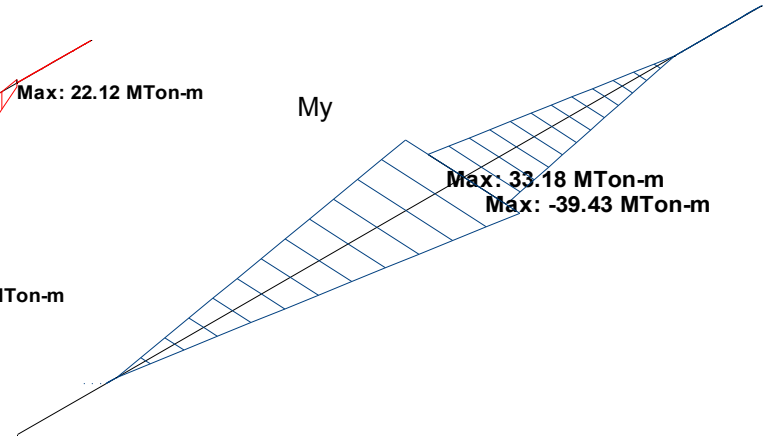
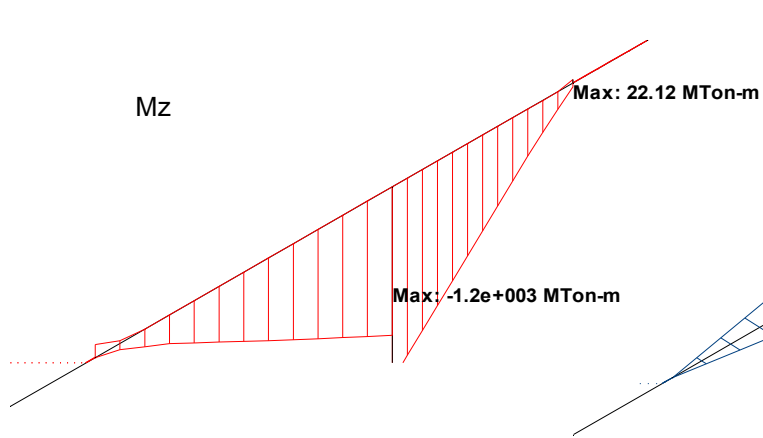


5.4.3.1 Cabezal Pv7

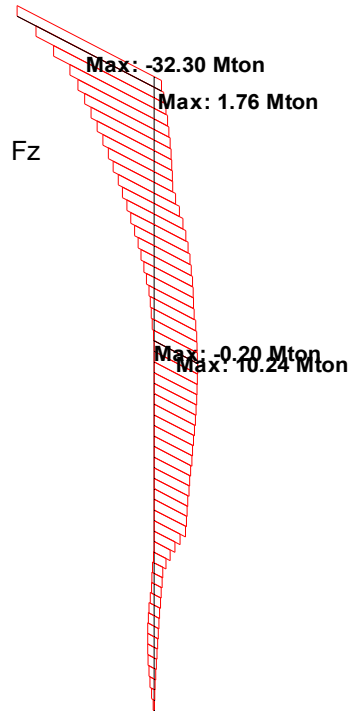
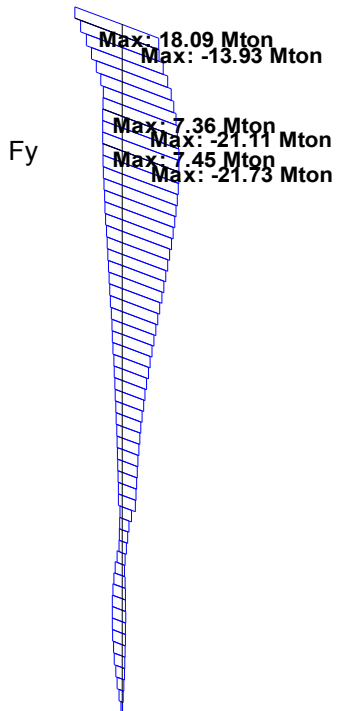
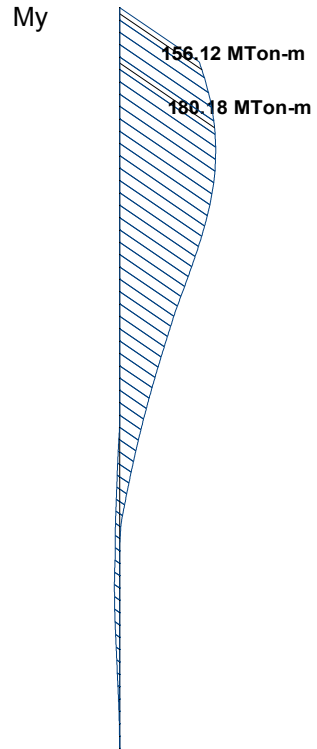
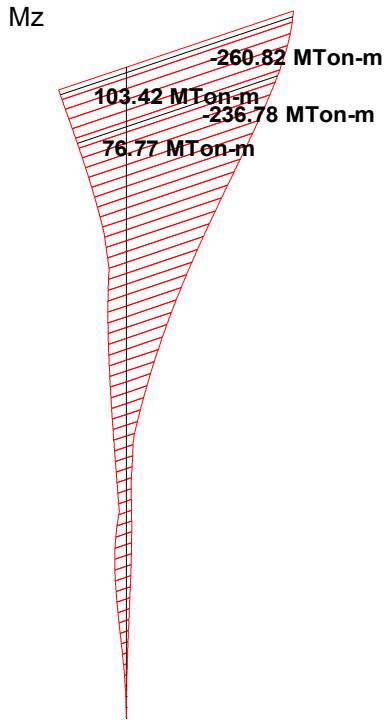




5.4.3.2 Cabezal Pv8



5.4.4 Pilotes



PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P2 MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..13..de..17	0
	Preparo : N.S.	
	Fecha : 30/10/2016	
	Reviso : R.P.	

5.3. Dimensionamiento del pilote y columna

5.3.1. Flexión en estados de Servicio

Diámetro Columna sección 1 y 2 = **1.50** m \Rightarrow Area = 1.766 m²

Diámetro Pilote sección 3 = **1.50** m \Rightarrow Area = 1.766 m²

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	fe _{nec.}	ϕ	Cant	fe _{adop}
1	379.13	-729.6	0.062	-0.18	0.07	0.008	141.30	25	28.79	60Ø25
1	243.54	-648.4	0.040	-0.16	0.00	0.008	141.30	25	28.79	60Ø25
2	541.12	-761.5	0.089	-0.19	0.27	0.015	260.59	25	53.09	60Ø25
2	171.65	-967.4	0.028	-0.24	0.00	0.008	141.30	25	28.79	60Ø25
3	296.85	-564.1	0.049	-0.14	0.03	0.008	141.30	25	28.79	30Ø25
3	274.50	275.3	0.045	0.07	0.13	0.008	141.30	25	28.79	30Ø25

5.3.2. Corte en estados de Servicio

nº ramas = **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	adop
1	59.18	0.00	1.50	44.67	Zona I	17.87	0.45	0.10	Ø12c/10
2	13.31	0.00	1.50	10.05	Zona I	4.02	0.10	0.10	Ø12c/10
3	34.45	0.00	1.50	26.01	Zona I	10.40	0.78	0.30	Ø10c/30

5.4.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	M _T	τ_T	Fe _T	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_C	Fe _c rama	$\tau_c + \tau_T$	$\tau_c + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
1 / 2	85.2	128.6	10.0	ok	13.3	4.0	1.3	132.59	ok	Eº Ø12 c/10cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	MT	τ_T	Fe _T	Σ Fe _{necesaria} flex	Σ Fe _{adoptada} flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
1	85.2	128.6	47.3	141.30	294.52	---
2	42.6	64.3	23.7	260.59	294.52	---

PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P2 MEMORIA DE CÁLCULO		Hoja:..14..de..17	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.4. Dimensionamiento del Dintel

5.4.1. Flexión Vertical en estados de Servicio

Armadura mínima $f_{e\ min} = 24.00\ cm^2$ ($\mu_{\min} = 0.15\%$)

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	$f_{e\ nec}$	$f_{e\ calc}$	ϕ	cant	$f_{e\ adop}$
4	-2.25	2.00	1.00	1.35	103.42	1.41	24.00	25	4.89	5Ø25 (sup)
5	-551	2.00	1.60	549.70	8.47	158.09	158.09	25	32.22	36Ø25 (sup)

5.4.2. Flexión Horizontal en estados de Servicio

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	$f_{e\ nec}$	$f_{e\ calc}$	ϕ	cant	$f_{e\ adop}$
4	0.00	-1.95	1.60	1.46	128.17	0	0	16	0	3Ø16
5	38.80	2.00	1.60	37.30	32.10	10.89	10.89	16	5.42	8Ø16

5.4.3. Corte Vertical en estados de Servicio

nº ramas= **8**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	f_e (rama)	sep	Adoptado
4	225.41	1.60	1.00	146.10	Zona II	88.94	0.56	0.08	Ø10c/7.5cm
5	240.45	1.60	1.60	103.49	Zona II	44.62	0.28	0.08	Ø10c/7.5cm

(*) Esfuerzo tomado a filo de apoyo

5.4.4. Corte Horizontal en estados de Servicio

nº ramas= **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	f_e (rama)	sep	Adoptado
4	14.70	1.00	1.60	9.64	Zona I	3.86	0.02	0.08	Ø10c/7.5cm
5	14.70	1.60	1.60	5.96	Zona I	2.39	0.01	0.08	Ø10c/7.5cm

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P2 MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..15..de..17	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.4.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	d/b	β
4	1.6	0.246
5	1.0	0.221

(S/ Cuaderno 220)

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_C	Fe_C rama	$\tau_C + \tau_T$	$\tau_C + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo Externo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
4	40.1	101.9	5.4	ok	160	57.7	4.8	159.55	ok	Ø10 c/7.5cm
5	40.1	44.3	3.4	ok	192	35.3	2.9	79.59	ok	Ø10 c/7.5cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\Sigma Fe_{necesaria}$ flex	$\Sigma Fe_{adoptada}$ flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
4	40.1	101.9	27.7	1.41	36.61	---
5	40.1	44.3	21.2	179.87	208.88	---

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P2 MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..16..de..17	0
		Preparo : N.S.	
		Fecha : 30/10/2016	
		Reviso : R.P.	

5.5. Dimensionamiento del Cabezal

5.5.1. Flexión Vertical en estados de Servicio

Armadura mínima $fe_{min} = 59.85 \text{ cm}^2$ ($\mu_{min} = 0.15\%$)

PILA	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe _{nec}	fe _{calc}	φ	cant	fe _{adop}
Pv7	1287.00	-26.20	2.10	1313.20	7.80	276.98	276.98	25	56.43	68Ø25 (inf)
Pv8	1217.35	-29.90	2.10	1247.25	8.00	260.98	260.98	25	53.17	68Ø25 (inf)

5.5.2. Flexión Horizontal en estados de Servicio

PILA	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe _{nec}	fe _{calc}	φ	cant	fe _{adop}
Pv7	56.20	9.60	1.90	47.56	38.87	14.78	14.78	16	7.35	10Ø16
Pv8	61.80	9.60	1.90	53.16	36.77	16.05	16.05	16	7.98	10Ø16

5.5.3. Corte Vertical en estados de Servicio

nº ramas = 8

PILA	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ _o	Zona	τ red	fe (rama)	sep	adop
Pv7	613.52	1.90	2.10	161.1	Zona II	108.08	1.07	0.1	Ø12c/10cm
Pv8	0.00	1.90	2.10	0.0	Zona I	0.00	0.00	0.1	Ø12c/10cm (*)

(*) Se tiene en cuenta el viaje directo de las cargas

5.5.4 Corte Horizontal en estados de Servicio

nº ramas = 2

PILA	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ _o	Zona	τ red	fe (rama)	sep	adop
Pv7	21.90	2.10	1.90	6.58	Zona I	2.63	0.12	0.1	Ø12c/10cm
Pv8	21.10	2.10	1.90	6.34	Zona I	2.54	0.11	0.1	Ø12c/10cm

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P2 MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..17..de..17	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.5.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	d/b	β
-	1.1	0.221

(S/ Cuaderno 220)

PILA	M_T	τ_T	Fe_T	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_C	Fe_C rama	$\tau_C + \tau_T$	$\tau_C + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo Externo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
Pv7	281.00	167.72	15.2	ok	400.0	58.0	5.7	225.68	ok	E° Ø16 c/10cm
Pv8	298.00	177.87	16.1	ok	0.0	0.0	0.0	177.87	ok	E° Ø16 c/10cm (*)

(*) Se tiene en cuenta el viaje directo de las cargas

Armadura Longitudinal de Torsión

PILA	MT	τ_T	Fe_T	ΣFe necesaria flex	ΣFe adoptada flex	Armadura
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
6	281.0	167.7	120.4	291.75	432.91	12Ø25 (sup)
6	298.0	177.9	127.7	277.02	432.91	12Ø25 (sup)



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

INFRAESTRUCTURA - PILA TIPO 3A
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0117-00
ELAB.	N.S.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3A MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..2..de..12	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

INDICE

I.- GENERALIDADES

II.- INFRAESTRUCTURA

1.- Geometría

2.- Análisis de carga

3.- Parámetros geotécnicos

4.- Verificación de la capacidad portante de los pilotes

5.- Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3A MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..12	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la pila tipo 3A del viaducto ferroviario de las vías del Belgrano Sur, en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Dicha estructura tiene como fin brindar apoyo a la estructura de soporte ferroviario (vigas), transmitiendo las cargas sobre esta hacia el suelo de fundación.

La pila es de hormigón armado *in-situ* y está compuesta por un dintel con los apoyos elastoméricos que soportan las vigas, unido mediante una única columna central a las fundaciones, formadas por un cabezal y dos pilotes transversales.

Se estudia la situación de las pilas ubicadas en el cambio de sección del viaducto; donde uno de los tramos posee la geometría típica, mientras que el otro esta formado por vigas menores que permiten que a nivel ferroviario se desarrollen las operaciones de cambio de vías.

Reglamentos

El cálculo de cargas y solicitaciones se realiza de acuerdo con los lineamientos del "Reglamento para Puentes Ferroviarios de Hormigón Armado" de Ferrocarriles Argentinos.

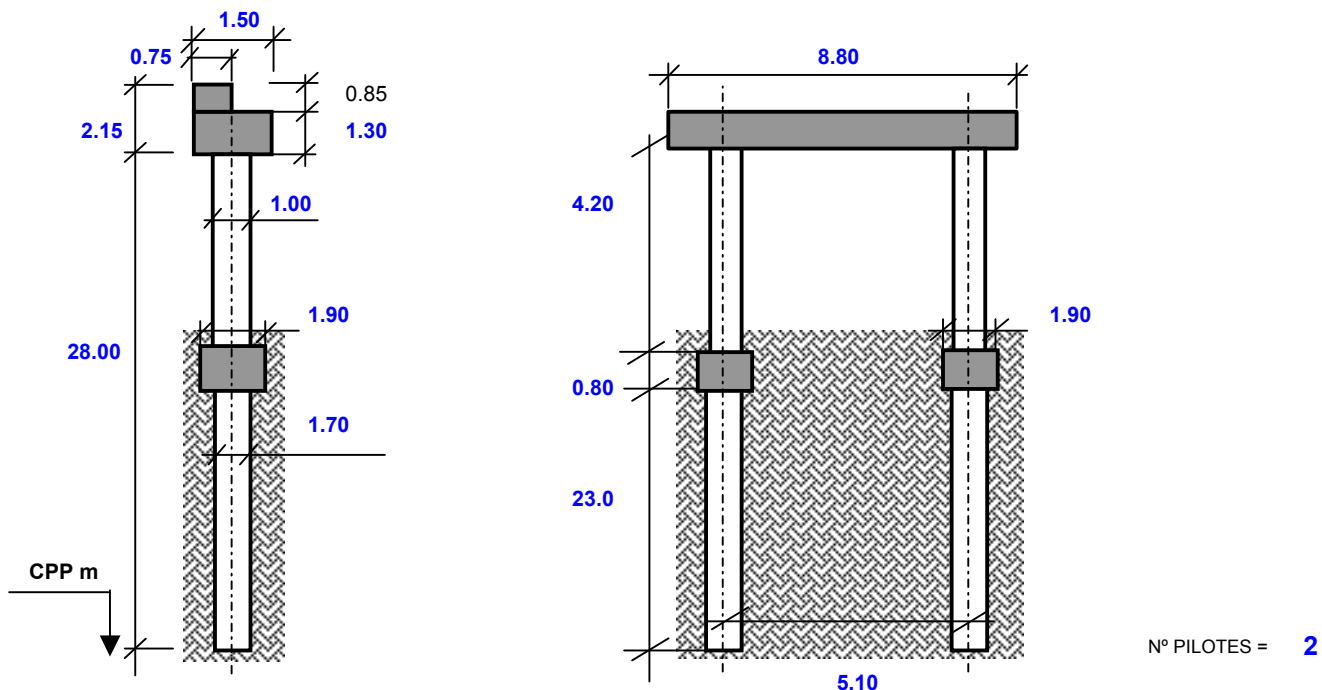
El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

Los materiales previstos en este anteproyecto son:

Hormigón Superestructura:	H- 30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Pilotes H-21	H- 21	$\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)

II.- INFRAESTRUCTURA

1. Geometría



2. Análisis de Cargas

2.1. Cargas Permanentes (Peso propio pila)

Peso específico = **2.50** ton/m³

ELEMENTO	SECCIÓN	PESO (Ge)
	m ²	ton
Dintel	2.59	56.93
Cabecal	1.52	14.44
Columna	0.79	16.49
Pilote	2.27	261.03
Totales/Resultante	-	348.89

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3A MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..5..de..12	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

2.2. Cargas Provenientes de tablero

Las cargas que actúan sobre la pila corresponden 2 tramos, uno de sección con vigas tipo "v" de 21.6m y otro de 20.5m con la sección típica de viaducto.

Las cargas indicadas en la planilla corresponden al promedio de reacciones de 1 tablero sobre la pila.

Tipo de carga	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	115.78	-	-
Sobrecarga	96.60	-	-
Frenado	-	-	12.00
Balanceo	-	4.00	-
Variacion de longitud	-	-	0.84
Viento	±3.78	6.24	-

3. Parámetros geotécnicos

Según sondeo n°3

3.1. Coeficiente de balasto horizontal

Separación entre nodos en el modelo de cálculo

li = **0.50** m

Profundidad Inicial	Profundidad Final	kh	k _{rh}
		[ton/m ³]	[ton/m]
-1.5	-10.0	250.00	212.50
-10.0	-20.0	300.00	255.00
-20.0	< -20	2000.00	1700.00

3.2. Tensiones admisibles

Tensión admisible por punta:

$\sigma_{adm.punta}$ = **200** ton/m²

Tensión admisible por fricción:

$\sigma_{adm.fricción}$ [ton/m ²]	Cota de inicio	Cota de fin	L _{Fricc.} [m]
1.0	1.5	10.0	8.5
2.0	10.0	20.0	10.0
3.0	20.0	-	3.0

3.3. Recomendaciones

Longitud mínima de pilote

L_{pil.min} = **23.00** m

Diámetro mínimo de pilote

$\emptyset_{pil.min}$ = **1.00** m

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3A MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..6..de..12	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

4. Verificación de la capacidad portante de los pilotes

Carga máxima en pilote $P_{m\acute{a}x} = 626.8$ ton

Diámetro de pilote adoptado $\varnothing_{pil} = 1.70$ m

Sección del pilote $A_{pil} = 2.27$ m²

Perímetro del pilotes $Per_{pil} = 5.34$ m

Capacidad admisible $P_{adm} = \sigma_{adm.punta} \times A_{pil} + \sigma_{adm.fricción} \times Per_{pil} \times L_{Fricc.}$

$P_{adm} = 654$ ton > $P_{m\acute{a}x}$ \implies *Verifica*

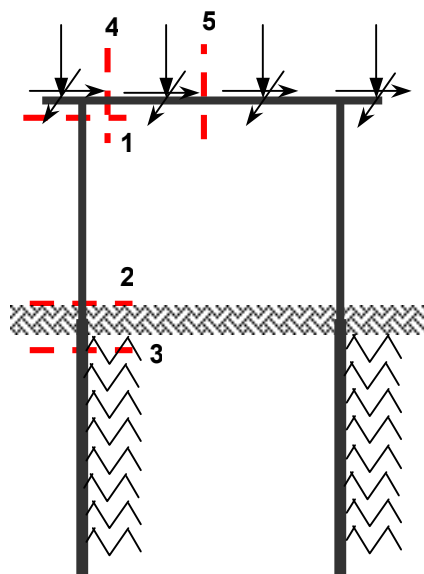
5. Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

5.1. Modelo para el cálculo electrónico

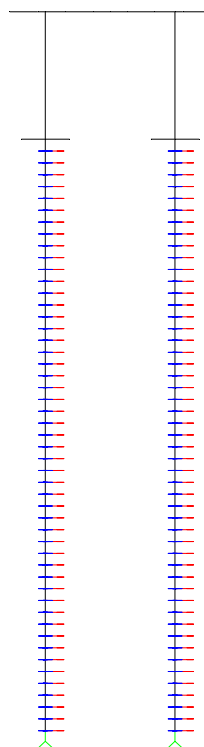
Portico espacial, mediante proceso STAAD PRO 2005.

Se considera el efecto de segundo orden mediante el método P-D.

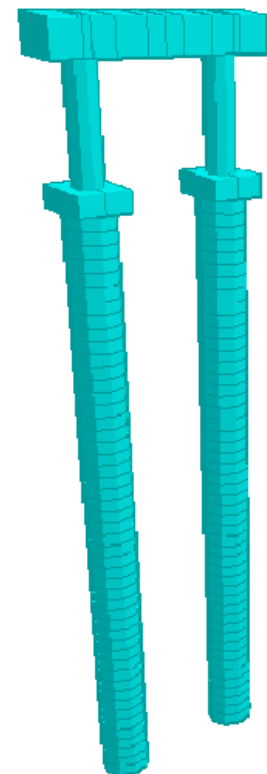
Esquema del Modelo



Vista del Modelo



Render 3D

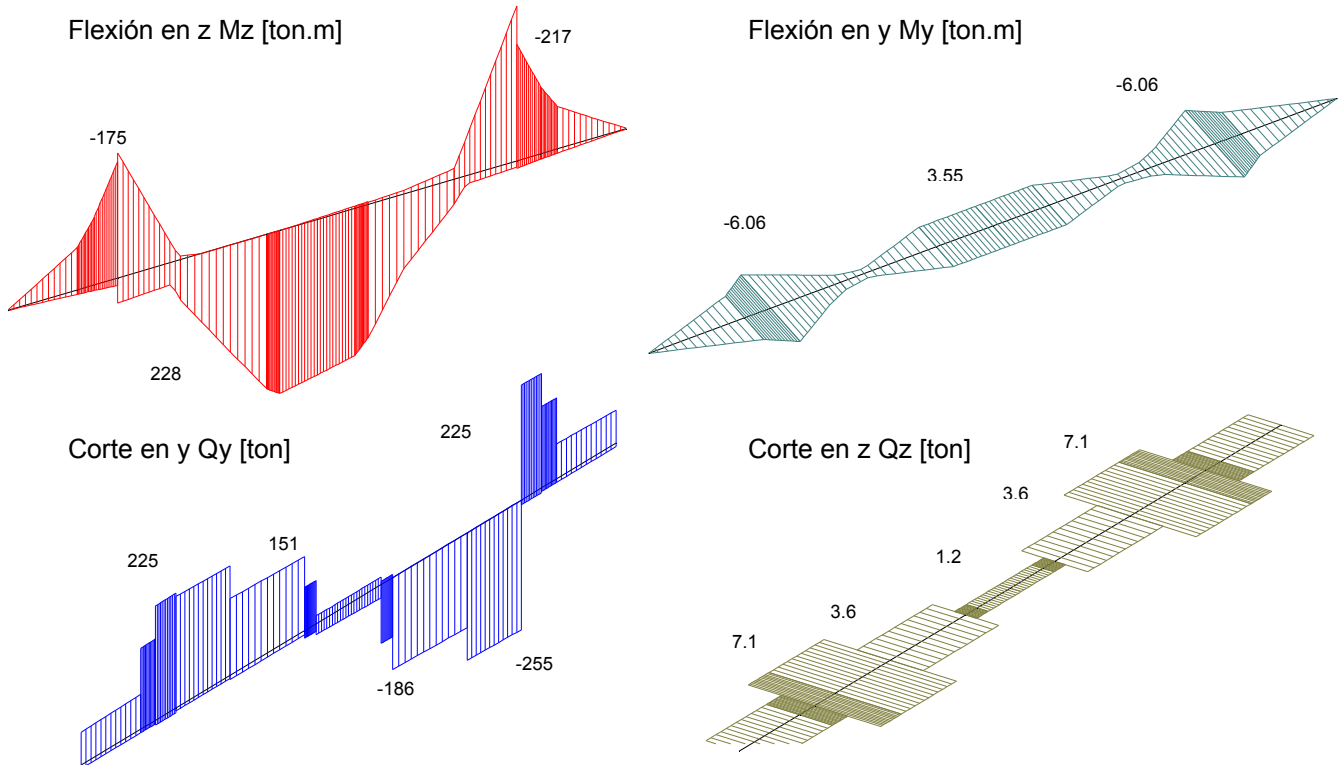


Se consideran 6 estados de carga diferentes teniendo en cuenta:

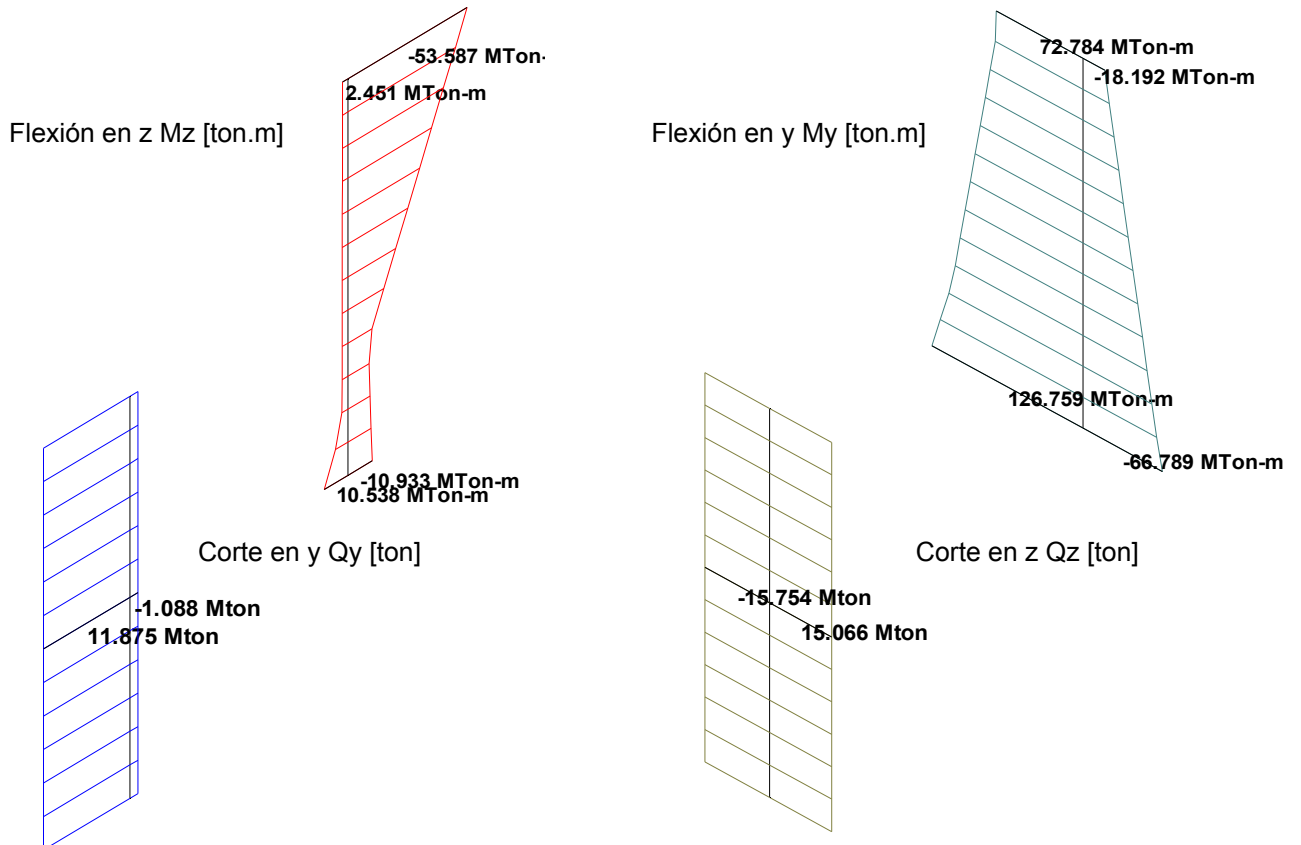
- i) Estados completos con mayor carga gravitatoria y mayor fuerza horizontal de frenado.
- ii) Estados completos con mayor carga gravitatoria y frenado contra sentido, generando torsión.
- iii) Estados de sobrecarga desbalanceada transversalmente.
- iv) Estados de sobrecarga desbalanceada longitudinalmente.
- v) Estados de sobrecarga desbalanceada transversal y longitudinalmente.
- vi) Estados de sobrecarga y frenado generando mayor torsión.

5.2. Diagramas de características envolvente obtenidos a partir del modelo de cálculo.

5.2.1 Diagrama de Características del Dintel

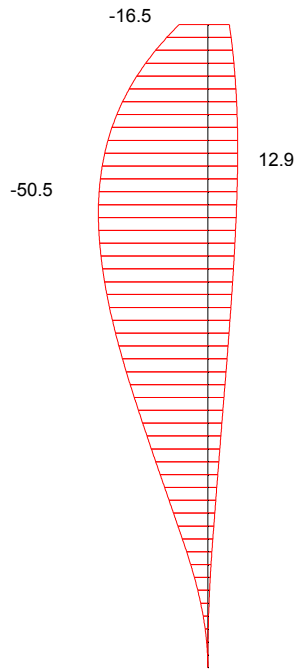


5.2.2 Diagrama de Características de la Columna

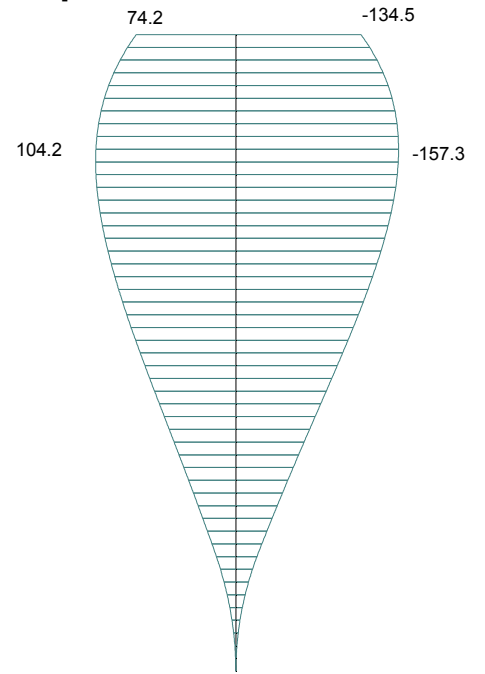


5.2.4 Diagrama de Características de los Pilotes

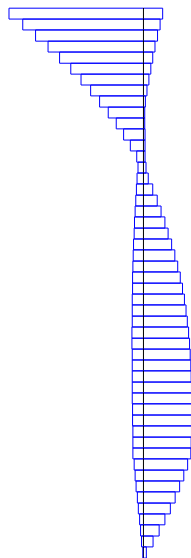
Flexión en z M_z [ton.m]



Flexión en y M_y [ton.m]

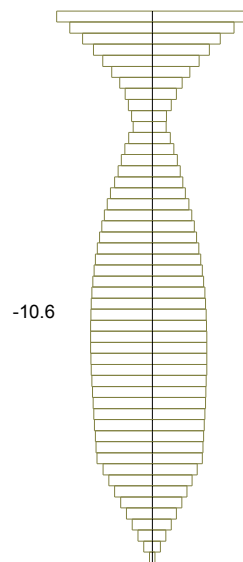


11.9



Corte en y Q_y [ton]

15.0



Corte en z Q_z [ton]

PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO FC BELGRANO SUR
PILA TIPO 3A
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..10..de..12

0

Preparo : N.S.
 Fecha : 30/10/2016
 Reviso : R.P.

5.3. Dimensionamiento del pilote y columna

5.3.1. Flexión en estados de Servicio

Diámetro Columna sección 1 y 2 = **1.00** m \Rightarrow Area = 0.785 m²

Diámetro Pilote sección 3 = **1.70** m \Rightarrow Area = 2.269 m²

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	fe _{nec.}	ϕ	Cant	fe _{adop}
1	86.05	480.7	0.048	0.27	0.00	0.008	62.80	20	19.99	20Ø20
2	118.38	432.1	0.066	0.24	0.10	0.008	62.80	20	19.99	20Ø20
3	147.59	525.0	0.017	0.10	0.00	0.008	181.49	25	36.97	37Ø25

5.3.2. Corte en estados de Servicio

n° ramas = **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	adop
1 / 2	19.78	0.00	1.00	33.60	Zona I	13.44	0.67	0.30	Ø10c/30
3	18.14	0.00	1.70	10.66	Zona I	4.26	0.36	0.30	Ø8c/30

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3A MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..11..de..12	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.4. Dimensionamiento del Dintel

5.4.1. Flexión Vertical en estados de Servicio

Armadura mínima $f_{e\ min} = 24.19\ cm^2$ ($\mu_{\min} = 0.15\%$)

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe _{nec}	fe _{calc}	φ	cant	fe _{adop}
4	-87.32	4.83	2.15	82.36	20.04	18.68	24.19	20	7.70	8Ø20 (sup) (*)
5	225.87	-7.67	2.15	233.73	11.90	45.53	45.53	25	9.28	16Ø25 (inf)

(*) Esfuerzo tomado a filo de apoyo

5.4.2. Flexión Horizontal en estados de Servicio

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe _{nec}	fe _{calc}	φ	cant	fe _{adop}
4	1.24	0.00	0.75	1.24	92.17	0.72	0.72	12	1	5Ø12
5	3.42	4.90	0.75	1.83	75.93	3.10	3.10	12	2.74	5Ø12

5.4.3. Corte Vertical en estados de Servicio

nº ramas= **4**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ _o	Zona	τ _{red}	fe (rama)	sep	Adoptado
4	245.42	0.75	2.15	161.12	Zona II	108.16	0.63	0.08	Ø10c/7.5cm
5	183.62	0.75	2.15	135.86	Zona II	76.91	0.45	0.08	Ø10c/7.5cm

5.4.4. Corte Horizontal en estados de Servicio

nº ramas= **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ _o	Zona	τ _{red}	fe (rama)	sep	Adoptado
4	7.10	2.15	0.75	5.40	Zona I	2.16	0.04	0.08	Ø10c/7.5cm
5	3.55	2.15	0.75	2.70	Zona I	1.08	0.02	0.08	Ø10c/7.5cm

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3A MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..12..de..12	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.4.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	d/b	β
4	1.2	0.221
5	1.2	0.221

(S/ Cuaderno 220)

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_C	Fe_C rama	$\tau_C + \tau_T$	$\tau_C + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo Externo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
4	61.1	109.1	6.8	ok	0.0	0.0	0.0	109.06	ok	Ø12 c/7.5cm
5	87.7	156.5	9.8	ok	0.0	0.0	0.0	156.54	ok	Ø12 c/7.5cm

Nota: De forma conservadora, se considera que el corte es tomado por los estribos verticales

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	ΣFe necesaria flex	ΣFe adoptada flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
4	61.1	109.1	37.9	44.30	114.98	---
5	87.7	156.5	54.4	51.72	114.98	---



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

INFRAESTRUCTURA - PILA TIPO 3B
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0118-01
ELAB.	N.S.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO	Hoja:..2..de..12	1
	EJECUTIVO	Preparo : N.S.	
	VIADUCTO FC BELGRANO SUR	Fecha : 30/10/2016	
	PILA TIPO 3B	Reviso : R.P.	
	MEMORIA DE CÁLCULO		

INDICE

I.- GENERALIDADES

II.- INFRAESTRUCTURA

1.- Geometría

2.- Análisis de carga

3.- Parámetros geotécnicos

4.- Verificación de la capacidad portante de los pilotes

5.- Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3B MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..12	1
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la pila tipo 3B del viaducto ferroviario de las vías del Belgrano Sur, en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Dicha estructura tiene como fin brindar apoyo a la estructura de soporte ferroviario (vigas), transmitiendo las cargas sobre esta hacia el suelo de fundación.

La pila es de hormigón armado *in-situ* y está compuesta por un dintel con los apoyos elastoméricos que soportan las vigas, unido mediante una única columna central a las fundaciones, formadas por un cabezal y dos pilotes transversales.

Se estudia la situación de las pilas ubicadas en el cambio de vías, donde ambos tramos están formados por la sección con vigas premoldeadas "V" junto con una losa superior de hormigón in-situ.

Reglamentos

El cálculo de cargas y solicitaciones se realiza de acuerdo con los lineamientos del "Reglamento para Puentes Ferroviarios de Hormigón Armado" de Ferrocarriles Argentinos.

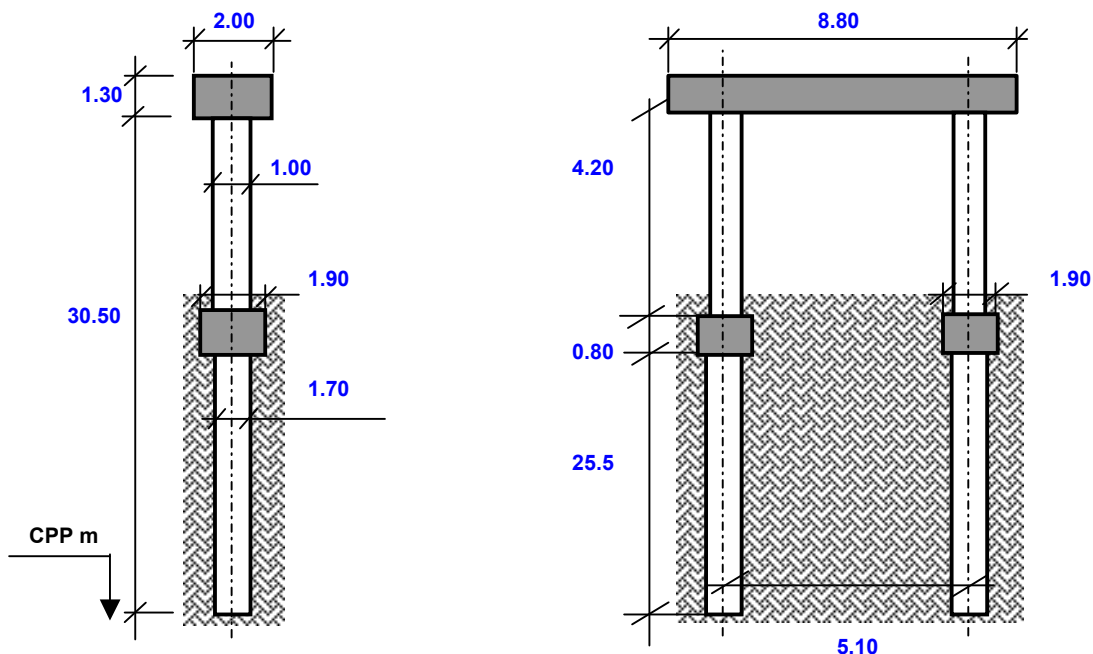
El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

Los materiales previstos en este anteproyecto son:

Hormigón Superestructura:	H- 30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Pilotes H-21	H- 21	$\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)

II.- INFRAESTRUCTURA

1. Geometría



Nº PILOTES = **2**

2. Análisis de Cargas

2.1. Cargas Permanentes (Peso propio pila)

Peso específico = **2.50** ton/m³

ELEMENTO	SECCIÓN	PESO (Ge)
	m ²	ton
Dintel	2.60	57.20
Cabezal	3.61	14.44
Columna	0.79	16.49
Pilote	2.27	289.40
Totales/Resultante	-	377.53

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3B MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..5..de..12	1
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

2.2. Cargas Provenientes de tablero

Las cargas que actúan sobre la pila corresponden 2 tramos con luces de 21.6m.

Las cargas indicadas en la planilla corresponden a las reacciones de 1 tablero sobre la pila.

Tipo de carga	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	144.09	-	-
Sobrecarga	100.31	-	-
Frenado	-	-	12.00
Balanceo	-	4.00	-
Viento	±3.93	6.48	-

3. Parámetros geotécnicos

Según sondeo n°3

3.1. Coeficiente de balasto horizontal

Separación entre nodos en el modelo de cálculo

$$l_i = 0.50 \text{ m}$$

Profundidad Inicial	Profundidad Final	kh	k _{rh}
		[ton/m³]	[ton/m]
-1.5	-10.0	250.00	212.50
-10.0	-20.0	300.00	255.00
-20.0	< -20	2000.00	1700.00

3.2. Tensiones admisibles

Tensión admisible por punta:

$$\sigma_{adm.punta} = 200 \text{ ton/m}^2$$

Tensión admisible por fricción:

$\sigma_{adm.fricción}$ [ton/m ²]	Cota de inicio	Cota de fin	L _{Fricc.}
			[m]
1.0	1.5	10.0	8.5
2.0	10.0	20.0	10.0
3.0	20.0	-	5.5

3.3. Recomendaciones

Longitud mínima de pilote

$$L_{pil.min} = 25.50 \text{ m}$$

Diámetro mínimo de pilote

$$\varnothing_{pil.min} = 1.00 \text{ m}$$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3B MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..6..de..12	1
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

4. Verificación de la capacidad portante de los pilotes

Carga máxima en pilote $P_{\text{máx}} = 693.2$ ton

Diámetro de pilote adoptado $\varnothing_{\text{pil}} = 1.70$ m

Sección del pilote $A_{\text{pil}} = 2.27$ m²

Perímetro del pilotes $\text{Per. pil} = 5.34$ m

Capacidad admisible $P_{\text{adm}} = \sigma_{\text{adm.punta}} \times A_{\text{pil}} + \sigma_{\text{adm.fricción}} \times \text{Per}_{\text{pil.}} \times L_{\text{Fricc.}}$

$P_{\text{adm}} = 694$ ton $> P_{\text{máx}}$ \implies *Verifica*

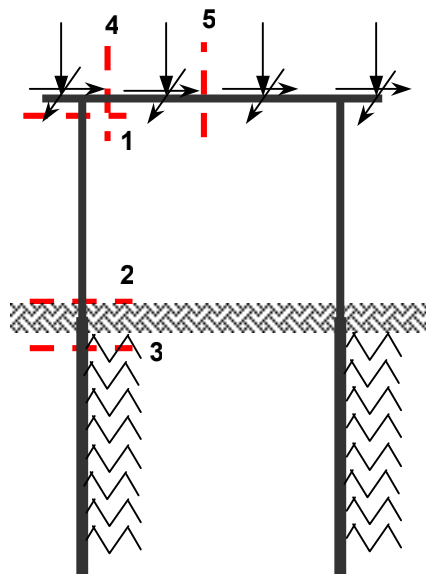
5. Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

5.1. Modelo para el cálculo electrónico

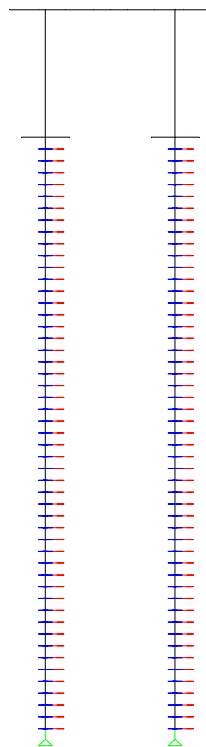
Portico espacial, mediante proceso STAAD PRO 2005.

Se considera el efecto de segundo orden mediante el método P-D.

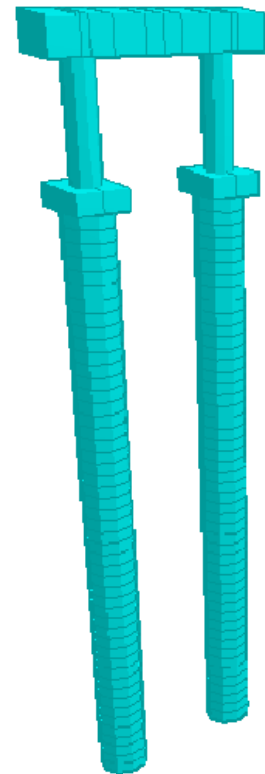
Esquema del Modelo



Vista del Modelo



Render 3D

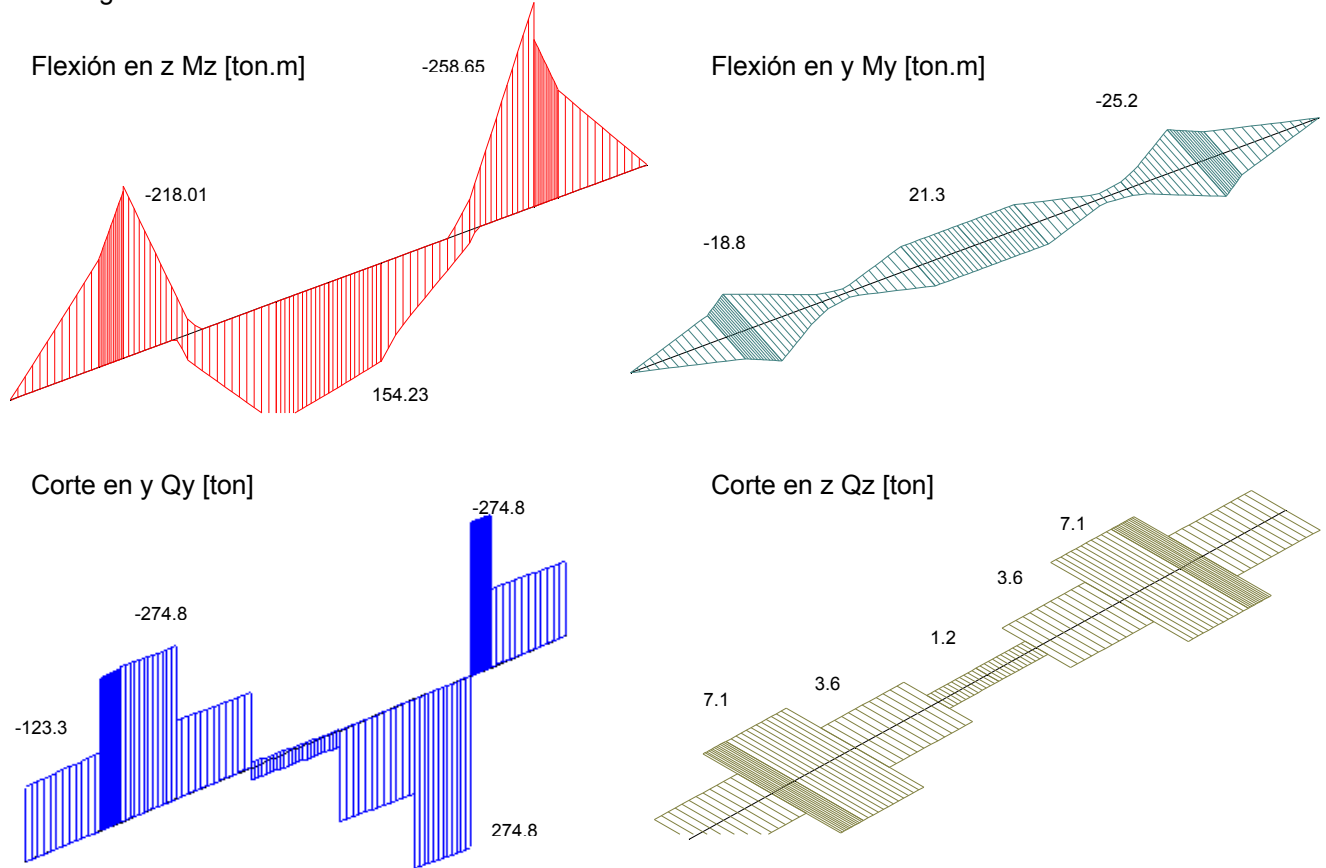


Se consideran 6 estados de carga diferentes teniendo en cuenta:

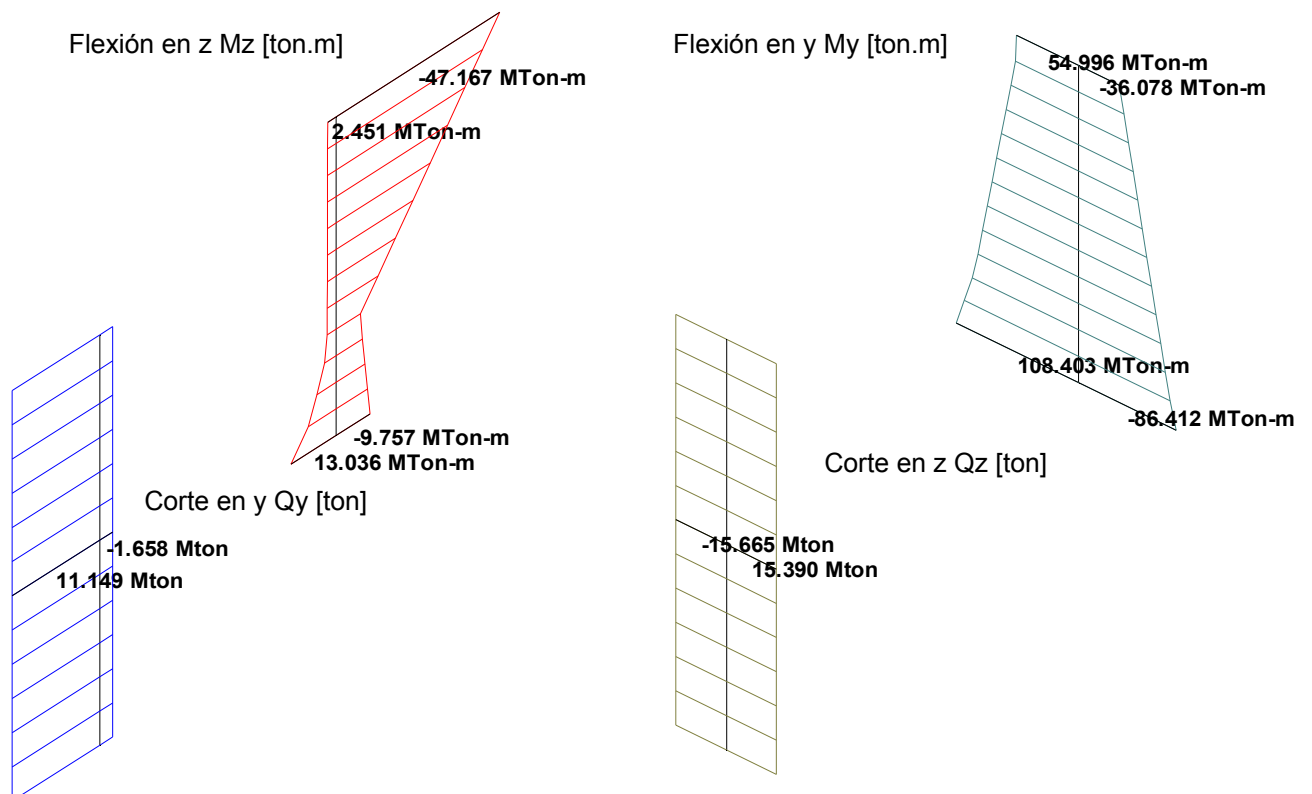
- i) Estados completos con mayor carga gravitatoria y mayor fuerza horizontal de frenado.
- ii) Estados completos con mayor carga gravitatoria y frenado contra sentido, generando torsión.
- iii) Estados de sobrecarga desbalanceada transversalmente.
- iv) Estados de sobrecarga desbalanceada longitudinalmente.
- v) Estados de sobrecarga desbalanceada transversal y longitudinalmente.
- vi) Estados de sobrecarga y frenado generando mayor torsión.

5.2. Diagramas de características envolvente obtenidos a partir del modelo de cálculo.

5.2.1 Diagrama de Características del Dintel

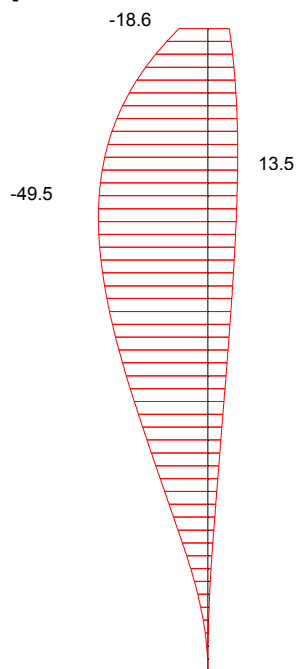


5.2.2 Diagrama de Características de la Columna

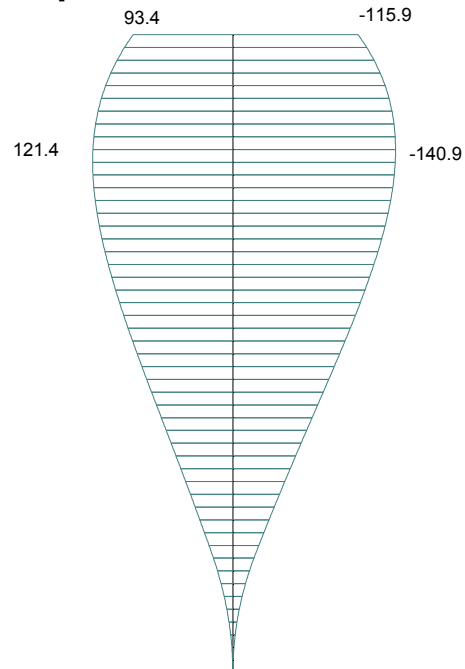


5.2.4 Diagrama de Características de los Pilotes

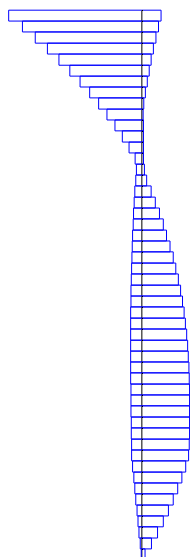
Flexión en z Mz [ton.m]



Flexión en y My [ton.m]

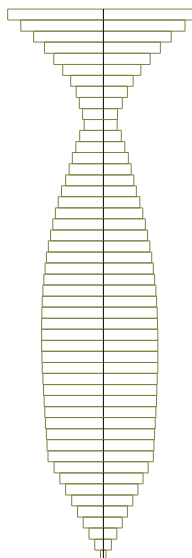


11.2



Corte en y Qy [ton]

15.0



Corte en z Qz [ton]

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3B MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..10..de..12	1
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.3. Dimensionamiento del pilote y columna

5.3.1. Flexión en estados de Servicio

Diámetro Columna sección 1 y 2 = **1.00** m \Rightarrow Area = 0.785 m²

Diámetro Pilote sección 3 = **1.70** m \Rightarrow Area = 2.269 m²

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	fe _{nec.}	ϕ	Cant	fe _{adop}
1	63.78	525.0	0.035	0.29	0.00	0.008	62.80	20	19.99	20Ø20
2	83.71	488.3	0.046	0.27	0.05	0.008	62.80	20	19.99	20Ø20
3	147.59	525.0	0.017	0.10	0.00	0.008	181.49	25	36.97	37Ø25

5.3.2. Corte en estados de Servicio

n° ramas = **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	adop
1 / 2	19.23	0.00	1.00	32.66	Zona I	13.06	0.65	0.30	Ø10c/30
3	18.14	0.00	1.70	10.66	Zona I	4.26	0.36	0.30	Ø8c/30

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3B MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..11..de..12	1
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.4. Dimensionamiento del Dintel

5.4.1. Flexión Vertical en estados de Servicio

Armadura mínima $f_{e\ min} = 39.00\ cm^2$ ($\mu_{min} = 0.15\%$)

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe _{nec}	fe _{calc}	ϕ	cant	fe _{adop}
4	-125.37	8.90	1.30	120.03	16.14	44.50	44.50	20	14.17	14Ø20 (sup) (*)
5	153.23	-6.90	1.30	157.37	14.09	51.10	51.10	20	16.27	18Ø25 (inf)

(*) Esfuerzo tomado a filo de apoyo

5.4.2. Flexión Horizontal en estados de Servicio

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe _{nec}	fe _{calc}	ϕ	cant	fe _{adop}
4	6.06	6.90	2.00	-0.50	#¡NUM!	#¡NUM!	#¡NUM!	12	#¡NUM!	5Ø12
5	3.55	4.90	2.00	-1.11	#¡NUM!	#¡NUM!	#¡NUM!	12	#¡NUM!	5Ø12

5.4.3. Corte Vertical en estados de Servicio

nº ramas= **6**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	Adoptado
4	274.93	2.00	1.30	114.18	Zona II	54.32	0.38	0.05	Ø8c/5cm
5	152.28	2.00	1.30	70.53	Zona I	28.21	0.39	0.10	Ø8c/10cm

5.4.4. Corte Horizontal en estados de Servicio

nº ramas= **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	Adoptado
4	7.10	1.30	2.00	3.26	Zona I	1.30	0.01	0.05	Ø8c/5cm
5	14.20	1.30	2.00	6.52	Zona I	2.61	0.02	0.10	Ø8c/10cm

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3B MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..12..de..12	1
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.4.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	d/b	β
4	1.5	0.246
5	1.5	0.246

(S/ Cuaderno 220)

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_C	Fe_C rama	$\tau_C + \tau_T$	$\tau_C + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo Externo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
4	55.0	0.0	4.6	ok	274.9	64.5	9.0	64.48	ok	Ø12 c/5cm
5	55.0	66.1	4.6	ok	152.3	27.6	3.8	93.71	ok	Ø12 c/10cm
5	61.6	74.1	5.3	ok	26.3	4.8	0.7	78.84	ok	Ø12 c/10cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\Sigma Fe_{necesaria}$ flex	$\Sigma Fe_{adoptada}$ flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
4	55.0	66.1	30.1	#¡NUM!	143.65	#¡NUM!
5	61.6	74.1	33.7	#¡NUM!	143.65	#¡NUM!

Nota: La densificación de estribos en la Sección 4 debera extenderse por lo menos un metro del eje de la columna



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

INFRAESTRUCTURA - PILA TIPO 3C
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 07/12/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0119-00
ELAB.	N.S.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO	Hoja:..2..de..12	0
	EJECUTIVO	Preparo : N.S.	
	VIADUCTO FC BELGRANO SUR	Fecha : 07/12/2016	
	PILA TIPO 3C	Reviso : R.P.	
	MEMORIA DE CÁLCULO		

INDICE

I.- GENERALIDADES

II.- INFRAESTRUCTURA

1.- Geometría

2.- Análisis de carga

3.- Parámetros geotécnicos

4.- Verificación de la capacidad portante de los pilotes

5.- Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..12	0
		Preparo : N.S. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la pila tipo 3C del viaducto ferroviario de las vías del Belgrano Sur, en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Dicha estructura tiene como fin brindar apoyo a la estructura de soporte ferroviario (vigas), transmitiendo las cargas sobre esta hacia el suelo de fundación.

La pila es de hormigón armado *in-situ* y está compuesta por un dintel con los apoyos elastoméricos que soportan las vigas, unido mediante columnas a las fundaciones, formadas por un único pilote para cada columna.

Debido a la planimetría del viaducto, de un lado de la pila el tablero está compuesto por 6 vigas premoldeadas de hormigón, mientras que del otro lado esta compuesto por 8.

Reglamentos

El cálculo de cargas y solicitaciones se realiza de acuerdo con los lineamientos del "Reglamento para Puentes Ferroviarios de Hormigón Armado" de Ferrocarriles Argentinos.

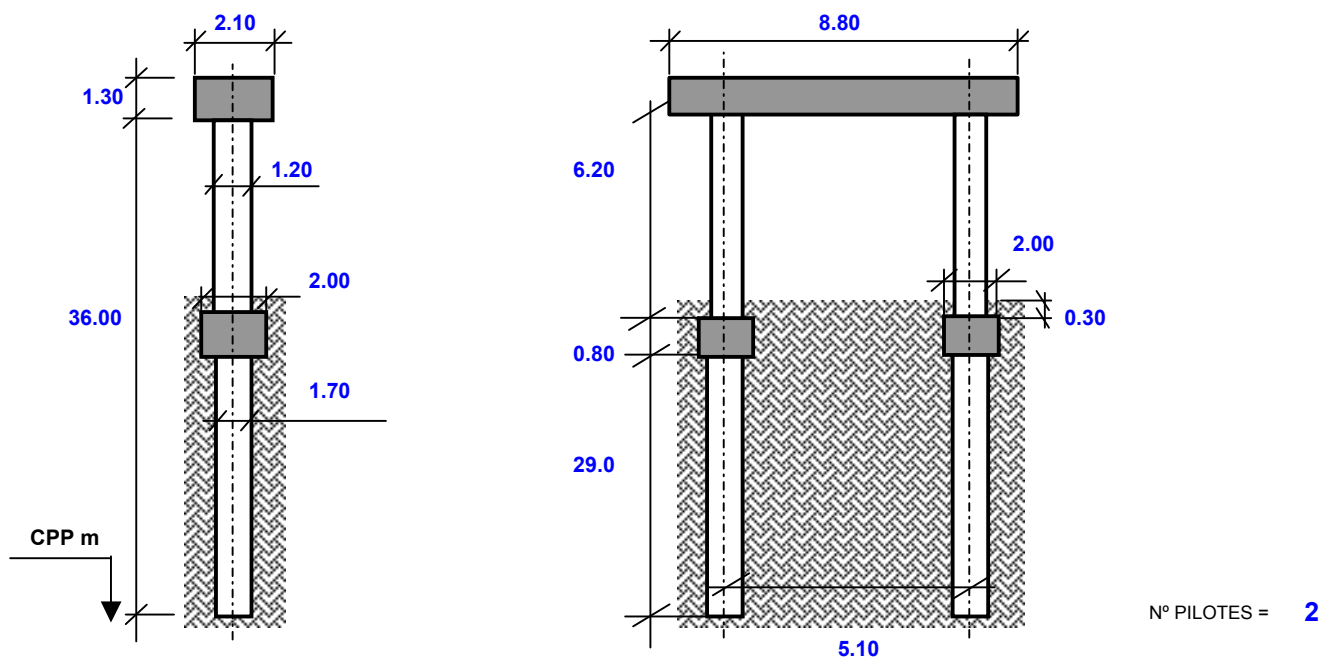
El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

Los materiales previstos en este anteproyecto son:

Hormigón Superestructura:	H- 30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Pilotes H-21	H- 21	$\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)

II.- INFRAESTRUCTURA

1. Geometría



2. Análisis de Cargas

2.1. Cargas Permanentes (Peso propio pila)

Peso específico = **2.50** ton/m³

ELEMENTO	SECCIÓN	PESO (Ge)
	m ²	ton
Dintel	2.73	60.06
Cabezal	4.00	16.00
Columna	1.13	35.06
Pilote	2.27	329.12
Totales/Resultante	-	440.24

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..5..de..12	0
		Preparo : N.S. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

2.2. Cargas Provenientes de tablero

Las cargas que actúan sobre la pila corresponden a dos vías con tableros diferentes a cada lado.

Reacciones del tablero de 4 vigas por vía

Tipo de carga	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	117.48	-	-
Sobrecarga	97.38	-	-
Frenado	-	-	13.25
Balanceo	-	4.00	-
Viento Cargado	±6.62	7.00	-
Viento	±1.55	3.97	-

Reacciones del tablero de 3 vigas por vía

Tipo de carga	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	94.90	-	-
Sobrecarga	101.64	-	-
Frenado	-	-	13.81
Balanceo	-	4.00	-
Viento Cargado	±10.65	7.51	-
Viento	±2.5	4.26	-

3. Parámetros geotécnicos

Según sondeo n°10

3.1. Coeficiente de balasto horizontal

Separación entre nodos en el modelo de cálculo

li = **0.50** m

Profundidad Inicial	Profundidad Final	kh	k _{rh}
		[ton/m³]	[ton/m]
-1.5	-10.0	250	213
-10.0	-23.0	500	425
-23.0	< -23	2000	1700

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..6..de..12	0
		Preparo : N.S. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

3.2. Tensiones admisibles

Tensión admisible por punta:

$$\sigma_{adm.punta} = 200 \text{ ton/m}^2$$

Tensión admisible por fricción:

$\sigma_{adm.fricción}$ [ton/m ²]	Cota de inicio	Cota de fin	$L_{Fricc.}$ [m]
0.0	0.0	1.5	1.5
1.0	1.5	10.0	8.5
3.0	10.0	-	20.1

3.3. Recomendaciones

Longitud mínima de pilote

$$L_{pilmin} = 25.00 \text{ m}$$

Diámetro mínimo de pilote

$$\varnothing_{pil.min} = 1.00 \text{ m}$$

4. Verificación de la capacidad portante de los pilotes

Carga máxima en pilote

$$P_{m\acute{a}x} = 808.0 \text{ ton}$$

Diámetro de pilote adoptado

$$\varnothing_{pil} = 1.70 \text{ m}$$

Sección del pilote

$$A_{pil} = 2.27 \text{ m}^2$$

Perímetro del pilotes

$$Per.pil = 5.34 \text{ m}$$

Capacidad admisible $P_{adm} = \sigma_{adm.punta} \times A_{pil} + \sigma_{adm.fricción} \times Per_{pil} \times L_{Fricc.}$

$$P_{adm} = 821 \text{ ton} > P_{m\acute{a}x} \implies \text{Verifica}$$

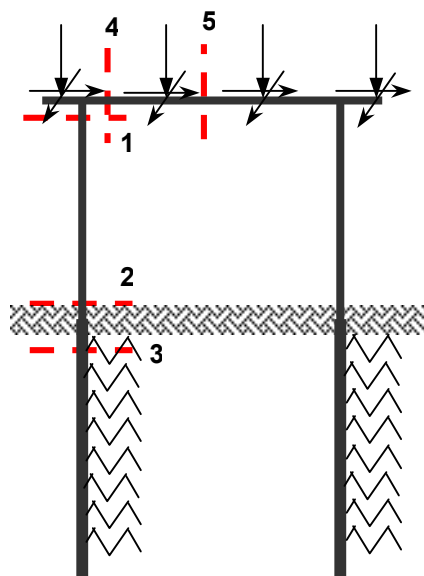
5. Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

5.1. Modelo para el cálculo electrónico

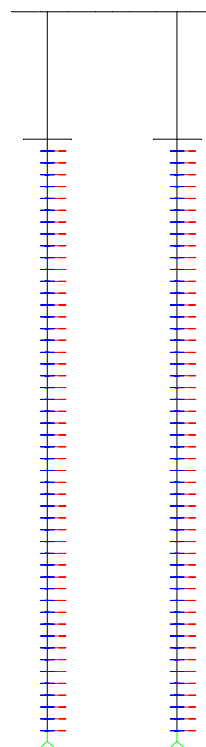
Portico espacial, mediante proceso STAAD PRO 2005.

Se considera el efecto de segundo orden mediante el método P-D.

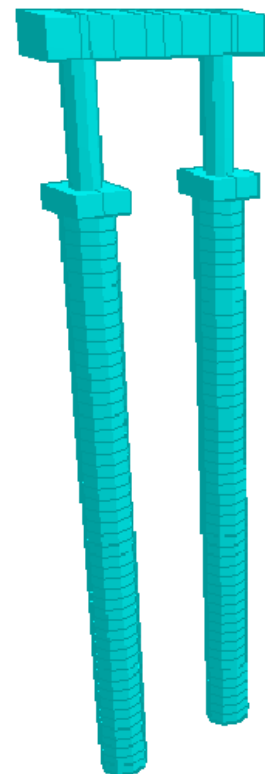
Esquema del Modelo



Vista del Modelo



Render 3D



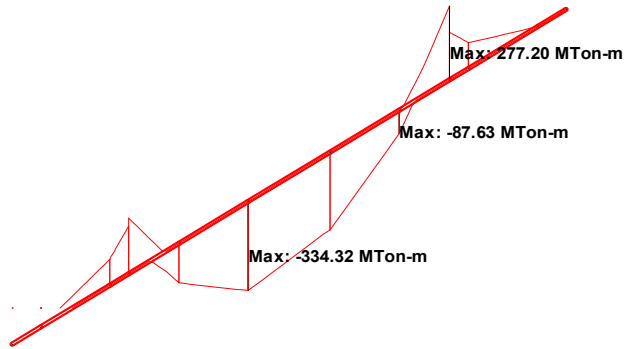
Se consideran 6 estados de carga diferentes teniendo en cuenta:

- i) Estados completos con mayor carga gravitatoria y mayor fuerza horizontal de frenado.
- ii) Estados completos con mayor carga gravitatoria y frenado contra sentido, generando torsión.
- iii) Estados de sobrecarga desbalanceada transversalmente.
- iv) Estados de sobrecarga desbalanceada longitudinalmente.
- v) Estados de sobrecarga desbalanceada transversal y longitudinalmente.
- vi) Estados de sobrecarga y frenado generando mayor torsión.

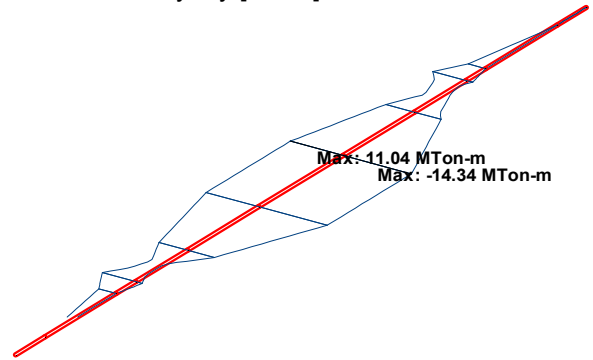
5.2. Diagramas de características envolvente obtenidos a partir del modelo de cálculo.

5.2.1 Diagrama de Características del Dintel

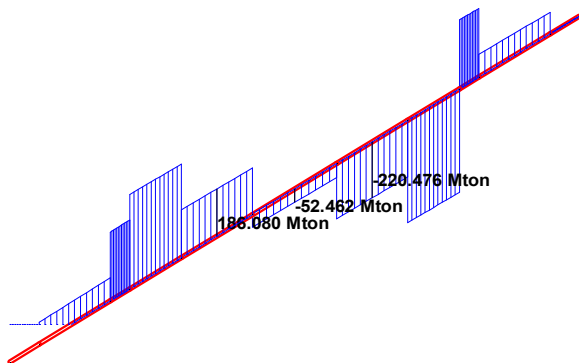
Flexión en z Mz [ton.m]



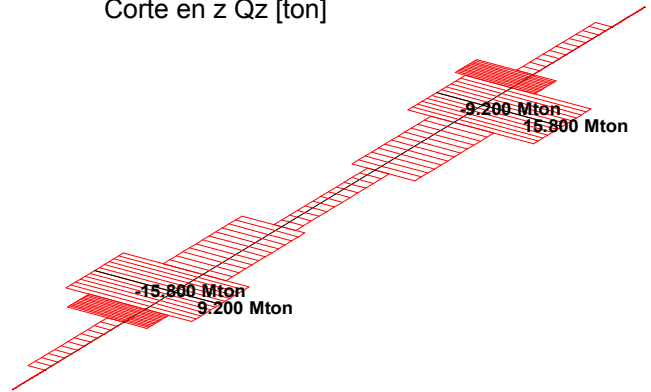
Flexión en y My [ton.m]



Corte en y Qy [ton]

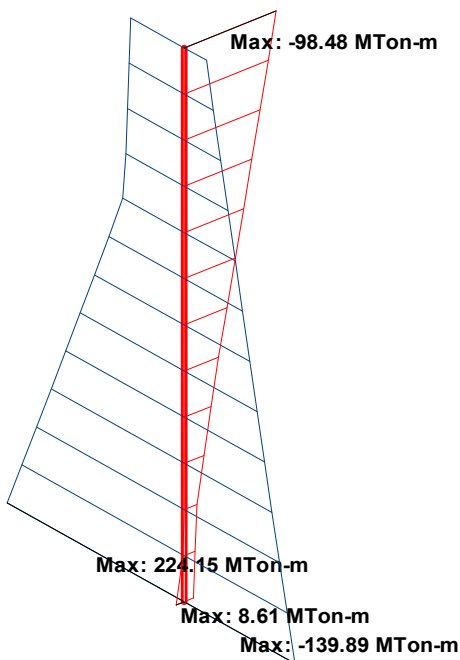


Corte en z Qz [ton]

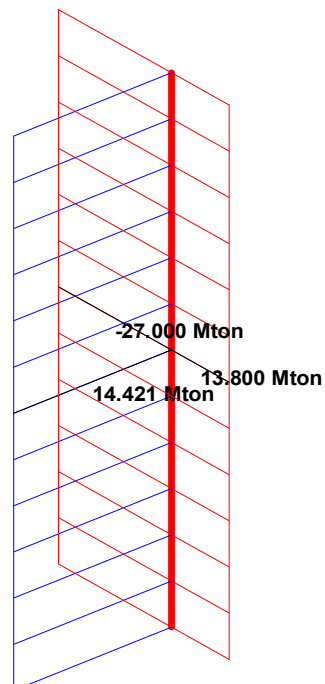


5.2.2 Diagrama de Características de la Columna

Flexión

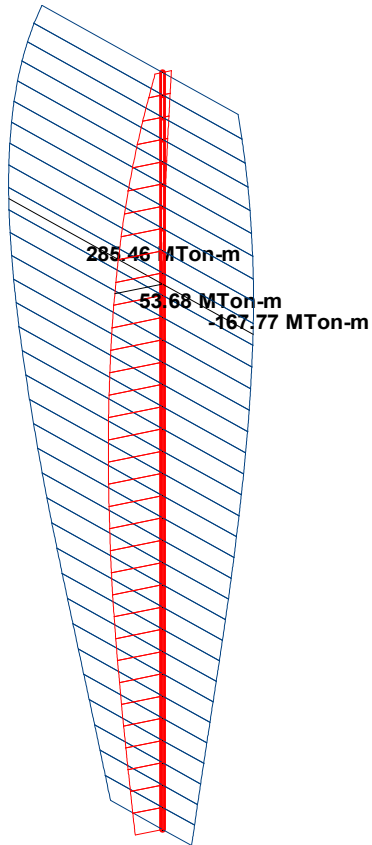


Corte

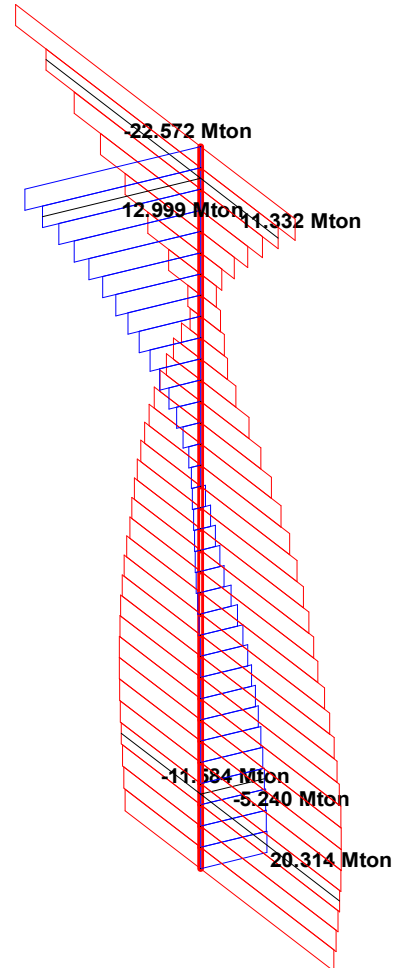


5.2.4 Diagrama de Características de los Pilotes

Flexión



Corte



PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO FC BELGRANO SUR
PILA TIPO 3C
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..10..de..12

0

Preparo : N.S.
 Fecha : 07/12/2016
 Reviso : R.P.

5.3. Dimensionamiento del pilote y columna

5.3.1. Flexión en estados de Servicio

Diámetro Columna sección 1 y 2 = **1.20** m \Rightarrow Area = 1.130 m²

Diámetro Pilote sección 3 = **1.70** m \Rightarrow Area = 2.269 m²

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	fe _{nec.}	ϕ	Cant	fe _{adop}
1	88.90	495.0	0.028	0.19	0.00	0.008	90.43	25	18.42	22Ø25
2	235.33	629.0	0.075	0.24	0.17	0.009	105.01	25	21.39	22Ø25
3	290.69	733.0	0.033	0.14	0.00	0.008	181.49	25	36.97	37Ø25

5.3.2. Corte en estados de Servicio

n° ramas = **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	adop
1 / 2	30.41	0.00	1.20	35.87	Zona I	14.35	0.57	0.20	Ø10c/20
3	21.10	0.00	1.70	12.40	Zona I	4.96	0.42	0.30	Ø8c/30

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..11..de..12	0
		Preparo : N.S. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

5.4. Dimensionamiento del Dintel

5.4.1. Flexión Vertical en estados de Servicio

Armadura mínima $f_{e\ min} = 40.95\ cm^2$ ($\mu_{min} = 0.15\%$)

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	$f_{e\ nec}$	$f_{e\ calc}$	ϕ	cant	$f_{e\ adop}$
4	-114.67	0.00	1.30	114.67	16.92	38.97	40.95	20	13.04	14Ø20 (sup) (*)
5	334.00	0.00	1.30	334.00	9.91	116.90	116.90	25	23.83	25Ø25 (inf)

(*) Esfuerzo tomado a filo de apoyo

5.4.2. Flexión Horizontal en estados de Servicio

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	$f_{e\ nec}$	$f_{e\ calc}$	ϕ	cant	$f_{e\ adop}$
4	6.06	0.00	2.10	6.06	94.95	1.23	1.23	12	1	5Ø12
5	3.55	0.00	2.10	3.55	124.05	0.72	0.72	12	0.64	5Ø12

5.4.3. Corte Vertical en estados de Servicio

nº ramas= **6**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	f_e (rama)	sep	Adoptado
4	218.00	2.10	1.30	96.16	Zona I	38.47	3.37	0.10	Ø10c/10cm (*)
5	55.00	2.10	1.30	24.26	Zona I	9.70	0.85	0.10	Ø10c/10cm

(*) Esfuerzo tomado a distancia de apoyo directo

5.4.4. Corte Horizontal en estados de Servicio

nº ramas= **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	f_e (rama)	sep	Adoptado
4	15.00	1.30	2.10	6.56	Zona I	2.62	0.02	0.10	Ø10c/10cm
5	9.00	1.30	2.10	3.93	Zona I	1.57	0.01	0.10	Ø10c/10cm

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..12..de..12	0
		Preparo : N.S. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

5.4.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	d/b	β
4	1.6	0.246
5	1.6	0.246

(S/ Cuaderno 220)

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_C	Fe_C rama	$\tau_C + \tau_T$	$\tau_C + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo Externo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
4	62.3	71.4	4.9	ok	183.0	31.5	4.6	102.90	ok	Ø12 c/10cm
5	59.6	68.3	4.8	ok	55.6	9.6	1.4	77.85	ok	Ø12 c/10cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\Sigma Fe_{necesaria}$ flex	$\Sigma Fe_{adoptada}$ flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
4	62.3	71.4	33.4	40.20	178.01	---
5	59.6	68.3	32.0	117.62	178.01	---



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

INFRAESTRUCTURA - PILA TIPO 3D
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 07/12/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0120-00
ELAB.	N.S.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO	Hoja:..2..de..12	0
	EJECUTIVO	Preparo : N.S.	
	VIADUCTO FC BELGRANO SUR	Fecha : 07/12/2016	
	PILA TIPO 3D	Reviso : R.P.	
	MEMORIA DE CÁLCULO		

INDICE

I.- GENERALIDADES

II.- INFRAESTRUCTURA

1.- Geometría

2.- Análisis de carga

3.- Parámetros geotécnicos

4.- Verificación de la capacidad portante de los pilotes

5.- Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

	PROYECTO	Hoja:..3..de..12	0
	EJECUTIVO	Preparo : N.S.	
	VIADUCTO FC BELGRANO SUR	Fecha : 07/12/2016	
	PILA TIPO 3D	Reviso : R.P.	
	MEMORIA DE CÁLCULO		

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la pila tipo 3D del viaducto ferroviario de las vías del Belgrano Sur, en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Dicha estructura tiene como fin brindar apoyo a la estructura de soporte ferroviario (vigas), transmitiendo las cargas sobre esta hacia el suelo de fundación.

La pila es de hormigón armado *in-situ* y está compuesta por un dintel con los apoyos elastoméricos que soportan las vigas, unido mediante columnas a las fundaciones, formadas por un único pilote para cada columna.

Debido a la planimetría del viaducto, de un lado de la pila el tablero está compuesto por 10 vigas premoldeadas de hormigón, mientras que del otro lado esta compuesto por 8.

Reglamentos

El cálculo de cargas y solicitaciones se realiza de acuerdo con los lineamientos del "Reglamento para Puentes Ferroviarios de Hormigón Armado" de Ferrocarriles Argentinos.

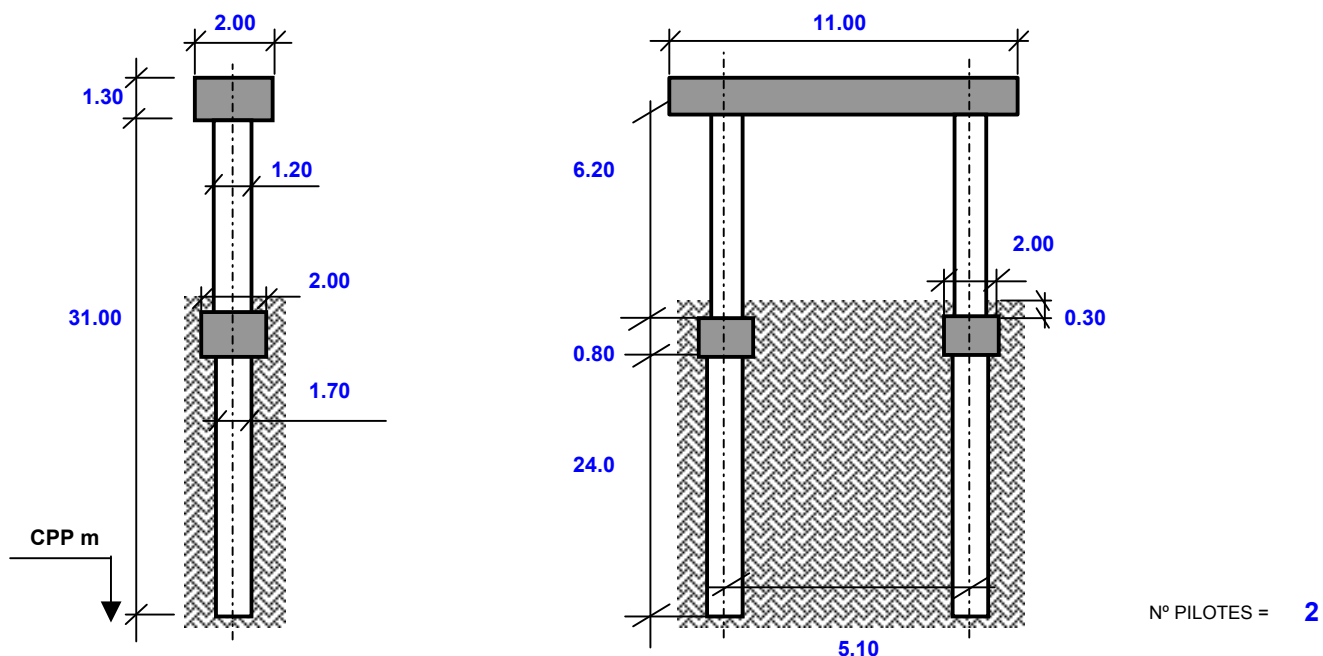
El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

Los materiales previstos en este anteproyecto son:

Hormigón Superestructura:	H- 30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Pilotes H-21	H- 21	$\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)

II.- INFRAESTRUCTURA

1. Geometría



2. Análisis de Cargas

2.1. Cargas Permanentes (Peso propio pila)

Peso específico = **2.50** ton/m³

ELEMENTO	SECCIÓN	PESO (Ge)
	m ²	ton
Dintel	2.60	71.50
Cabezal	4.00	16.00
Columna	1.13	35.06
Pilote	2.27	272.38
Totales/Resultante	-	394.94

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3D MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..5..de..12	0
		Preparo : N.S. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

2.2. Cargas Provenientes de tablero

Las cargas que actúan sobre la pila corresponden a dos vías con tableros de 22m a cada lado.

Reacciones del tablero de 4 vigas por vía

Tipo de carga	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	125.95	-	-
Sobrecarga	101.64	-	-
Frenado	-	-	13.81
Balanceo	-	4.00	-
Viento Cargado	±7.1	7.51	-
Viento	±1.67	4.26	-

Reacciones del tablero de 6 vigas por vía

Tipo de carga	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	188.05	-	-
Sobrecarga	101.64	-	-
Frenado	-	-	13.81
Balanceo	-	4.00	-
Viento Cargado	±4.26	7.51	-
Viento	±1	4.26	-

3. Parámetros geotécnicos

Según sondeo n°10

3.1. Coeficiente de balasto horizontal

Separación entre nodos en el modelo de cálculo

li = **0.50** m

Profundidad Inicial	Profundidad Final	kh	k _{rh}
		[ton/m³]	[ton/m]
-1.5	-10.0	250	213
-10.0	-23.0	500	425
-23.0	< -23	2000	1700

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3D MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..6..de..12	0
		Preparo : N.S. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

3.2. Tensiones admisibles

Tensión admisible por punta:

$$\sigma_{adm.punta} = 400 \text{ ton/m}^2$$

Tensión admisible por fricción:

$\sigma_{adm.fricción}$ [ton/m ²]	Cota de inicio	Cota de fin	$L_{Fricc.}$ [m]
0.0	0.0	1.5	1.5
1.0	1.5	10.0	8.5
3.0	10.0	-	15.1

3.3. Recomendaciones

Longitud mínima de pilote

$$L_{pilmin} = 25.00 \text{ m}$$

Diámetro mínimo de pilote

$$\varnothing_{pil.min} = 1.00 \text{ m}$$

4. Verificación de la capacidad portante de los pilotes

Carga máxima en pilote

$$P_{m\acute{a}x} = 1010.0 \text{ ton}$$

Diámetro de pilote adoptado

$$\varnothing_{pil} = 1.70 \text{ m}$$

Sección del pilote

$$A_{pil} = 2.27 \text{ m}^2$$

Perímetro del pilotes

$$Per.pil = 5.34 \text{ m}$$

Capacidad admisible $P_{adm} = \sigma_{adm.punta} \times A_{pil} + \sigma_{adm.fricción} \times Per_{pil} \times L_{Fricc.}$

$$P_{adm} = 1195 \text{ ton} > P_{m\acute{a}x} \implies \text{Verifica}$$

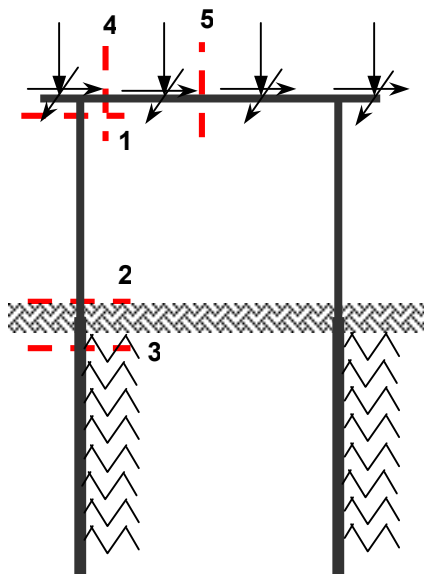
5. Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

5.1. Modelo para el cálculo electrónico

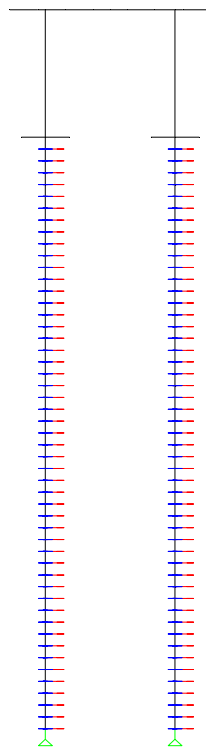
Portico espacial, mediante proceso STAAD PRO 2005.

Se considera el efecto de segundo orden mediante el método P-D.

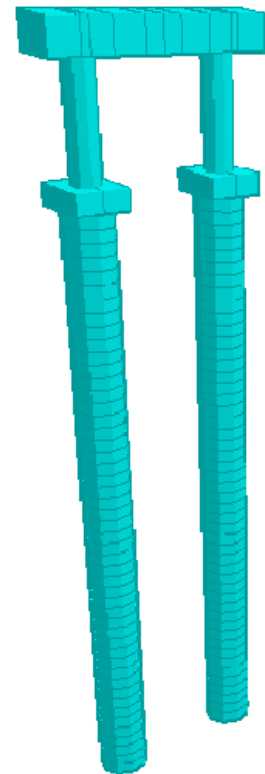
Esquema del Modelo



Vista del Modelo



Render 3D



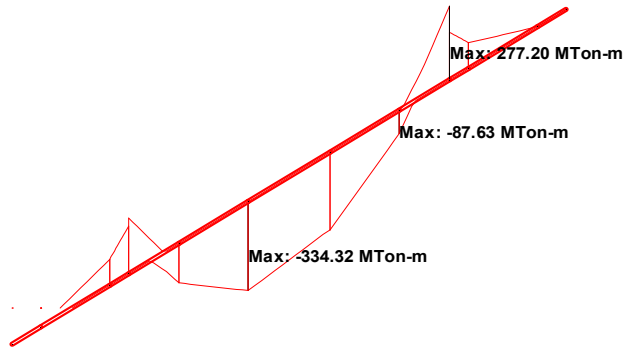
Se consideran 6 estados de carga diferentes teniendo en cuenta:

- i) Estados completos con mayor carga gravitatoria y mayor fuerza horizontal de frenado.
- ii) Estados completos con mayor carga gravitatoria y frenado contra sentido, generando torsión.
- iii) Estados de sobrecarga desbalanceada transversalmente.
- iv) Estados de sobrecarga desbalanceada longitudinalmente.
- v) Estados de sobrecarga desbalanceada transversal y longitudinalmente.
- vi) Estados de sobrecarga y frenado generando mayor torsión.

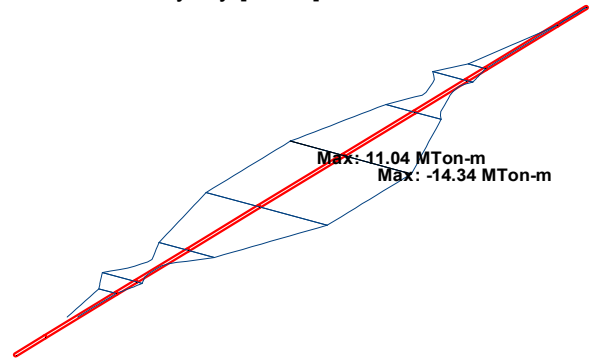
5.2. Diagramas de características envolvente obtenidos a partir del modelo de cálculo.

5.2.1 Diagrama de Características del Dintel

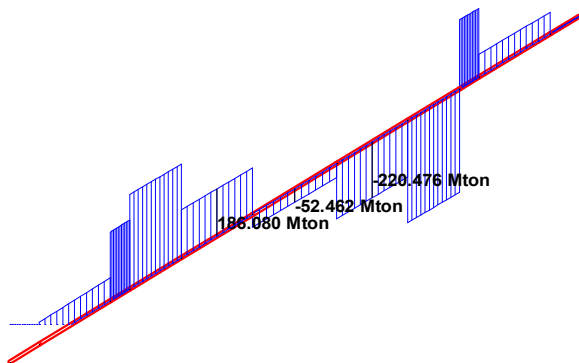
Flexión en z Mz [ton.m]



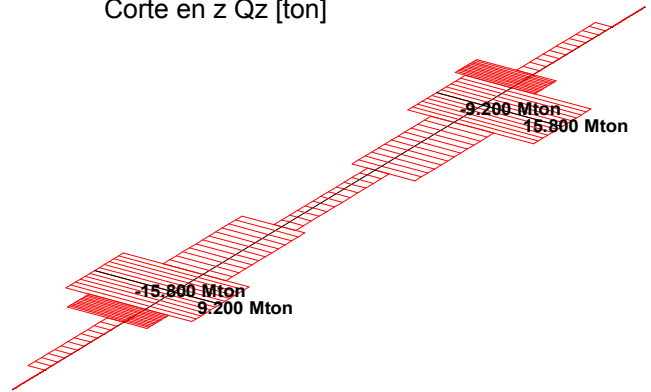
Flexión en y My [ton.m]



Corte en y Qy [ton]

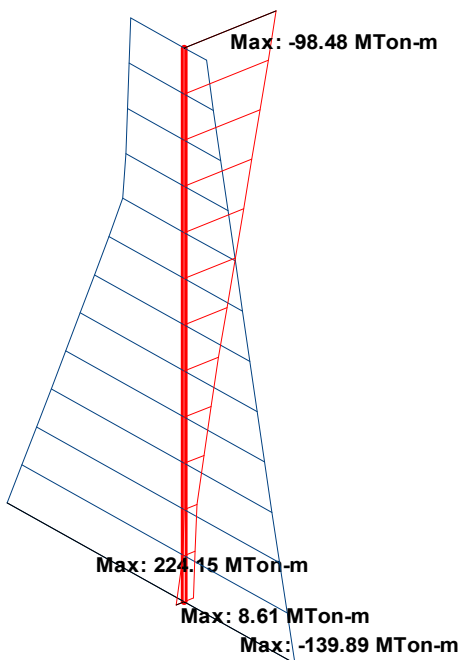


Corte en z Qz [ton]

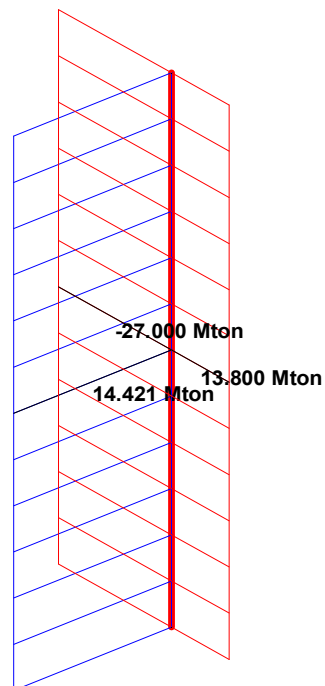


5.2.2 Diagrama de Características de la Columna

Flexión

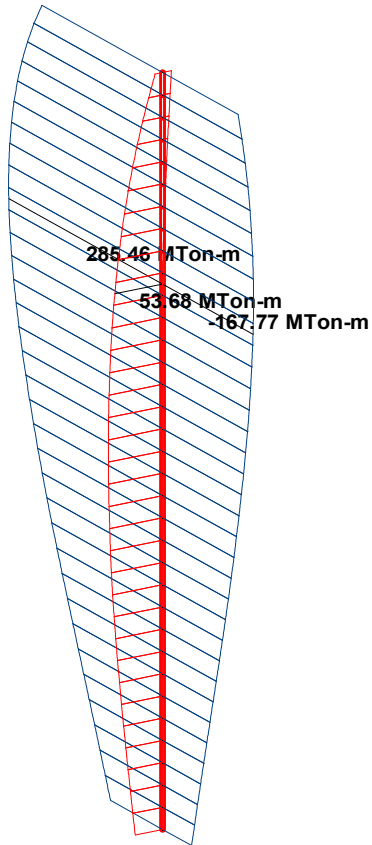


Corte

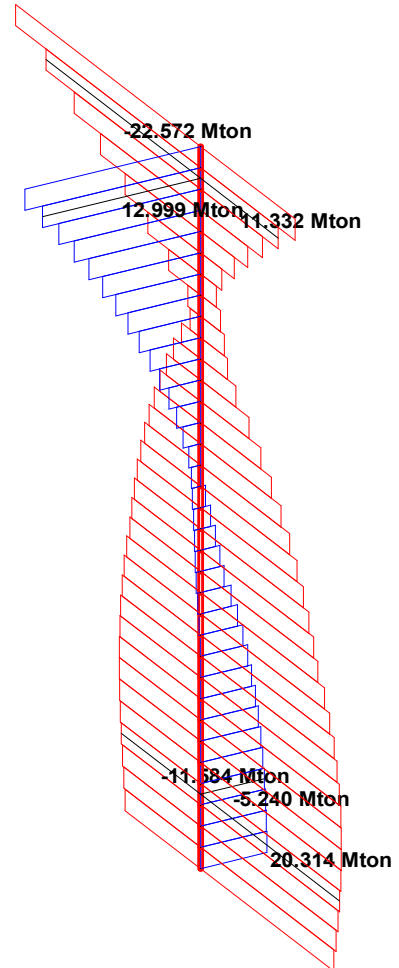


5.2.4 Diagrama de Características de los Pilotes

Flexión



Corte



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3D MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..10..de..12	0
		Preparo : N.S. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

5.3. Dimensionamiento del pilote y columna

5.3.1. Flexión en estados de Servicio

Diámetro Columna sección 1 y 2 = **1.20** m \Rightarrow Area = 1.130 m²

Diámetro Pilote sección 3 = **1.70** m \Rightarrow Area = 2.269 m²

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	fe _{nec.}	ϕ	Cant	fe _{adop}
1	112.72	715.0	0.036	0.28	0.00	0.008	90.43	25	18.4	40Ø25
2	240.72	899.0	0.077	0.35	0.31	0.017	191.49	25	39.0	40Ø25
3	332.10	932.0	0.037	0.18	0.00	0.008	181.49	25	37.0	37Ø25

5.3.2. Corte en estados de Servicio

nº ramas = **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	adop
1 / 2	32.45	0.00	1.20	38.28	Zona I	15.31	0.61	0.20	Ø10c/20
3	24.32	0.00	1.70	14.29	Zona I	5.72	0.49	0.30	Ø8c/30

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3D MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..11..de..12	0
		Preparo : N.S. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

5.4. Dimensionamiento del Dintel

5.4.1. Flexión Vertical en estados de Servicio

Armadura mínima $f_{e\ min} = 39.00\ cm^2$ ($\mu_{min} = 0.15\%$)

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	$f_{e\ nec}$	$f_{e\ calc}$	ϕ	cant	$f_{e\ adop}$
4	-377.00	0.00	1.30	377.00	9.10	133.13	133.13	25	27.13	28Ø25 (sup) (*)
5	1.00	0.00	1.30	1.00	176.78	0.33	39.00	20	12.42	18Ø20 (inf)

(*) Esfuerzo tomado a filo de apoyo

5.4.2. Flexión Horizontal en estados de Servicio

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	$f_{e\ nec}$	$f_{e\ calc}$	ϕ	cant	$f_{e\ adop}$
4	14.30	0.00	2.00	14.30	58.79	3.04	3.04	12	3	5Ø12
5	7.70	0.00	2.00	7.70	80.12	1.64	1.64	12	1.45	5Ø12

5.4.3. Corte Vertical en estados de Servicio

nº ramas= **6**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	f_e (rama)	sep	Adoptado
4	243.00	2.00	1.30	112.55	Zona II	52.78	4.40	0.10	Ø10c/10cm (*)
5	64.00	2.00	1.30	29.64	Zona I	11.86	0.99	0.10	Ø10c/10cm

(*) Esfuerzo tomado a distancia de apoyo directo

5.4.4. Corte Horizontal en estados de Servicio

nº ramas= **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	f_e (rama)	sep	Adoptado
4	7.80	1.30	2.00	3.58	Zona I	1.43	0.01	0.10	Ø10c/10cm
5	2.00	1.30	2.00	0.92	Zona I	0.37	0.00	0.10	Ø10c/10cm

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3D MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..12..de..12	0
		Preparo : N.S. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

5.4.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	d/b	β
4	1.5	0.246
5	1.5	0.246

(S/ Cuaderno 220)

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_C	Fe_C rama	$\tau_C + \tau_T$	$\tau_C + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo Externo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
4	133.0	160.0	11.1	ok	214.0	38.7	5.4	198.69	ok	Ø16 c/10cm
5	133.0	160.0	11.4	ok	41.0	7.4	1.0	167.38	ok	Ø16 c/10cm

Armatura Longitudinal de Torsión

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\Sigma Fe_{necesaria}$ flex	$\Sigma Fe_{adoptada}$ flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
4	133.0	160.0	72.8	136.17	205.30	3.62
5	133.0	160.0	72.8	1.97	205.30	---



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

INFRAESTRUCTURA - PILA TIPO 3E
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 07/12/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0121-00
ELAB.	N.S.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO	Hoja:..2..de..12	0
	EJECUTIVO	Preparo : N.S.	
	VIADUCTO FC BELGRANO SUR	Fecha : 07/12/2016	
	PILA TIPO 3E	Reviso : R.P.	
	MEMORIA DE CÁLCULO		

INDICE

I.- GENERALIDADES

II.- INFRAESTRUCTURA

1.- Geometría

2.- Análisis de carga

3.- Parámetros geotécnicos

4.- Verificación de la capacidad portante de los pilotes

5.- Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

	PROYECTO	Hoja:..3..de..12	0
	EJECUTIVO	Preparo : N.S.	
	VIADUCTO FC BELGRANO SUR	Fecha : 07/12/2016	
	PILA TIPO 3E	Reviso : R.P.	
	MEMORIA DE CÁLCULO		

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la pila tipo 3E del viaducto ferroviario de las vías del Belgrano Sur, en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Dicha estructura tiene como fin brindar apoyo a la estructura de soporte ferroviario (vigas), transmitiendo las cargas sobre esta hacia el suelo de fundación.

La pila es de hormigón armado *in-situ* y está compuesta por un dintel con los apoyos elastoméricos que soportan las vigas, unido mediante columnas a las fundaciones, formadas por un único pilote para cada columna.

Debido a la planimetría del viaducto, de un lado de la pila el tablero está compuesto por 10 vigas premoldeadas de hormigón, mientras que del otro lado esta compuesto por 12.

Reglamentos

El cálculo de cargas y solicitaciones se realiza de acuerdo con los lineamientos del "Reglamento para Puentes Ferroviarios de Hormigón Armado" de Ferrocarriles Argentinos.

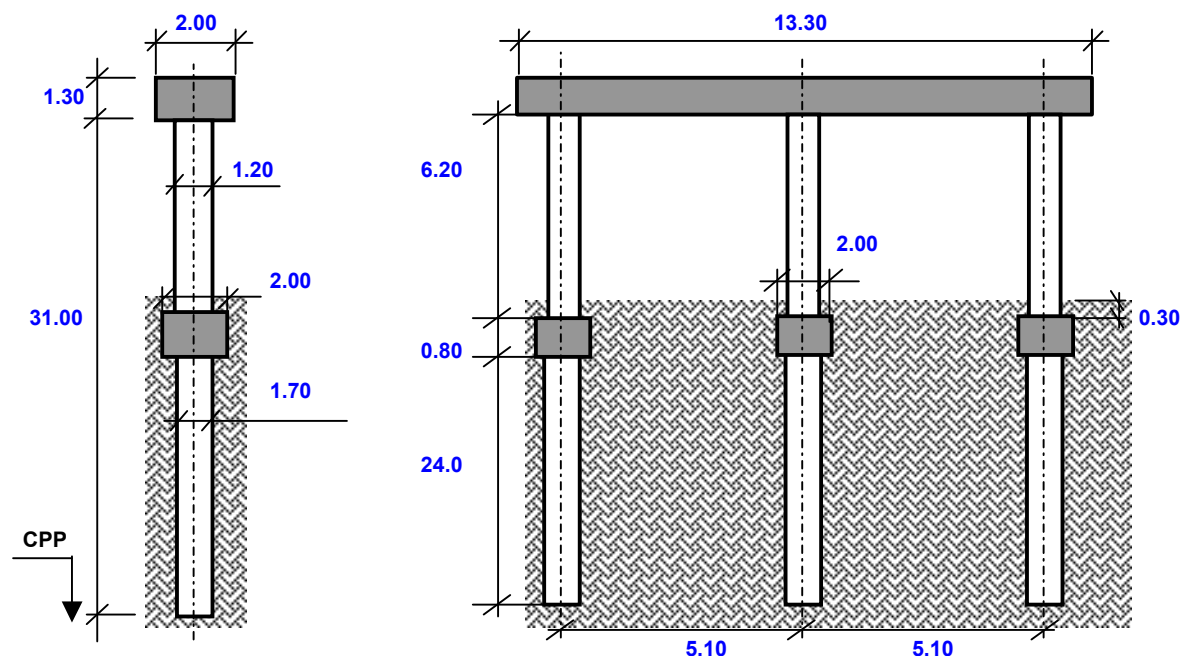
El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

Los materiales previstos en este anteproyecto son:

Hormigón Superestructura:	H- 30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Pilotes H-21	H- 21	$\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)

II.- INFRAESTRUCTURA

1. Geometría



2. Análisis de Cargas

Nº PILOTES = **3**

Nº COLUMNAS = **3**

2.1. Cargas Permanentes (Peso propio pila)

Peso específico = **2.50** ton/m³

ELEMENTO	SECCIÓN	PESO (Ge)
	m ²	ton
Dintel	2.60	86.45
Cabezal	4.00	24.00
Columna	1.13	52.59
Pilote	2.27	408.56
Totales/Resultante	-	571.60

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3E MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..5..de..12	0
		Preparo : N.S. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

2.2. Cargas Provenientes de tablero

Las cargas que actúan sobre la pila corresponden a dos vías con tableros de 20.50m a cada lado.

Reacciones del tablero de 4 vigas por vía

Tipo de carga	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	117.48	-	-
Sobrecarga	97.38	-	-
Frenado	-	-	13.25
Balanceo	-	4.00	-
Viento Cargado	±6.62	7.00	-
Viento	±1.55	3.97	-

Reacciones del tablero de 6 vigas por vía

Tipo de carga	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	175.34	-	-
Sobrecarga	97.38	-	-
Frenado	-	-	13.25
Balanceo	-	4.00	-
Viento Cargado	±3.97	7.00	-
Viento	±0.93	3.97	-

3. Parámetros geotécnicos

Según sondeo n°10

3.1. Coeficiente de balasto horizontal

Separación entre nodos en el modelo de cálculo

li = **0.50** m

Profundidad Inicial	Profundidad Final	kh	k _{rh}
		[ton/m³]	[ton/m]
-1.5	-10.0	250	213
-10.0	-23.0	500	425
-23.0	< -23	2000	1700

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3E MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..6..de..12	0
		Preparo : N.S. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

3.2. Tensiones admisibles

Tensión admisible por punta:

$$\sigma_{adm.punta} = 400 \text{ ton/m}^2$$

Tensión admisible por fricción:

$\sigma_{adm.fricción}$ [ton/m ²]	Cota de inicio	Cota de fin	$L_{Fricc.}$ [m]
0.0	0.0	1.5	1.5
1.0	1.5	10.0	8.5
3.0	10.0	-	15.1

3.3. Recomendaciones

Longitud mínima de pilote

$$L_{pilmin} = 25.00 \text{ m}$$

Diámetro mínimo de pilote

$$\varnothing_{pil.min} = 1.00 \text{ m}$$

4. Verificación de la capacidad portante de los pilotes

Carga máxima en pilote

$$P_{m\acute{a}x} = 1010.0 \text{ ton}$$

Diámetro de pilote adoptado

$$\varnothing_{pil} = 1.70 \text{ m}$$

Sección del pilote

$$A_{pil} = 2.27 \text{ m}^2$$

Perímetro del pilotes

$$Per.pil = 5.34 \text{ m}$$

Capacidad admisible $P_{adm} = \sigma_{adm.punta} \times A_{pil} + \sigma_{adm.fricción} \times Per_{pil} \times L_{Fricc.}$

$$P_{adm} = 1195 \text{ ton} > P_{m\acute{a}x} \implies \text{Verifica}$$

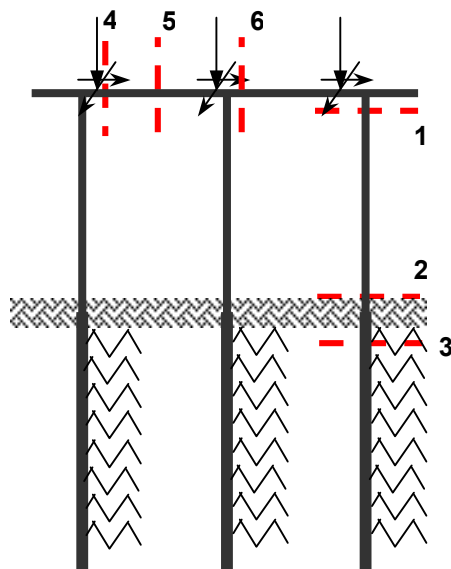
5. Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

5.1. Modelo para el cálculo electrónico

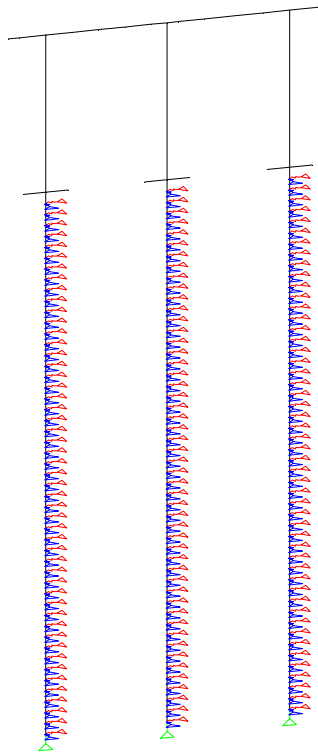
Portico espacial, mediante proceso STAAD PRO 2005.

Se considera el efecto de segundo orden mediante el método P-D.

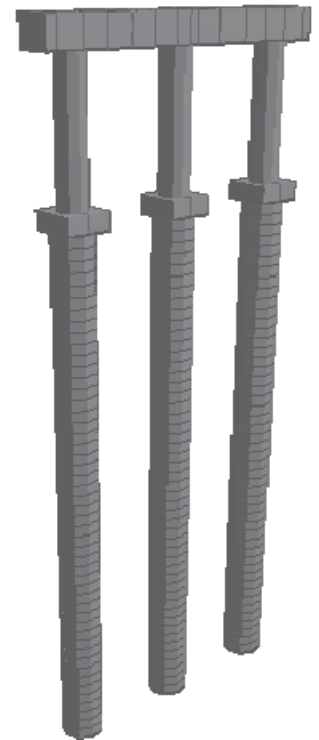
Esquema del Modelo



Vista del Modelo



Render 3D

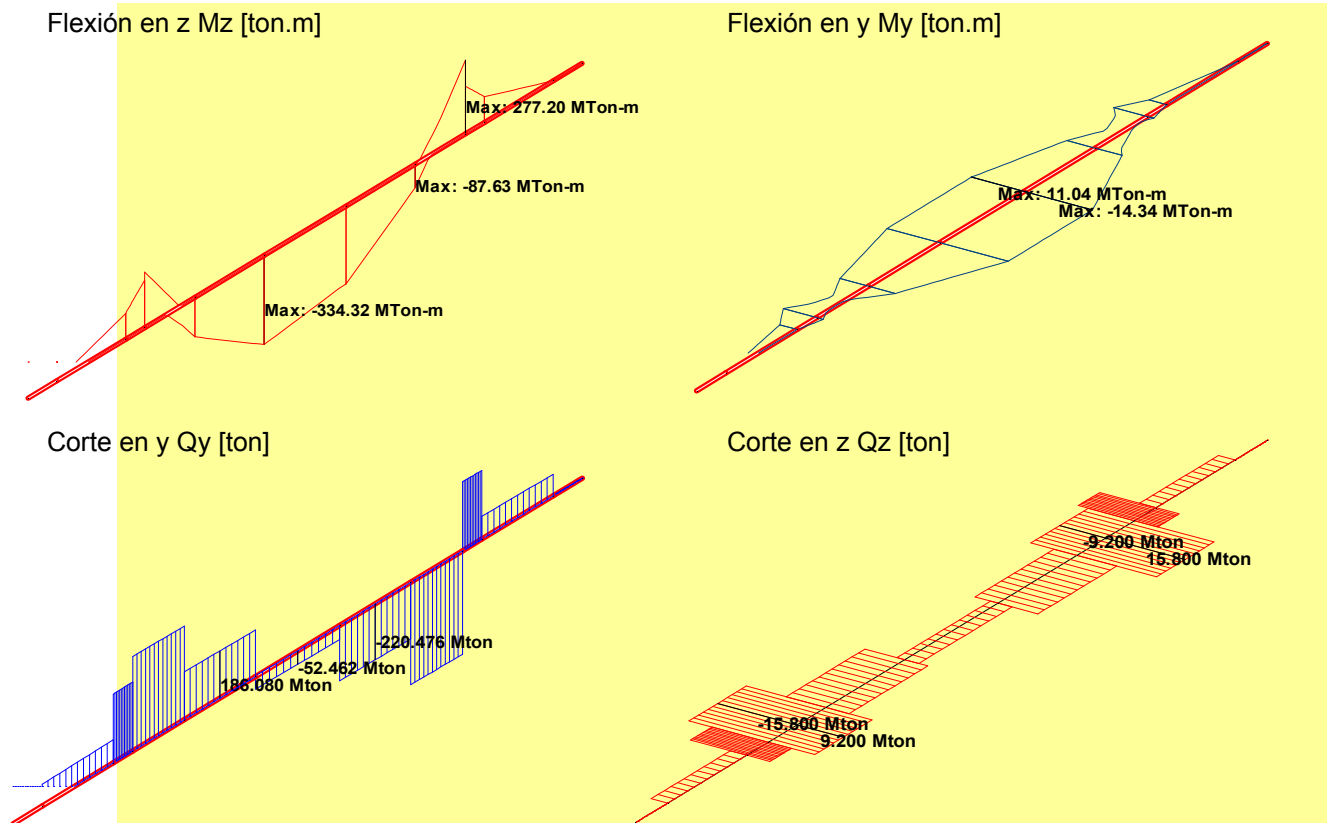


Se consideran 6 estados de carga diferentes teniendo en cuenta:

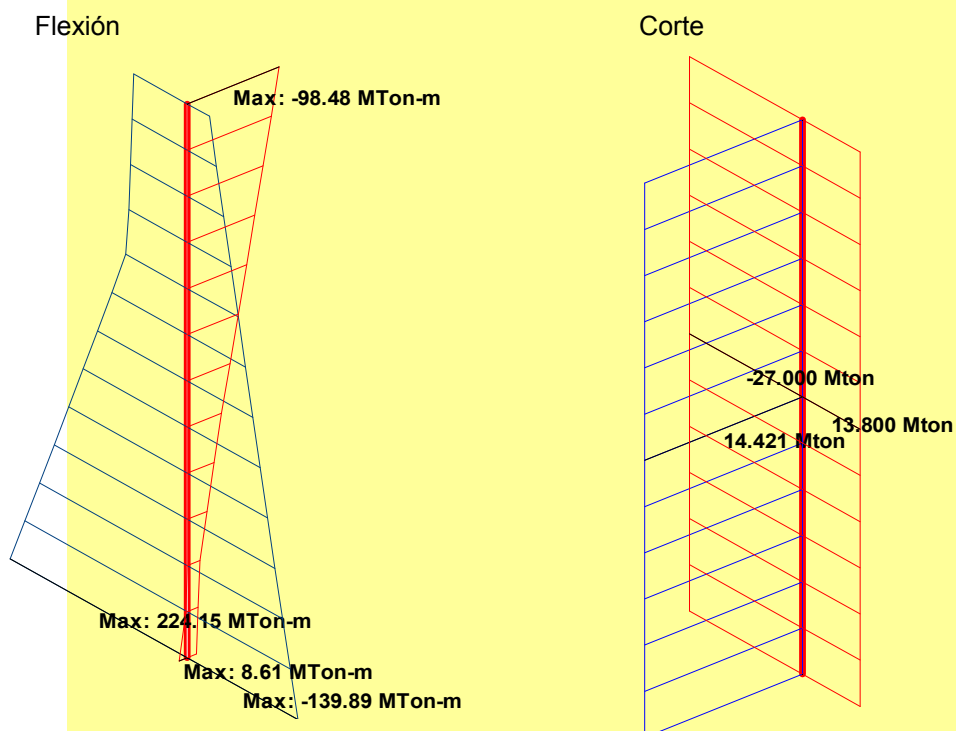
- i) Estados sin carga ferroviaria.
- ii) Estados con la mayor sobrecarga.
- iii) Estados de sobrecarga desbalanceada longitudinal y transversalmente.
- iv) Estados sin cargas instantaneas.

5.2. Diagramas de características envolvente obtenidos a partir del modelo de cálculo.

5.2.1 Diagrama de Características del Dintel

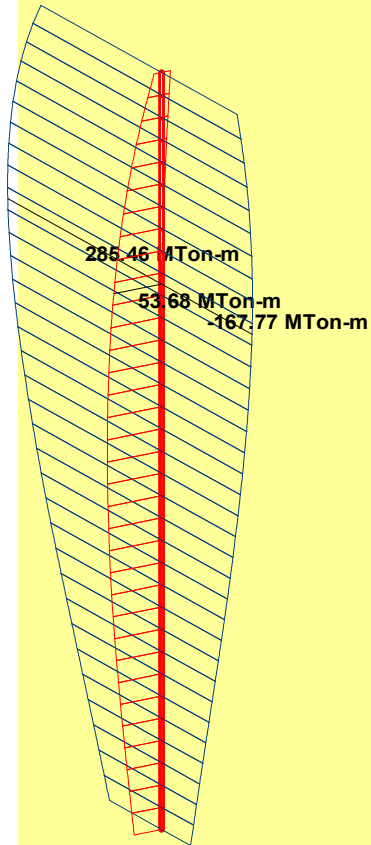


5.2.2 Diagrama de Características de la Columna

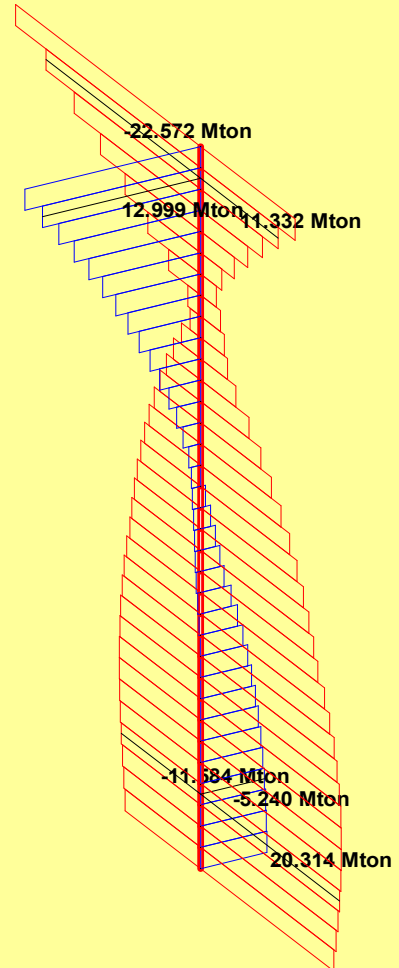


5.2.4 Diagrama de Características de los Pilotes

Flexión



Corte



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3E MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..10..de..12	0
		Preparo : N.S. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

5.3. Dimensionamiento del pilote y columna

5.3.1. Flexión en estados de Servicio

Diámetro Columna sección 1 y 2 = **1.20** m \Rightarrow Area = 1.130 m²

Diámetro Pilote sección 3 = **1.70** m \Rightarrow Area = 2.269 m²

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	fe _{nec.}	ϕ	Cant	fe _{adop}
1	82.76	527.0	0.027	0.20	0.00	0.008	90.43	25	18.4	20Ø25
2	175.14	645.0	0.056	0.25	0.00	0.008	90.43	25	18.4	20Ø25
3	243.15	932.0	0.027	0.18	0.00	0.008	181.49	25	37.0	37Ø25

5.3.2. Corte en estados de Servicio

nº ramas = **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	adop
1 / 2	28.32	0.00	1.20	33.41	Zona I	13.36	0.53	0.20	Ø10c/20
3	24.32	0.00	1.70	14.29	Zona I	5.72	0.49	0.30	Ø8c/30

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3E MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..11..de..12	0
		Preparo : N.S. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

5.4. Dimensionamiento del Dintel

5.4.1. Flexión Vertical en estados de Servicio

Armadura mínima $f_{e\ min} = 39.00\ cm^2$ ($\mu_{min} = 0.15\%$)

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	$f_{e\ nec}$	$f_{e\ calc}$	ϕ	cant	$f_{e\ adop}$
4	-84.75	0.00	1.30	84.75	19.20	28.54	39.00	20	12.42	14Ø20 (sup) (*)
5	302.00	0.00	1.30	302.00	10.17	105.70	105.70	25	21.54	24Ø25 (inf)
6	-105.60	0.00	1.30	105.60	17.20	35.89	39.00	20	12.42	14Ø20 (sup)

(*) Esfuerzo tomado a filo de apoyo

5.4.2. Flexión Horizontal en estados de Servicio

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	$f_{e\ nec}$	$f_{e\ calc}$	ϕ	cant	$f_{e\ adop}$
4	10.00	0.00	2.00	10.00	70.31	2.13	2.13	12	2	5Ø12
5	25.00	0.00	2.00	25.00	44.47	5.38	5.38	12	4.76	5Ø12
6	24.00	0.00	2.00	24.00	45.38	5.16	5.16	12	4.57	5Ø12

5.4.3. Corte Vertical en estados de Servicio

nº ramas= 6

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS			
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	f_e	Adoptado
4	285.00	2.00	1.30	132.01	Zona II	72.61	60.51	2r. Ø16c/10 + 4r. Ø10c/10 (*)
5	110.00	2.00	1.30	50.95	Zona I	20.38	16.98	2r. Ø16c/10 + 4r. Ø10c/10
6	226.00	2.00	1.30	104.68	Zona II	45.66	38.05	2r. Ø16c/10 + 4r. Ø10c/10

(*) Esfuerzo tomado a distancia de apoyo directo

5.4.4. Corte Horizontal en estados de Servicio

nº ramas= 2

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS			
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	f_e (rama)	Adoptado
4 / 6	7.80	1.30	2.00	3.58	Zona I	1.43	0.78	Ø16c/10cm
5	2.00	1.30	2.00	0.92	Zona I	0.37	0.20	Ø16c/10cm

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 3E MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..12..de..12	0
		Preparo : N.S. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

5.4.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	dt	bt	dt/bt	β
4	2.0	1.3	1.5	0.246
5	2.0	1.3	1.5	0.246
5	2.0	1.3	1.5	0.246

(S/ Cuaderno 220)

SECCION	M_T	τ_T	F_{eT}	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_C	F_{eC} rama	$\tau_c + \tau_T$	$\tau_c + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo Externo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
4	99.0	119.1	8.2	ok	230.0	45.1	6.3	164.19	ok	Ø16 c/10cm
5	119.0	143.1	9.9	ok	83.0	15.0	2.1	158.14	ok	Ø16 c/10cm
6	119.0	143.1	9.9	ok	201.0	36.4	5.1	179.50	ok	Ø16 c/10cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	M_T	τ_T	F_{eT}	M_E	ΣFe necesaria flex	ΣFe adoptada flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[ton.m]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
4	99.0	119.1	53.4	219.0	84.53	173.10	---
5	119.0	143.1	64.2	132.0	50.95	173.10	---
5	119.0	143.1	64.2	48.0	41.05	173.10	---



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

INFRAESTRUCTURA - PILA TIPO 4A, 4B, 4C
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0122-01
ELAB.	N.S.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 4A, 4B, 4C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..2..de..25	1
		Preparo : M.M. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

INDICE

I.- GENERALIDADES

II.- INFRAESTRUCTURA

1.- Geometría

2.- Análisis de carga

3.- Parámetros geotécnicos

4.- Verificación de la capacidad portante de los pilotes

5.- Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

	PROYECTO	Hoja:..3..de..25	1
	EJECUTIVO	Preparo : M.M.	
	VIADUCTO FC BELGRANO SUR	Fecha : 07/12/2016	
	PILA TIPO 4A, 4B, 4C	Reviso : R.P.	
	MEMORIA DE CÁLCULO		

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de las pilas tipo "P4" del viaducto ferroviario de las vías del Belgrano Sur, en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Dicha estructura tiene como fin brindar apoyo a la estructura de soporte ferroviario (vigas), transmitiendo las cargas sobre esta hacia el suelo de fundación. La pila tipo 4A soporta las cargas de dos secciones de viaducto tipo S1. La pila tipo 4B soporta las cargas de la sección de viaducto tipo S1 del lado Diogenes Taborda, y de la sección tipo S3 del lado Constitución. La pila tipo 4C soporta las cargas de dos secciones tipo S3.

La pila es de hormigón armado *in-situ* y está compuesta por un dintel con los apoyos elastoméricos que soportan las vigas, unido mediante una única columna central a las fundaciones, formadas por un cabezal y dos pilotes transversales.

Se dimensionan para una separación entre ejes de 20.5 m.

Reglamentos

El cálculo de cargas y solicitaciones se realiza de acuerdo con los lineamientos del "Reglamento para Puentes Ferroviarios de Hormigón Armado" de Ferrocarriles Argentinos.

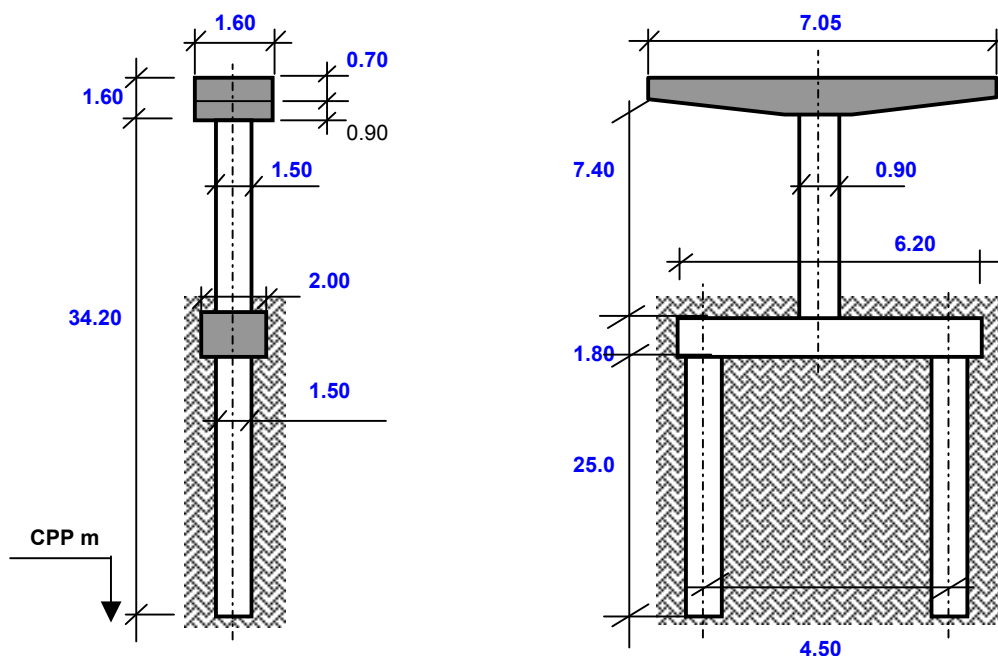
El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

Los materiales previstos en este proyecto son:

Hormigón Superestructura:	H- 30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Pilotes H-21	H- 21	$\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)

II.- INFRAESTRUCTURA

1. Geometría



Nº PILOTES = **2**

2. Análisis de Cargas

2.1. Cargas Permanentes (Peso propio pila)

Peso específico = **2.50** ton/m³

ELEMENTO	SECCIÓN	PESO (Ge)
	m ²	ton
Dintel	2.56	45.12
Cabezal	3.60	55.80
Columna ovalada	1.08	19.98
Pilote	1.77	220.89
Totales/Resultante	-	341.79

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 4A, 4B, 4C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..5..de..25	1
		Preparo : M.M. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

2.2. Cargas Provenientes de tablero

Las cargas que actúan sobre los tres tipos de pilas corresponden a tramos de 20 m de luz entre apoyos.

Las cargas indicadas en la planilla corresponden a la reacción de 1 tablero de seccion S1 sobre la pila.

Tipo de carga	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	85.40	-	-
Sobrecarga	92.88	-	-
Frenado	-	-	10.43
Balanceo	-	4.00	-
Viento	±9.62	6.00	-

Las cargas indicadas en la planilla corresponden a la reacción de 1 tablero de seccion S3 sobre la pila.

Tipo de carga	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	114.66	-	-
Sobrecarga	92.88	-	-
Frenado	-	-	10.43
Balanceo	-	4.00	-
Viento	±7.58	6.00	-

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 4A, 4B, 4C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..6..de..25	1
		Preparo : M.M. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

3. Parámetros geotécnicos

Según sondeo n°10

3.1. Coeficiente de balasto horizontal

Separación entre nodos en el modelo de cálculo

$l_i = 0.50$ m

Profundidad Inicial	Profundidad Final	kh	k_{rh}
		[ton/m ³]	[ton/m]
-1.5	-10.0	250	188
-10.0	-17.0	500	375
-17.0	-21.0	500	375
-21.0	< -21.0	2000	1500

3.2. Tensiones admisibles

Tensión admisible por punta:

$\sigma_{adm.punta} = 200$ ton/m²

Tensión admisible por fricción:

$\sigma_{adm.fricción}$	Cota de inicio	Cota de fin	$L_{Fricc.}$
[ton/m ²]			[m]
1.0	1.5	10.0	8.5
3.0	10.0	17.0	7.0
3.0	17.0	-	8.0

3.3. Recomendaciones

Longitud mínima de pilote

$L_{pilmin} = 25.00$ m

Diámetro mínimo de pilote

$\emptyset_{pil.min} = 1.00$ m

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 4A, 4B, 4C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..7..de..25	1
		Preparo : M.M. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

4. Verificación de la capacidad portante de los pilotes

Carga máxima en pilote $P_{\text{máx}} = 590.0$ ton

Diámetro de pilote adoptado $\varnothing_{\text{pil}} = 1.50$ m

Sección del pilote $A_{\text{pil}} = 1.77$ m²

Perímetro del pilotes $\text{Per. pil} = 4.71$ m

Capacidad admisible $P_{\text{adm}} = \sigma_{\text{adm.punta}} \times A_{\text{pil}} + \sigma_{\text{adm.fricción}} \times \text{Per}_{\text{pil.}} \times L_{\text{Fricc.}}$

$P_{\text{adm}} = 606$ ton > $P_{\text{máx}}$ \implies Verifica

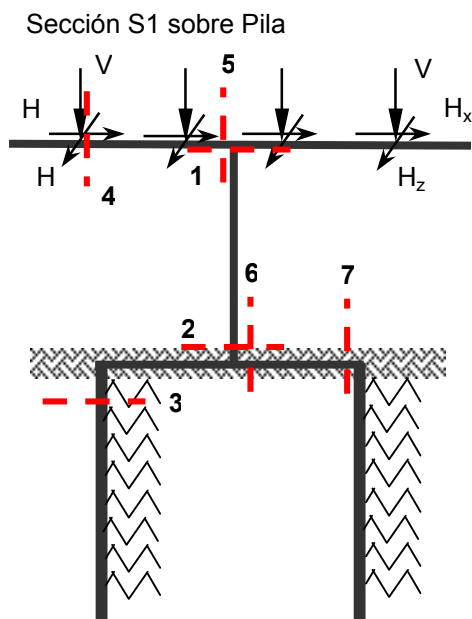
5. Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

5.1. Modelo para el cálculo electrónico

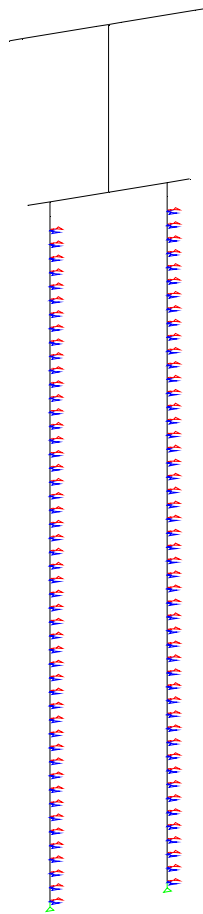
Portico espacial, mediante proceso STAAD PRO 2005.

Se considera el efecto de segundo orden mediante el método P-D.

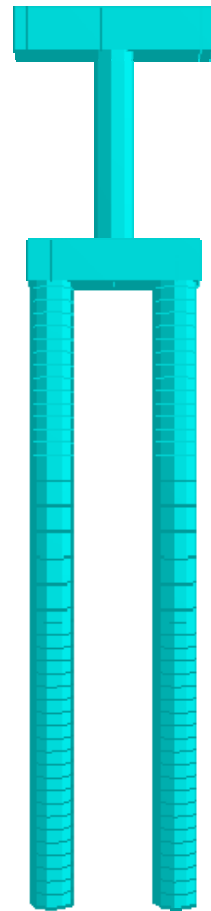
Esquema del Modelo



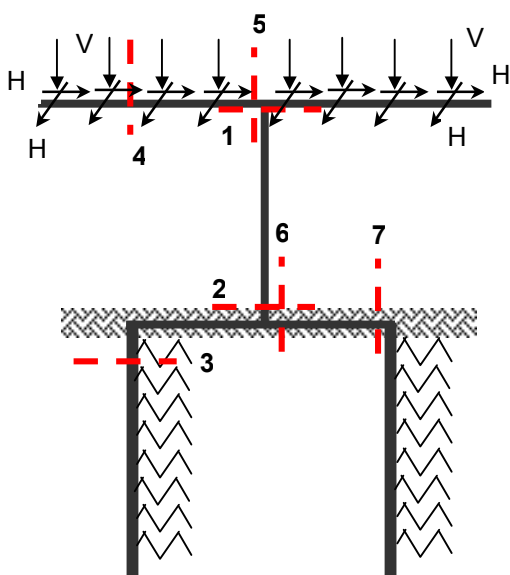
Vista del Modelo



Render 3D



Sección S3 sobre Pila



Se consideran 6 estados de carga diferentes teniendo en cuenta:

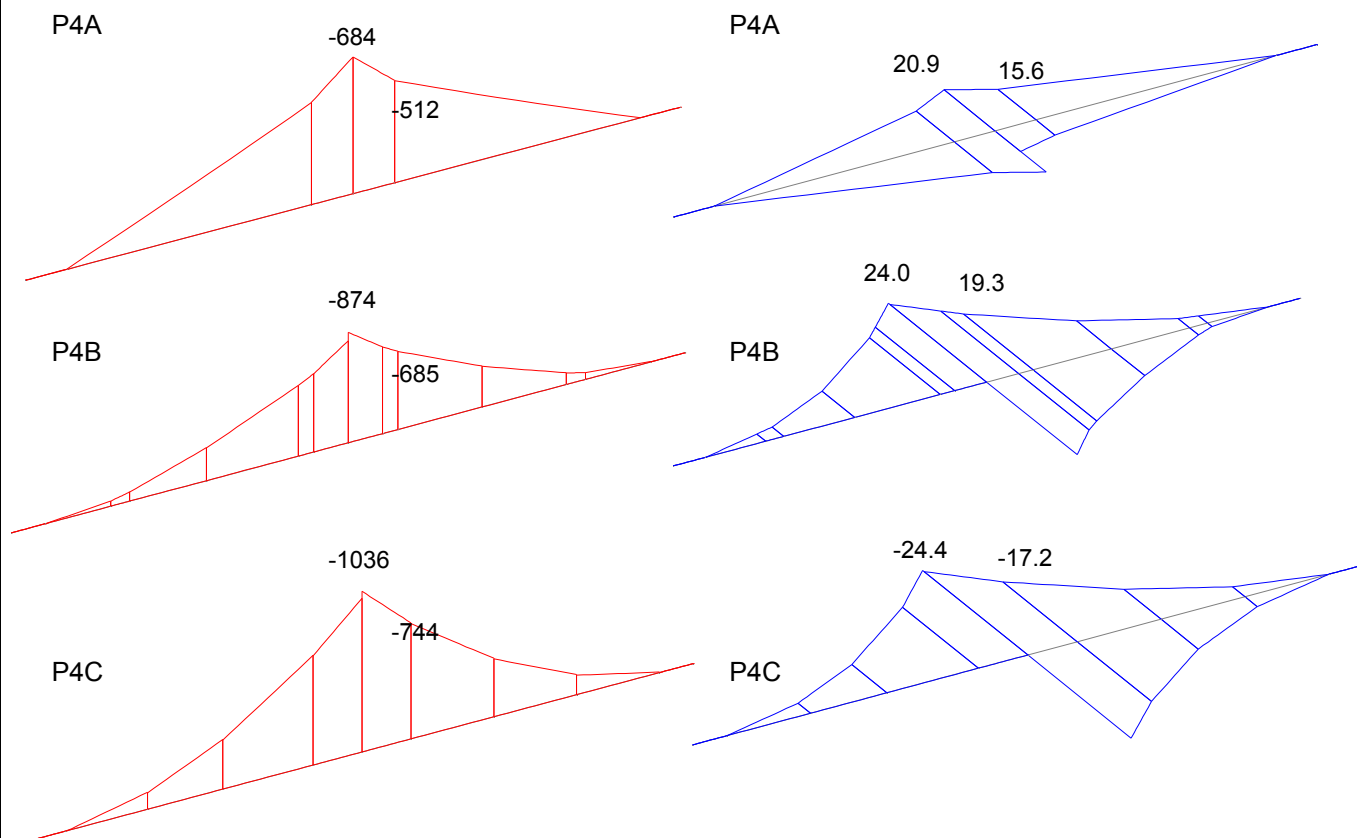
- i) Estados completos con mayor carga gravitatoria y mayor fuerza horizontal de frenado.
- ii) Estados completos con mayor carga gravitatoria y frenado contra sentido, generando torsión.
- iii) Estados de sobrecarga desbalanceada transversalmente.
- iv) Estados de sobrecarga desbalanceada longitudinalmente.
- v) Estados de sobrecarga desbalanceada transversal y longitudinalmente.
- vi) Estados de sobrecarga y frenado generando mayor torsión.

5.2. Diagramas de características envolvente obtenidos a partir de los modelos de cálculo.

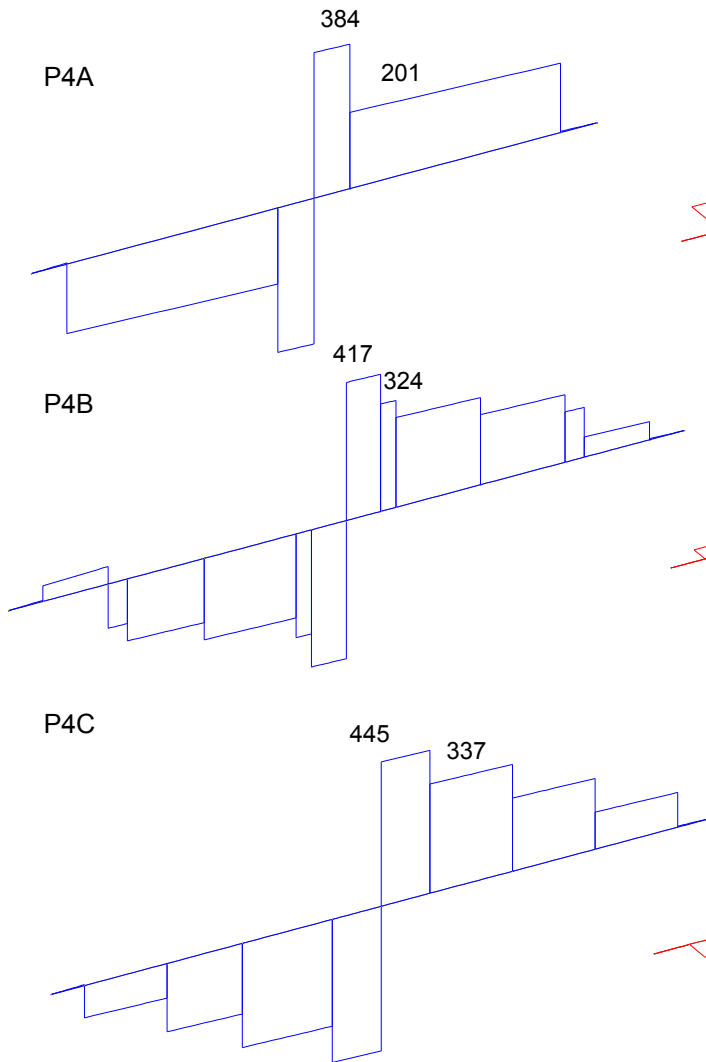
5.2.1 Diagrama de Características del Dintel

Flexión en z M_z [ton.m]

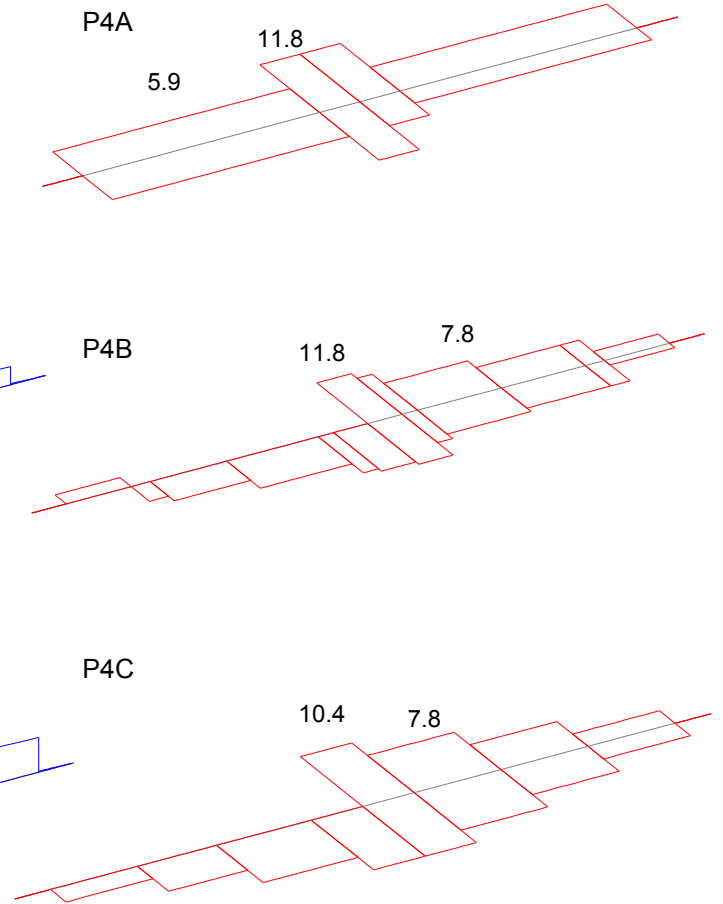
Flexión en y M_y [ton.m]



Corte en z Qz [ton]

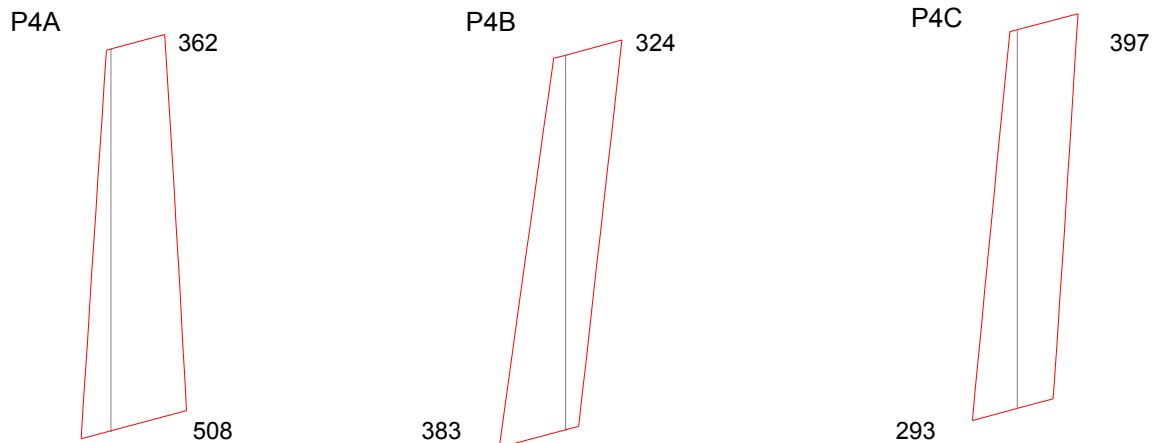


Corte en y Qy [ton]



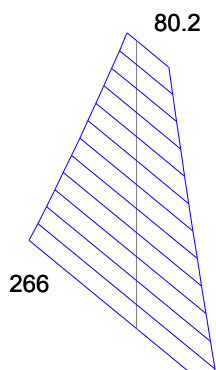
5.2.2 Diagrama de Características de la Columna

Flexión en z Mz [ton.m]

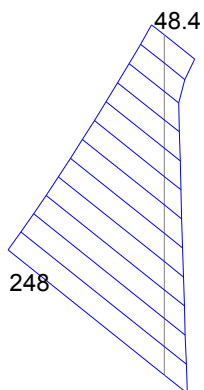


Flexión en y My [ton.m]

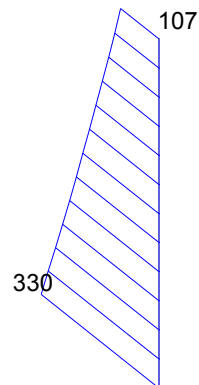
P4A



P4B

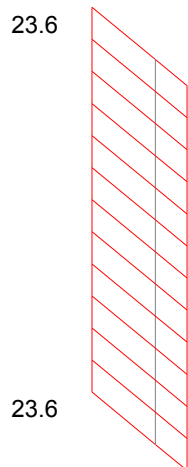


P4C

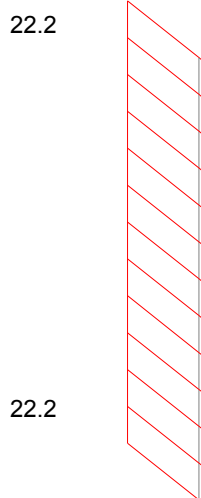


Corte en z Qz [ton]

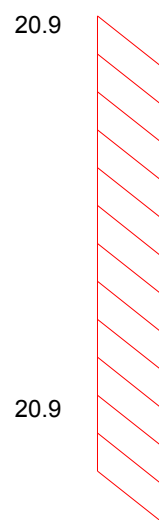
P4A



P4B

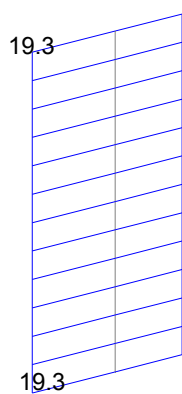


P4C

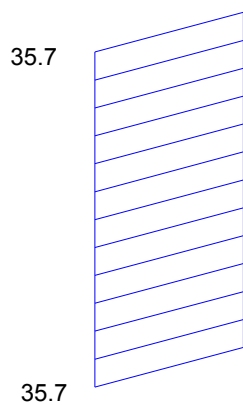


Corte en y Qy [ton]

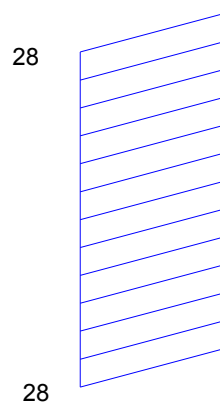
P4A



P4B



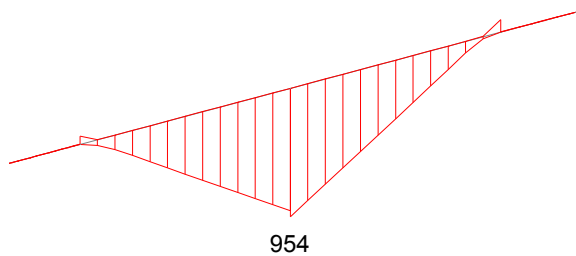
P4C



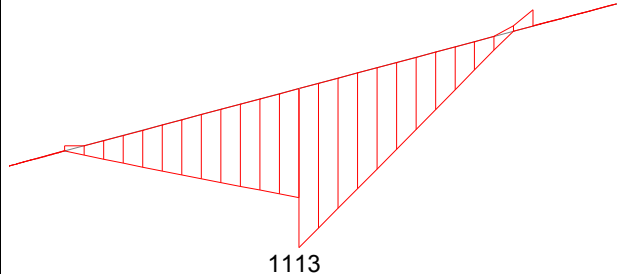
5.2.3 Diagrama de Características del Cabezal

Flexión en z M_z [ton.m]

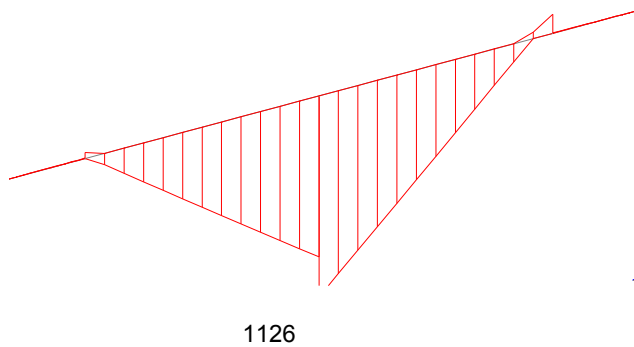
P4A



P4B

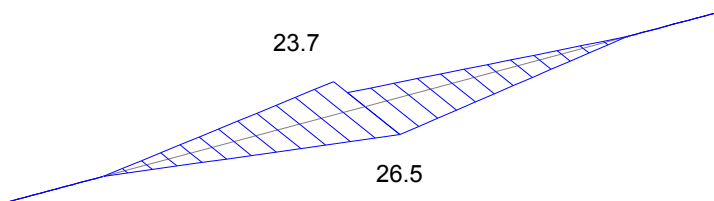


P4C

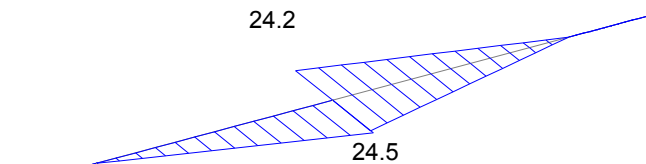


Flexión en y M_y [ton.m]

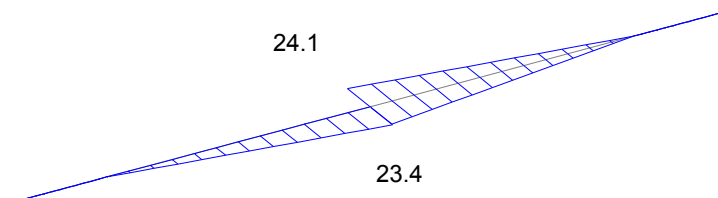
P4A



P4B

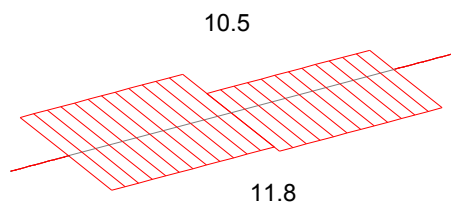


P4C

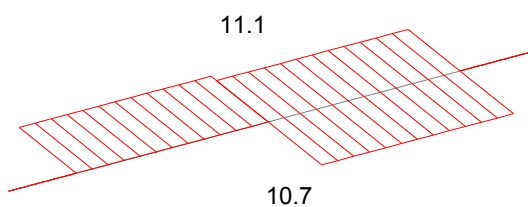


Corte en z Qz [ton]

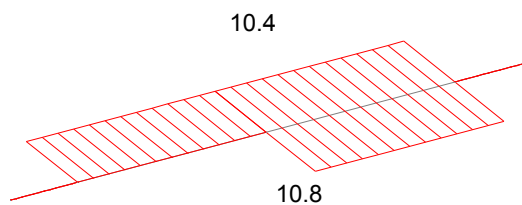
P4A



P4B

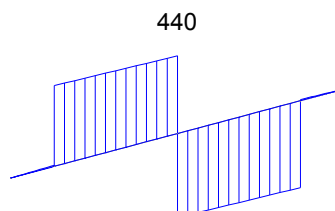


P4C

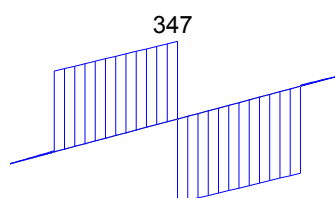


Corte en y Qy [ton]

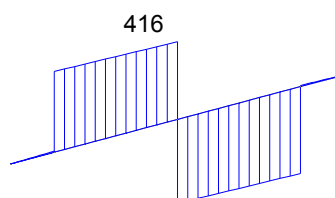
P4A



P4B



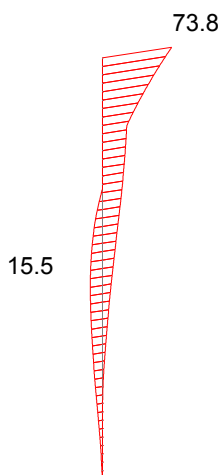
P4C



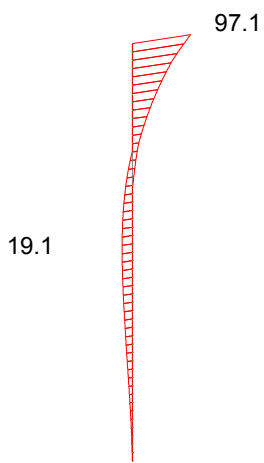
5.2.4 Diagrama de Características de los Pilotes

Flexión en z Mz [ton.m]

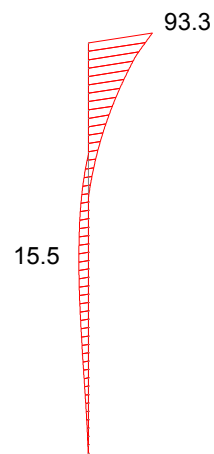
P4A



P4B

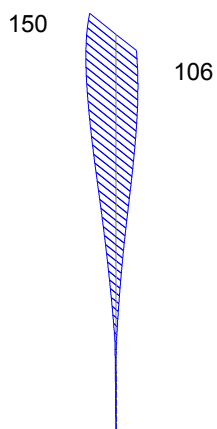


P4C

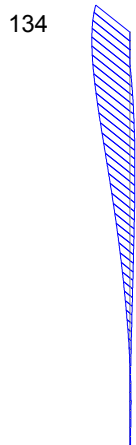


Flexión en y My [ton.m]

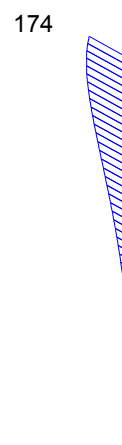
P4A



P4B

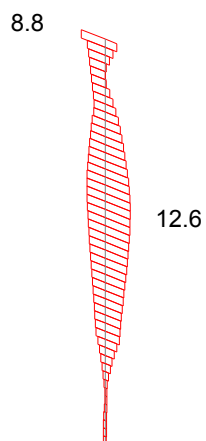


P4C

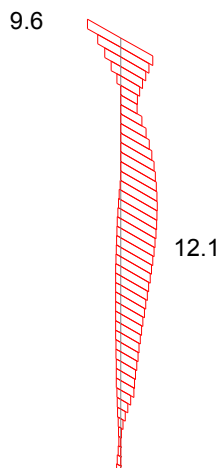


Corte en z Qz [ton]

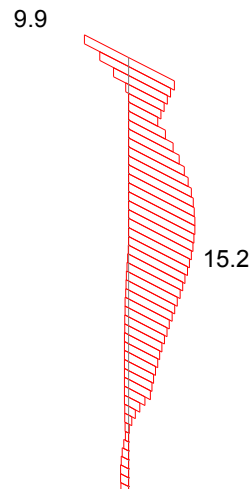
P4A



P4B

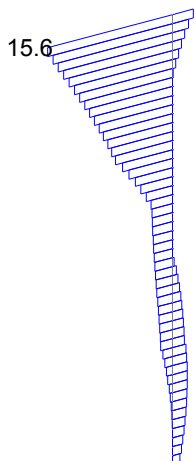


P4C

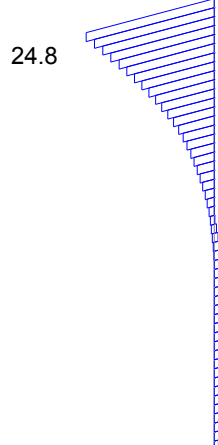


Corte en y Qy [ton]

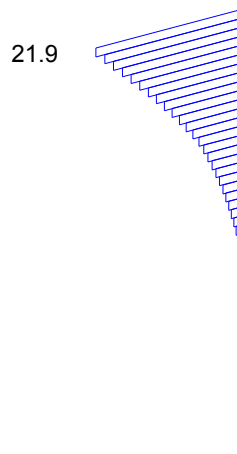
P4A



P4B



P4C



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 4A, 4B, 4C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..15..de..25	1
		Preparo : M.M.	
		Fecha : 07/12/2016	
		Reviso : R.P.	

5.3. Dimensionamiento del pilotes

5.3.1. Flexión en estados de Servicio

Diámetro Pilote sección 3 = **1.50** m \implies Area = 1.766 m²

PILA	SECCION	SOLICITACIONES					ARMADURAS				
		M	N	m	n	ω_o	μ	fe _{nec.}	ϕ	Cant	fe _{adop}
P4A	3	158.18	-448.0	0.032	-0.13	0.00	0.008	141.30	25	28.8	30Ø25
P4A	3	113.16	-348.0	0.023	-0.10	0.00	0.008	141.30	25	28.8	30Ø25
P4B	3	165.60	-559.3	0.027	-0.14	0.00	0.008	141.30	25	28.8	30Ø25
P4B	3	138.80	-288.5	0.023	-0.07	0.00	0.008	141.30	25	28.8	30Ø25
P4C	3	198.80	-471.4	0.040	-0.13	0.00	0.008	141.30	25	28.8	30Ø25
P4C	3	132.60	-362.9	0.027	-0.10	0.00	0.008	141.30	25	28.8	30Ø25

5.3.2. Corte en estados de Servicio

nº ramas = **2**

PILA	SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
		Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	adop
P4A	3	20.70	0.00	1.50	15.63	Zona I	6.25	0.47	0.30	Ø10c/30
P4B	3	28.82	0.00	1.50	21.76	Zona I	8.70	0.65	0.30	Ø10c/30
P4C	3	27.42	0.00	1.50	20.70	Zona I	8.28	0.62	0.30	Ø10c/30

5.4. Dimensionamiento del Dintel

5.4.1. Flexión Vertical en estados de Servicio

Armadura mínima $fe_{min} = 16.80$ cm² ($\mu_{min} = 0.15\%$)

PILA	SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
		M	N	d	Me	kh	fe _{nec}	fe _{calc}	ϕ	cant	fe _{adop}
P4A	4	-2.11	0.00	0.70	2.11	56.60	1.31	16.80	25	3.42	30Ø25 (sup)
P4A	5	-461	0.00	1.60	461.00	9.13	131.88	131.88	25	26.9	30Ø25 (sup)
P4B	4	-2.30	0.00	0.70	2.30	54.21	1.42	16.80	25	3.42	42Ø25 (sup)
P4B	5	-685	0.00	1.60	685.00	7.49	199.86	199.86	25	40.7	42Ø25 (sup)
P4C	4	-4.50	0.00	0.70	4.50	38.76	2.82	16.80	25	3.42	52Ø25 (sup)
P4C	5	-836	0.00	1.60	836.34	6.78	247.20	247.20	25	50.4	52Ø25 (sup)

		PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 4A, 4B, 4C MEMORIA DE CÁLCULO			Hoja:..16..de..25	1
					Preparo : M.M. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

5.4.2. Flexión Horizontal en estados de Servicio

PILA	SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
		M	N	d	Me	kh	fe _{nec}	fe _{calc}	φ	cant	fe _{adop}
P4A	4	0.98	0.00	1.60	0.98	131.00	0.26	0.26	16	0.13	3Ø16
P4A	5	20.90	0.00	1.60	20.90	42.89	5.64	5.64	16	2.8	5Ø16
P4B	4	1.11	0.00	1.60	1.11	123.09	0.30	0.30	16	0.15	3Ø16
P4B	5	22.50	0.00	1.60	22.50	41.33	6.07	6.07	16	3.02	5Ø16
P4C	4	1.11	0.00	1.60	1.11	123.09	0.30	0.30	16	0.15	3Ø16
P4C	5	24.01	0.00	1.60	24.01	40.01	6.47	6.47	16	3.22	5Ø16

5.4.3. Corte Vertical en estados de Servicio

nº ramas= 6

PILA	SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
		Q	b	d	τ _o	Zona	τ _{red}	fe (rama)	sep	Adoptado
P4A	4	164	1.60	0.70	55.32	Zona I	22.1	0.18	0.08	Ø10c/7.5cm
P4A	5	201	1.60	1.60	94.14	Zona I	37.7	0.31	0.08	Ø10c/7.5cm (*)
P4B	4	58	1.60	0.70	55.32	Zona I	22.1	0.25	0.10	4r.intØ12+2r.extØ16c/10cm
P4B	5	324	1.60	1.60	151.74	Zona II	95.9	1.07	0.10	4r.intØ12+2r.extØ16c/10cm (*)
P4C	4	58	1.60	0.70	55.32	Zona I	22.1	0.25	0.10	4r.intØ12+2r.extØ16c/10cm
P4C	5	337	1.60	1.60	157.83	Zona II	104	1.15	0.10	4r.intØ12+2r.extØ16c/10cm (*)

(*) Esfuerzo tomado a filo de apoyo

5.4.4. Corte Horizontal en estados de Servicio

nº ramas= 2

PILA	SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
		Q	b	d	τ _o	Zona	τ _{red}	fe (rama)	sep	Adoptado
P4A	4	5.9	0.70	1.60	6.32	Zona I	2.53	0.01	0.08	Ø10c/7.5cm
P4A	5	11.8	1.60	1.60	5.53	Zona I	2.21	0.02	0.08	Ø10c/7.5cm
P4B	4	5.6	0.70	1.60	5.94	Zona I	2.38	0.01	0.10	Ø16c/10cm
P4B	5	11.1	1.60	1.60	5.20	Zona I	2.08	0.02	0.10	Ø16c/10cm
P4C	4	5.2	0.70	1.60	5.57	Zona I	2.23	0.01	0.10	Ø16c/10cm
P4C	5	10.4	1.60	1.60	4.87	Zona I	1.95	0.02	0.10	Ø16c/10cm

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 4A, 4B, 4C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..17..de..25	1
		Preparo : M.M. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

5.4.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	d/b	β
4	2.3	0.261
5	1.0	0.221

(S/ Cuaderno 220)

PILA	SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_C	$Fe_{C\text{rama}}$	$\tau_C + \tau_T$	$\tau_C + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo Externo
		[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
P4A	4	20.1	98.2	3.98	ok	135.3	84.2	9.4	182.39	ok	Ø16 c/10cm
P4A	5	20.1	22.2	1.74	ok	151.2	27.8	3.1	50.00	ok	Ø16 c/10cm
P4B	4	17.1	83.6	3.39	ok	135.3	84.1	9.3	167.72	ok	Ø16 c/10cm
P4B	5	57.5	63.5	4.99	ok	304.0	81.3	9.0	144.84	ok	Ø16 c/10cm
P4C	4	17.1	83.6	3.39	ok	135.3	84.1	9.3	167.72	ok	Ø16 c/10cm
P4C	5	53.7	59.3	4.66	ok	348.0	106.6	11.8	165.89	ok	Ø16 c/10cm

Armadura Longitudinal de Torsión

PILA	SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\Sigma Fe_{\text{necesaria flex}}$	$\Sigma Fe_{\text{adoptada flex}}$	$Fe \text{ a agregar}$	Fe Adoptado
		[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	
P4B	4	20.1	98.2	18.3	1.83	159.33	---	---
P4B	5	20.1	22.2	10.8	143.15	167.37	---	12Ø16inf
P4B	4	17.1	83.6	15.6	2.02	218.23	---	---
P4B	5	57.5	63.5	30.9	212.00	226.27	16.64	12Ø16inf
P4B	4	17.1	83.6	15.6	3.41	267.32	---	---
P4B	5	53.7	59.3	28.9	260.14	275.36	13.65	12Ø16inf

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 4A, 4B, 4C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..18..de..25	1
		Preparo : M.M. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

5.5. Dimensionamiento del Cabezal

5.5.1. Flexión Vertical en estados de Servicio

Armadura mínima $fe_{min} = 54.00 \text{ cm}^2$ ($\mu_{min} = 0.15\%$)

PILA	SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
		M	N	d	Me	kh	fe _{nec}	fe _{calc}	ϕ	cant	fe _{adop}
P4A	6	885.0	0.0	1.80	885.00	8.32	226.72	226.72	25	46.2	60Ø25 (inf)
P4A	7	-85.7	0.0	1.80	85.70	28.26	20.51	54.00	25	11.0	12Ø25 (sup)
P4B	6	1113.0	0.0	1.80	1113.00	7.42	288.25	288.25	25	58.7	60Ø25 (inf)
P4B	7	-113.0	0.0	1.80	113.00	24.61	27.36	54.00	25	11.0	12Ø25 (sup)
P4C	6	1126.0	0.0	1.80	1126.00	7.38	291.62	291.62	25	59.4	60Ø25 (inf)
P4C	7	-136.0	0.0	1.80	136.00	22.43	32.93	54.00	25	11.0	12Ø25 (sup)

5.5.2. Flexión Horizontal en estados de Servicio

PILA	SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
		M	N	d	Me	kh	fe _{nec}	fe _{calc}	ϕ	cant	fe _{adop}
P4A	6	26.5	0.0	2.00	26.50	50.82	5.70	5.70	16	2.84	8Ø16
P4B	6	25.1	0.0	2.00	25.10	52.22	5.34	5.34	16	2.65	8Ø16
P4C	6	24.1	0.0	2.00	24.10	53.29	5.12	5.12	16	2.55	8Ø16

5.5.3. Corte Vertical en estados de Servicio

nº ramas = 8

PILA	SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
		Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	adop
P4A	7	440	2.00	1.80	129.9	Zona II	70.28	0.73	0.1	6r.intØ12+2r.ext Ø16c/10cm
P4B	7	548	2.00	1.80	161.7	Zona II	109.01	1.14	0.1	6r.intØ12+2r.ext Ø16c/10cm
P4C	7	551	2.00	1.80	161.7	Zona II	109.01	1.14	0.1	6r.intØ12+2r.ext Ø16c/10cm

		PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 4A, 4B, 4C MEMORIA DE CÁLCULO			Hoja:..19..de..25	1
					Preparo : M.M.	Fecha : 07/12/2016

5.5.4 Corte Horizontal en estados de Servicio

n° ramas = **2**

PILA	SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
		Q	b	d	τ_o	Zona	τ red	fe (rama)	sep	adop
P4A	6	11.8	1.80	2.00	3.92	Zona I	1.57	0.06	0.1	Ø16c/10cm
P4B	6	11.1	1.80	2.00	3.69	Zona I	1.48	0.06	0.1	Ø16c/10cm
P4C	6	10.8	1.80	2.00	3.59	Zona I	1.44	0.05	0.1	Ø16c/10cm

5.5.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	d/b	β
6	1.1	0.221

(S/ Cuaderno 220)

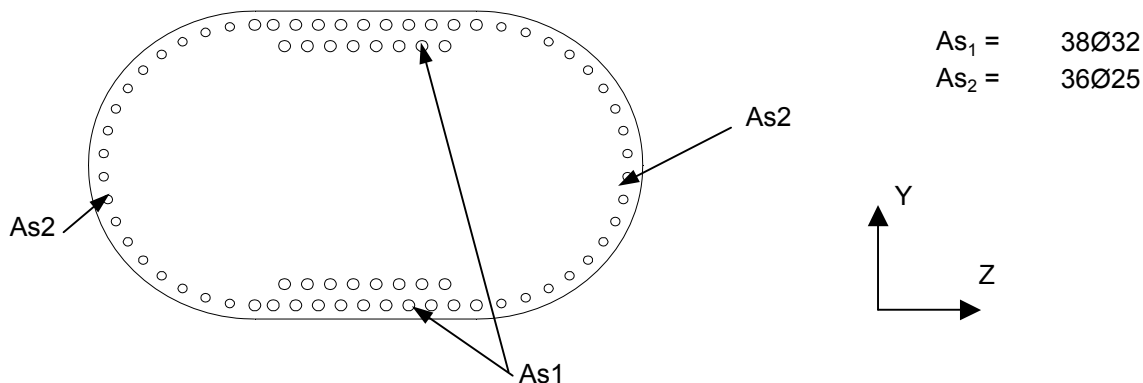
PILA	SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\tau_T < \tau_{o2}$	Q	τ_C	Fe_C rama	$\tau_C + \tau_T$	$\tau_C + \tau_T < 1.3\tau_{o2}$	Estribo Externo
		[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
P4A	6	134.0	93.6	8.0	ok	440.0	86.1	9.0	179.72	ok	Ø16c/10cm
P4B	6	123.0	85.9	7.4	ok	548.0	133.6	13.9	219.52	ok	Ø16c/10cm
P4C	6	165.0	115.2	9.9	ok	447.0	88.9	9.3	204.13	ok	Ø16c/10cm

Armadura Longitudinal de Torsión

PILA	SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	ΣFe necesaria flex	ΣFe adoptada flex	Fe a agregar
		[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
P4A	6	134.0	93.6	60.5	232.42	385.60	---
P4B	6	123.0	85.9	55.6	293.59	385.60	---
P4C	6	165.0	115.2	74.5	296.75	385.60	---

5.6. Dimensionamiento columna

La sección de la columna y su armadura es la siguiente



Se efectúa una verificación a rotura haciendo uso del Programa de Secciones de ATEC S.A.

Se analizan los 6 estados de carga, para cada pila

HIPOTESIS	PILA 4A			PILA 4B			PILA 4C		
	Mz	My	N	Mz	My	N	Mz	My	N
I	227.3	266.8	-712.6	382.9	248.1	-861.4	292.2	255.6	917
II	227.3	0	-712.6	382.9	-24.2	-861.4	292.2	0	917
III	-310.1	-94.5	-484.6	324.4	0.5	-647.3	235.6	123.4	731.2
IV	-484.6	-129.7	-560.6	295.4	146.3	-672.7	292.8	324.4	731.2
V	144.2	0	-560.6	71.7	237.7	-674.2	292.8	246.8	731.2
VI	144.2	-191.7	-560.6	71.7	-36.7	-674.2	292.8	0	731.2

(*) esfuerzo tomado a filo de apoyo

La entrada de datos es la siguiente (la misma para las tres pilas):

```

□ *****
C21AS. CALCULO DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO CON GRADO DE PRETENSADO VARIABLE
VBC4B - VIADUCTO BELGRANO SUR PILA P4B - COL OVALADA DIN 1045 PAG. 1
ATEC S.A. Ingenieros Consultores 14:47 HS, NOVIEMBRE 8,2016
*****

UNIDADES DE LONGITUD Y FUERZA: m to

CARACTERISTICAS DE LA SECCION INYECTADA:
  
```

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 4A, 4B, 4C MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..21..de..25	1
		Preparo : M.M. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

COORDENADAS REFERIDAS AL SISTEMA TRASLADADO

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

AREA BRUTA DE LA SECCION:	AH	.11750E+01
AREA TOTAL DE ARMADURA:	AFE	.48723E-01
AREA DE ARMADURA PASIVA:	AFEP	.48723E-01
AREA DE ARMADURA ACTIVA:	AFEA	.00000E+00
AREA HOMOGENEIZADA DE LA SECCION:	AHOM	.14673E+01
CUANTIA TOTAL DE ARMADURA PASIVA:	RMUP	.41467E-01
CUANTIA TOTAL DE ARMADURA ACTIVA:	RMUA	.00000E+00
MOMENTOS ESTATICOS DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	SXHOM	.76181E-03
	SYHOM	.41991E-02
COORD DEL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA SECCION HOMOGENEIZADA	XGHOM	.28617E-02
	YGHOM	.51918E-03
MOMENTOS DE INERCIA DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	JX	.22158E+00
	JY	.10464E+00
	JXY	-.17897E-02
FIBRAS EXTREMAS REFERIDAS AL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	XINF	-.45193E+00
	XSUP	.44620E+00
	YINF	-.75052E+00
	YSUP	.74948E+00
MOMENTOS DE INERCIA DE LA SECCION HOMOGENEIZADA RESPECTO DE SUS EJES BARICENTRICOS:	JXG	.22158E+00
	JYG	.10463E+00
MODULOS RESISTENTES DE LA SECCION HOMOGENEIZADA		
RESPECTO DE SUS EJES BARICENTRICOS:	WXGSUP	.29565E+00
	WXGINF	-.29524E+00
	WYGSUP	.23449E+00
	WYGINF	-.23152E+00
MOMENTOS DE PRETENSADO RESPECTO DEL BARICENTRO DE LA SECCION HOMOGENEIZADA:	RMXPRES	.00000E+00
	RMPRES	.00000E+00
ESFUERZO TOTAL DE PRETENSADO:	RNPRES	.00000E+00

La salida de datos es la siguiente:

P4A:

 C21AS. CALCULO DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO CON GRADO DE PRETENSADO VARIABLE
 CALCULO DE CURVAS DE INTERACCION
 VIADUCTO BELGRANO SUR PILA P4 - COL OVALADA CLAVE: VBSCOLOV
 NORMA DE CALCULO DIN 1045 UNIDADES: to m PAG. 1
 ATEC S.A. Ingenieros Consultores 12:13 HS, NOVIEMBRE 20,2015

TIPO DE ACERO 1 DUREZA NATURAL				
LIMITE ELASTICO:	Bs=			.4200E+05
MODULO DE ELASTICIDAD:	Es=			.2100E+08
RESISTENCIA DE CALCULO DEL HORMIGON:	(Br)			.2100E+04
MODULO DE ELASTICIDAD:	(Ec)			.3000E+07
+-----+-----+-----+-----+-----+				
	CONJUNTO	N	-713.00 -713.00	-485.00
	DE VALORES	Mx	267.00 .00	95.00
	A VERIFICAR	My	227.00 227.00	310.00
+-----+-----+-----+-----+-----+				
	Angulo del Plano de cargas		310.37 .00	342.96
+-----+-----+-----+-----+-----+				
	Coef.sec. necesario		1.8635 1.9776	1.8173
	CUANTIA Coef.seguridad real		2.4401 3.1576	2.7798
	EXISTENTE Ang. del eje neutro		231.55 271.31	258.90
	P= 4.147% Deform.del Hormigon		-3.50E-3 -3.50E-3	-3.50E-3
	A= .000% Deform.del Acero		2.03E-3 1.05E-3	2.42E-3
	Cuant.Arm.Pas.Trac.		1.82% 1.69%	1.90%
+-----+-----+-----+-----+-----+				
	CONJUNTO	N	-560.00 -560.00	-560.00
	DE VALORES	Mx	130.00 .00	192.00
	A VERIFICAR	My	485.00 144.00	144.00
+-----+-----+-----+-----+-----+				
	Angulo del Plano de cargas		345.00 .00	306.87
+-----+-----+-----+-----+-----+				
	Coef.sec. necesario		1.7500 2.0157	1.8905
	CUANTIA Coef.seguridad real		1.8322 4.5183	3.4427
	EXISTENTE Ang. del eje neutro		259.71 271.21	228.03
	P= 4.147% Deform.del Hormigon		-3.50E-3 -3.50E-3	-3.50E-3
	A= .000% Deform.del Acero		3.22E-3 .72E-3	1.80E-3
	Cuant.Arm.Pas.Trac.		1.94% 1.65%	1.61%
+-----+-----+-----+-----+-----+				

P4B:

 C21AS. CALCULO DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO CON GRADO DE PRETENSADO VARIABLE
 VIADUCTO BELGRANO SUR PILA P4B - COL OVALADA CLAVE: VBC4B NORI
 ATEC S.A. Ingenieros Consultores 15:12 HS, NOVIEMBRE 8,2016

TIPO DE ACERO 1 DUREZA NATURAL

LIMITE ELASTICO:	Bs=	.4200E+05
MODULO DE ELASTICIDAD:	Es=	.2100E+08
RESISTENCIA DE CALCULO DEL HORMIGON:	(Br)	.2100E+04
MODULO DE ELASTICIDAD:	(Ec)	.3000E+07

CONJUNTO	N	-861.40	-861.40	-647.30
DE VALORES	Mx	248.10	-24.20	.50
A VERIFICAR	My	382.90	382.90	324.40

Angulo del Plano de cargas		327.06	3.62	359.91
----------------------------	--	--------	------	--------

	Coef.seg. necesario	1.8538	1.9075	1.8936
CUANTIA	Coef.seguridad real	1.8928	2.1042	2.5961
EXISTENTE	Ang. del eje neutro	246.90	273.96	271.45
P= 4.147%	Deform.del Hormigon	-3.50E-3	-3.50E-3	-3.50E-3
A= .000%	Deform.del Acero	2.11E-3	1.65E-3	1.77E-3
	Cuant.Arm.Pas.Trac.	1.86%	1.78%	1.82%

CONJUNTO	N	-672.70	-674.20	-674.20
DE VALORES	Mx	146.30	237.70	-36.70
A VERIFICAR	My	295.40	71.70	71.70

Angulo del Plano de cargas		333.65	286.79	27.11
----------------------------	--	--------	--------	-------

	Coef.seg. necesario	1.8732	1.9240	2.0998
CUANTIA	Coef.seguridad real	2.5551	3.2081	5.0825
EXISTENTE	Ang. del eje neutro	252.23	202.77	289.48
P= 4.147%	Deform.del Hormigon	-3.50E-3	-3.50E-3	-3.50E-3
A= .000%	Deform.del Acero	1.94E-3	1.51E-3	.00E-3

P4C:

C21AS. CALCULO DE SECCIONES DE HORMIGON ARMADO CON GRADO DE PRETENSADO VARIABLE
 VIADUCTO BELGRANO SUR PILA P4B - COL OVALADA CLAVE: VBC4B NORI
 ATEC S.A. Ingenieros Consultores 15:43 HS, NOVIEMBRE 9,2016

TIPO DE ACERO 1 DUREZA NATURAL

LIMITE ELASTICO:	Bs=	.4200E+05
MODULO DE ELASTICIDAD:	Es=	.2100E+08
RESISTENCIA DE CALCULO DEL HORMIGON:	(Br)	.2100E+04
MODULO DE ELASTICIDAD:	(Ec)	.3000E+07

CONJUNTO	N	-861.40	-861.40	-647.30
DE VALORES	Mx	248.10	-24.20	.50
A VERIFICAR	My	382.90	382.90	324.40

Angulo del Plano de cargas		327.06	3.62	359.91
----------------------------	--	--------	------	--------

CUANTIA		1.8538	1.9075	1.8936
EXISTENTE		1.8928	2.1042	2.5961
P= 4.147%		246.90	273.96	271.45
A= .000%		-3.50E-3	-3.50E-3	-3.50E-3
		2.11E-3	1.65E-3	1.77E-3
		1.86%	1.78%	1.82%

CONJUNTO	N	-672.70	-674.20	-674.20
DE VALORES	Mx	146.30	237.70	-36.70
A VERIFICAR	My	295.40	71.70	71.70

Angulo del Plano de cargas		333.65	286.79	27.11
----------------------------	--	--------	--------	-------

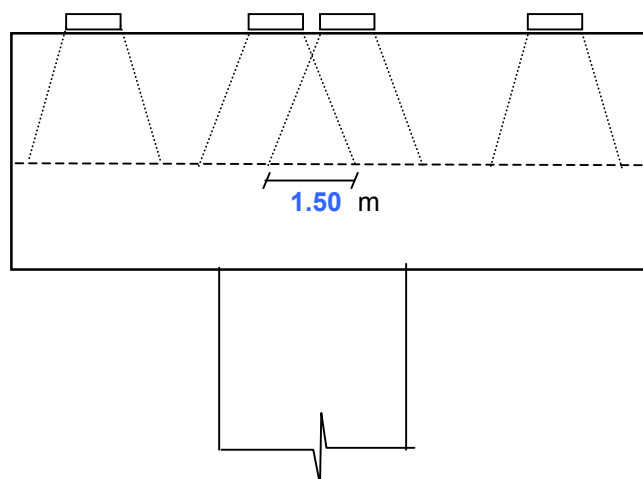
CUANTIA		1.8732	1.9240	2.0998
EXISTENTE		2.5551	3.2081	5.0825
P= 4.147%		252.23	202.77	289.48
A= .000%		-3.50E-3	-3.50E-3	-3.50E-3
		1.94E-3	1.51E-3	.00E-3
		1.86%	.98%	.04%

5.6.1 Verificación a Torsión en estado de servicio

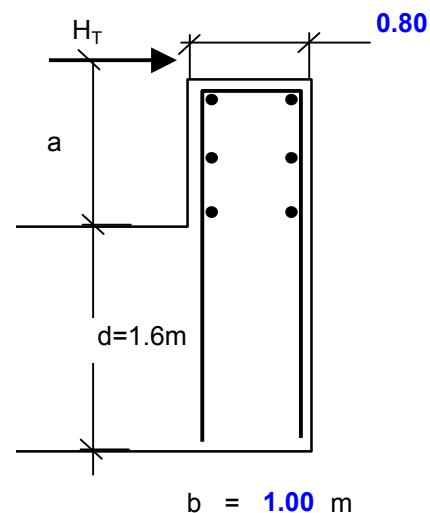
PILA	SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_C	Fe_c rama	$\tau_c + \tau_T$	$\tau_c + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo Externo
		[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
P4A	6	41.9	175.6	9.2	ok	19.3	6.7	2.1	182.36	ok	E° Ø12 c/7.5cm
P4B	6	45.3	189.9	9.9	ok	35.7	12.4	3.9	202.33	ok	E° Ø12 c/7.5cm
P4C	6	48.3	202.5	10.6	ok	28.0	9.8	3.1	212.22	ok	E° Ø12 c/7.5cm

5.7. Dimensionamiento del Apoyo de la Sección S1 en el Dintel

Vista Frontal



Vista Lateral



$H = 5.22 \text{ ton}$ Esfuerzo de frenado sobre 1 apoyo

$H = 6.96 \text{ ton/m}$ Esfuerzo de frenado por superposición de dos apoyos próximos

$a = 1.15 \text{ m}$

$z = 0.61 \text{ m}$

$Z = 13.07 \text{ ton/m}$

$Fe = 3.11 \text{ cm}^2/\text{m}$ **Adoptado:** $\phi 12 \text{ c/ } 20 \text{ cm} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$

Verificación de la biela comprimida:

$\sigma_b = 154.247 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{admisible}} = 1095.24 \text{ ton/m}^2 \implies \text{Verifica}$



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

INFRAESTRUCTURA - PILA TIPO
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0123-00
ELAB.	N.S.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P5 MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..2..de..19	00
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

INDICE

I.- GENERALIDADES

II.- INFRAESTRUCTURA

1.- Geometría

2.- Análisis de carga

3.- Parámetros geotécnicos

4.- Verificación de la capacidad portante de los pilotes

5.- Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P5 MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..19	00
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la pila P5 del viaducto ferroviario de las vías del Belgrano Sur, en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Dicha estructura tiene como fin brindar apoyo a la estructura de soporte ferroviario (vigas), transmitiendo las cargas sobre esta hacia el suelo de fundación.

La pila es de hormigón armado *in-situ* y está compuesta por un dintel postesado con los apoyos elastoméricos que soportan las vigas, apoyado en dos columnas conformado un pórtico. Cada una de estas columnas apoya sobre un monopilote.

Se estudia la situación en la que se apoyan sobre el pórtico dos secciones metálicas tipo "S4" de 41.00 m cada una.

Reglamentos

El cálculo de cargas y sollicitaciones se realiza de acuerdo con los lineamientos del "Reglamento para Puentes Ferroviarios de Hormigón Armado" de Ferrocarriles Argentinos.

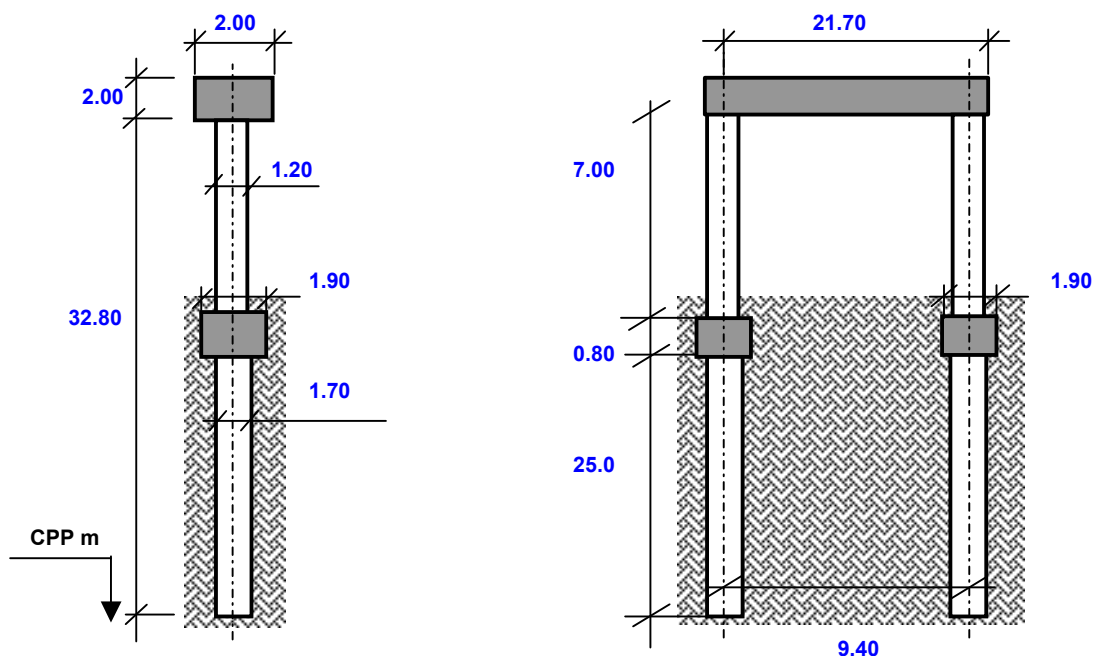
El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

Los materiales previstos en este anteproyecto son:

Hormigón Dintel:	H- 38	$\sigma'_{bk} = 380 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Columnas:	H- 38	$\sigma'_{bk} = 380 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Pilotes H-21	H- 21	$\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)

II.- INFRAESTRUCTURA

1. Geometría



N° PILOTES = 2

2. Análisis de Cargas

2.1. Cargas Permanentes (Peso propio pila)

Peso específico = 2.50 ton/m³

ELEMENTO	SECCIÓN	PESO (Ge)
	m ²	ton
Dintel	4.00	217.00
Cabezal	1.52	14.44
Columna	1.13	39.58
Pilote	2.27	283.73
Totales/Resultante	-	554.75

2.2. Cargas Provenientes de tablero

Las cargas que actúan sobre la pila corresponden 2 tramos cuya luz entre ejes de apoyos es igual a 41 m.

Las cargas indicadas en la planilla corresponden a la reacción de 1 neopreno sobre la pila.

Tipo de carga	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	96.1	-	-
Sobrecarga	74.9	-	-
Frenado	-	-	10.8
Balanceo	-	3.0	-
Viento	±3.6	3.0	-

3. Parámetros geotécnicos

Según sondeo n°12

3.1. Coeficiente de balasto horizontal

Separación entre nodos en el modelo de cálculo

li = **0.50** m

Profundidad Inicial	Profundidad Final	kh	k _{rh}
		[ton/m ³]	[ton/m]
-1.5	-4.5	250	213
-4.5	-17.0	500	425
-17.0	<-17	2000	1700

3.2. Tensiones admisibles

Tensión admisible por punta:

$\sigma_{adm.punta} =$ **200** ton/m²

Tensión admisible por fricción:

$\sigma_{adm.fricción}$ [ton/m ²]	Cota de inicio	Cota de fin	L _{Fricc.} [m]
1.0	1.5	10.0	8.5
1.5	10.0	17.0	7.0
3.0	17.0	-	8.0

3.3. Recomendaciones

Longitud mínima de pilote

L_{pil.min} = **25.00** m

Diámetro mínimo de pilote

$\emptyset_{pil.min} =$ **1.00** m

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P5 MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..6..de..19	00
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

4. Verificación de la capacidad portante de los pilotes

Carga máxima en pilote $P_{m\acute{a}x} = 668.0$ ton

Diámetro de pilote adoptado $\varnothing_{pil} = 1.70$ m

Sección del pilote $A_{pil} = 2.27$ m²

Perímetro del pilotes $Per_{pil} = 5.34$ m

Capacidad admisible $P_{adm} = \sigma_{adm.punta} \times A_{pil} + \sigma_{adm.fricción} \times Per_{pil} \times L_{Fricc.}$

$P_{adm} = 684$ ton > $P_{m\acute{a}x}$ \implies *Verifica*

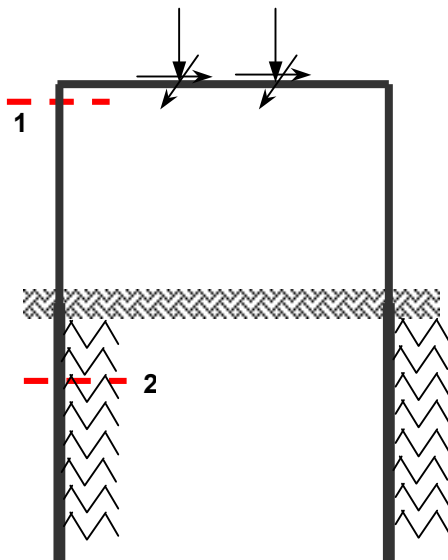
5. Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

5.1. Modelo para el cálculo electrónico

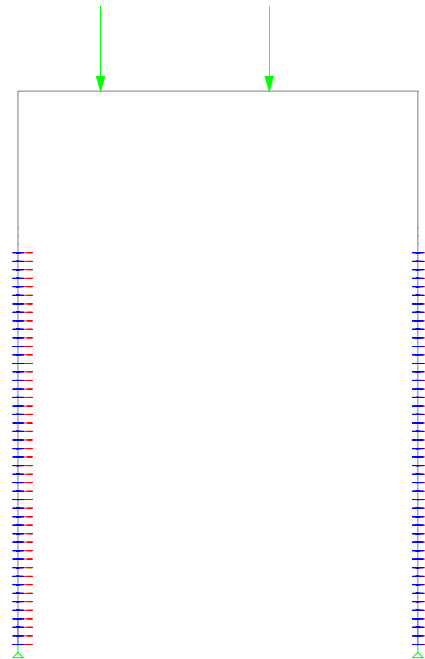
Portico espacial, mediante proceso STAAD PRO 2005.

Se considera el efecto de segundo orden mediante el método P-D.

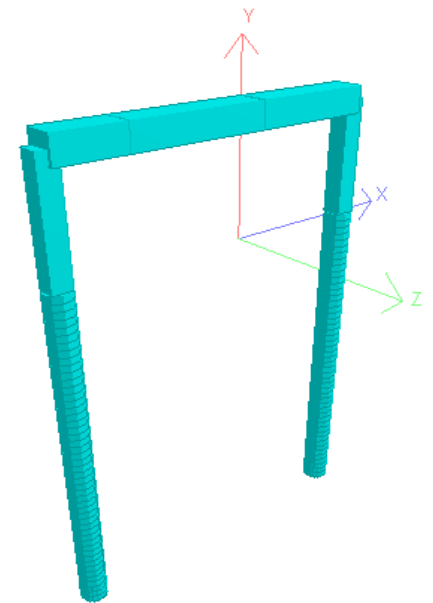
Esquema del Modelo



Vista del Modelo



Render 3D



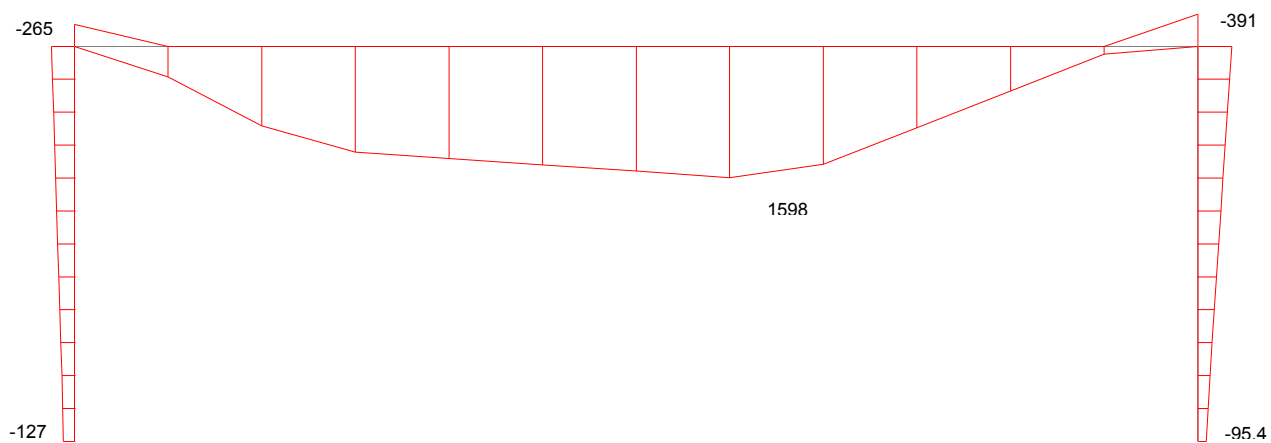
Se consideran 6 estados de carga diferentes teniendo en cuenta:

- i) Estados completos con mayor carga gravitatoria y mayor fuerza horizontal de frenado.
- ii) Estados completos con mayor carga gravitatoria y frenado contra sentido, generando torsión.
- iii) Estados de sobrecarga desbalanceada transversalmente.
- iv) Estados de sobrecarga desbalanceada longitudinalmente.
- v) Estados de sobrecarga desbalanceada transversal y longitudinalmente.
- vi) Estados de sobrecarga y frenado generando mayor torsión.

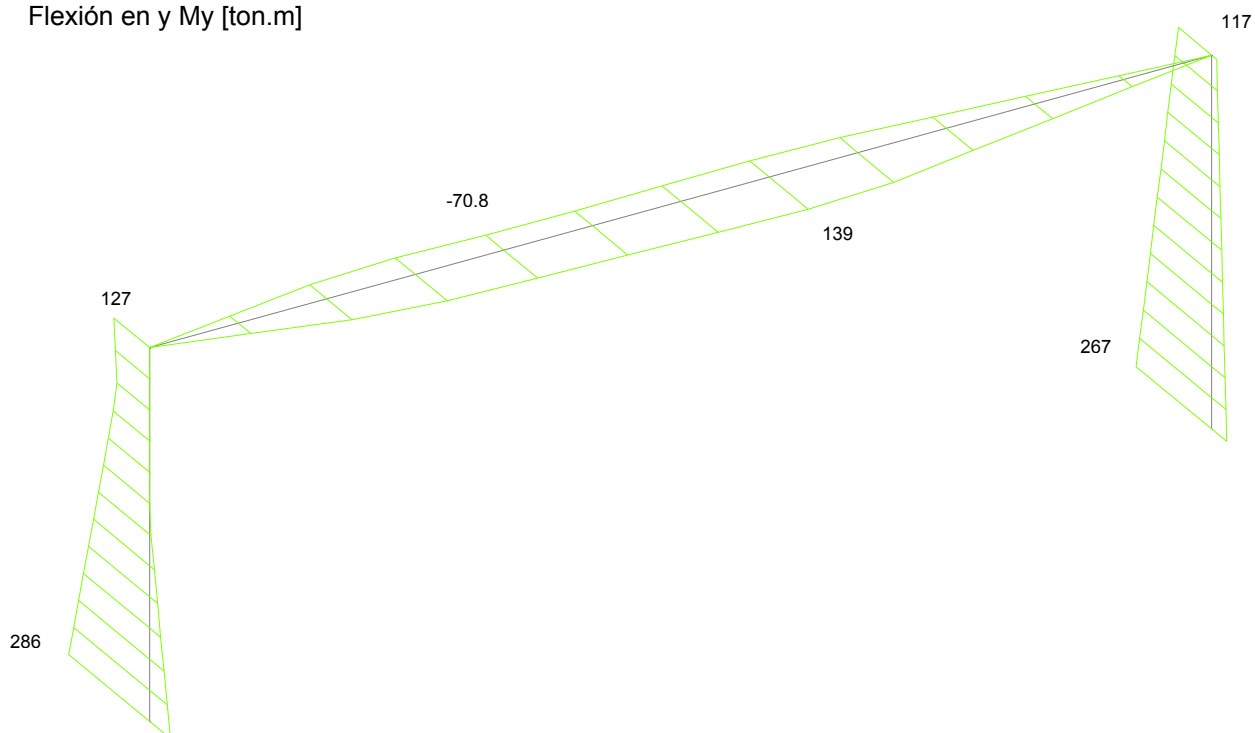
5.2. Diagramas de características envolvente obtenidos a partir del modelo de cálculo.

5.2.1 Diagrama de Características del Pórtico

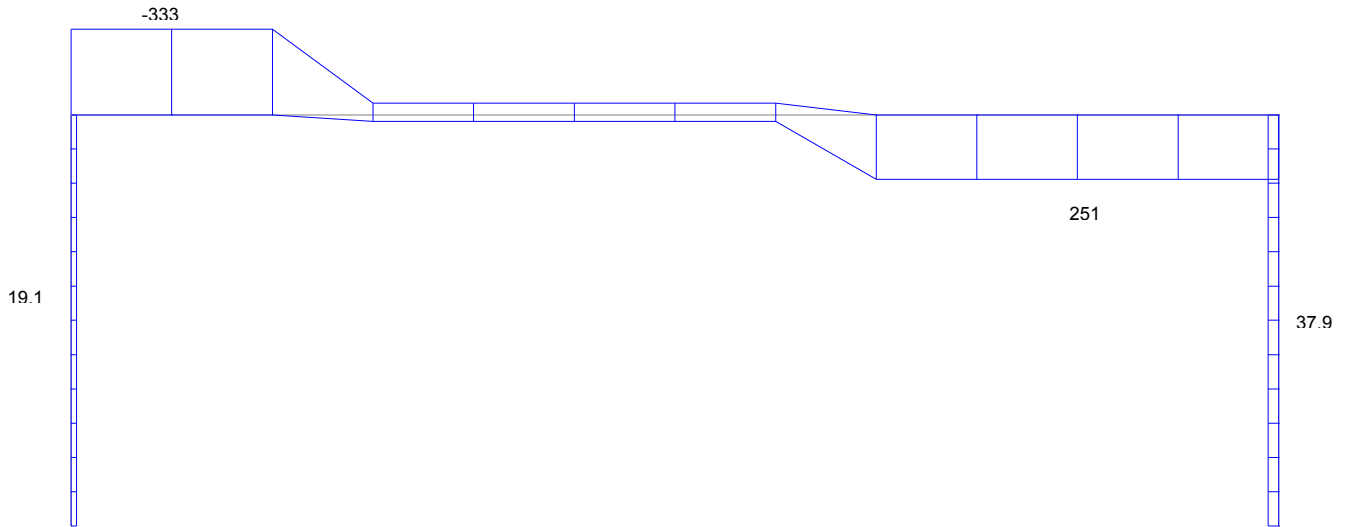
Flexión en z Mz [ton.m]



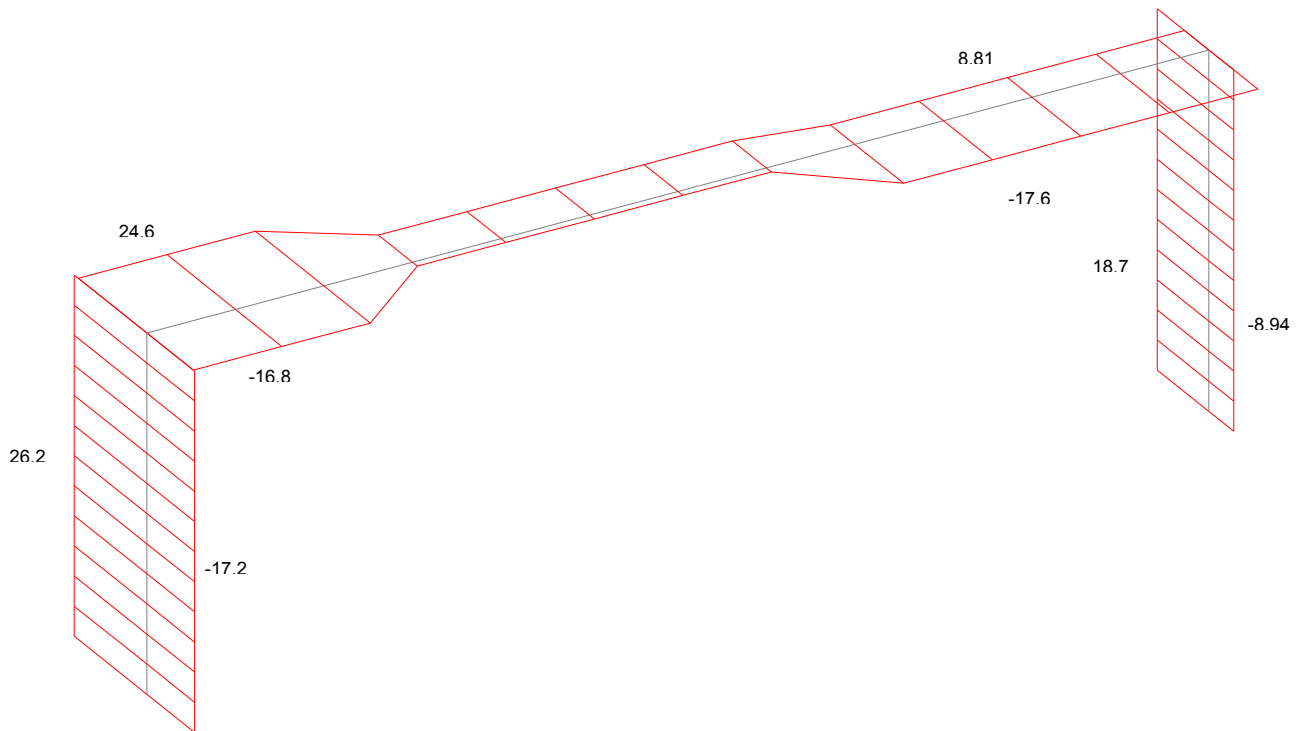
Flexión en y My [ton.m]



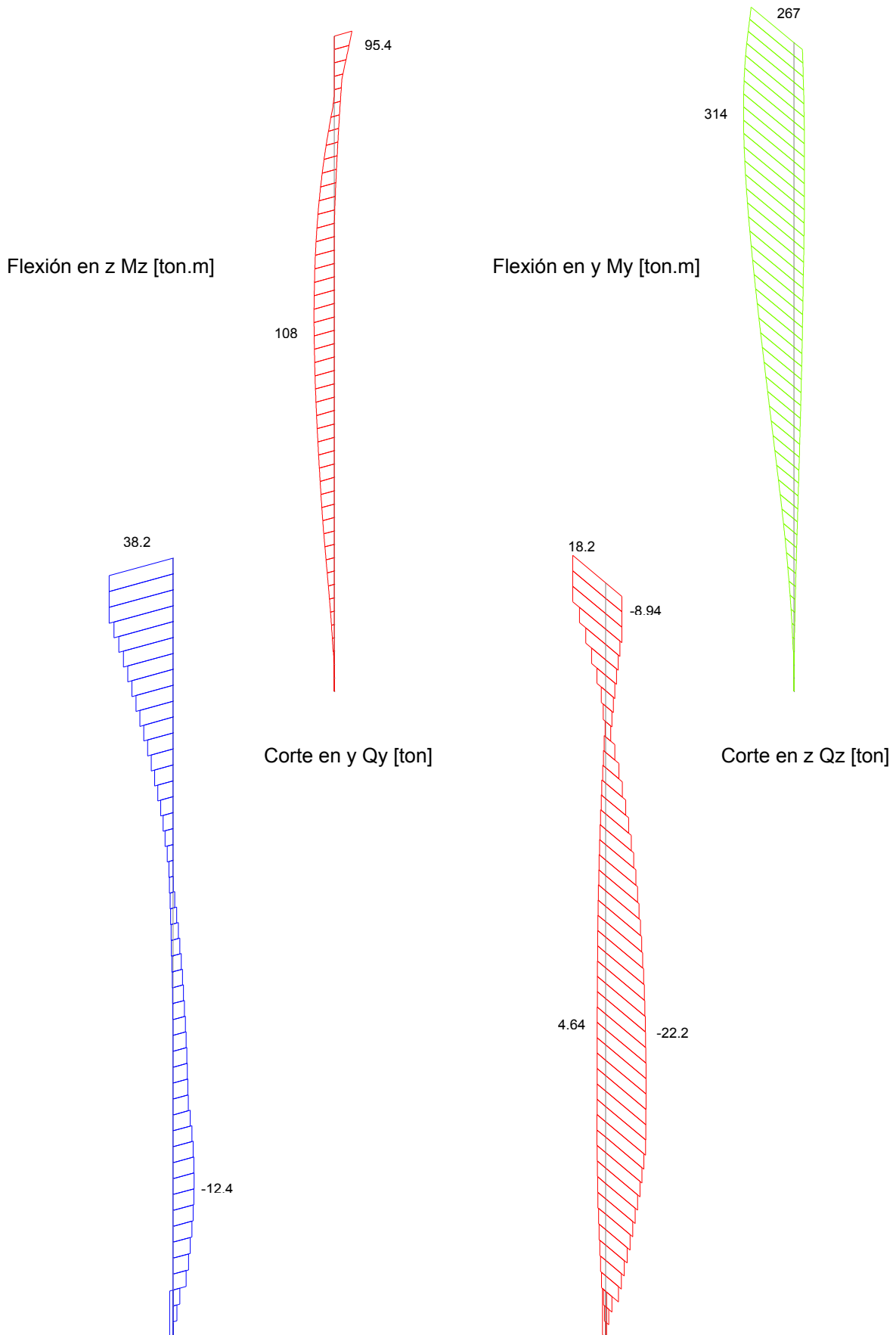
Corte en y Qy [ton]



Corte en z Qz [ton]

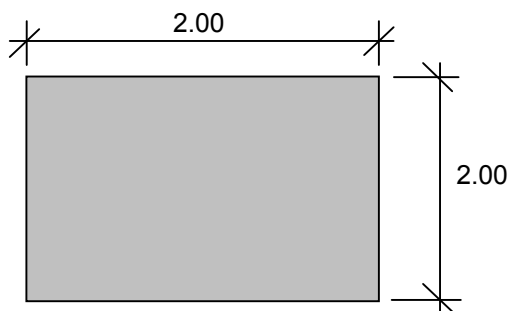


5.2.4 Diagrama de Características de los Pilotes



5.3. Viga dintel

5.3.1. Características geométricas



Altura de la sección	Ht=	2.00	m
Superficie	F=	4.00	m ²
Distancia de baricentro a fibra superior	ys=	1.00	m
Distancia de baricentro a fibra inferior	yi=	1.00	m
Momento de inercia baricéntrico	Jg=	1.33	m ⁴
Módulo resistente superior	Ws=	1.33	m ³
Módulo resistente inferior	Wi=	1.33	m ³
Momento estático	S =	1.0	m ³

5.3.2. Cálculo de sollicitaciones

Peso Propio

Sección	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.95	1
x [m]	0.0	1.1	2.2	4.3	6.5	8.7	10.9	13.0	15.2	17.4	19.5	20.6	21.7
M [ton.m]	-113	-16	70	212	314	375	395	375	314	212	70	-16	-113
Q [ton]	-94	-84	-75	-56	-37	-19	0	19	37	56	75	84	94

Carga permanente proveniente de superestructura

Sección	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.95	1
x [m]	0.0	1.1	2.2	4.3	6.5	8.7	10.9	13.0	15.2	17.4	19.5	20.6	21.7
M [ton.m]	-140	-17	107	342	393	429	464	498	382	206	39	-49	-136
Q [ton]	-112	-112	-112	-112	-16	-16	-16	-16	80	80	80	80	80

PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO FC BELGRANO SUR
PILA TIPO P5
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..12..de..19

00

Preparo : J.R.
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

Sobrecarga proveniente de superestructura

Sección	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.95	1
x [m]	0.0	1.1	2.2	4.3	6.5	8.7	10.9	13.0	15.2	17.4	19.5	20.6	21.7
M [ton.m]	-283	-33	216	692	797	868	940	1008	773	417	78	-100	-275
Q [ton]	-227	-227	-227	-227	-33	-33	-33	-33	162	162	162	162	162

5.3.3. Trazado de 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.

La posición de los cables está referida al fondo de la losa del tablero

$L = 21.70 \text{ m}$

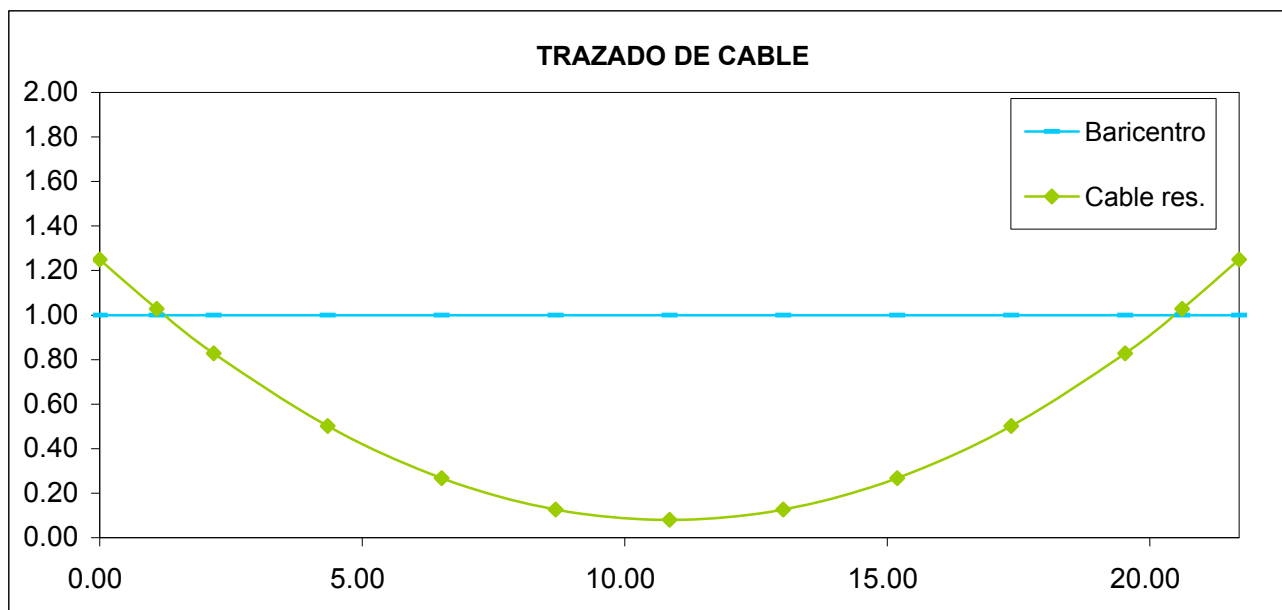
SECC.	X	EJE BAR.	CABLE RESULTANTE	
0.00	0.00	1.0000	1.2500	-0.250
0.05	1.09	1.0000	1.0277	-0.028
0.10	2.17	1.0000	0.8288	0.171
0.20	4.34	1.0000	0.5012	0.499
0.30	6.51	1.0000	0.2672	0.733
0.40	8.68	1.0000	0.1268	0.873
0.50	10.85	1.0000	0.0800	0.920
0.60	13.02	1.0000	0.1268	0.873
0.70	15.19	1.0000	0.2672	0.733
0.80	17.36	1.0000	0.5012	0.499
0.90	19.53	1.0000	0.8288	0.171
0.95	20.62	1.0000	1.0277	-0.028
1.00	21.70	1.0000	1.2500	-0.250

Constante de la parábola de 2º grado

$a = 0.00994$

$\alpha = 0.21$

Las medidas indicadas están en metros.



5.3.4. Cálculo de pérdidas por fricción

$\mu = 0.25$ $\beta = 0.007$ Parámetros adoptados

CABLE RESULTANTE $\alpha = 0.212$

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	1.085	0.02124	0.02884	0.9928
0.10	2.170	0.04248	0.05767	0.9857
0.15	3.255	0.06372	0.08651	0.9786
0.20	4.340	0.08497	0.11535	0.9716
0.25	5.425	0.10621	0.14418	0.9646
0.30	6.510	0.12745	0.17302	0.9577
0.35	7.595	0.14869	0.20186	0.9508
0.40	8.680	0.16993	0.23069	0.9440
0.45	9.765	0.19117	0.25953	0.9372
0.50	10.850	0.21241	0.28836	0.9304

Pérdidas por fricción en 0.5 L 6.96 %

5.3.5. Verificación de las tensiones normales en estado de servicio

Características Mecánicas

Hormigón Viga Pref. H-38 $E_v = 3700000 \text{ ton/m}^2$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P5 MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..14..de..19	00
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.3.6. Esfuerzo de pretensado

$N_{0\ 1er}$	=	-1306.2 ton	Pérdidas instantáneas	7.0 %
N_{∞}	=	-1160.2 ton	Pérdidas diferidas	4.2 %
			Pérdidas totales	11.2 %

Estimación acero de pretensado necesario

Tensión límite acero de pretensado (con sobretesado):	90 % x β_s =	0.90 x 17000 =	15300.00 kg/cm ²
	75 % x β_s =	0.75 x 19000 =	14250.00 kg/cm ²
Tensión límite acero de pretensado (en servicio)	85 % x β_s =	0.85 x 17000 =	14450.00 kg/cm ²
	70 % x β_s =	0.70 x 19000 =	13300.00 kg/cm ² (*)

(*) Valor límite adoptado

$$F_{ev\ nec} = 98.21\ cm^2$$

5.3.7. 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 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	-1306.2		-327	-327	-290	-290
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-1201.7	901	-901	801	-801
3	MOMENTO TESADO HIPERESTATICO						
4	TOTAL PRETENSADO (1+2+3)			575	-1228	510	-1091
5	PESO PROPIO VIGA DINTEL		374.70	-281	281	-281	281
6	TOTAL (4+5)			294	-947	229	-810
7	PESO PROPIO TABLERO		497.98	-373	373	-373	373
8	TOTAL (6+7)					-144	-436
9	SOBRECARGA		1008.12			-756	756
10	TOTAL (8+9)					-900	320

Tensiones limites según C.I.R.S.O.C. 201 (Tabla 47)	250	-1800	-1600	320
	(*) 117%	53%	56%	100%

(*) Se acepta el defecto en la tensión inicial en la fibra superior

5.3.8. Cálculo de pérdidas diferidas.

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

$$E_b = 3700000\ ton/m^2 \quad H-38$$

$$E_z = 19500000\ t/m^2 \quad \text{Acero C1900 Grado 270 Cordones 1/2"} \quad (\text{A verificar según el sistema})$$

$$n = 5.27$$

$$\phi = 1.80$$

Determinación espesor medio ficticio

$k_{ef} = 1.50$ Tabla 46 renglón 3 (CIRSOC 201)

$d_{ef} = k_{ef} \times (2 A_b / u)$

$u = 8.00$ m Perimetro de la sección expuesto al desecamiento

$d_{ef} = 1.50$

Coefficiente de retracción final $0.10 < d_m < 0.80$

$\epsilon_s \infty = -0.00020$ Tabla 45

Se estima

$t_o = 23$ días (tesado inicial)

$\epsilon_s \times E_z = -3900.00$ t/m²

$\sigma_{zV} = 0.65 \times 190000 = 123500.00$ t/m²

$\Delta\sigma_r = -3/100 \times \sigma_{zV} = -3705.00$ t/m²

$\sigma_{bv} = -290.06 + (-1201.7 \times 0.92 / 1.33) \times (1 - 11.18\%) = -1026.6$ ton/m²

$\sigma_{bg} = (374.7 + 497.98 + 497.98) \times 0.92 / 1.33 = 1297.75$ ton/m²

$\sigma_\phi = -5230.07$ ton/m²

$c_\phi = -4.23$ % **Adoptado 4.22 %**

5.3.9. Verificación a la rotura

Materiales:

Resistencia a la rotura del hormigón H-38	$\beta_r = 0,7 \times \sigma'_{bk} =$	2700	ton/m ²
Resistencia a la rotura del acero ADN-420	$\beta_s =$	42000	ton/m ²
Resistencia a la rotura del acero de pretensado	$\beta_z =$	170000	ton/m ²
Módulo de elasticidad del hormigón H-38	$E_{H^\circ} =$	3700000	ton/m ²
Módulo de elasticidad del acero ADN-420	$E_{A^\circ} =$	21000000	ton/m ²
Módulo de elasticidad del acero de pretensado	$E_{AZ^\circ} =$	19500000	ton/m ²

Geometría:

Altura de la sección	$d =$	200	cm
Ancho de la sección	$b =$	200	cm
Recubrimiento adoptado	$rec. =$	2.5	cm

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P5 MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..16..de..19	00
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

	$h'_{\text{notesa}} = \text{rec.} + \frac{\varnothing_{25}}{2} + 2da \text{ capa} =$	6.3	cm
Altura útil armadura no tesa	$h_{\text{notesa}} = d - h' =$	194	cm
	$h'_{\text{tesa}} =$	8.0	cm
Altura útil armadura tesa	$h_{\text{tesa}} =$	192	cm

Armadura adoptada

Armadura no tesa superior	13 \varnothing 25 =	63.81	cm ²
Armadura no tesa inferior	47 \varnothing 25 =	230.71	cm ²
Armadura tesa inferior		98.21	cm ²

Plano de rotura

Fibra traccionada	$\epsilon_t =$	0.500	%
Fibra comprimida	$\epsilon_c =$	0.172	%

Deformaciones

Profundidad del eje neutro	$x =$	51.3	cm
Ancho hasta deformación de 0,135%	$a =$	11.097	cm
Armadura traccionada (tesa y no tesa)	$\epsilon_{At} =$	0.48	%
Armadura comprimida	$\epsilon_{Ct} =$	0.15	%

Tensiones

Tensión en el acero no teso traccionado		42000	ton/m ²
Tensión en el acero teso traccionado		93403	ton/m ²
Tensión en el acero comprimido		31771	ton/m ²

Esfuerzos en el plano de rotura

Resultante de tracción	$T =$	1886.3	ton
Compresión en la armadura	$C1 =$	202.7	ton
Compresión en el hormigón (rectángulo)	$C2 =$	599	ton
Compresión en el hormigón (triángulo)	$C3 =$	1084	ton
Resultante de compresión	$C = C1 + C2 + C3 =$	1886.3	ton

Como C=T, verifica el plano de rotura adoptado

Brazos elásticos

Distancia al baricentro de la sección de la armadura traccionada	$z1 =$	0.94	m
Distancia al baricentro de la sección de la armadura comprimida	$z2 =$	0.94	m
Distancia al baricentro de la sección del homigón comprimido (rectángulo)	$z3 =$	0.94	m
Distancia al baricentro de la sección del homigón comprimido (triángulo)	$z4 =$	0.76	m

Momento último de la sección existente

Momento último $M_u = 3343.3$ ton.m

Momento solicitante máximo

Del modelo de cálculo $M_{m\acute{a}x} = 1881$ ton.m

Factor de seguridad

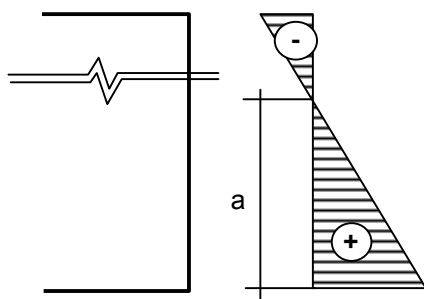
Factor de seguridad $v = M_u/M_{m\acute{a}x} = 1.78 > 1.75$

Verifica

5.3.10. Verificación a la fisuración

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}
				ton /m ²	ton /m ²	ton /m ²	ton /m ²
1	TIRO	-1306.2		-327	-327	-290	-290
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-1201.7	901	-901	801	-801
3	MOMENTO TESADO HIPERESTATICO						
4	TOTAL PRETENSADO (1+2+3)			575	-1228	510	-1091
5	PESO PROPIO VIGA DINTEL		506	-379	379	-379	379
6	TOTAL (4+5)			195	-848	131	-711
7	PESO PROPIO TABLERO		672.27			-504	504
8	TOTAL (6+7)					-373	-207
9	SOBRECARGA		1360.97			-1021	1021
10	TOTAL (8+9)					-1394	814



$$a = 813.7 / (813.7 + 1393.82) \times 200 = 0.74 \text{ m}$$

$$Abz = 1.47 \text{ m}^2$$

$$Z = 600 \text{ ton}$$

Armadura no tesa dispuesta $F_e = 231 \text{ cm}^2$ **47 Ø 25**

Tensión en el acero $\sigma = 1824 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$ **Verifica**

Verificación incremento de tensión en armadura pretensada.

$$\Delta\sigma_v = Z / (A_v + A_s) = 1823.74 \text{ kg/cm}^2$$

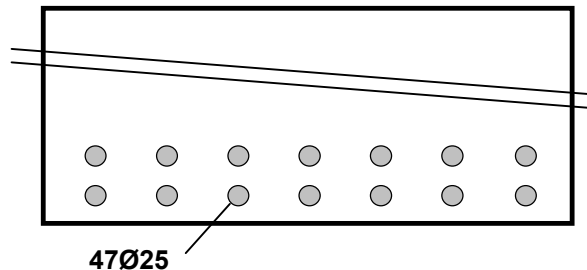
$$\sigma_v \text{ final} = 13637.41 \text{ kg/cm}^2 < \beta\sigma_v$$

Verificación diámetro límite

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

$$\mu z = 1.56 \%$$

$$d_s = 122 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Verifica fisuración}$$



5.3.11. Verificación de las tensiones principales de uso.

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

SECCIÓN	X	Q _{V+L}	Q _{T+P}	Q _{TESADO}	Ss	b	τ	σ _x	σ _I	σ _{II}	Verifica
	[m]	[ton/m ²]	[ton]	[ton]	[m ³]	[m]	[ton/m ²]	[ton/m ²]	[ton/m ²]	[ton/m ²]	
0.05	1.09	93.68	338.66	-224.55	1.000	2.00	77.92	-580.1	10.28	-590.40	Si
0.10	2.17	84.30	338.66	-199.08	1.000	2.00	83.96	-580.1	11.91	-592.02	Si
0.20	4.34	74.90	338.66	-148.67	1.000	2.00	99.33	-580.1	16.54	-596.65	Si
0.30	6.51	56.20	338.66	-98.82	1.000	2.00	111.02	-580.1	20.52	-600.63	Si
0.40	8.68	37.40	48.62	-49.32	1.000	2.00	13.76	-580.1	0.33	-580.44	Si

5.3.12. Verificación de las tensiones principales de rotura y cálculo de la armadura de corte

Armadura mínima (según tabla 42) $A_s \text{ min} > 2 \times \mu \times b = 36.00 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $\mu = 0.09 \%$ (según tabla 43)

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

$\sigma_b \text{ límite} = 320.0 \text{ ton/m}^2$ (según CIRSOC 201 - 26.12.3.1)
 $\sigma_I \text{ admisible} = 200.0 \text{ ton/m}^2$ (según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 50 a 55)
 $\sigma_{II} \text{ maxima} = 2000.0 \text{ ton/m}^2$ (según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 62 a 63)
 $\tau_r \text{ admisible} = 200.0 \text{ ton/m}^2$ (según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 50 a 55)
 $\tau_r \text{ maxima} = 800.0 \text{ ton/m}^2$ (según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 56 a 61)
 $\text{tang } \delta = (1 - \Delta\tau / \tau_r) > 0.4$ ($\Delta\tau$: 60% de los valores según tabla 47 renglon 50)

SECCION	X	σ _{inferior}	ZONA	σ _x	τ _u / τ _r	σ _I	σ _{II}	tang δ	Z	Req.Arm	fe req
	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]		[ton/m ²]	[ton/m ²]		[ton/m ²]		[ton]
0.05	1.09	-353.0	A	-580.1	199.5	62.00	-642.11	0.40	218.9	Mínima	52.12
0.10	2.17	249.4	A	-580.1	202.9	63.93	-644.04	0.40	184.8	Mínima	44.00
0.20	4.34	1369.4	B	-580.1	191.8	-	-	0.40	153.5	Minima	36.54
0.30	6.51	1707.9	B	-580.1	170.9	-	-	0.40	136.7	Minima	32.55
0.40	8.68	1928.2	B	-580.1	27.0	-	-	0.40	21.6	Minima	5.15

Se adoptan estribos 6 ramas Ø12c/15

PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO FC BELGRANO SUR
PILA TIPO P5
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..19..de..19

00

Preparo : J.R.
 Fecha : 30/10/2016
 Reviso : R.P.

5.3.13. Dimensionamiento de la armadura superior

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	$fe_{nec.}$	ϕ	Cant	fe_{adop}
Apoyo	-513	-1160	-0.02	-0.11	0.00	0.008	90.48	25	18.43	13Ø25

5.4. Columna y pilote

5.4.1. Flexión en estados de Servicio

Diámetro Columna sección 1 y 2 = **1.20** m \Rightarrow Area = 1.13 m²

Diámetro Pilote sección 3 = **1.70** m \Rightarrow Area = 2.27 m²

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	$fe_{nec.}$	ϕ	Cant	fe_{adop}
1	353	-247	0.10	-0.08	0.45	0.029	326.24	25	66.46	67Ø25
2	319	-251.0	0.05	-0.06	0.15	0.008	181.58	25	36.99	37Ø25

5.4.2. Corte en estados de Servicio

nº ramas = **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	$fe_{(rama)}$	sep	adop
1	42.26	0.00	1.20	49.82	Zona I	19.93	0.60	0.15	Ø10c/15
2	42.31	0.00	1.70	24.86	Zona I	9.94	0.42	0.15	Ø10c/15



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

INFRAESTRUCTURA - PILA TIPO A-B
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°:VFBS-PE-ES-MC-0124-01
ELAB.	J.R.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO	Hoja:..2..de..19	1
	EJECUTIVO	Preparo : M.M.	
	VIADUCTO FC BELGRANO SUR	Fecha : 07/12/2016	
	PILA TIPO 6A, 6B	Reviso : R.P.	
	MEMORIA DE CÁLCULO		

INDICE

I.- GENERALIDADES

II.- INFRAESTRUCTURA

1.- Geometría

2.- Análisis de carga

3.- Parámetros geotécnicos

4.- Verificación de la capacidad portante de los pilotes

5.- Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

	PROYECTO	Hoja:..3..de..19	1
	EJECUTIVO	Preparo : M.M.	
	VIADUCTO FC BELGRANO SUR	Fecha : 07/12/2016	
	PILA TIPO 6A, 6B	Reviso : R.P.	
	MEMORIA DE CÁLCULO		

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la pila tipo P6 del viaducto ferroviario de las vías del Belgrano Sur, en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Dicha estructura tiene como fin brindar apoyo a la estructura de soporte ferroviario (vigas), transmitiendo las cargas sobre esta hacia el suelo de fundación.

La pila es de hormigón armado *in-situ* y está compuesta por un dintel con los apoyos elastoméricos que soportan las vigas, unido mediante una única columna central a las fundaciones, formadas por un cabezal que da lugar a un pilote.

Se estudian las pilas ubicadas dentro de la estación Buenos Aires, correspondientes a secciones de superestructura SES1-SES1 (P6A típica), SES1-SES2 (P6A especial en cruce con Av. Velez Sarsfield) y S3-SES1 (P6B)

Reglamentos

El cálculo de cargas y 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.

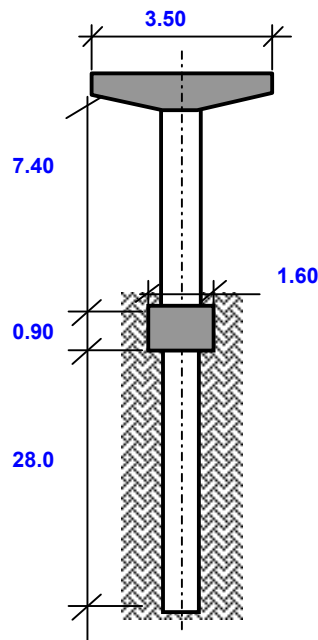
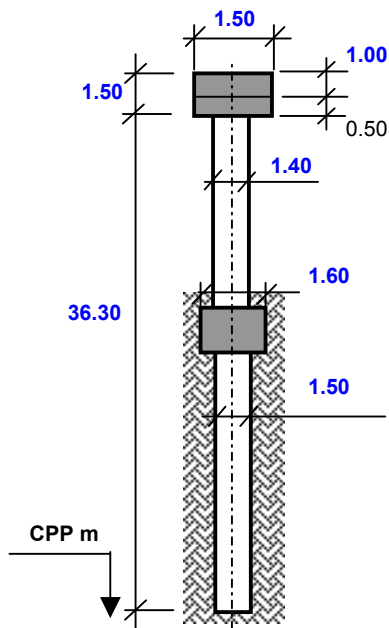
Los materiales previstos en este proyecto son:

Hormigón Superestructura:	H- 30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Pilotes H-21	H- 21	$\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)

II.- INFRAESTRUCTURA

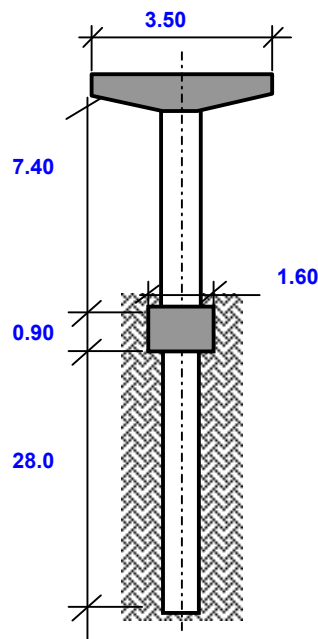
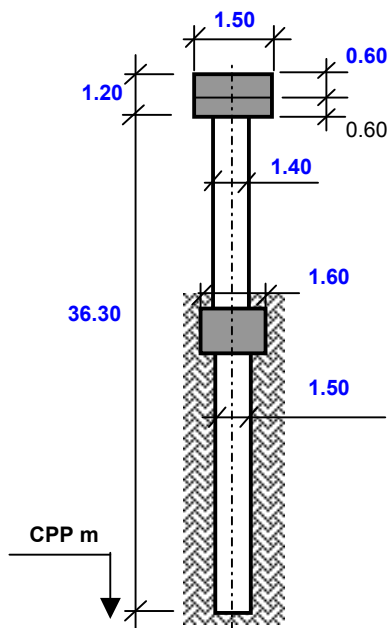
1. Geometría

Pila 6A



N° PILOTES = **1**

Pila 6B



N° PILOTES = **1**

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 6A, 6B MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..5..de..19	1
		Preparo : M.M. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

2. Análisis de Cargas

2.1. Cargas Permanentes (Peso propio pila)

Peso específico = **2.50** ton/m³

ELEMENTO	PILA 6A		PILA 6B	
	SECCIÓN	PESO (Ge)	SECCIÓN	PESO (Ge)
	m ²	ton	m ²	ton
Dintel	1.80	19.69	2.25	15.75
Cabecal	1.44	5.76	1.44	5.76
Columna	1.54	28.48	1.54	28.48
Pilote	1.77	123.70	1.77	123.70
Totales/Resultante	-	177.63	-	173.69

2.2. Cargas Provenientes de tablero

Se indican las reacciones de las distintas secciones sobre la pila correspondiente

Tipo de carga	Seccion S ES1			Seccion S ES2			Seccion S3		
	Longitud = 25 m			Longitud = 31.3 m			Longitud = 20 m		
	V	H _{transv.}	H _{long.}	V	H _{transv.}	H _{long.}	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]	[ton]	[ton]	[ton]	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	116.3	-	-	156.7	-	-	113.8	-	-
Sobrecarga	111.5	-	-	121.5	-	-	92.2	-	-
Frenado	-	-	15.30	-	-	18.24	-	-	12.70
Balanceo	-	4.30	-	-	4.97	-	-	3.60	-
Variacion de longitud	-	-	6.20	-	-	7.69	-	-	23.40
Viento	±7.79	7.40	-	±8.89	7.84	-	±7.79	6.80	-

La pila 6A típica soporta dos secciones S ES1 de 25 m de cada lado.

La pila 6A especial soporta una sección tipo S ES1 de 25 m de longitud de un lado, y una sección tipo S ES2 de 31.3 m de longitud del otro.

La pila 6B soporta una sección tipo S ES1 de 25 m de longitud de un lado, y una sección tipo S3 de 20 m de longitud del otro.

3. Parámetros geotécnicos

Según sondeo n°11

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 6A, 6B MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..6..de..19	1
		Preparo : M.M. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

3.1. Coeficiente de balasto horizontal

Separación entre nodos en el modelo de cálculo

$l_i = 0.50$ m

Profundidad Inicial	Profundidad Final	kh	k_{rh}
		[ton/m ³]	[ton/m]
-2.5	-9.0	250.00	187.50
-9.0	-13.0	200.00	150.00
-13.0	-20	500.00	375.00
-20.0	< -20	2000.00	1500.00

3.2. Tensiones admisibles

Tensión admisible por punta:

$\sigma_{adm.punta} = 200$ ton/m²

Tensión admisible por fricción:

$\sigma_{adm.fricción}$ [ton/m ²]	Cota de inicio	Cota de fin	$L_{Fricc.}$ [m]
1.0	2.5	9.0	6.5
2.0	9.0	13.0	4.0
3.0	13.0	-	15.0

0

3.3. Recomendaciones

Longitud mínima de pilote

$L_{pilmin} = 23.00$ m

Diámetro mínimo de pilote

$\emptyset_{pil.min} = 1.00$ m

4. Verificación de la capacidad portante de los pilotes

	Carga Máx. (ton)	Diámetro del pilote (m)	Sección del Pilote (m ²)	Perímetro del pilote (m)	$P_{adm(*)}$ (ton)	Verifica
P6A _T	597.5	1.50	1.77	4.71	634	Si
P6A _E	630.6	1.50	1.77	4.71	634	Si
P6 _B	578.9	1.50	1.77	4.71	634	Si

(*) $P_{adm} = \sigma_{adm.punta} \times A_{pil} + \sigma_{adm.fricción} \times Per_{pil.} \times L_{Fricc.}$

5. Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

5.1. Modelo para el cálculo electrónico

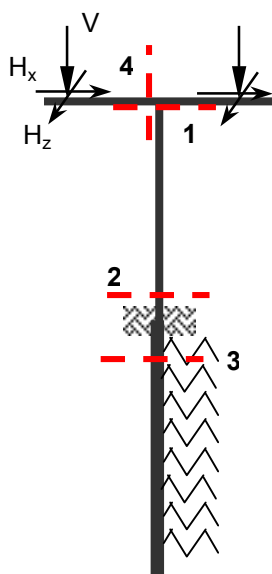
Se realiza un modelo de portico espacial, mediante proceso STAAD PRO 2005, para cada tipo de pila.
Se considera el efecto de segundo orden mediante el método P-D.

Esquema del Modelo

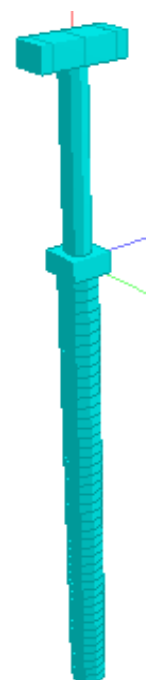
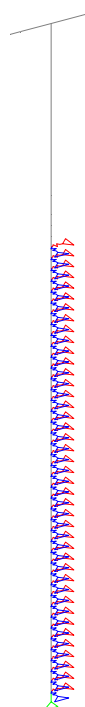
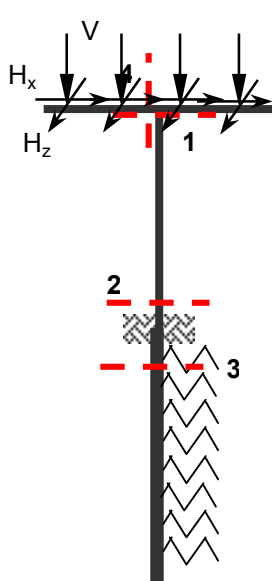
Vista del Modelo

Render 3D

Secciones S ES1, S ES2



Sección S3



Se consideran 2 estados de carga diferentes teniendo en cuenta:

- i) Estados completos con mayor carga gravitatoria y mayor fuerza horizontal de frenado.
- ii) Estados de sobrecarga desbalanceada longitudinalmente.

5.2. Diagramas de características envolvente obtenidos a partir del modelo de cálculo.

5.2.1 Diagrama de Características del Dintel

Flexión en z M_z [ton.m]

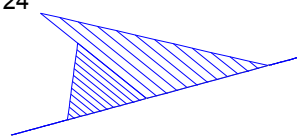
Flexión en y M_y [ton.m]

P6A típica

-376

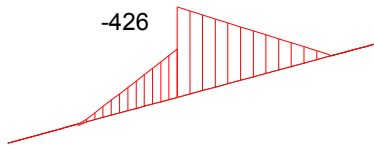


24

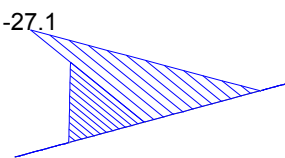


P6A especial

-426

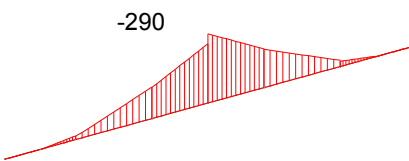


-27.1

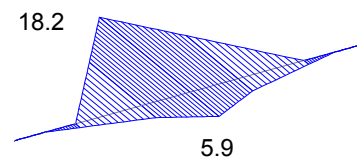


P6B

-290



18.2



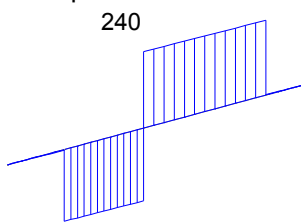
5.9

Corte en y Q_y [ton]

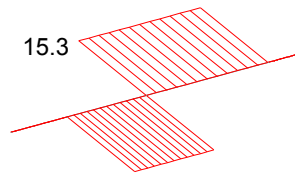
Corte en z Q_z [ton]

P6A típica

240

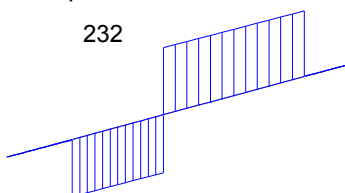


15.3

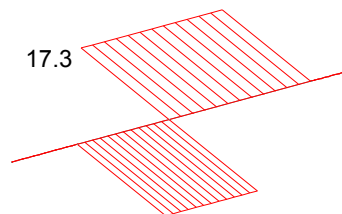


P6A especial

232

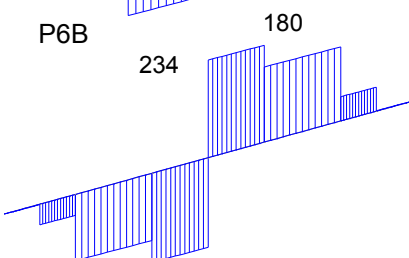


17.3

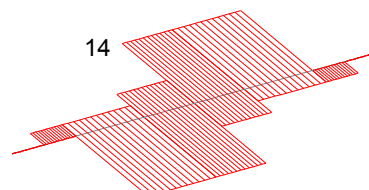


P6B

234



180

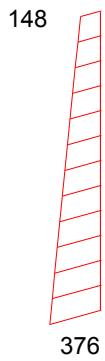


14

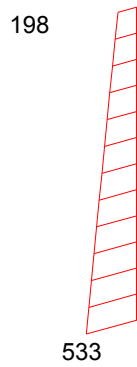
5.2.2 Diagrama de Características de la Columna

Flexión en z M_z [ton.m]

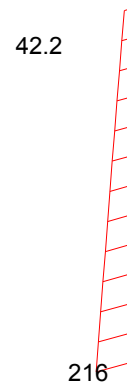
P6A típica



P6A especial

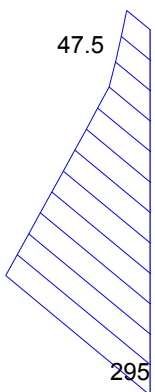


P6B

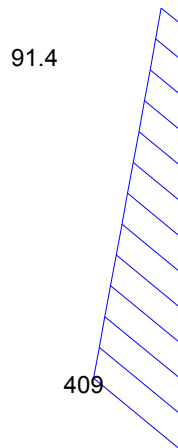


Flexión en y M_y [ton.m]

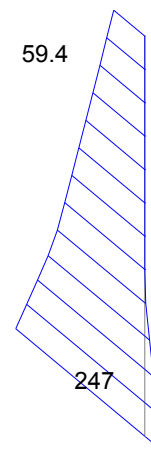
P6A típica



P6A especial

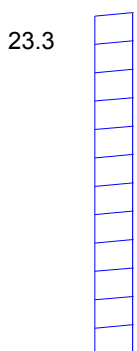


P6B



Corte en y Q_y [ton]

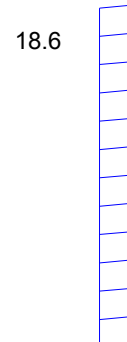
P6A típica



P6A especial



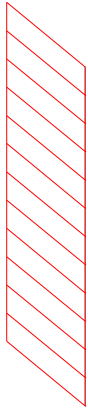
P6B



Corte en z Qz [ton]

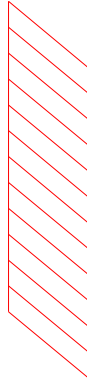
P6A típica

30.6



P6A especial

34.6



P6B

27.9



10.7

5.2.3 Diagrama de Características de los Pilotes

Flexión en z Mz [ton.m]

P6A típica

458



P6A especial

654



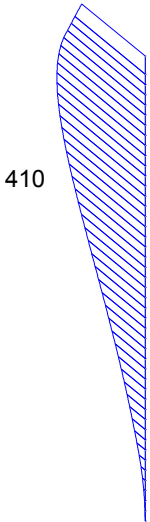
P6B

349

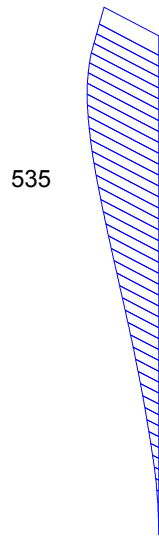


Flexión en y My [ton.m]

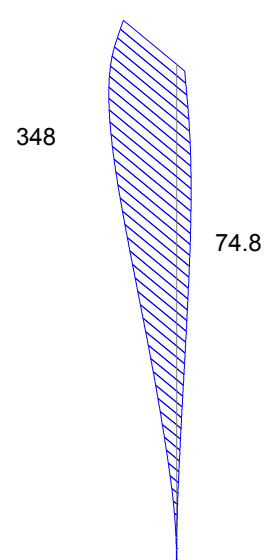
P6A típica



P6A especial

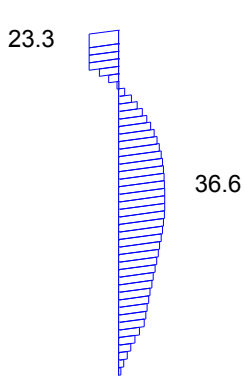


P6B

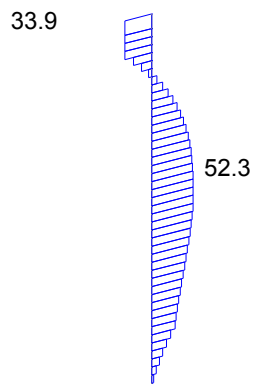


Corte en y Qy [ton]

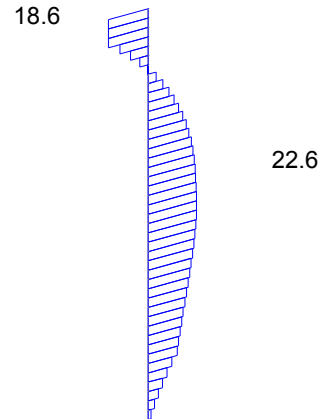
P6A típica



P6A especial

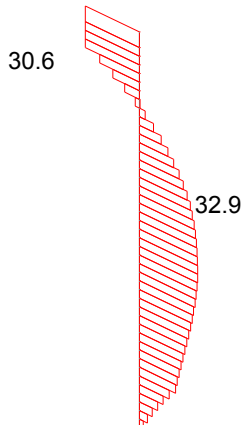


P6B

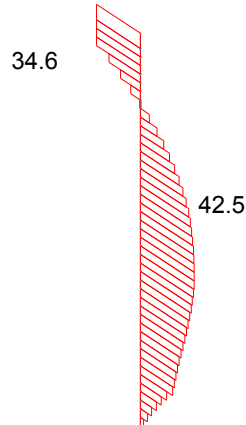


Corte en z Qz [ton]

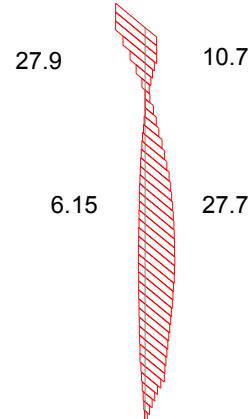
P6A típica



P6A especial



P6B



PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 6A, 6B MEMORIA DE CÁLCULO		Hoja:..12..de..19	1
		Preparo : M.M. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

5.3. Dimensionamiento Pila 6A Típica

5.3.1 Dimensionamiento del pilote y columna

Flexión en estados de Servicio

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_0	μ	$fe_{nec.}$	ϕ	Cant	fe_{adop}
1	149.0	-468	0.03	-0.13	0.00	0.008	123.09	25	25.1	27Ø25
1	117.1	-356	0.02	-0.10	0.00	0.008	123.09	25	25.1	27Ø25
2	478.4	-498	0.10	-0.14	0.40	0.022	336.31	25	68.5	70Ø25
2	286.8	-387	0.06	-0.11	0.30	0.016	252.23	25	51.4	70Ø25
3	617.2	-519	0.13	-0.17	0.60	0.025	441.56	25	90.0	90Ø25
3	352.6	-407	0.08	-0.13	0.35	0.015	257.58	25	52.5	90Ø25

Corte en estados de Servicio

nº ramas = **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	$fe_{(rama)}$	sep	adop
1/2	38.35	0.00	1.40	33.23	Zona I	13.29	0.31	0.10	Ø10c/10
3	49.15	0.00	1.50	37.10	Zona I	14.84	0.74	0.20	Ø10c/20

Torsión en estados de servicio

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_C	Fe_C rama	$\tau_C + \tau_T$	$\tau_C + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
1 / 2	8.4	15.6	1.1	ok	38.4	13.3	3.9	28.92	ok	E° Ø10 c/10cm

Armatura Longitudinal de Torsión

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\Sigma Fe_{necesaria}$ flex	$\Sigma Fe_{adoptada}$ flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
1	8.4	15.6	5.0	336.3	343.6	---
2	8.4	15.6	5.0	252.2	343.6	---

5.3.2 Dimensionamiento del Dintel

Flexión Vertical en Estado de Servicio, Verificación como Ménsula Corta

Armadura Superior

$$P = 227.80 \text{ ton}$$

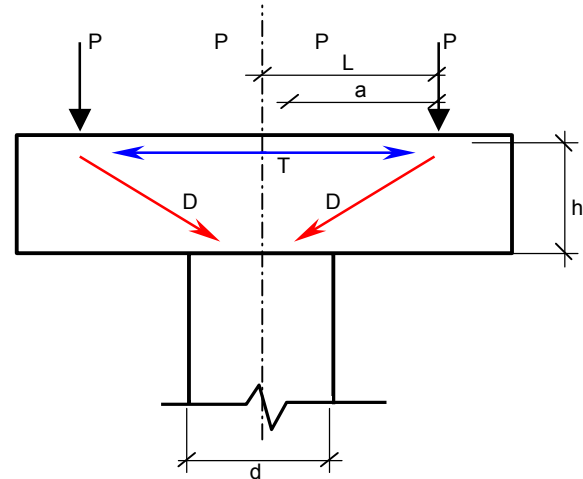
$$L = 1.57 \text{ m}$$

$$a = L - d/6 = 1.34 \text{ m}$$

$$h = 1.46 \text{ m}$$

$$T = P \times a / (0.8 \times h) = 260.7 \text{ ton}$$

$$A_s = T / \sigma_e = 108.6 \text{ cm}^2$$



Armadura adoptada 23 ϕ 25 (sup)

Verificación de Biela Comprimida

$$D = \sqrt{P^2 + T^2} = 346 \text{ ton}$$

$$\sigma_b = D / (b \times 0.2 h)$$

$$\sigma_{adm} = \beta r / 2.1$$

$$\sigma_b = 79.0 \text{ kg/cm}^2$$

<

$$\sigma_{adm} = 109.5 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica

Flexión Horizontal en Estado de Servicio, Verificación como Ménsula Corta

Armadura Lateral

$$P = 15.32 \text{ ton}$$

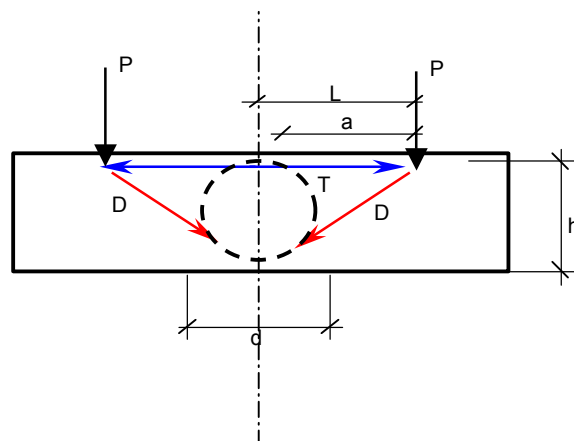
$$L = 1.57 \text{ m}$$

$$a = L - d/6 = 1.34 \text{ m}$$

$$h = 0.97 \text{ m}$$

$$T = P \times a / (0.8 \times h) = 26.4 \text{ ton}$$

$$A_s = T / \sigma_e = 11.0 \text{ cm}^2$$



Armadura adoptada 7 ϕ 20 (Lat)

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 6A, 6B MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..14..de..19	1
		Preparo : M.M. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

Verificación de Biela Comprimida

0

$$D = \sqrt{(P^2 + T^2)} = 31 \text{ ton}$$

$$\sigma_b = D / (b \times 0.2 h)$$

$$\sigma_{adm} = \beta r / 2.1$$

$$\sigma_b = 10.5 \text{ kg/cm}^2 <$$

$$\sigma_{adm} = 109.5 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica

5.4. Dimensionamiento Pila 6B

5.4.1 Dimensionamiento del pilote y columna

Flexión en estados de Servicio

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	fe _{nec.}	ϕ	Cant	fe _{adop.}
1	86.1	-411	0.02	-0.12	0.00	0.008	123.09	25	25.1	27Ø25
1	69.2	-320	0.01	-0.09	0.00	0.008	123.09	25	25.1	27Ø25
2	318.4	-442	0.06	-0.12	0.15	0.008	126.11	25	25.7	27Ø25
2	289.3	-347	0.06	-0.10	0.15	0.008	126.11	25	25.7	27Ø25
3	410.3	-462	0.11	-0.17	0.35	0.015	224.38	25	45.7	90Ø25
3	398.3	-368	0.11	-0.14	0.35	0.015	224.38	25	45.7	90Ø25

Corte en estados de Servicio

n° ramas = **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	adop
1/2	30.30	0.00	1.40	26.26	Zona I	10.50	0.25	0.10	Ø10c/10
3	32.61	0.00	1.50	24.62	Zona I	9.85	0.49	0.20	Ø10c/20

Torsión en estados de servicio

SECCION	M _T	τ_T	Fe _T	$\tau_T < \tau_{o2}$	Q	τ_c	Fe _c rama	$\tau_c + \tau_T$	$\tau_c + \tau_T < 1.3\tau_{o2}$	Estribo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
1 / 2	9.5	17.7	1.3	ok	30.3	10.5	3.1	28.15	ok	E° Ø10 c/10cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	MT	τ_T	Fe_T	$\Sigma Fe_{necesaria}$ flex	$\Sigma Fe_{adoptada}$ flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
1	9.5	17.7	5.7	126.1	132.5	---
2	9.5	17.6	5.7	126.1	132.5	---

5.4.2 Dimensionamiento del Dintel

Flexión Vertical en Estado de Servicio, Verificación como Ménsula Corta

Armadura Superior

$P = 178.13$ ton

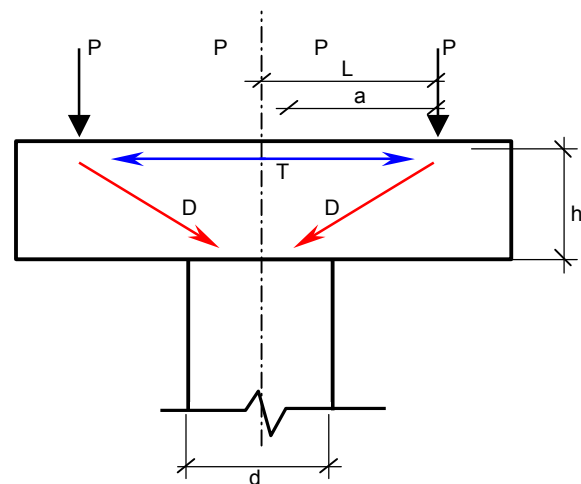
$L = 1.60$ m

$a = L - d/6 = 1.37$ m

$h = 1.17$ m

$T = P \times a / (0.8 \times h) = 260.1$ ton

$As = T / \sigma_e = 108.4$ cm²



Armadura adoptada 23 ϕ 25 (sup)

Verificación de Biela Comprimida

$D = \sqrt{P^2 + T^2} = 315$ ton

$\sigma_b = D / (b \times 0.2 h)$

$\sigma_{adm} = \beta r / 2.1$

$\sigma_b = 89.8$ kg/cm² <

$\sigma_{adm} = 109.5$ kg/cm²

Verifica

Flexión Horizontal en Estado de Servicio, Verificación como Ménsula Corta

Armadura Lateral

$P = 11.29$ ton

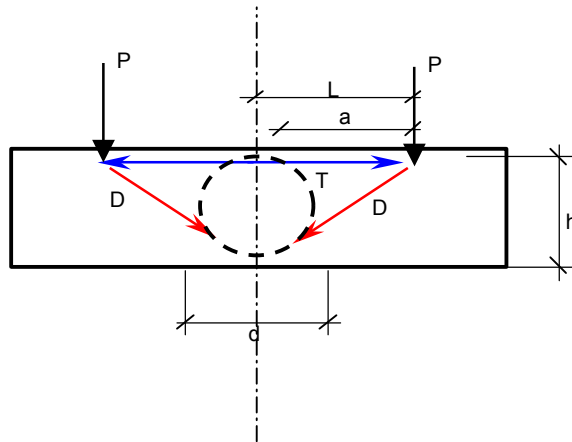
$L = 1.57$ m

$a = L - d/6 = 1.34$ m

$h = 0.97$ m

$T = P \times a / (0.8 \times h) = 19.4$ ton

$A_s = T / \sigma_e = 8.1$ cm²



Armadura adoptada 7 φ 20 (lat)

Verificación de Biela Comprimida

$D = \sqrt{P^2 + T^2} = 22$ ton

$\sigma_b = D / (b \times 0.2 h)$

$\sigma_{adm} = \beta r / 2.1$

$\sigma_b = 7.7$ kg/cm²

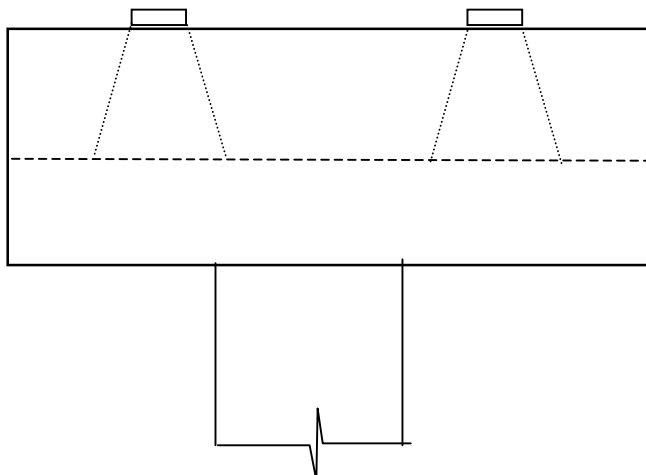
<

$\sigma_{adm} = 109.5$ kg/cm²

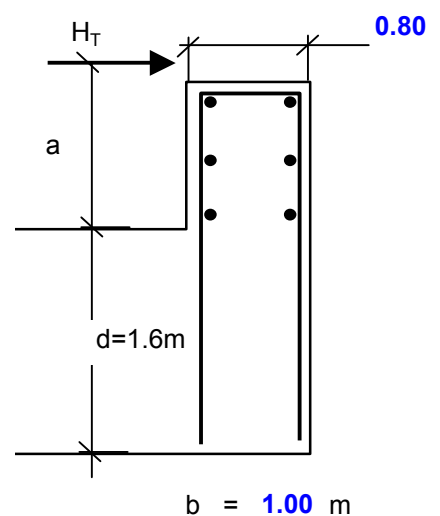
Verifica

5.4.3 Dimensionamiento del Apoyo de la Sección S1 en el Dintel

Vista Frontal



Vista Lateral



$H = 7.65$ ton Esfuerzo de frenado sobre 1 apoyo

$H = 7.65$ ton/m Esfuerzo de frenado distribuido

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 6A, 6B MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..17..de..19	1
		Preparo : M.M. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.	

$$a = 1 \text{ m}$$

$$z = 0.61 \text{ m}$$

$$Z = 12.50 \text{ ton/m}$$

$$Fe = 2.98 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Adoptado: } \phi \text{ 12 c/ 15 cm} = 7.54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificación de la biela comprimida:

$$\sigma_b = 168.057 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{admisible}} = 1095.24 \text{ ton/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Verifica}$$

5.5. Dimensionamiento Pila 6A Especial

5.5.1 Dimensionamiento del pilote y columna

Flexión en estados de Servicio

$$\text{Diámetro Columna sección 1 y 2} = 1.40 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{Area} = 1.539 \text{ m}^2$$

$$\text{Diámetro Pilote sección 3} = 1.50 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{Area} = 1.766 \text{ m}^2$$

0	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	$fe_{\text{nec.}}$	ϕ	Cant	fe_{adop}
1	84.3	-500	0.02	-0.14	0.00	0.008	123.09	25	25.1	27Ø25
1	110.7	-404	0.02	-0.11	0.00	0.008	123.09	25	25.1	27Ø25
2	540.1	-531	0.11	-0.15	0.45	0.025	378.34	25	77.1	79Ø25
2	552.4	-434	0.11	-0.12	0.45	0.025	378.34	25	77.1	79Ø25
3	729.7	-440	0.16	-0.14	0.75	0.031	551.95	25	112.4	112Ø25
3	720.9	-522	0.16	-0.17	0.75	0.031	551.95	25	112.4	112Ø25

Corte en estados de Servicio

nº ramas = 2

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	adop
1/2	48.44	0.00	1.40	41.98	Zona I	16.79	0.39	0.10	Ø10c/10
3	57.96	0.00	1.50	43.75	Zona I	17.50	0.66	0.15	Ø10c/15

Torsión en estados de servicio

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_C	$Fe_{c\text{ rama}}$	$\tau_c + \tau_T$	$\tau_c + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
1 / 2	9.5	17.7	1.3	ok	48.4	16.8	4.9	34.44	ok	E° Ø10 c/10cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	MT	τ_T	Fe_T	$\Sigma Fe_{necesaria\ flex}$	$\Sigma Fe_{adoptada\ flex}$	$Fe\ a\ agregar$
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
1	9.5	17.7	5.7	378.3	387.8	---
2	9.5	17.6	5.7	378.3	387.8	---

5.5.2 Dimensionamiento del Dintel

Flexión Vertical en Estado de Servicio, Verificación como Ménsula Corta

Armadura Superior

$$P = \mathbf{251.63} \text{ ton}$$

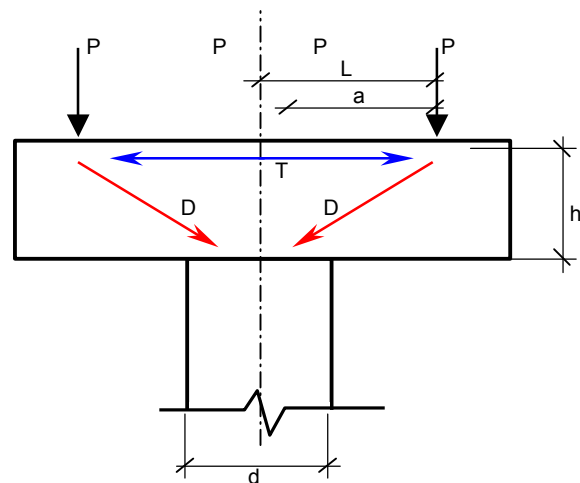
$$L = \mathbf{1.60} \text{ m}$$

$$a = L - d/6 = 1.37 \text{ m}$$

$$h = \mathbf{1.46} \text{ m}$$

$$T = P \times a / (0.8 \times h) = 294.4 \text{ ton}$$

$$As = T / \sigma_e = 122.7 \text{ cm}^2$$



Armadura adoptada 26 φ 25 (sup)

Verificación de Biela Comprimida

$$D = \sqrt{P^2 + T^2} = 387 \text{ ton}$$

$$\sigma_b = D / (b \times 0.2 h)$$

$$\sigma_{adm} = \beta r / 2.1$$

$$\sigma_b = 88.4 \text{ kg/cm}^2 <$$

$$\sigma_{adm} = 109.5 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica

Flexión Horizontal en Estado de Servicio, Verificación como Ménsula Corta

Armadura Lateral

$P = 17.30 \text{ ton}$

$L = 1.57 \text{ m}$

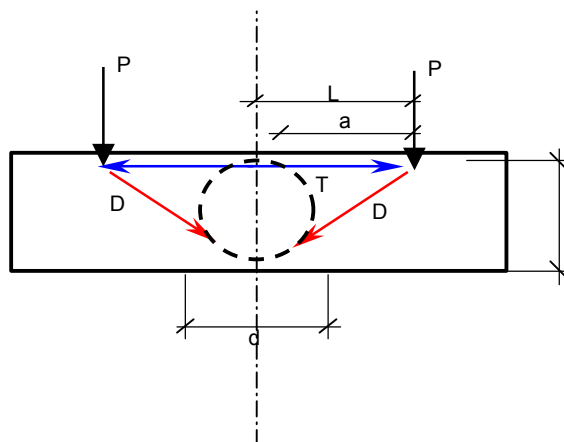
$a = L - d/6 = 1.34 \text{ m}$

0

$h = 0.97 \text{ m}$

$T = P \times a / (0.8 \times h) = 29.8 \text{ ton}$

$A_s = T / \sigma_e = 12.4 \text{ cm}^2$



Armadura adoptada 7 ϕ 20 (lat)

Verificación de Biela Comprimida

$D = \sqrt{P^2 + T^2} = 34 \text{ ton}$

$\sigma_b = D / (b \times 0.2 h)$

$\sigma_{adm} = \beta r / 2.1$

$\sigma_b = 11.8 \text{ kg/cm}^2 <$

$\sigma_{adm} = 109.5 \text{ kg/cm}^2$

Verifica



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

INFRAESTRUCTURA - PILA TIPO C-D
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	F.O.	ESCALAS : -	FECHA: 07/12/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0125-00
ELAB.	M.M.			
APROB.	R.P.			

	<p>PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 6C, 6D MEMORIA DE CÁLCULO</p>	<p>Hoja:..2..de..18</p>	<p>00</p>
		<p>Preparo : M.M.</p>	
		<p>Fecha : 07/12/2016</p>	
		<p>Reviso : R.P.</p>	

INDICE

I.- GENERALIDADES

II.- INFRAESTRUCTURA

1.- Geometría

2.- Análisis de carga

3.- Parámetros geotécnicos

4.- Verificación de la capacidad portante de los pilotes

5.- Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 6C, 6D MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..18	00
		Preparo :	M.M.
		Fecha :	07/12/2016
		Reviso :	R.P.

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la pila tipo P6 del viaducto ferroviario de las vías del Belgrano Sur, en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Dicha estructura tiene como fin brindar apoyo a la estructura de soporte ferroviario (vigas), transmitiendo las cargas sobre esta hacia el suelo de fundación.

La pila es de hormigón armado *in-situ* y está compuesta por un dintel con los apoyos elastoméricos que soportan las vigas, unido mediante una única columna central a las fundaciones, formadas por un cabezal que da lugar a un pilote.

Se estudian las pilas ubicadas dentro de la estación Buenos aires, correspondientes a secciones de superestructura SES3-SES3 (P6C típica), SES3-SES4 (P6C especial) y SES3-S3 (P6D)

Reglamentos

El cálculo de cargas y 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.

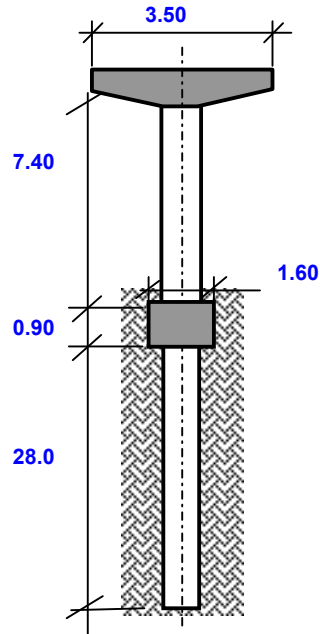
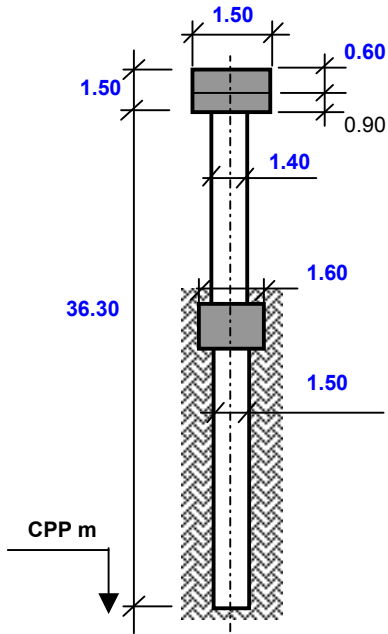
Los materiales previstos en este proyecto son:

Hormigón Superestructura:	H- 30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Pilotes H-21	H- 21	$\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)

II.- INFRAESTRUCTURA

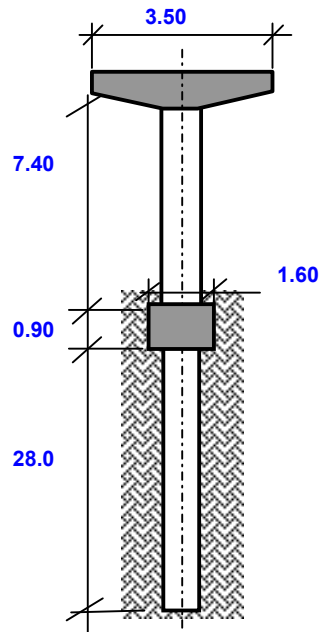
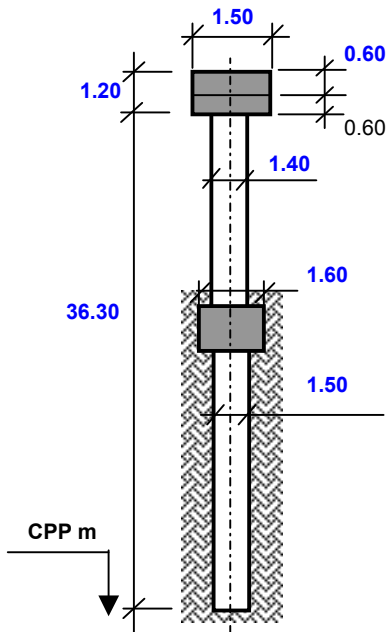
1. Geometría

Pila 6C



Nº PILOTES = 1

Pila 6D



Nº PILOTES = 1

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 6C, 6D MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..5..de..18 00
		Preparo : M.M. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.

2. Análisis de Cargas

2.1. Cargas Permanentes (Peso propio pila)

Peso específico = **2.50** ton/m³

ELEMENTO	PILA 6C		PILA 6D	
	SECCIÓN	PESO (Ge)	SECCIÓN	PESO (Ge)
	m ²	ton	m ²	ton
Dintel	2.25	19.69	1.80	15.75
Cabezal	1.44	5.76	1.44	5.76
Columna	1.54	28.48	1.54	28.48
Pilote	1.77	123.70	1.77	123.70
Totales/Resultante	-	177.63	-	173.69

2.2. Cargas Provenientes de tablero

Se indican las reacciones de las distintas secciones sobre la pila correspondiente

Tipo de carga	Seccion S ES3 Longitud = 25 m			Seccion S ES3 Longitud = 22 m		
	V	H _{transv.}	H _{long.}	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	115.1	-	-	102.8	-	-
Sobrecarga	113.4	-	-	85.1	-	-
Frenado	-	-	15.30	-	-	11.79
Balaceo	-	4.30	-	-	3.16	-
Variacion de longitud	-	-	12.40	-	-	10.78
Viento	±7.26	6.90	-	±7.3	6.50	-

Tipo de carga	Sección S ES4 Longitud = 31.3			Sección S3 Longitud = 20		
	V	H _{transv.}	H _{long.}	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	152.7	-	-	113.8	-	-
Sobrecarga	121.5	-	-	92.9	-	-
Frenado	-	-	18.24	-	-	12.70
Balaceo	-	4.97	-	-	3.60	-
Variacion de longitud	-	-	15.38	-	-	23.40
Viento	±10.3	9.21	-	±7.79	6.80	-

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 6C, 6D MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..6..de..18 00
		Preparo : M.M. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.

La pila 6C típica soporta dos secciones S ES3 de 25 m de cada lado.

La pila 6C especial soporta una sección tipo S ES3 de 22 m de longitud de un lado, y una sección tipo S ES4 de 31.3 m de longitud del otro.

La pila 6D soporta una sección tipo S ES3 de 25 m de longitud de un lado, y una sección tipo S3 de 20 m de longitud del otro.

3. Parámetros geotécnicos

Según sondeo n°11

3.1. Coeficiente de balasto horizontal

Separación entre nodos en el modelo de cálculo

$l_i = 0.50$ m

Profundidad Inicial	Profundidad Final	kh	k_{rh}
		[ton/m ³]	[ton/m]
-2.5	-9.0	250.00	187.50
-9.0	-13.0	200.00	150.00
-13.0	-20	500.00	375.00
-20.0	< -20	2000.00	1500.00

3.2. Tensiones admisibles

Tensión admisible por punta:

$\sigma_{adm.punta} = 200$ ton/m²

Tensión admisible por fricción:

$\sigma_{adm.fricción}$ [ton/m ²]	Cota de inicio	Cota de fin	$L_{Fricc.}$ [m]
1.0	2.5	9.0	6.5
2.0	9.0	13.0	4.0
3.0	13.0	-	15.0

3.3. Recomendaciones

Longitud mínima de pilote

$L_{pil.mín} = 23.00$ m

Diámetro mínimo de pilote

$\varnothing_{pil.mín} = 1.00$ m

4. Verificación de la capacidad portante de los pilotes

	Carga Máx. (ton)	Diámetro del pilote (m)	Sección del Pilote (m ²)	Perímetro del pilote (m)	$P_{adm(*)}$ (ton)	Verifica
P6A _T	597.5	1.50	1.77	4.71	634	Si
P6A _E	630.6	1.50	1.77	4.71	634	Si
P6 _B	578.9	1.50	1.77	4.71	634	Si

(*) $P_{adm} = \sigma_{adm.punta} \times A_{pil} + \sigma_{adm.fricción} \times Per_{pil} \times L_{Fricc.}$

5. Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

5.1. Modelo para el cálculo electrónico

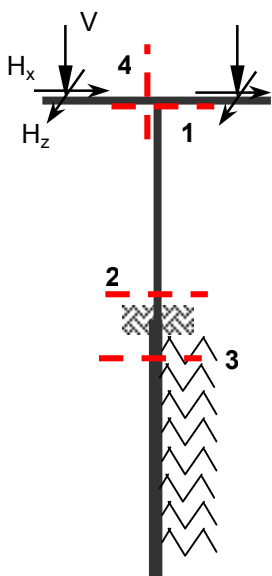
Se realiza un modelo de portico espacial, mediante proceso STAAD PRO 2005, para cada tipo de pila.
Se considera el efecto de segundo orden mediante el método P-D.

Esquema del Modelo

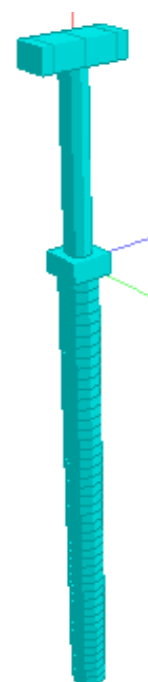
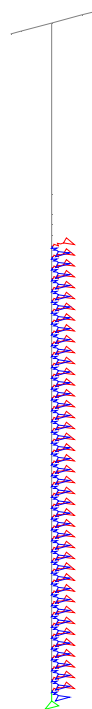
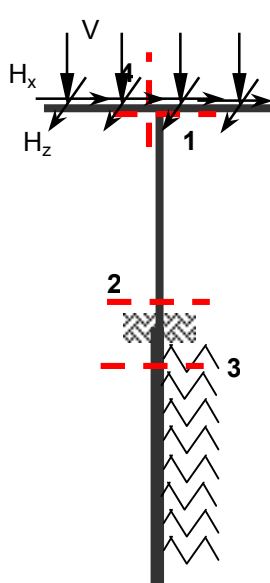
Vista del Modelo

Render 3D

Secciones S ES3, S ES4



Sección S3



Se consideran 2 estados de carga diferentes teniendo en cuenta:

- Estados completos con mayor carga gravitatoria y mayor fuerza horizontal de frenado.
- Estados de sobrecarga desbalanceada longitudinalmente.

5.2. Diagramas de características envolvente obtenidos a partir del modelo de cálculo.

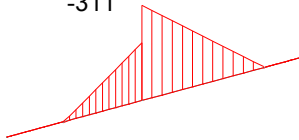
5.2.1 Diagrama de Características del Dintel

Flexión en z M_z [ton.m]

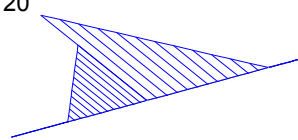
Flexión en y M_y [ton.m]

P6C típica

-311



20

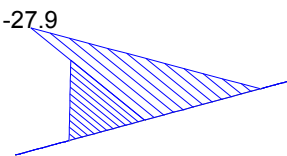


P6C especial

-338

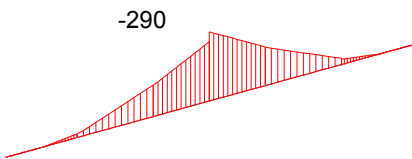


-27.9

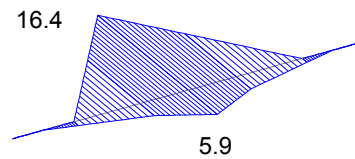


P6D

-290



16.4

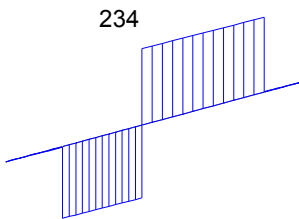


Corte en y Q_y [ton]

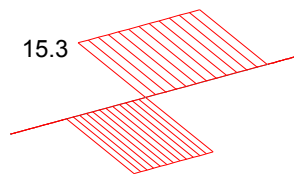
Corte en z Q_z [ton]

P6C típica

234

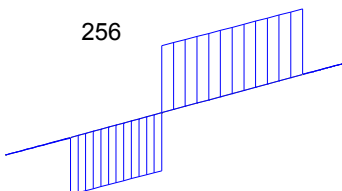


15.3

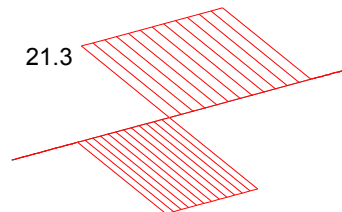


P6C especial

256



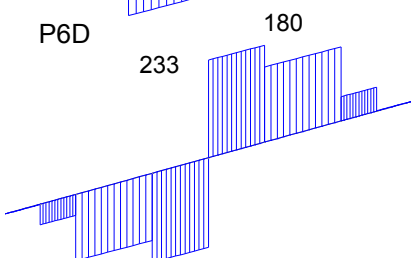
21.3



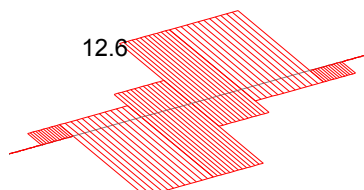
P6D

233

180



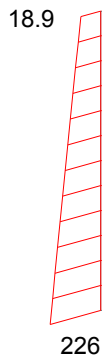
12.6



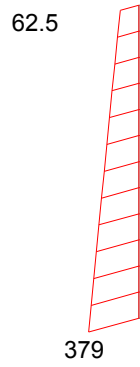
5.2.2 Diagrama de Características de la Columna

Flexión en z Mz [ton.m]

P6C típica



P6C especial

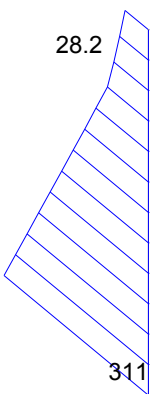


P6D

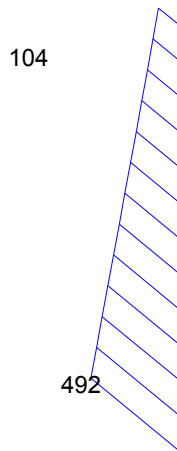


Flexión en y My [ton.m]

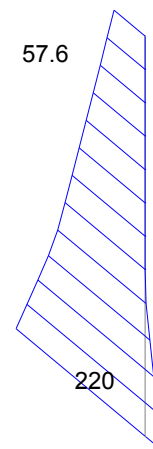
P6C típica



P6C especial

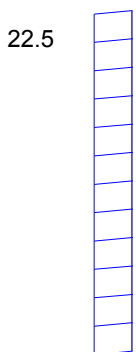


P6D

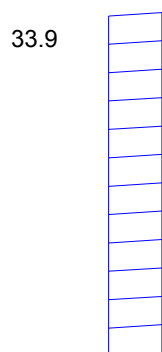


Corte en y Qy [ton]

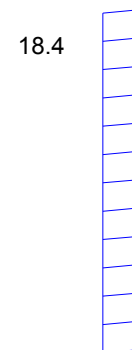
P6C típica



P6C especial



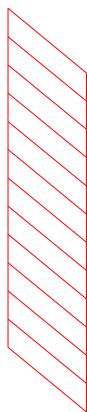
P6D



Corte en z Qz [ton]

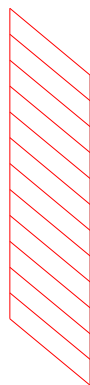
P6C típica

30.6



P6C especial

42.6



P6D

25.3



10.7

5.2.3 Diagrama de Características de los Pilotes

Flexión en z Mz [ton.m]

P6C típica

304



P6C especial

506



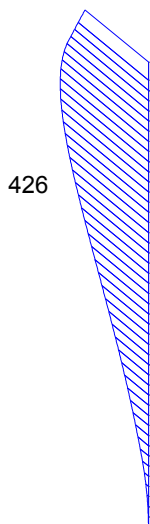
P6D

280

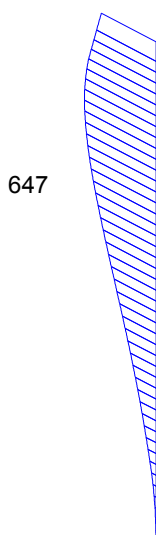


Flexión en y My [ton.m]

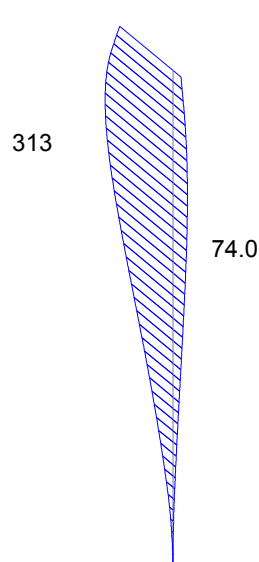
P6C típica



P6C especial

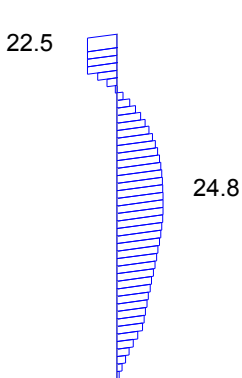


P6D

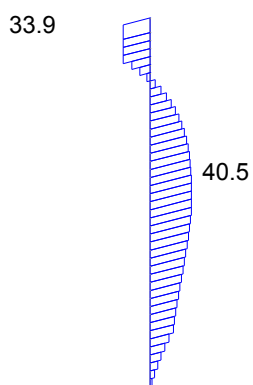


Corte en y Qy [ton]

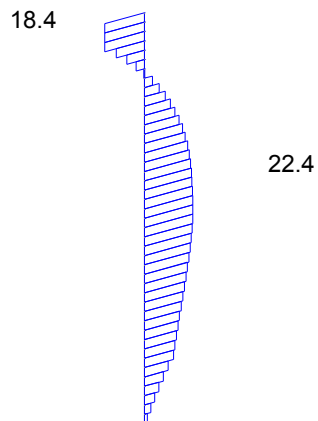
P6C típica



P6C especial

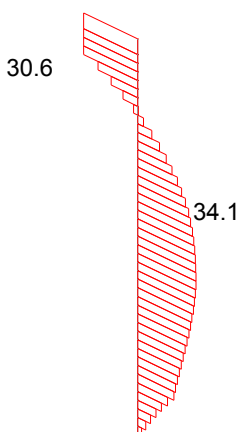


P6D

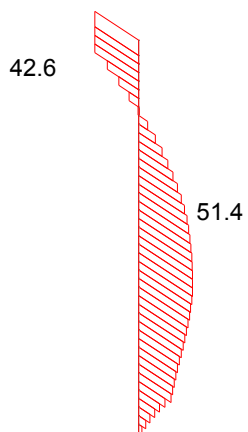


Corte en z Qz [ton]

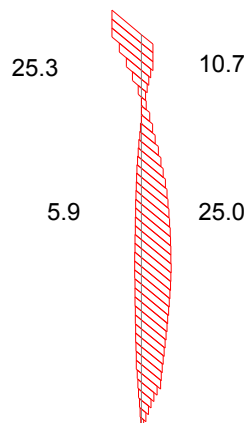
P6C típica



P6C especial



P6D



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 6C, 6D MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..12..de..18 00
		Preparo : M.M. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.

5.3. Dimensionamiento Pila 6C Típica

5.3.1 Dimensionamiento del pilote y columna

Flexión en estados de Servicio

Diámetro Columna sección 1 y 2 = **1.40** m \Rightarrow Area = 1.539 m²

Diámetro Pilote sección 3 = **1.50** m \Rightarrow Area = 1.766 m²

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	fe nec.	ϕ	Cant	fe adop
1	62.9	-471	0.01	-0.13	0.00	0.008	123.09	25	25.1	25Ø25
1	23.9	-358	0.00	-0.10	0.00	0.008	123.09	25	25.1	25Ø25
2	384.5	-499	0.08	-0.14	0.30	0.016	252.23	25	51.4	52Ø25
2	152.0	-385	0.03	-0.11	0.00	0.008	123.09	25	25.1	52Ø25
3	527.1	-519	0.11	-0.17	0.45	0.019	331.17	25	67.5	90Ø25
3	222.1	-408	0.05	-0.13	0.10	0.008	141.30	25	28.8	90Ø25

Corte en estados de Servicio

nº ramas = **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	adop
1/2	38.00	0.00	1.40	32.93	Zona I	13.17	0.31	0.10	Ø10c/10
3	42.22	0.00	1.50	31.87	Zona I	12.75	0.64	0.20	Ø10c/20

Torsión en estados de servicio

SECCION	M _T	τ_T	Fe _T	$\tau_T < \tau_{o2}$	Q	τ_C	Fe _C rama	$\tau_C + \tau_T$	$\tau_C + \tau_T < 1.3\tau_{o2}$	Estribo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
1 / 2	0.0	0.0	0.0	ok	38.0	13.2	3.8	13.17	ok	Eº Ø10 c/10cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	MT	τ_T	Fe _T	Σ Fe necesaria flex	Σ Fe adoptada flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
1	0.0	0.0	0.0	252.2	255.3	---
2	0.0	0.0	0.0	123.1	255.3	---

5.3.2 Dimensionamiento del Dintel

Flexión Vertical en Estado de Servicio, Verificación como Ménsula Corta

Armadura Superior

$$P = 228.46 \text{ ton}$$

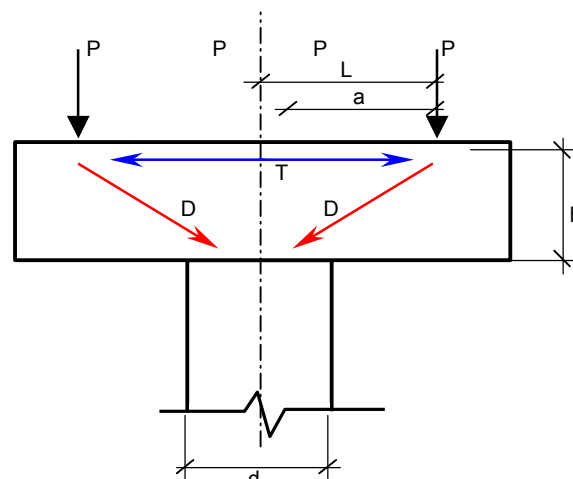
$$L = 1.51 \text{ m}$$

$$a = L - d/6 = 1.51 \text{ m}$$

$$h = 1.44 \text{ m}$$

$$T = P \times a / (0.8 \times h) = 299.5 \text{ ton}$$

$$A_s = T / \sigma_e = 124.8 \text{ cm}^2$$



Armadura adoptada 26 ϕ 25 (sup)

Verificación de Biela Comprimida

$$D = \sqrt{(P^2 + T^2)} = 377 \text{ ton}$$

$$\sigma_b = D / (b \times 0.2 h)$$

$$\sigma_{adm} = \beta r / 2.1$$

$$\sigma_b = 87.2 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm} = 109.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Verifica}$$

Flexión Horizontal en Estado de Servicio, Verificación como Ménsula Corta

Armadura Lateral

$$P = 15.32 \text{ ton}$$

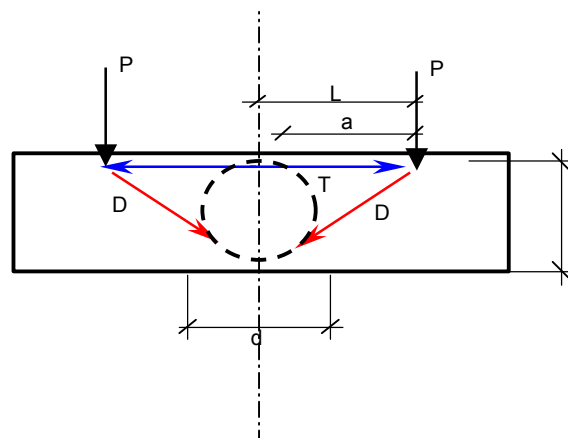
$$L = 1.51 \text{ m}$$

$$a = L - d/6 = 1.51 \text{ m}$$

$$h = 0.97 \text{ m}$$

$$T = P \times a / (0.8 \times h) = 29.8 \text{ ton}$$

$$A_s = T / \sigma_e = 12.4 \text{ cm}^2$$



Armadura adoptada 7 ϕ 20 (Lat)

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 6C, 6D MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..14..de..18 00
		Preparo : M.M. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.

5.4. Dimensionamiento Pila 6D

5.4.1 Dimensionamiento del pilote y columna

Flexión en estados de Servicio

Diámetro Columna sección 1 y 2 = **1.40** m \Rightarrow Area = 1.539 m²

Diámetro Pilote sección 3 = **1.50** m \Rightarrow Area = 1.766 m²

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	fe _{nec.}	ϕ	Cant	fe _{adop.}
1	69.3	-449	0.01	-0.13	0.00	0.008	123.09	25	25.1	26Ø25
1	60.9	-335	0.01	-0.09	0.00	0.008	123.09	25	25.1	26Ø25
2	287.3	-479	0.06	-0.14	0.10	0.008	123.09	25	25.1	26Ø25
2	252.5	-387	0.05	-0.11	0.10	0.008	123.09	25	25.1	26Ø25
3	372.4	-502	0.08	-0.16	0.35	0.015	0.00	25	0.0	90Ø25
3	353.9	-409	0.08	-0.13	0.35	0.015	0.00	25	0.0	90Ø25

Corte en estados de Servicio

n° ramas = **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	adop
1/2	27.80	0.00	1.40	24.09	Zona I	9.64	0.34	0.15	Ø10c/15
3	29.76	0.00	1.50	22.47	Zona I	8.99	0.45	0.20	Ø10c/20

5.4.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	M _T	τ_T	Fe _T	$\tau_T < \tau_{o2}$	Q	τ_c	Fe _c rama	$\tau_c + \tau_T$	$\tau_c + \tau_T < 1.3\tau_{o2}$	Estribo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
1 / 2	0.0	0.0	0.0	ok	27.8	9.6	2.8	9.64	ok	E° Ø10 c/10cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	MT	τ_T	Fe _T	Σ Fe _{necesaria} flex	Σ Fe _{adoptada} flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
1	0.0	0.0	0.0	123.1	127.6	---
2	0.0	0.0	0.0	123.1	127.6	---

5.4.2 Dimensionamiento del Dintel

Flexión Vertical en Estado de Servicio, Verificación como Ménsula Corta

Armadura Superior

$$P = 201.73 \text{ ton}$$

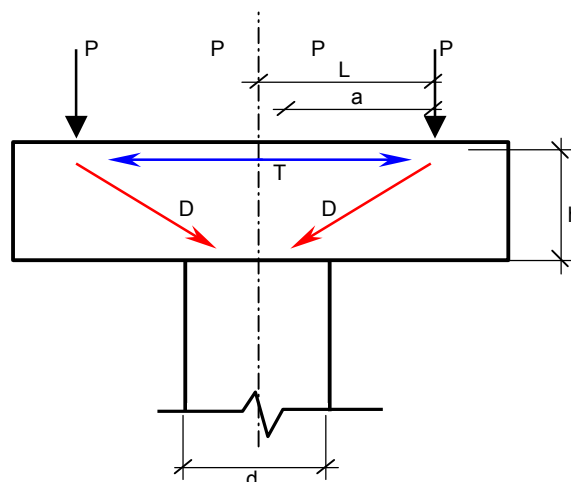
$$L = 1.17 \text{ m}$$

$$a = L - d/6 = 1.17 \text{ m}$$

$$h = 1.17 \text{ m}$$

$$T = P \times a / (0.8 \times h) = 252.2 \text{ ton}$$

$$A_s = T / \sigma_e = 105.1 \text{ cm}^2$$



Armadura adoptada 22 ϕ 25 (sup)

Verificación de Biela Comprimida

$$D = \sqrt{(P^2 + T^2)} = 323 \text{ ton}$$

$$\sigma_b = D / (b \times 0.2 h)$$

$$\sigma_{adm} = \beta r / 2.1$$

$$\sigma_b = 92.0 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm} = 109.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Verifica}$$

Flexión Horizontal en Estado de Servicio, Verificación como Ménsula Corta

Armadura Lateral

$$P = 14.02 \text{ ton}$$

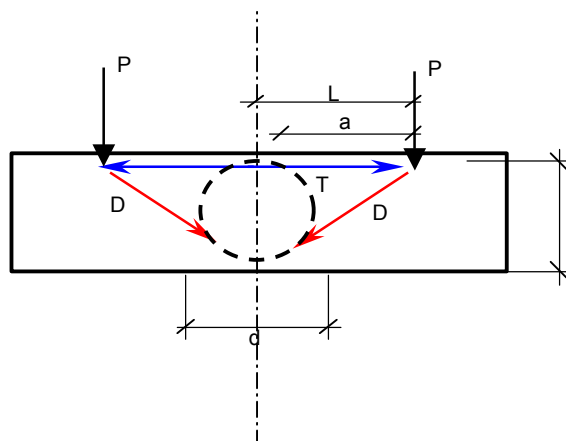
$$L = 1.17 \text{ m}$$

$$a = L - d/6 = 1.17 \text{ m}$$

$$h = 0.97 \text{ m}$$

$$T = P \times a / (0.8 \times h) = 21.1 \text{ ton}$$

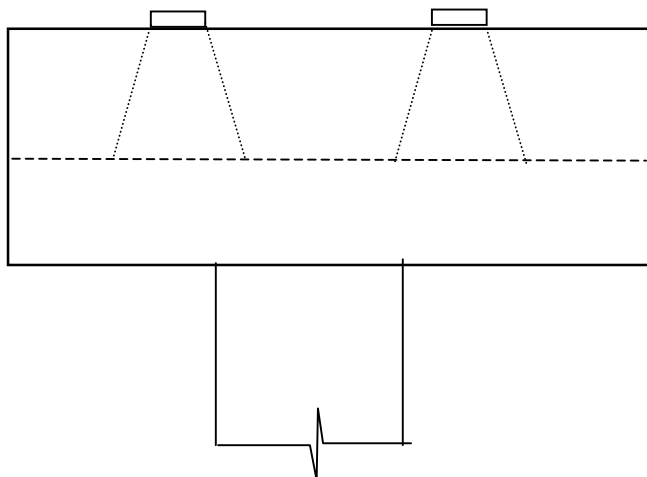
$$A_s = T / \sigma_e = 8.8 \text{ cm}^2$$



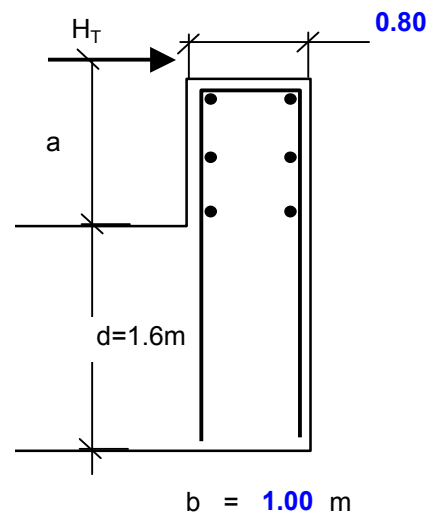
Armadura adoptada 4 ϕ 20 (Lat)

5.4. 3 Dimensionamiento del Apoyo de la Sección S3 en el Dintel

Vista Frontal



Vista Lateral



$$H = 7.65 \text{ ton} \quad \text{Esfuerzo de frenado sobre 1 apoyo}$$

$$H = 7.65 \text{ ton/m} \quad \text{Esfuerzo de frenado distribuido}$$

$$a = 1 \text{ m}$$

$$z = 0.61 \text{ m}$$

$$Z = 12.50 \text{ ton/m}$$

$$Fe = 2.98 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Adoptado: } \phi \text{ 12 c/ 20 cm} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificación de la biela comprimida:

$$\sigma_b = 168.057 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{admisible}} = 1095.24 \text{ ton/m}^2 \quad \Rightarrow \text{Verifica}$$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO 6C, 6D MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..17..de..18 00
		Preparo : M.M. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.

5.5. Dimensionamiento Pila 6C ESPECIAL

5.5.1. Flexión en estados de Servicio

Diámetro Columna sección 1 y 2 = **1.40** m \Rightarrow Area = 1.539 m²

Diámetro Pilote sección 3 = **1.50** m \Rightarrow Area = 1.766 m²

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	fe _{nec.}	ϕ	Cant	fe _{adop}
1	90.5	-474	0.02	-0.13	0.00	0.008	123.09	25	25.1	25Ø25
1	114.9	-389	0.02	-0.11	0.00	0.008	123.09	25	25.1	25Ø25
2	542.8	-504	0.11	-0.14	0.45	0.025	378.34	25	77.1	77Ø25
2	553.9	-418	0.11	-0.12	0.45	0.025	378.34	25	77.1	77Ø25
3	729.7	-440	0.16	-0.14	0.75	0.031	551.95	25	112.4	112Ø25
3	720.9	-522	0.16	-0.17	0.75	0.031	551.95	25	112.4	112Ø25

orte en estados de Servicio

n° ramas = **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	adop
1/2	48.44	0.00	1.40	41.98	Zona I	16.79	0.39	0.10	Ø10c/10
3	57.96	0.00	1.50	43.75	Zona I	17.50	0.77	0.18	Ø10c/17.5

Torsión en estados de servicio

SECCION	M _T	τ_T	Fe _T	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_c	Fe _c rama	$\tau_c + \tau_T$	$\tau_c + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
1 / 2	0.0	0.0	0.0	ok	48.4	16.8	4.9	16.79	ok	E° Ø10 c/10cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	MT	τ_T	Fe _T	Σ Fe _{necesaria} flex	Σ Fe _{adoptada} flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
1	0.0	0.0	0.0	378.3	378.0	0.37
2	0.0	0.0	0.0	378.3	378.0	0.37

5.5.2 Dimensionamiento del Dintel

Flexión Vertical en Estado de Servicio, Verificación como Ménsula Corta

Armadura Superior

$$P = 232.66 \text{ ton}$$

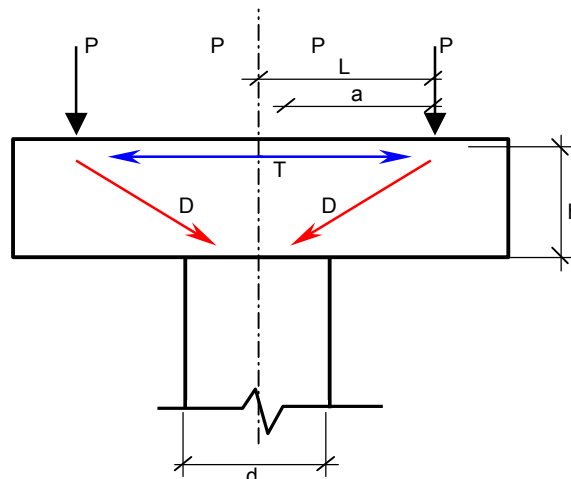
$$L = 1.51 \text{ m}$$

$$a = L - d/6 = 1.51 \text{ m}$$

$$h = 1.44 \text{ m}$$

$$T = P \times a / (0.8 \times h) = 305.0 \text{ ton}$$

$$A_s = T / \sigma_e = 127.1 \text{ cm}^2$$



Armadura adoptada 26 ϕ 25 (sup)

Verificación de Biela Comprimida

$$D = \sqrt{(P^2 + T^2)} = 384 \text{ ton}$$

$$\sigma_b = D / (b \times 0.2 h)$$

$$\sigma_{adm} = \beta r / 2.1$$

$$\sigma_b = 88.8 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm} = 109.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Verifica}$$

Flexión Horizontal en Estado de Servicio, Verificación como Ménsula Corta

Armadura Lateral

$$P = 15.00 \text{ ton}$$

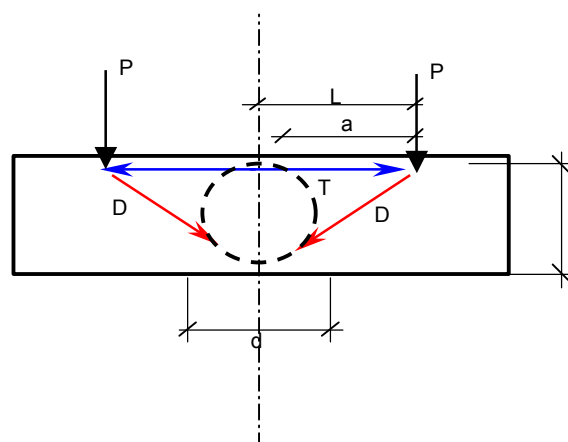
$$L = 1.51 \text{ m}$$

$$a = L - d/6 = 1.51 \text{ m}$$

$$h = 0.97 \text{ m}$$

$$T = P \times a / (0.8 \times h) = 29.2 \text{ ton}$$

$$A_s = T / \sigma_e = 12.2 \text{ cm}^2$$



Armadura adoptada 7 ϕ 20 (Lat)



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

INFRAESTRUCTURA - PILA TIPO 7 □
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0126-00
ELAB.	J.R.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P7 MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..2..de..15	00
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

INDICE

I.- GENERALIDADES

II.- INFRAESTRUCTURA

1.- Geometría

2.- Análisis de carga

3.- Parámetros geotécnicos

4.- Verificación de la capacidad portante de los pilotes

5.- Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

	PROYECTO	Hoja:..3..de..15	00
	EJECUTIVO	Preparo : J.R.	
	VIADUCTO FC BELGRANO SUR	Fecha : 30/10/2016	
	PILA TIPO P7	Reviso : R.P.	
	MEMORIA DE CÁLCULO		

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la pila P7 del viaducto ferroviario de las vías del Belgrano Sur, en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Dicha estructura tiene como fin brindar apoyo a la estructura de soporte ferroviario (vigas), transmitiendo las cargas sobre esta hacia el suelo de fundación.

La pila es de hormigón armado *in-situ* y está compuesta por un dintel postesado con los apoyos elastoméricos que soportan las vigas, apoyado en dos columnas conformado un pórtico. Cada una de estas columnas apoya sobre un monopilote.

Se estudia la situación en la que se apoyan sobre la pila una sección metálica tipo "S4" de 41.00 m y una sección de hormigón tipo "S2" de 25.00m.

Reglamentos

El cálculo de cargas y sollicitaciones se realiza de acuerdo con los lineamientos del "Reglamento para Puentes Ferroviarios de Hormigón Armado" de Ferrocarriles Argentinos.

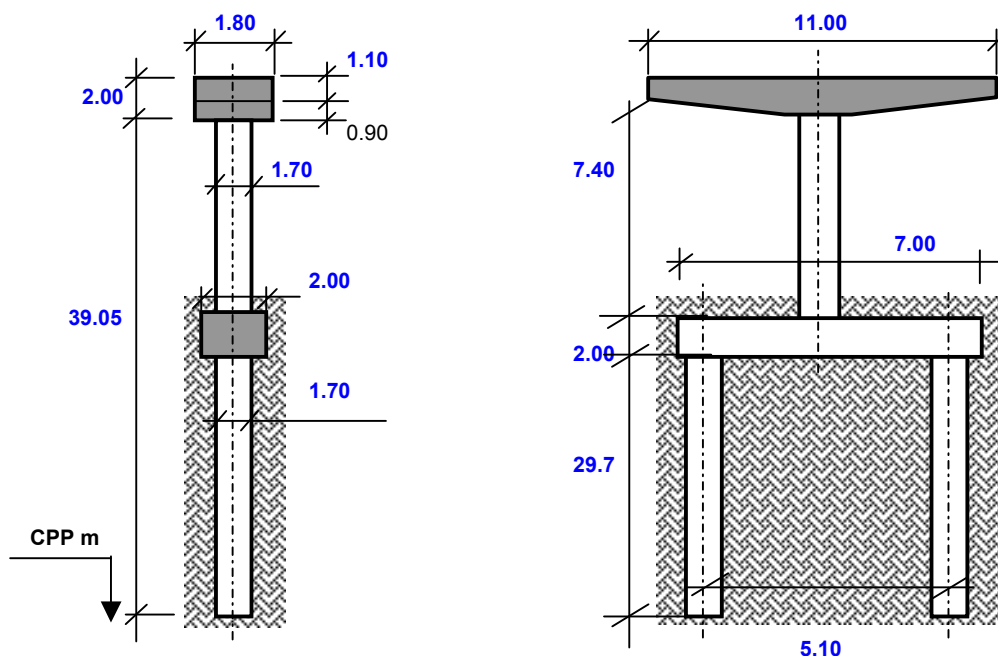
El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

Los materiales previstos en este anteproyecto son:

Hormigón Dintel:	H- 30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Columnas:	H- 30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Pilotes H-21	H- 21	$\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)

II.- INFRAESTRUCTURA

1. Geometría



Nº PILOTES = 2

2. Análisis de Cargas

2.1. Cargas Permanentes (Peso propio pila)

Peso específico = 2.50 ton/m³

ELEMENTO	SECCIÓN	PESO (Ge)
	m ²	ton
Dintel	3.60	99.0
Cabzal	4.00	70.0
Columna	2.27	42.0
Pilote	2.27	336.5
Totales/Resultante	-	547.5

2.2. Cargas Provenientes de tablero

Las cargas que actúan sobre la pila corresponden a 2 tramos, un tramo cuya luz entre ejes de apoyos es igual a 25.00 m, y otro cuya luz entre ejes es de 41.00 m

Las cargas indicadas a continuación corresponden a la reacción de 1 viga de hormigón sobre la pila.

Tipo de carga	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	110.5	-	-
Sobrecarga	91.3	-	-
Frenado	-	-	14.4
Balanceo	-	3.9	-
Viento	±5.5	7.4	-

Las cargas indicadas a continuación corresponden a la reacción de 1 viga metálica sobre la pila.

Tipo de carga	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	91.4	-	-
Sobrecarga	299.5	-	-
Frenado	-	-	42.8
Balanceo	-	12.0	-
Viento	±2.6	12.1	-

3. Parámetros geotécnicos

Se adopta el sondeo n° 8

3.1. Coeficiente de balasto horizontal

Separación entre nodos en el modelo de cálculo

li = **0.50** m

Profundidad Inicial	Profundidad Final	kh	k _{rh}
		[ton/m³]	[ton/m]
-3.0	-9.0	350	298
-9.0	-15.0	500	425
-15.0	-20.0	400	340
-20.0	<-20	2000	1700

3.2. Tensiones admisibles

Tensión admisible por punta:

$$\sigma_{adm.punta} = 180 \text{ ton/m}^2$$

Tensión admisible por fricción:

$\sigma_{adm.fricción}$ [ton/m ²]	Cota de inicio	Cota de fin	$L_{Fricc.}$ [m]
2.0	3.0	9.0	6.0
3.0	9.0	15.0	6.0
2.0	15.0	20.0	5.0
3.0	20.0	-	9.7

3.3. Recomendaciones

Longitud mínima de pilote

$$L_{pilmin} = 25.00 \text{ m}$$

Diámetro mínimo de pilote

$$\varnothing_{pil.min} = 1.00 \text{ m}$$

4. Verificación de la capacidad portante de los pilotes

Carga máxima en pilote

$$P_{m\acute{a}x} = 783.4 \text{ ton}$$

Diámetro de pilote adoptado

$$\varnothing_{pil} = 1.70 \text{ m}$$

Sección del pilote

$$A_{pil} = 2.27 \text{ m}^2$$

Perímetro del pilotes

$$Per.pil = 5.34 \text{ m}$$

Capacidad admisible $P_{adm} = \sigma_{adm.punta} \times A_{pil} + \sigma_{adm.fricción} \times Per_{pil} \times L_{Fricc.}$

$$P_{adm} = 777 \text{ ton} < P_{m\acute{a}x} \implies \text{Verifica}$$

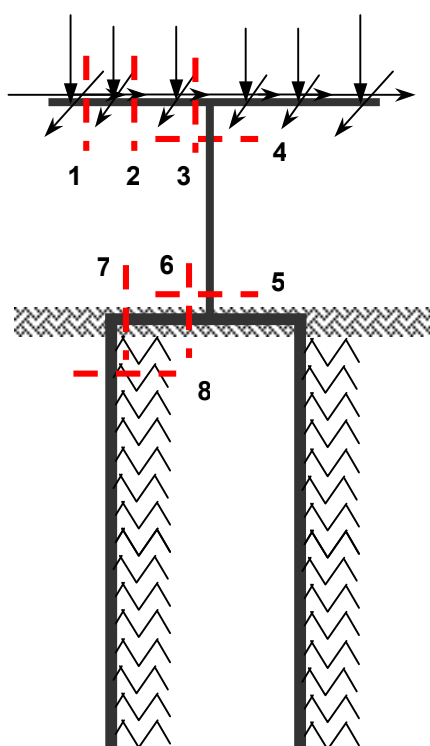
5. Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

5.1. Modelo para el cálculo electrónico

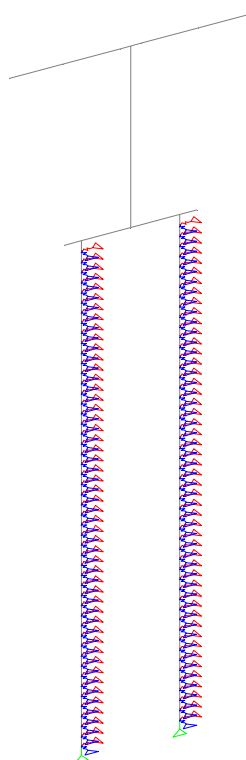
Portico espacial, mediante proceso STAAD PRO 2005.

Se considera el efecto de segundo orden mediante el método P-D.

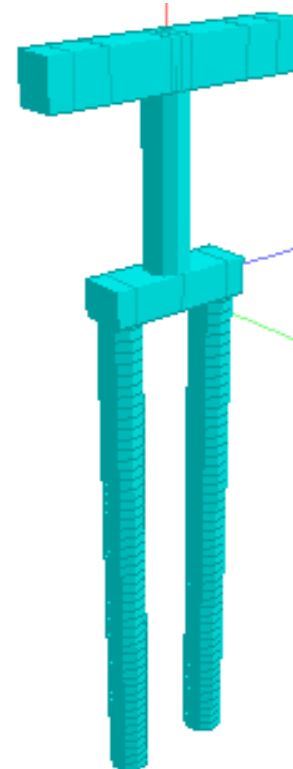
Esquema del Modelo



Vista del Modelo



Render 3D



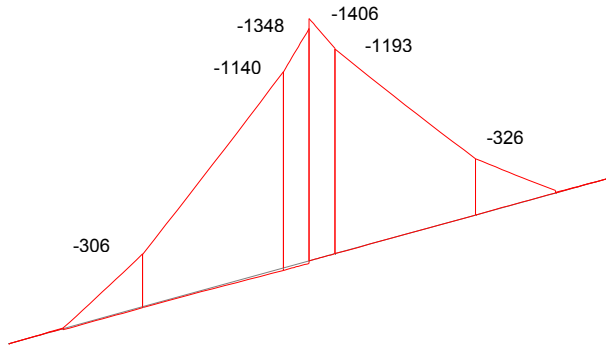
Se consideran 6 estados de carga diferentes teniendo en cuenta:

- i) Estados completos con mayor carga gravitatoria y mayor fuerza horizontal de frenado.
- ii) Estados de sobrecarga desbalanceada transversalmente.
- ii) Estados completos con mayor carga gravitatoria y fuerza de frenado invertida (máxima torsión en columna).

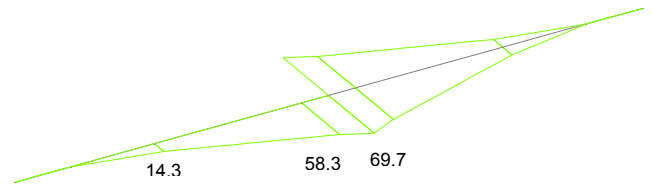
5.2. Diagramas de características envolvente obtenidos a partir del modelo de cálculo.

5.2.1 Diagrama de Características del Dintel

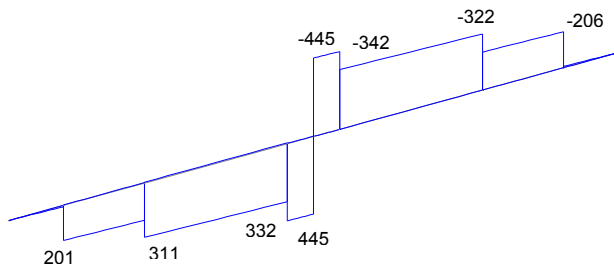
Flexión en z Mz [ton.m]



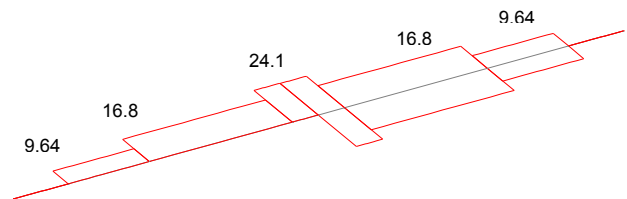
Flexión en y My [ton.m]



Corte en y Qy [ton]

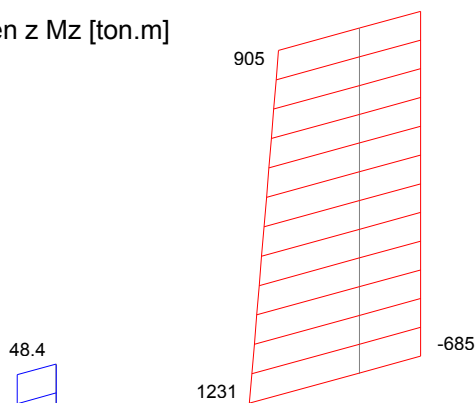


Corte en z Qz [ton]

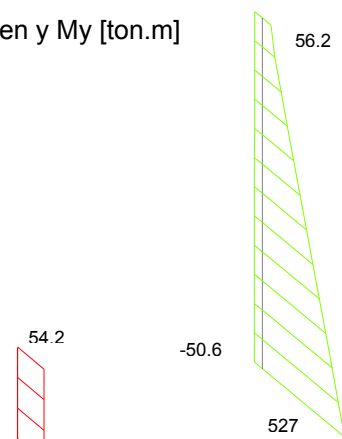


5.2.2 Diagrama de Características de la Columna

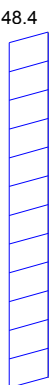
Flexión en z Mz [ton.m]



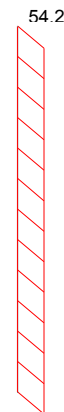
Flexión en y My [ton.m]



Corte en y Qy [ton]

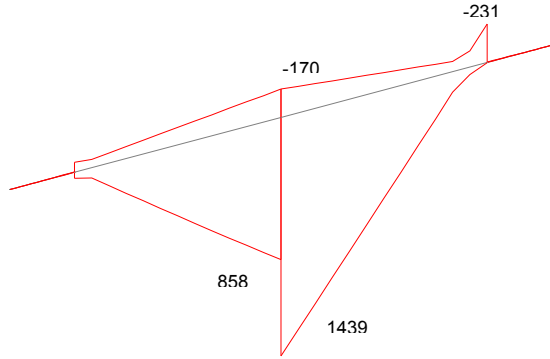


Corte en z Qz [ton]

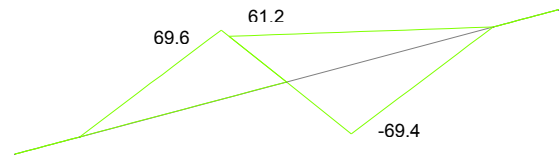


5.2.3 Diagrama de Características del cabezal

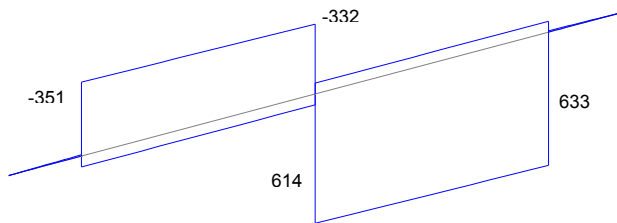
Flexión en z Mz [ton.m]



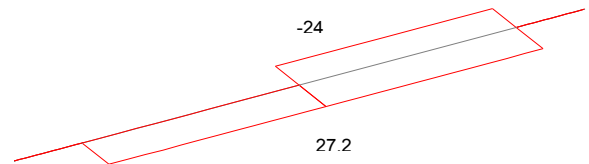
Flexión en y My [ton.m]



Corte en y Qy [ton]

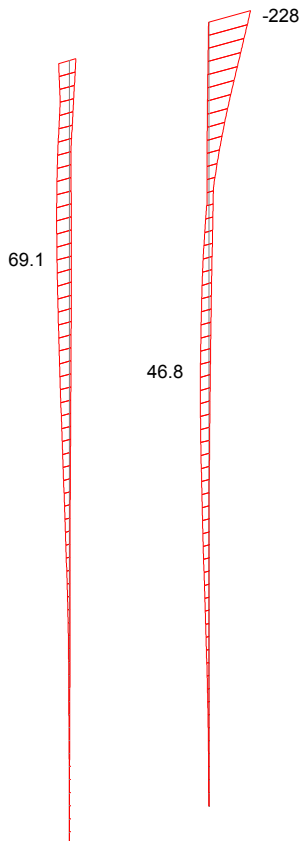


Corte en z Qz [ton]

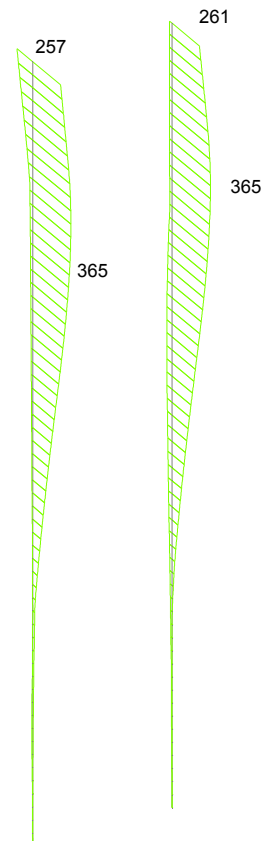


5.2.4 Diagrama de Características de los Pilotes

Flexión en z Mz [ton.m]



Flexión en y My [ton.m]



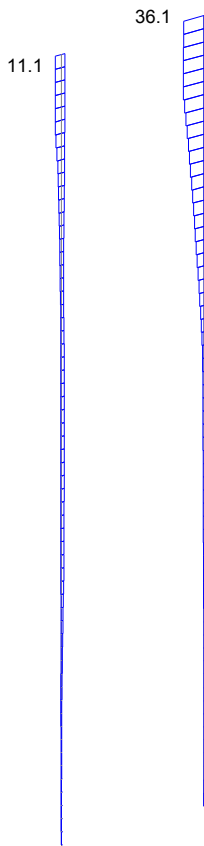
PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO FC BELGRANO SUR
PILA TIPO P7
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..10..de..15

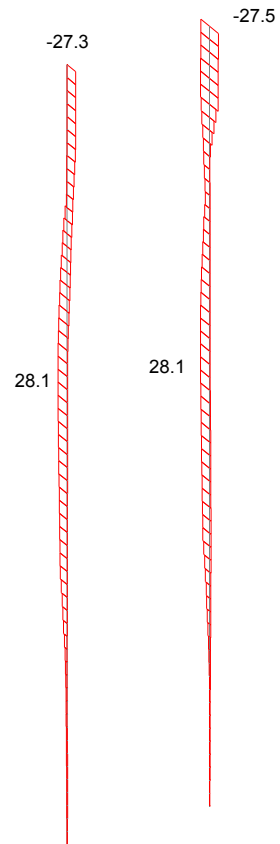
00

Preparo : J.R.
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

Corte en y Qy [ton]



Corte en z Qz [ton]



PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO FC BELGRANO SUR
PILA TIPO P7
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..11..de..15

00

Preparo : J.R.
 Fecha : 30/10/2016
 Reviso : R.P.

5.3. Dimensionamiento del Dintel

5.3.1. Flexión Vertical en estados de Servicio

Armadura mínima $f_{e\ min} = 29.70\ cm^2$ ($\mu_{\min} = 0.15\%$)

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe _{nec}	fe _{calc}	φ	cant	fe _{adop}
1	4.0	0.0	1.10	4.00	70.44	1.56	29.70	25	6.05	28Ø25 [sup]
2	326.5	15.9	1.38	316.35	10.01	111	111.06	25	22.64	28Ø25 [sup]
3	1189.5	15.9	2.00	1174.40	7.63	280	280.06	25	57.08	58Ø25 [sup]

5.3.2. Flexión Horizontal en estados de Servicio

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe _{nec}	fe _{calc}	φ	cant	fe _{adop}
2	31.7	12.0	1.80	21.50	44.29	10	10	25	2	3Ø25
3	106.4	19.6	1.80	89.76	26.12	29.89	29.89	25	6.09	7Ø25

5.3.3. Corte Vertical en estados de Servicio

nº ramas= **6**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ _o	Zona	τ _{red}	fe (rama)	sep	Adoptado
1	8.0	1.80	1.10	4.9	Zona I	1.95	0.02	0.08	Ø12c/7.5cm
2	217.8	1.80	1.38	105.7	Zona II	46.53	0.44	0.08	Ø12c/7.5cm
3	342.3	1.80	2.00	113.6	Zona II	53.74	0.50	0.08	Ø12c/7.5cm

5.3.4. Corte Horizontal en estados de Servicio

nº ramas= **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ _o	Zona	τ _{red}	fe (rama)	sep	Adoptado
2	21.5	1.38	1.80	10.38	Zona I	4.15	0.09	0.08	Ø12c/7.5cm
3	28.7	2.00	1.80	9.54	Zona I	3.82	0.12	0.08	Ø12c/7.5cm

PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO FC BELGRANO SUR
PILA TIPO P7
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..12..de..15

00

Preparo : J.R.
 Fecha : 30/10/2016
 Reviso : R.P.

5.3.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	d/b	β
2	1.31	0.231
3	0.90	0.208

(S/ Cuaderno 220)

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_c	$Fe_{c\text{rama}}$	$\tau_c + \tau_T$	$\tau_c + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo Externo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
2	94.7	120.1	8.3	ok	217.8	44.5	5.6	164.6	ok	Ø12 c/7.5cm
3	63.0	46.7	3.8	ok	342.3	52.1	6.5	98.9	ok	Ø12 c/7.5cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\Sigma Fe_{\text{necesaria flex}}$	$\Sigma Fe_{\text{adoptada flex}}$	$Fe \text{ a agregar}$
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
2	94.7	120.1	52.3	111.06	166.90	---
3	63.0	42.1	28.5	280.06	353.43	---

PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P7 MEMORIA DE CÁLCULO		Hoja:..13..de..15	00 Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.
--	--	-------------------	--

5.4. Columna y pilote

5.4.1. Flexión en estados de Servicio

Diámetro Columna sección 4 y 5 = **1.70** m \Rightarrow Area = 2.27 m²
 Diámetro Pilote sección 7 = **1.70** m \Rightarrow Area = 2.27 m²

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	fe _{nec.}	ϕ	Cant	fe _{adop}
4	905	-895	0.10	-0.17	0.35	0.019	434.11	32	53.98	54Ø32
5	1252	-946	0.14	-0.18	0.65	0.036	806.21	32	100.24	101Ø32
8	378	-664.0	0.06	-0.17	0.10	0.008	181.58	25	36.99	37Ø25

5.4.2. Corte en estados de Servicio

nº ramas = **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	adop
4	94.19	0.00	1.70	55.33	Zona I	22.13	0.31	0.05	Ø12c/5
5	94.19	0.00	1.70	55.33	Zona I	22.13	0.31	0.05	Ø12c/5
8	45.26	0.00	1.70	26.59	Zona I	10.63	0.45	0.15	Ø10c/15

5.4.3. Torsión en estados de servicio

SECCION	M _T	τ_T	Fe _T	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_C	Fe _c rama	$\tau_c + \tau_T$	$\tau_c + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
4/5	139.0	144.1	12.8	ok	94.2	22.1	7.8	166.22	ok	E° Ø12 c/5cm
8	0.0	0.0	0.0	ok	45.3	10.6	3.8	10.63	ok	E° Ø10 c/15cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	MT	τ_T	Fe _T	Σ Fe _{necesaria} flex	Σ Fe _{adoptada} flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
4	139.0	144.1	68.1	181.58	434.29	---
5	139.0	144.1	68.1	181.58	812.29	---
8	0.0	0.0	0.0	181.58	181.62	---

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P7 MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..14..de..15	00
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.5. Dimensionamiento del Cabezal

5.5.1. Flexión Vertical en estados de Servicio

Armadura mínima $f_{e\ min} = 60.00\ cm^2$ ($\mu_{\min} = 0.15\%$)

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	$f_{e\ nec}$	$f_{e\ calc}$	ϕ	cant	$f_{e\ adop}$
6	1083	7.0	2.00	1076.34	8.4	248.6	248.6	25	50.68	51Ø25 [inf]
7	-231	32.6	2.00	200.03	19.50	57.13	60.00	25	12.23	15Ø25 [sup]

5.5.2. Flexión Horizontal en estados de Servicio

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	$f_{e\ nec}$	$f_{e\ calc}$	ϕ	cant	$f_{e\ adop}$
6	69.60	10.70	2.00	59.44	35.77	17.2	17.2	20	5	6Ø20

5.5.3. Corte Vertical en estados de Servicio

nº ramas= 8

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	f_e (rama)	sep	Adoptado
6/7	610.0	2.00	2.00	182.14	Zona II	138.24	1.92	0.10	Ø16c/10cm

5.5.4. Corte Horizontal en estados de Servicio

nº ramas= 2

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	f_e (rama)	sep	Adoptado
6/7	27.20	2.00	2.00	8.12	Zona I	3.25	0.14	0.10	Ø16c/10cm

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P7 MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..15..de..15	00
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.5.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	d/b	β
1	1.00	0.221

(S/ Cuaderno 220)

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_C	Fe_C rama	$\tau_C + \tau_T$	$\tau_C + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo Externo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
6	261.0	147.6	14.0	ok	426.0	65.4	6.8	213.04	ok	Ø16 c/10cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\Sigma Fe_{necesaria}$ flex	$\Sigma Fe_{adoptada}$ flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
6	261.0	147.6	111.5	248.63	361.68	---



**Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central**

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

TÍTULO:

**INFRAESTRUCTURA - PILA TIPO 8 □
MEMORIA DE CÁLCULO**

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0127-00
ELAB.	J.R.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO	Hoja:..2..de..12	00
	EJECUTIVO	Preparo : M.M.	
	VIADUCTO FC BELGRANO SUR	Fecha : 30/10/2016	
	PILA TIPO P8	Reviso : R.P.	
	MEMORIA DE CÁLCULO		

INDICE

I.- GENERALIDADES

II.- INFRAESTRUCTURA

1.- Geometría

2.- Análisis de carga

3.- Parámetros geotécnicos

4.- Verificación de la capacidad portante de los pilotes

5.- Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P8 MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..12	00
		Preparo : M.M. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de las pilas tipo P8 del viaducto ferroviario de las vías del Belgrano Sur, en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Dicha estructura tiene como fin brindar apoyo a la estructura de soporte ferroviario (vigas), transmitiendo las cargas sobre esta hacia el suelo de fundación.

La pila es de hormigón armado *in-situ* y está compuesta por un dintel con los apoyos elastoméricos que soportan las vigas, unido mediante dos columnas laterales a las fundaciones, formadas por un cabezal y un pilote por cada columna.

Se estudia la situación de las pilas ubicadas en la zona de la intersección de la traza con la calle Luna. En dicha zona se proponen pilas tipo pórtico para respetar el gálibo ferroviario de las vías del ferrocarril Ferrosur.

Reglamentos

El cálculo de cargas y solicitaciones se realiza de acuerdo con los lineamientos del "Reglamento para Puentes Ferroviarios de Hormigón Armado" de Ferrocarriles Argentinos.

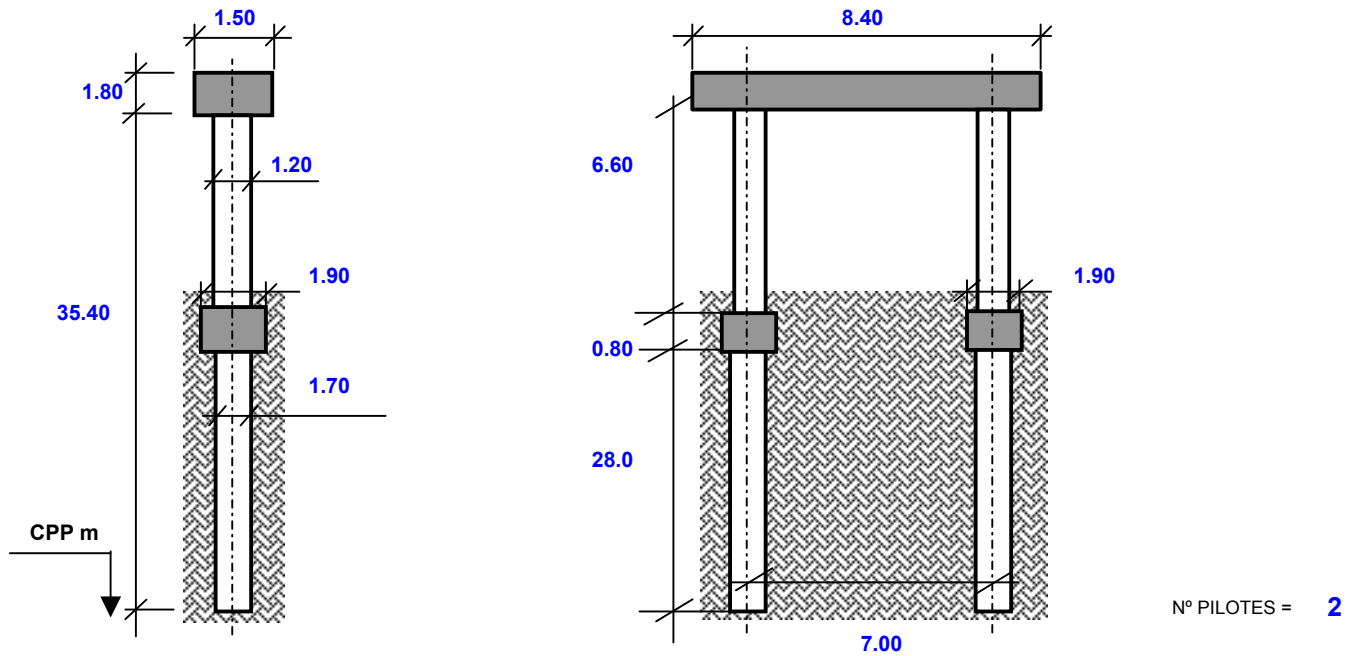
El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

Los materiales previstos en este anteproyecto son:

Hormigón Superestructura:	H- 30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Pilotes H-21	H- 21	$\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)

II.- INFRAESTRUCTURA

1. Geometría



2. Análisis de Cargas

2.1. Cargas Permanentes (Peso propio pila)

Peso específico = **2.50** ton/m³

ELEMENTO	SECCIÓN	PESO (Ge)
	m ²	ton
Dintel	2.70	56.70
Cabecal	3.61	14.44
Columna	1.13	37.32
Pilote	2.27	317.77
Totales/Resultante	-	426.23

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P8 MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..5..de..12 00
		Preparo : M.M. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.

2.2. Cargas Provenientes de tablero

Las cargas que actúan sobre la pila corresponden 2 tramos con luces de 24 m.

Las cargas indicadas en la planilla corresponden a las reacciones de 1 tablero sobre la pila.

Tipo de carga	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	110.50	-	-
Sobrecarga	107.27	-	-
Frenado	-	-	12.00
Balanceo	-	4.00	-
Viento	±5.77	7.50	-

3. Parámetros geotécnicos

Según sondeo n°9

3.1. Coeficiente de balasto horizontal

Separación entre nodos en el modelo de cálculo

$$l_i = 0.50 \text{ m}$$

Profundidad Inicial	Profundidad Final	kh	k _{rh}
		[ton/m³]	[ton/m]
-1.5	-10.0	250.00	212.50
-10.0	-17.0	300.00	255.00
-17.0	-21.0	500.00	425.00
-21.0	< -21	2000.00	1700.00

s2

s3

s4

s5

3.2. Tensiones admisibles

Tensión admisible por punta:

$$\sigma_{\text{adm.punta}} = 200 \text{ ton/m}^2$$

Tensión admisible por fricción:

$\sigma_{\text{adm.fricción}}$ [ton/m ²]	Cota de inicio	Cota de fin	L _{Fricc.} [m]
1.0	1.5	10.0	8.5
1.5	10.0	17.0	7.0
3.0	17.0	-	11.0

3.3. Recomendaciones

Longitud mínima de pilote

$$L_{\text{pil.mín}} = 28.00 \text{ m}$$

Diámetro mínimo de pilote

$$\varnothing_{\text{pil.mín}} = 1.00 \text{ m}$$

4. Verificación de la capacidad portante de los pilotes

Carga máxima en pilote $P_{\text{máx}} = 738.5$ ton

Diámetro de pilote adoptado $\varnothing_{\text{pil}} = 1.70$ m

Sección del pilote $A_{\text{pil}} = 2.27$ m²

Perímetro del pilotes $\text{Per.pil} = 5.34$ m

Capacidad admisible $P_{\text{adm}} = \sigma_{\text{adm.punta}} \times A_{\text{pil}} + \sigma_{\text{adm.fricción}} \times \text{Per.pil.} \times L_{\text{Fricc.}}$

$P_{\text{adm}} = 732$ ton < $P_{\text{máx}}$ \Rightarrow Verifica

5. Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

5.1. Modelo para el cálculo electrónico

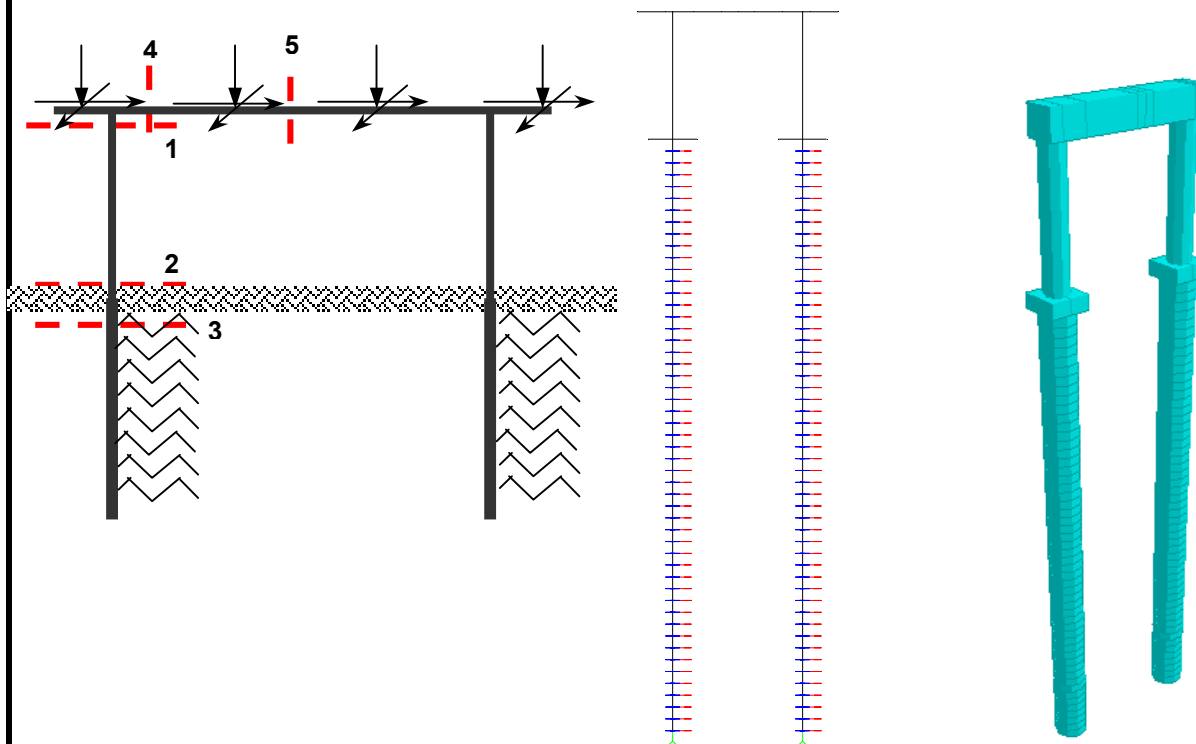
Portico espacial, mediante proceso STAAD PRO 2005.

Se considera el efecto de segundo orden mediante el método P-D.

Esquema del Modelo

Vista del Modelo

Render 3D



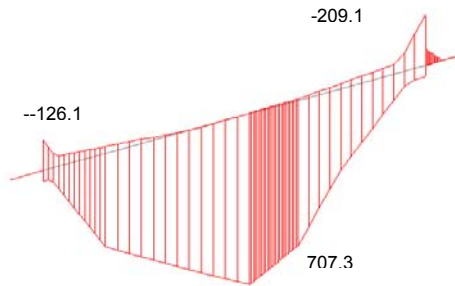
Se consideran 6 estados de carga diferentes teniendo en cuenta:

- i) Estados completos con mayor carga gravitatoria y mayor fuerza horizontal de frenado.
- ii) Estados completos con mayor carga gravitatoria y frenado contra sentido, generando torsión.
- iii) Estados de sobrecarga desbalanceada transversalmente.
- iv) Estados de sobrecarga desbalanceada longitudinalmente.
- v) Estados de sobrecarga desbalanceada transversal y longitudinalmente.
- vi) Estados de sobrecarga y frenado generando mayor torsión.

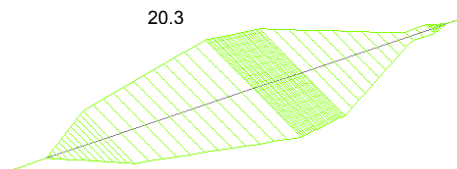
5.2. Diagramas de características envolvente obtenidos a apartir del modelo de cálculo.

5.2.1 Diagrama de Características del Dintel

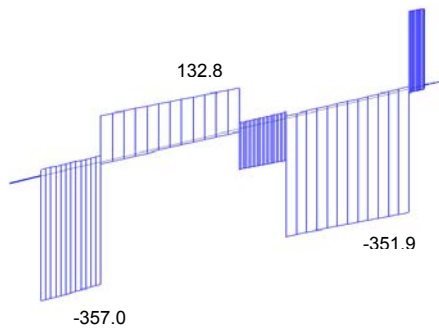
Flexión en z M_z [ton.m]



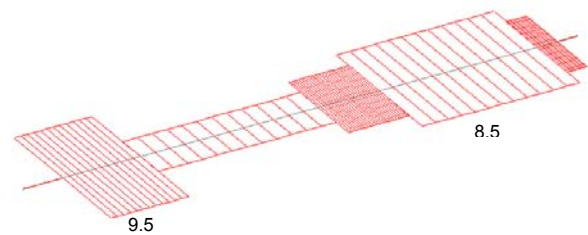
Flexión en y M_y [ton.m]



Corte en y Q_y [ton]

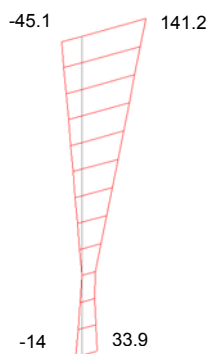


Corte en z Q_z [ton]

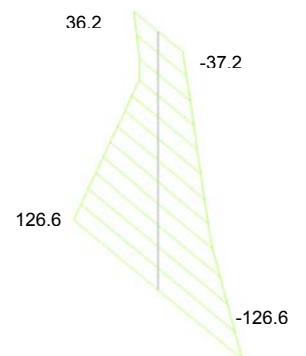


5.2.2 Diagrama de Características de la Columna

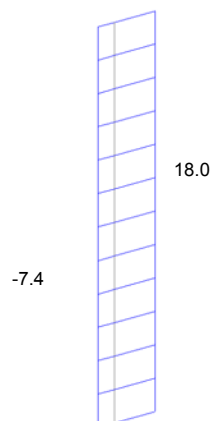
Flexión en z M_z [ton.m]



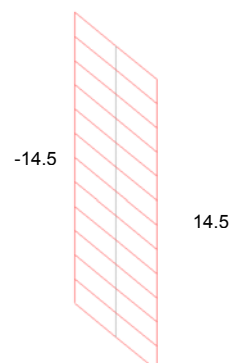
Flexión en y M_y [ton.m]



Corte en y Q_y [ton]

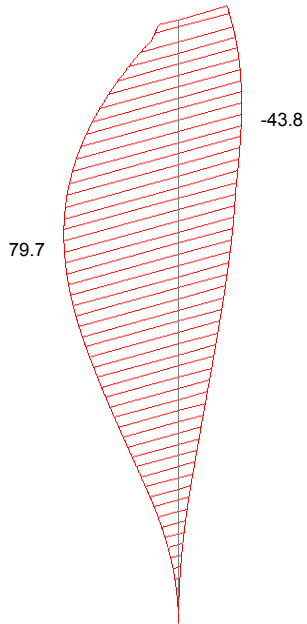


Corte en z Q_z [ton]

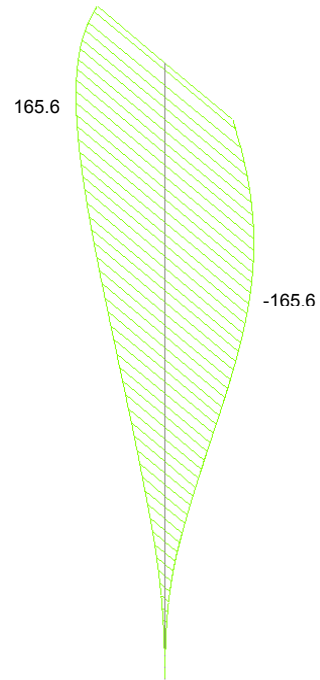


5.2.4 Diagrama de Características de los Pilotes

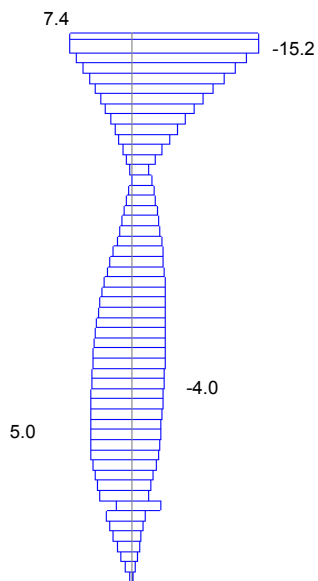
Flexión en z Mz [ton.m]



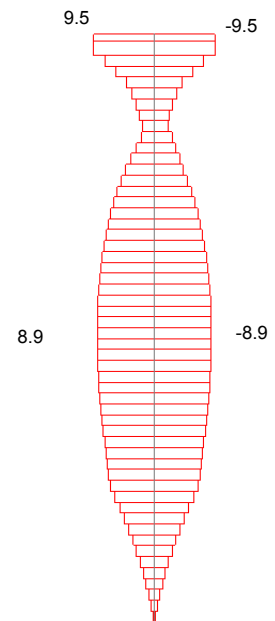
Flexión en y My [ton.m]



Corte en y Qy [ton]



Corte en z Qz [ton]



PROYECTO
 EJECUTIVO
VIADUCTO FC BELGRANO SUR
 PILA TIPO P8
 MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..10..de..12	00
Preparo : M.M.	
Fecha : 30/10/2016	
Reviso : R.P.	

5.3. Dimensionamiento del pilote y columna

5.3.1. Flexión en estados de Servicio

Diámetro Columna sección 1 y 2 = **1.20** m \Rightarrow Area = 1.130 m²

Diámetro Pilote sección 3 = **1.70** m \Rightarrow Area = 2.269 m²

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	$fe_{nec.}$	ϕ	Cant	fe_{adop}
1	145.80	-573.00	0.047	-0.22	0.00	0.008	90.43	20	28.79	30Ø20
2	126.80	-596.10	0.041	-0.23	0.00	0.008	90.43	20	28.79	30Ø20
3	180.50	-634.50	0.020	-0.12	0.00	0.008	181.49	25	36.97	37Ø25

5.3.2. Corte en estados de Servicio

nº ramas = **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	adop
1 / 2	23.10	0.00	1.20	27.25	Zona I	10.90	0.65	0.30	Ø10c/30
3	23.10	0.00	1.70	13.58	Zona I	5.43	0.46	0.30	Ø10c/30

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P8 MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..11..de..12 00
		Preparo : M.M. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.

5.4. Dimensionamiento del Dintel

5.4.1. Flexión Vertical en estados de Servicio

Armadura mínima $f_{e\ min} = 40.50 \text{ cm}^2$ ($\mu_{\min} = 0.15\%$)

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	$f_{e\ nec}$	$f_{e\ calc}$	ϕ	cant	$f_{e\ adop}$
4	-209.10	-16.00	1.80	222.70	14.36	48.26	48.26	20	15.37	16Ø20 (sup) (*)
5	707.30	-14.00	1.80	719.20	7.99	178.41	178.41	25	36.36	38Ø25 (inf)

(*) Esfuerzo tomado a filo de apoyo

5.4.2. Flexión Horizontal en estados de Servicio

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	$f_{e\ nec}$	$f_{e\ calc}$	ϕ	cant	$f_{e\ adop}$
4	10.90	-4.50	1.50	14.05	51.90	2.12	2.12	16	1	6Ø16
5	20.30	-4.50	1.50	23.45	40.17	4.87	4.87	16	2.43	6Ø16

5.4.3. Corte Vertical en estados de Servicio

nº ramas= **6**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	f_e (rama)	sep	Adoptado
4 / 5	343.50	1.50	1.80	152.21	Zona II	96.53	0.75	0.08	Ø12c/7.5cm

5.4.4. Corte Horizontal en estados de Servicio

nº ramas= **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	f_e (rama)	sep	Adoptado
4 / 5	9.50	1.80	1.50	4.22	Zona I	1.69	0.02	0.08	Ø12c/7.5cm

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P8 MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..12..de..12	00
		Preparo : M.M. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.4.5. Torsión en estados de servicio

SECCION	d/b	β
4	1.2	0.221
5	1.2	0.221

(S/ Cuaderno 220)

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\tau_T < \tau_{02}$	Q	τ_C	Fe_C rama	$\tau_C + \tau_T$	$\tau_C + \tau_T < 1.3\tau_{02}$	Estribo Externo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
4 / 5	42.2	47.1	3.5	ok	343.5	97.2	10.1	144.34	ok	Ø12 c/7.5cm
4 / 5	61.1	68.3	5.0	ok	88.4	15.7	1.6	83.99	ok	Ø12 c/7.5cm

Nota: se verifican dos estados de carga determinantes por su combinacion de M_t y Q , estados ii) y v)

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	M_T	τ_T	Fe_T	$\Sigma Fe_{necesaria}$ flex	$\Sigma Fe_{adoptada}$ flex	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
4 / 5	61.1	68.3	32.1	228.66	260.92	---



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

INFRAESTRUCTURA - PILA TIPO 9
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0128-00
ELAB.	M.M.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO	Hoja:..2..de..19	00
	EJECUTIVO		
	VIADUCTO FC BELGRANO SUR	Preparo : M.M.	
	PILA TIPO P9	Fecha : 30/10/2016	
	MEMORIA DE CÁLCULO	Reviso : R.P.	

INDICE

I.- GENERALIDADES

II.- INFRAESTRUCTURA

1.- Geometría

2.- Análisis de carga

3.- Parámetros geotécnicos

4.- Verificación de la capacidad portante de los pilotes

5.- Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

	PROYECTO	Hoja:..3..de..19	00
	EJECUTIVO		
	VIADUCTO FC BELGRANO SUR	Preparo : M.M.	
	PILA TIPO P9	Fecha : 30/10/2016	
	MEMORIA DE CÁLCULO	Reviso : R.P.	

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la pila P9 del viaducto ferroviario de las vías del Belgrano Sur, en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Dicha estructura tiene como fin brindar apoyo a la estructura de soporte ferroviario (vigas), transmitiendo las cargas sobre esta hacia el suelo de fundación.

La pila es de hormigón armado *in-situ* y está compuesta por un dintel postesado con los apoyos elastoméricos que soportan las vigas, apoyado en dos columnas conformado un pórtico. Cada una de estas columnas apoya sobre un monopilote.

Se estudia la situación en la que se apoyan sobre el pórtico dos secciones metálicas tipo "S1" de 20.50 m cada una.

Reglamentos

El cálculo de cargas y solicitaciones se realiza de acuerdo con los lineamientos del "Reglamento para Puentes Ferroviarios de Hormigón Armado" de Ferrocarriles Argentinos.

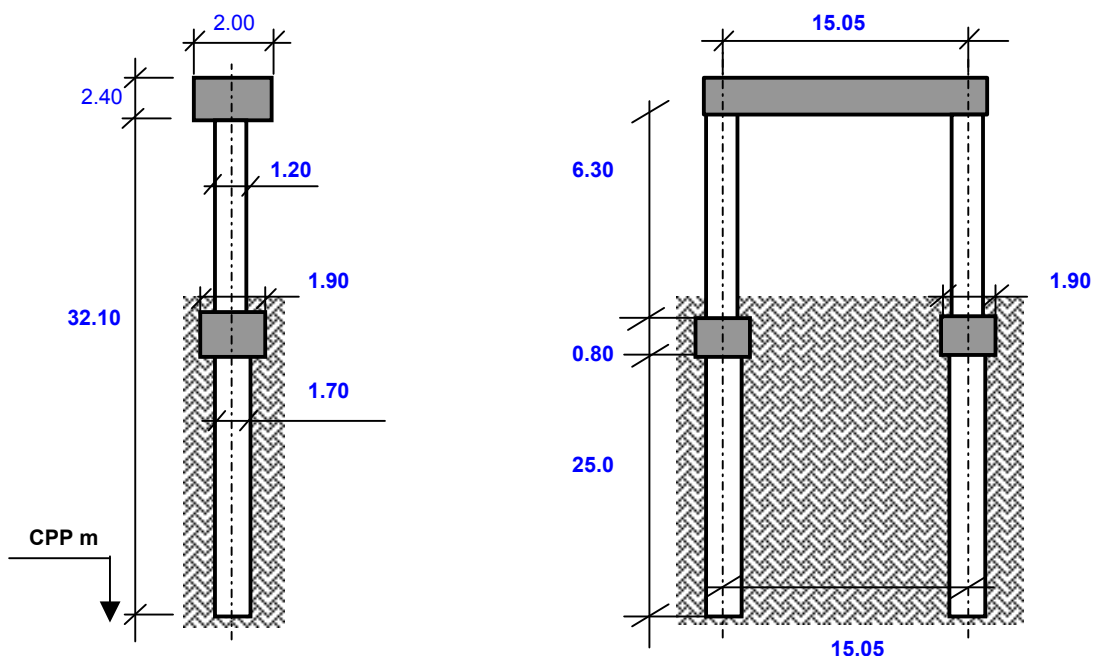
El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

Los materiales previstos en este anteproyecto son:

Hormigón Dintel:	H- 38	$\sigma'_{bk} = 380 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Columnas:	H- 38	$\sigma'_{bk} = 380 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Pilotes H-21	H- 21	$\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)

II.- INFRAESTRUCTURA

1. Geometría



Nº PILOTES = **2**

2. Análisis de Cargas

2.1. Cargas Permanentes (Peso propio pila)

Peso específico = **2.50** ton/m³

ELEMENTO	SECCIÓN	PESO (Ge)
	m ²	ton
Dintel	4.80	180.60
Cabezal	1.52	14.44
Columna	1.13	35.63
Pilote	2.27	283.73
Totales/Resultante	-	514.39

2.2. Cargas Provenientes de tablero

Las cargas que actúan sobre la pila corresponden 2 tramos cuya luz entre ejes de apoyos es igual a 41 m.

Las cargas indicadas en la planilla corresponden a la reacción de 1 neopreno sobre la pila.

Tipo de carga	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	44.4	-	-
Sobrecarga	45.3	-	-
Frenado	-	-	6.5
Balanceo	-	1.6	-
Viento	±4.6	3.0	-

3. Parámetros geotécnicos

Según sondeo n°10

3.1. Coeficiente de balasto horizontal

Separación entre nodos en el modelo de cálculo

li = **0.50** m

Profundidad Inicial	Profundidad Final	kh	k _{rh}
		[ton/m ³]	[ton/m]
-1.5	-4.5	250	213
-4.5	-17.0	500	425
-17.0	<-17	2000	1700

3.2. Tensiones admisibles

Tensión admisible por punta:

$\sigma_{adm.punta} =$ **200** ton/m²

Tensión admisible por fricción:

$\sigma_{adm.fricción}$ [ton/m ²]	Cota de inicio	Cota de fin	L _{Fricc.} [m]
1.0	1.5	10.0	8.5
3.0	10.0	17.0	7.0
3.0	17.0	-	8.0

3.3. Recomendaciones

Longitud mínima de pilote

L_{pil.min} = **25.00** m

Diámetro mínimo de pilote

$\emptyset_{pil.min} =$ **1.00** m

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P9 MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..6..de..19	00
		Preparo : M.M. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

4. Verificación de la capacidad portante de los pilotes

Carga máxima en pilote $P_{\text{máx}} = 672.0$ ton

Diámetro de pilote adoptado $\varnothing_{\text{pil}} = 1.70$ m

Sección del pilote $A_{\text{pil}} = 2.27$ m²

Perímetro del pilotes $\text{Per. pil} = 5.34$ m

Capacidad admisible $P_{\text{adm}} = \sigma_{\text{adm.punta}} \times A_{\text{pil}} + \sigma_{\text{adm.fricción}} \times \text{Per}_{\text{pil.}} \times L_{\text{Fricc.}}$

$P_{\text{adm}} = 740$ ton > $P_{\text{máx}}$ \implies *Verifica*

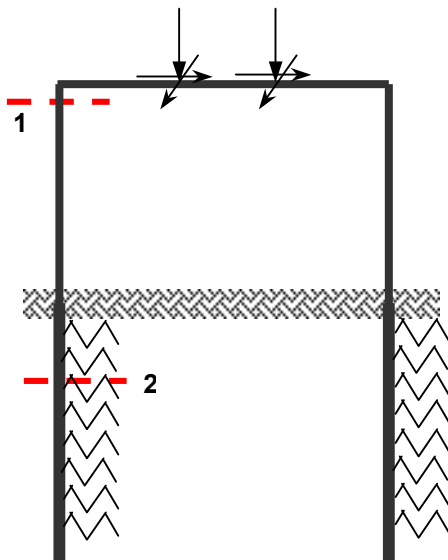
5. Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

5.1. Modelo para el cálculo electrónico

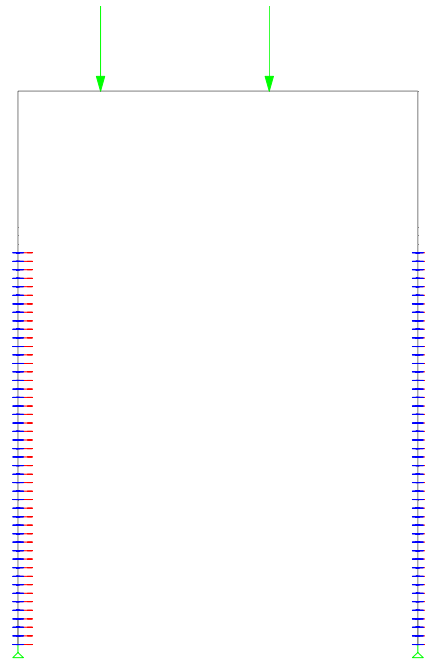
Portico espacial, mediante proceso STAAD PRO 2005.

Se considera el efecto de segundo orden mediante el método P-D.

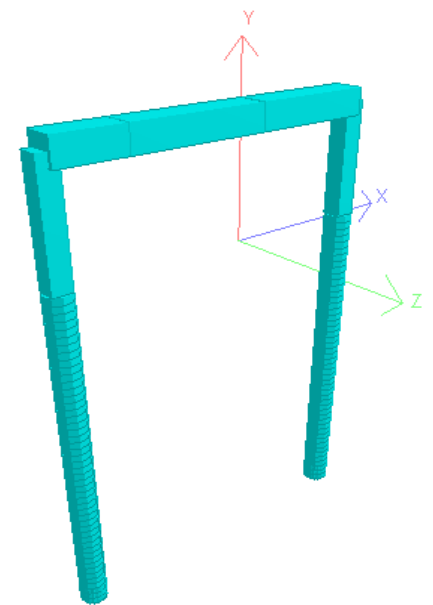
Esquema del Modelo



Vista del Modelo



Render 3D



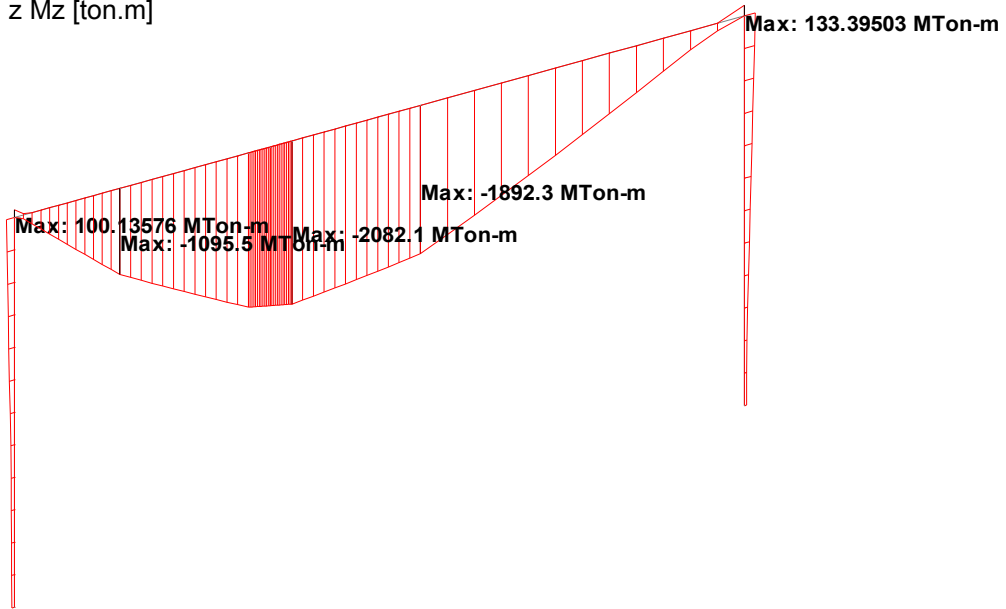
Se consideran 6 estados de carga diferentes teniendo en cuenta:

- i) Estados completos con mayor carga gravitatoria y mayor fuerza horizontal de frenado.
- ii) Estados completos con mayor carga gravitatoria y frenado contra sentido, generando torsión.
- iii) Estados de sobrecarga desbalanceada transversalmente.
- iv) Estados de sobrecarga desbalanceada longitudinalmente.
- v) Estados de sobrecarga desbalanceada transversal y longitudinalmente.
- vi) Estados de sobrecarga y frenado generando mayor torsión.

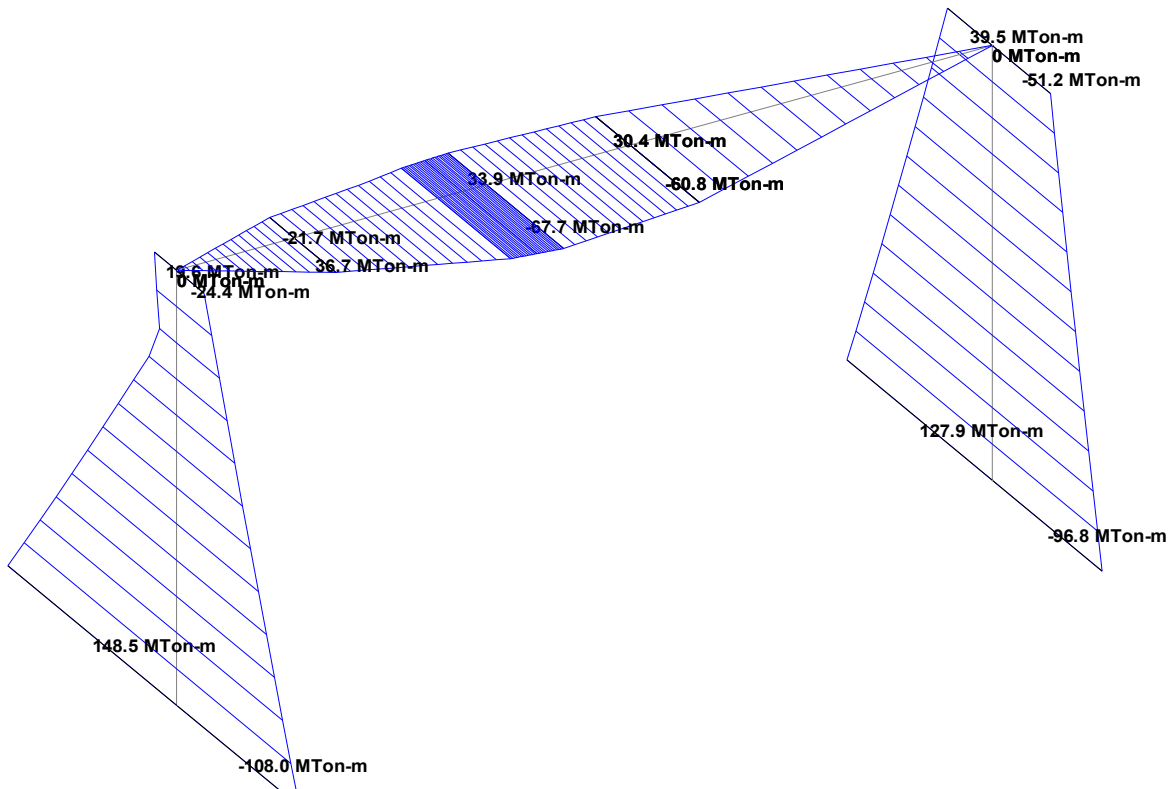
5.2. Diagramas de características envolvente obtenidos a partir del modelo de cálculo.

5.2.1 Diagrama de Características del Pórtico

Flexión en z Mz [ton.m]



Flexión en y My [ton.m]



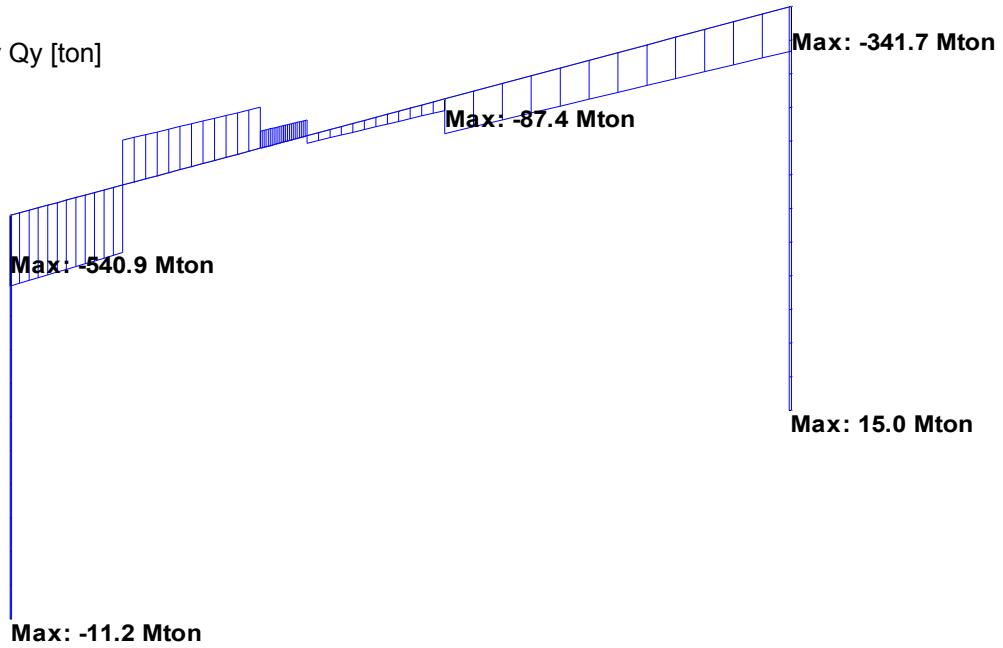
PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO FC BELGRANO SUR
PILA TIPO P9
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..9..de..19

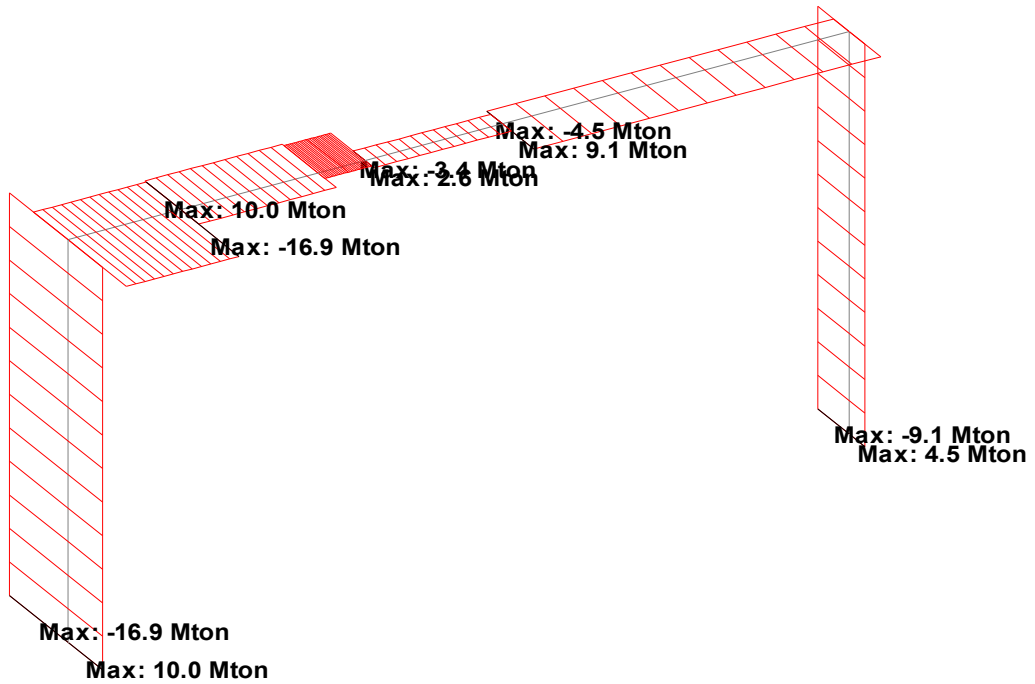
00

Preparo : M.M.
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

Corte en y Qy [ton]

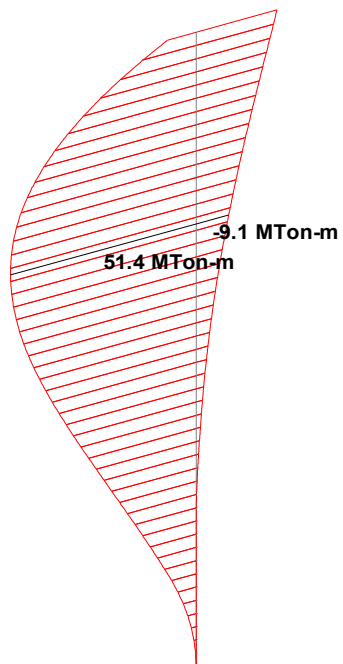


Corte en z Qz [ton]

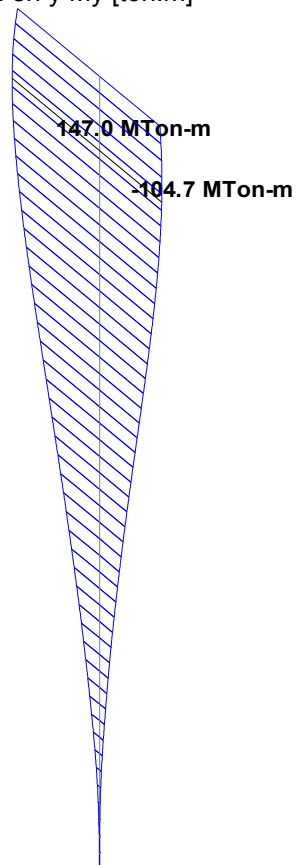


5.2.4 Diagrama de Características de los Pilotes

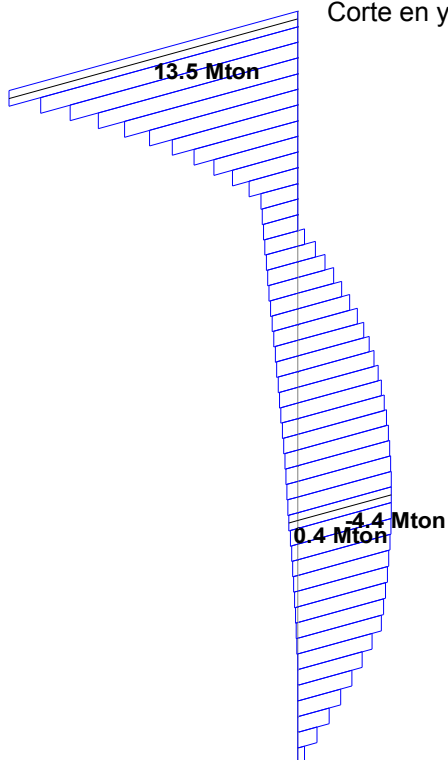
Flexión en z Mz [ton.m]



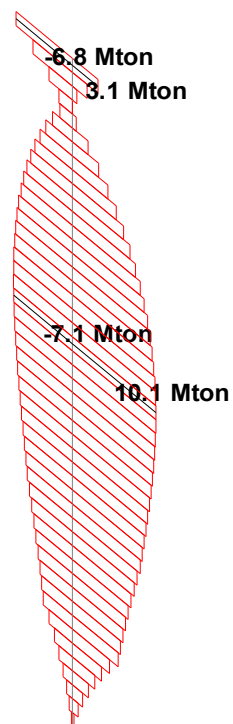
Flexión en y My [ton.m]



Corte en y Qy [ton]

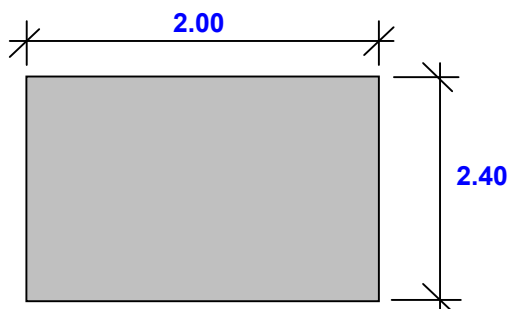


Corte en z Qz [ton]



5.3. Viga dintel

5.3.1. Características geométricas



Altura de la sección	Ht=	2.40	m
Superficie	F=	4.80	m ²
Distancia de baricentro a fibra superior	ys=	1.20	m
Distancia de baricentro a fibra inferior	yi=	1.20	m
Momento de inercia baricéntrico	Jg=	2.30	m ⁴
Módulo resistente superior	Ws=	1.92	m ³
Módulo resistente inferior	Wi=	1.92	m ³
Momento estático	S =	1.4	m ³

5.3.2. Cálculo de solicitaciones

Peso Propio

Sección	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.95	1
x [m]	0.0	0.8	1.5	3.0	4.5	6.0	7.5	9.0	10.5	12.0	13.5	14.3	15.1
M [ton.m]	-22	44	96	187	252	292	311	292	252	187	96	44	-22
Q [ton]	-87	-84	-75	-56	-37	-19	0	19	37	56	75	84	87

Carga permanente proveniente de superestructura

Sección	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.95	1
x [m]	0.0	0.8	1.5	3.0	4.5	6.0	7.5	9.0	10.5	12.0	13.5	14.3	15.1
M [ton.m]	-140	-17	107	342	393	429	648	852	382	206	39	-49	-136
Q [ton]	-112	-112	-112	-112	-16	-16	-16	-16	80	80	80	80	80

PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO FC BELGRANO SUR
PILA TIPO P9
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..12..de..19

00

Preparo : M.M.
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

Sobrecarga proveniente de superestructura

Sección	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.95	1
x [m]	0.0	0.8	1.5	3.0	4.5	6.0	7.5	9.0	10.5	12.0	13.5	14.3	15.1
M [ton.m]	-38	0	150	300	450	700	805	883	773	417	200	0	-38
Q [ton]	-227	-227	-227	-227	-33	-33	-33	-33	162	162	162	162	162

5.3.3. Trazado de 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.

La posición de los cables está referida al fondo de la losa del tablero

$L = 15.05 \text{ m}$

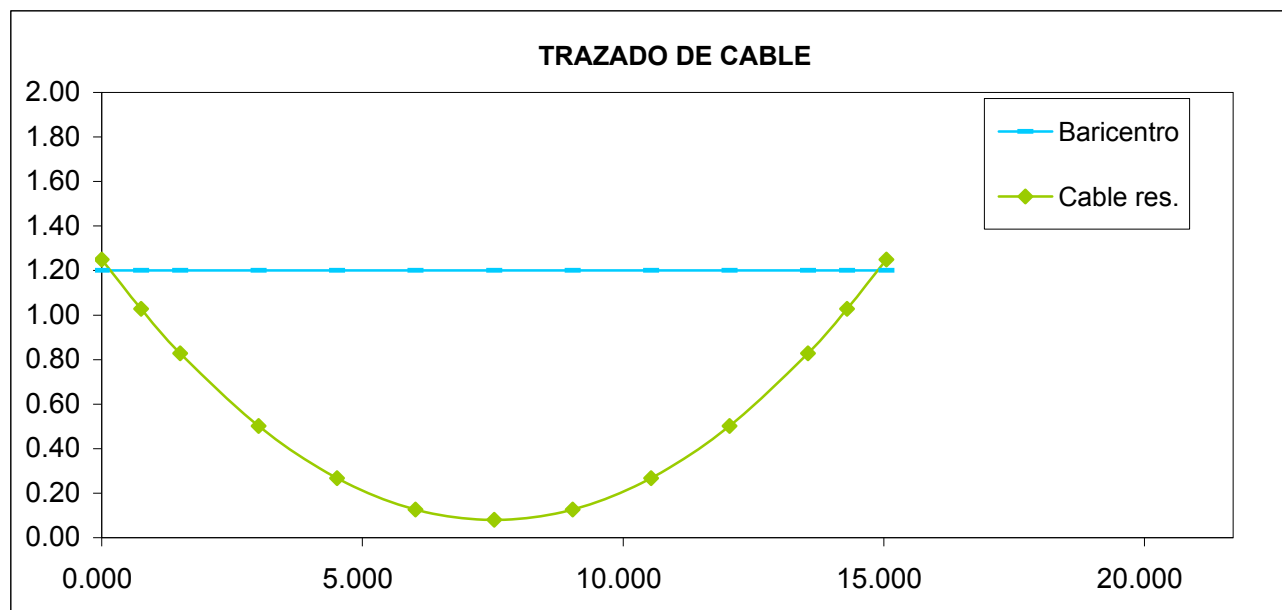
SECC.	X	EJE BAR.	CABLE RESULTANTE	
0.00	0.000	1.2000	1.2500	-0.050
0.05	0.753	1.2000	1.0277	0.172
0.10	1.505	1.2000	0.8288	0.371
0.20	3.010	1.2000	0.5012	0.699
0.30	4.515	1.2000	0.2672	0.933
0.40	6.020	1.2000	0.1268	1.073
0.50	7.525	1.2000	0.0800	1.120
0.60	9.030	1.2000	0.1268	1.073
0.70	10.535	1.2000	0.2672	0.933
0.80	12.040	1.2000	0.5012	0.699
0.90	13.545	1.2000	0.8288	0.371
0.95	14.298	1.2000	1.0277	0.172
1.00	15.050	1.2000	1.2500	-0.050

Constante de la parábola de 2º grado

$a = 0.02066$

$\alpha = 0.30$

Las medidas indicadas están en metros.



5.3.4. Cálculo de pérdidas por fricción

$\mu = 0.25$ $\beta = 0.007$ Parámetros adoptados

CABLE RESULTANTE $\alpha = 0.301$

Sección	X	α	$\alpha + \beta \times X$	$e^{\alpha - \mu \times X}$
1	2	3	4	5
0.00	0.000	0.00000	0.00000	1.0000
0.05	0.753	0.03015	0.03542	0.9912
0.10	1.505	0.06030	0.07083	0.9824
0.15	2.258	0.09045	0.10625	0.9738
0.20	3.010	0.12059	0.14166	0.9652
0.25	3.763	0.15074	0.17708	0.9567
0.30	4.515	0.18089	0.21250	0.9483
0.35	5.268	0.21104	0.24791	0.9399
0.40	6.020	0.24119	0.28333	0.9316
0.45	6.773	0.27134	0.31874	0.9234
0.50	7.525	0.30148	0.35416	0.9153

Pérdidas por fricción en 0.5 L 8.47 %

5.3.5. Verificación de las tensiones normales en estado de servicio

Características Mecánicas

Hormigón Viga Pref. H-38 $E_v = 3700000 \text{ ton/m}^2$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P9 MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..14..de..19	00
		Preparo : M.M. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.3.6. Esfuerzo de pretensado

$N_{0\text{ 1er}}$	=	-1110.5 ton	Pérdidas instantáneas	8.5 %
N_{∞}	=	-971.1 ton	Pérdidas diferidas	4.1 %
			Pérdidas totales	12.6 %

Estimación acero de pretensado necesario

Tensión límite acero de pretensado (con sobretesado):	90 % x β_s =	0.90 x 17000 =	15300.00 kg/cm ²
	75 % x β_s =	0.75 x 19000 =	14250.00 kg/cm ²
Tensión límite acero de pretensado (en servicio)	85 % x β_s =	0.85 x 17000 =	14450.00 kg/cm ²
	70 % x β_s =	0.70 x 19000 =	13300.00 kg/cm ² (*)

(*) Valor límite adoptado

$$F_{ev\ nec} = 83.49 \text{ cm}^2$$

5.3.7. 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 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	-1110.5		-231	-231	-202	-202
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-1243.7	648	-648	566	-566
3	MOMENTO TESADO HIPERESTATICO						
4	TOTAL PRETENSADO (1+2+3)			416	-879	364	-769
5	PESO PROPIO VIGA DINTEL		311.10	-162	162	-162	162
6	TOTAL (4+5)			254	-717	202	-607
7	PESO PROPIO TABLERO		852.30	-444	444	-444	444
8	TOTAL (6+7)					-242	-163
9	SOBRECARGA		883.00			-460	460
10	TOTAL (8+9)					-702	297

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

	250	-1800	-1600	320
(*)	102%	40%	44%	93%

(*) Se acepta el defecto en la tensión inicial en la fibra superior

5.3.8. Cálculo de pérdidas diferidas.

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

$$E_b = 3700000 \text{ ton/m}^2 \quad \text{H-38}$$

$$E_z = 19500000 \text{ t/m}^2 \quad \text{Acero C1900 Grado 270 Cordones 1/2" (A verificar según el sistema)}$$

$$n = 5.27$$

$$\phi = 1.80$$

Determinación espesor medio ficticio

$$k_{ef} = 1.50 \quad \text{Tabla 46 renglón 3 (CIRSOC 201)}$$

$$d_{ef} = k_{ef} \times (2 A_b / u)$$

$$u = 8.80 \quad \text{m} \quad \text{Perimetro de la sección expuesto al desecamiento}$$

$$d_{ef} = 1.64$$

$$\text{Coeficiente de retracción final} \quad 0.10 < d_m < 0.80$$

$$\epsilon_s \infty = -0.00020 \quad \text{Tabla 45}$$

Se estima

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

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

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

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

$$\sigma_{bv} = -202.3 + (-1243.71 \times 1.12 / 2.3) \times (1 - 12.55\%) = -731.0 \quad \text{ton/m}^2$$

$$\sigma_{bg} = (311.1 + 852.3 + 852.3) \times 1.12 / 2.3 = 994.78 \quad \text{ton/m}^2$$

$$\sigma_{\phi} = -5242.55 \quad \text{ton/m}^2$$

$$c_{\phi} = -4.24 \quad \% \quad \text{Adoptado 4.08 \%}$$

5.3.9. Verificación a la rotura

Materiales:

Resistencia a la rotura del hormigón H-38	$\beta_r = 0,7 \times \sigma'_{bk} =$	2700	ton/m ²
Resistencia a la rotura del acero ADN-420	$\beta_s =$	42000	ton/m ²
Resistencia a la rotura del acero de pretensado	$\beta_z =$	170000	ton/m ²
Módulo de elasticidad del hormigón H-38	$E_H =$	3700000	ton/m ²
Módulo de elasticidad del acero ADN-420	$E_A =$	21000000	ton/m ²
Módulo de elasticidad del acero de pretensado	$E_{AZ} =$	19500000	ton/m ²

Geometría:

Altura de la sección	d =	240	cm
Ancho de la sección	b =	200	cm
Recubrimiento adoptado	rec. =	2.5	cm

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FC BELGRANO SUR PILA TIPO P9 MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..16..de..19	00
		Preparo : M.M. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

	$h'_{\text{notesa}} = \text{rec.} + \frac{\varnothing_{25}}{2} + 2da \text{ capa} =$	6.3	cm
Altura útil armadura no tesa	$h_{\text{notesa}} = d - h' =$	234	cm
	$h'_{\text{tesa}} =$	8.0	cm
Altura útil armadura tesa	$h_{\text{tesa}} =$	232	cm

Armadura adoptada

Armadura no tesa superior	15 \varnothing 25 =	73.63	cm ²
Armadura no tesa inferior	44 \varnothing 25 =	215.98	cm ²
Armadura tesa inferior		83.49	cm ²

Plano de rotura

Fibra traccionada	$\epsilon_t =$	0.500	%
Fibra comprimida	$\epsilon_c =$	0.142	%

Deformaciones

Profundidad del eje neutro	$x =$	53.0	cm
Ancho hasta deformación de 0,135%	$a =$	2.547	cm
Armadura traccionada (tesa y no tesa)	$\epsilon_{At} =$	0.48	%
Armadura comprimida	$\epsilon_{Ct} =$	0.13	%

Tensiones

Tensión en el acero no teso traccionado		42000	ton/m ²
Tensión en el acero teso traccionado		94241	ton/m ²
Tensión en el acero comprimido		26270	ton/m ²

Esfuerzos en el plano de rotura

Resultante de tracción	$T =$	1694.0	ton
Compresión en la armadura	$C1 =$	193.4	ton
Compresión en el hormigón (rectángulo)	$C2 =$	138	ton
Compresión en el hormigón (triángulo)	$C3 =$	1363	ton
Resultante de compresión	$C = C1 + C2 + C3 =$	1694.0	ton

Como C=T, verifica el plano de rotura adoptado

Brazos elásticos

Distancia al baricentro de la sección de la armadura traccionada	$z1 =$	1.14	m
Distancia al baricentro de la sección de la armadura comprimida	$z2 =$	1.14	m
Distancia al baricentro de la sección del homigón comprimido (rectángulo)	$z3 =$	1.19	m
Distancia al baricentro de la sección del homigón comprimido (triángulo)	$z4 =$	1.01	m

Momento último de la sección existente

Momento último $M_u = 3681.8$ ton.m

Momento solicitante máximo

Del modelo de cálculo $M_{m\acute{a}x} = 2046$ ton.m

Factor de seguridad

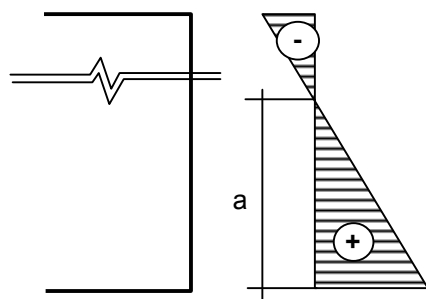
Factor de seguridad $v = M_u/M_{m\acute{a}x} = 1.80 > 1.75$

Verifica

5.3.10. Verificación a la fisuración

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}
				ton	ton m	ton /m ²	ton /m ²
1	TIRO	-1110.5		-231	-231	-202	-202
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-1243.7	648	-648	566	-566
3	MOMENTO TESADO HIPERESTATICO						
4	TOTAL PRETENSADO (1+2+3)			416	-879	364	-769
5	PESO PROPIO VIGA DINTEL		420	-219	219	-219	219
6	TOTAL (4+5)			198	-660	145	-550
7	PESO PROPIO TABLERO		1150.61			-599	599
8	TOTAL (6+7)					-454	49
9	SOBRECARGA		1192.05			-621	621
10	TOTAL (8+9)					-1075	670



$$a = 670.13 / (670.13 + 1074.73) \times 240 = 0.92 \text{ m}$$

$$Abz = 1.84 \text{ m}^2$$

$$Z = 618 \text{ ton}$$

Armadura no tesa dispuesta $F_e = 216 \text{ cm}^2$ **44 Ø 25**

Tensión en el acero $\sigma = 2063 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$ **Verifica**

Verificación incremento de tensión en armadura pretensada.

$$\Delta\sigma_v = Z / (A_v + A_s) = 2062.55 \text{ kg/cm}^2$$

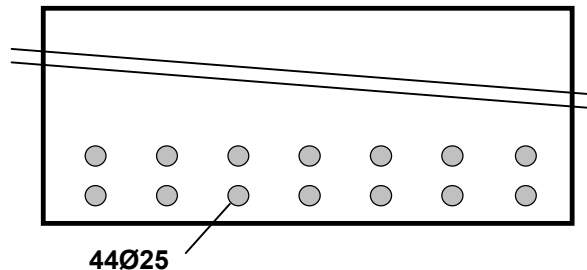
$$\sigma_v \text{ final} = 13692.96 \text{ kg/cm}^2 < \beta s_v$$

Verificación diámetro límite

$$d_s \leq \frac{4 \times r \times \mu z \times 10^4}{\sigma s^2}$$

$$\mu z = 1.17 \%$$

$$d_s = 72 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Verifica fisuración}$$



5.3.11. Verificación de las tensiones principales de uso.

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

SECCIÓN	X	Q _{V+L}	Q _{T+P}	Q _{TESADO}	Ss	b	τ	σ _x	σ _I	σ _{II}	Verifica
	[m]	[ton/m ²]	[ton]	[ton]	[m ³]	[m]	[ton/m ²]	[ton/m ²]	[ton/m ²]	[ton/m ²]	
0.05	0.75	86.80	338.66	-270.14	1.440	2.00	48.54	-404.6	5.74	-410.35	Si
0.10	1.51	84.30	338.66	-238.86	1.440	2.00	57.53	-404.6	8.02	-412.63	Si
0.20	3.01	74.90	338.66	-177.60	1.440	2.00	73.74	-404.6	13.02	-417.63	Si
0.30	4.52	56.20	338.66	-117.67	1.440	2.00	86.62	-404.6	17.76	-422.37	Si
0.40	6.02	37.40	48.62	-58.62	1.440	2.00	8.56	-404.6	0.18	-404.79	Si

5.3.12. Verificación de las tensiones principales de rotura y cálculo de la armadura de corte

Armadura mínima (según tabla 42) $A_s \text{ min} > 2 \times \mu \times b = 36.00 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $\mu = 0.09 \%$ (según tabla 43)

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

$\sigma_b \text{ límite} = 320.0 \text{ ton/m}^2$ (según CIRSOC 201 - 26.12.3.1)
 $\sigma_I \text{ admisible} = 200.0 \text{ ton/m}^2$ (según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 50 a 55)
 $\sigma_{II} \text{ máxima} = 2000.0 \text{ ton/m}^2$ (según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 62 a 63)
 $\tau_r \text{ admisible} = 200.0 \text{ ton/m}^2$ (según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 50 a 55)
 $\tau_r \text{ máxima} = 800.0 \text{ ton/m}^2$ (según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 56 a 61)
 $\text{tang } \delta = (1 - \Delta\tau / \tau_r) > 0.4$ ($\Delta\tau$: 60% de los valores según tabla 47 renglon 50)

SECCION	X	σ _{inferior}	ZONA	σ _x	τ _u / τ _r	σ _I	σ _{II}	tang δ	Z	Req.Arm	fe req
	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]		[ton/m ²]	[ton/m ²]		[ton/m ²]		[ton]
0.05	0.75	-264.5	A	-404.6	148.3	48.51	-453.11	0.40	138.3	Mínima	32.92
0.10	1.51	31.9	A	-404.6	156.7	53.57	-458.17	0.40	127.6	Mínima	30.39
0.20	3.01	466.0	B	-404.6	143.8	-	-	0.40	115.0	Minima	27.39
0.30	4.52	709.0	B	-404.6	134.4	-	-	0.40	107.5	Minima	25.60
0.40	6.02	1005.6	B	-404.6	20.2	-	-	0.40	16.2	Minima	3.85

**PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO FC BELGRANO SUR
PILA TIPO P9
MEMORIA DE CÁLCULO**

Hoja:..19..de..19 **00**
Preparo : M.M.
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

5.3.13. Dimensionamiento de la armadura superior

Armadura mínima $f_{e\ min} = 72.00\ cm^2$ ($\mu_{min} = 0.15\%$)

Seccion	M	N	d	Me	kh	$f_{e\ nec}$	$f_{e\ calc}$	ϕ	cant	fe adop
	[ton.m]	[ton]	[m]	[ton.m]		[cm ²]	[cm ²]	[mm]		
Dintel	-286.0	15.78	2.40	267.85	20.31	55.08	72.00	25	14.68	15Ø25 (sup)

5.3.14. Corte Vertical en estados de Servicio

nº ramas= **8**

Seccion	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	fe	sep	Adoptado
	[ton]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ² /m]	[m]	
Dintel	523.0	2.00	2.40	129.81	Zona II	70.21	58.51	0.15	8r. Ø12c/15cm

5.3.15. Torsión en estados de servicio

SECCION	d_t	b_t	d_t / b_t	b
Dintel	2.4	2.0	1.2	0.221

(S/ Cuaderno 220)

SECCION	M_T	τ_T	F_{eT}	$\tau_T < \tau_{o2}$	Q	τ_C	$F_{eC\ rama}$	$\tau_c + \tau_T$	$\tau_c + \tau_T < 1.3\tau_{o2}$	Estribo Externo
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]		[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
Dintel	51.2	24.1	2.3	ok	217.0	21.3	2.2	45.4	ok	Ø12 c/15cm

Armadura Longitudinal de Torsión

SECCION	M_T	τ_T	F_{eT}	$\Sigma F_{e\ necesaria\ flex}$	$\Sigma F_{e\ adoptada\ flex}$	Fe a agregar
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
Dintel	51.2	24.1	20.0	72.00	129.93	---

5.4. Columna y pilote

5.4.1. Flexión en estados de Servicio

Diámetro Columna sección 1 y 2 = **1.20** m \Rightarrow Area = 1.13 m²

Diámetro Pilote sección 3 = **1.70** m \Rightarrow Area = 2.27 m²

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	$f_{e\ nec.}$	ϕ	Cant	$f_{e\ adop}$
1 - 2	153	-564	0.04	-0.18	0.10	0.008	90.48	25	18.43	20Ø25
3	133	-408.0	0.02	-0.10	0.00	0.008	181.58	25	36.99	37Ø25

5.4.2. Corte en estados de Servicio

nº ramas = **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	adop
1 - 2	19.72	0.00	1.20	23.25	Zona I	9.30	0.28	0.15	Ø10c/15
3	20.63	0.00	1.70	12.12	Zona I	4.85	0.21	0.15	Ø10c/15



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

ESRTACIÓN BUENOS AIRES - ANDÉN - SUPERESTRUCTURA
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	F.O.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0131-01
ELAB.	N.S.			
APROB.	R.P.			

ÍNDICE

1. Generalidades.
2. Esquemáticos
3. Análisis de Cargas.
4. Cálculo de Solicitaciones y dimensionamiento de Secciones

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..47.	1
		Preparo : N.S.	
		Fecha : 07/12/2016	
		Reviso : R.P.	

1.- GENERALIDADES

1.1.- Alcance

La presente memoria de cálculo contiene el diseño estructural de la superestructura de los andenes de la Estación Buenos Aires del Viaducto Ferroviario Elevado en las vías del FFCC Belgrano Sur, ubicado en la Ciudad de Buenos Aires.

La estructura se compone de losas de Hormigón Armado "in situ" sobre vigas armadas de Acero conformando una sección del tipo mixta. La infraestructura es de Hormigón Armado con fundaciones indirectas (Ver memoria correspondiente).

La memoria de cálculos presente comprende el cálculo de solicitaciones y dimensionamiento de las secciones de Hormigón Armado y Metálicas.

El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

1.2.- Bibliografía

CIRSOC 101/82	Cargas y Sobrecargas Gravitatorias para el Cálculo de las esestructuras de Edificios
CIRSOC 102/84	Acción del Viento sobre las construcciones
CIRSOC 201/82	Proyecto, cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado
CIRSOC 301/05	Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios
CUADERNO 220	Dimensionamiento de los elementos de Hormigón y Hormigón Armado
CUADERNO 240	Métodos Auxiliares para el cálculo de las solicitaciones y Deformaciones de estructuras de Hormigón Armado

Reglamento de Argentino de Ferrocarriles

1.3.-Software Utilizado

Staad Pro.

1.4.- Materiales

Los materiales previstos en este proyecto son:

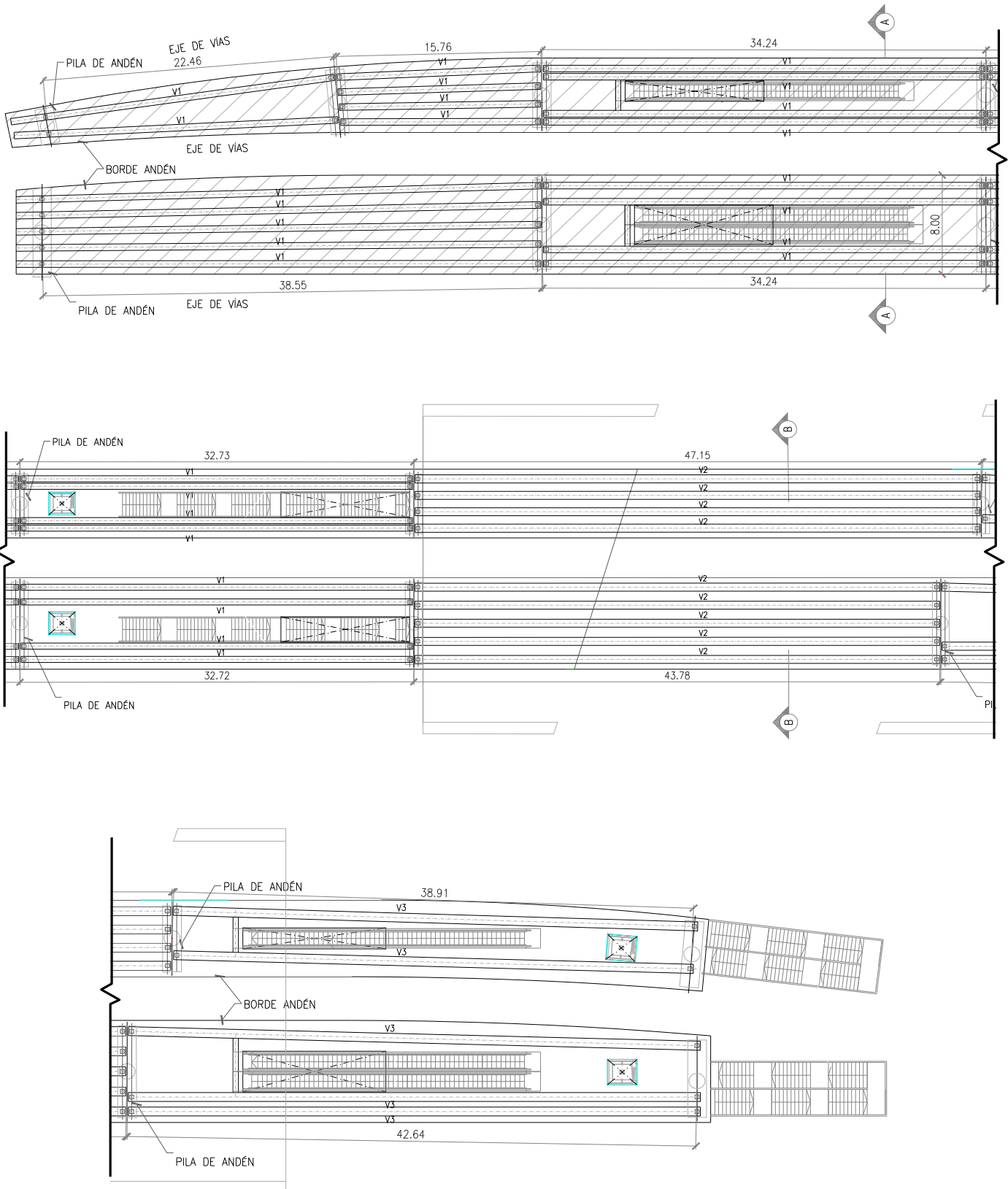
Hormigón	H- 30	$\sigma'_{bk} = 30$ MPa	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 420$ MPa	(Conformado en barras)
Acero Para estructura Metálica	F- 24	$F_y = 2400$ kg/cm ²	Perfiles Laminados
	F- 36	$F_y = 3600$ kg/cm ²	Perfiles Armados
Pernos de Corte	ASTM A-108	$F_{uc} = 420$ MPa	

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : N.S.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

2.- ESQUEMÁTICOS

Planta de Andén.

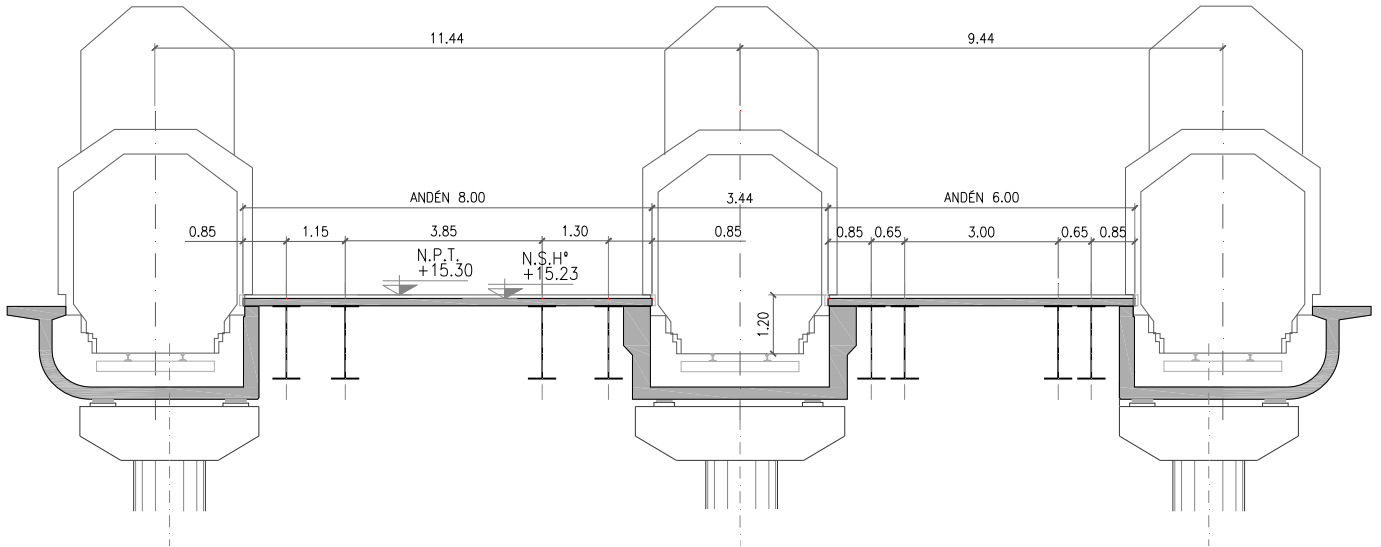


VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN
MEMORIA DE CÁLCULO

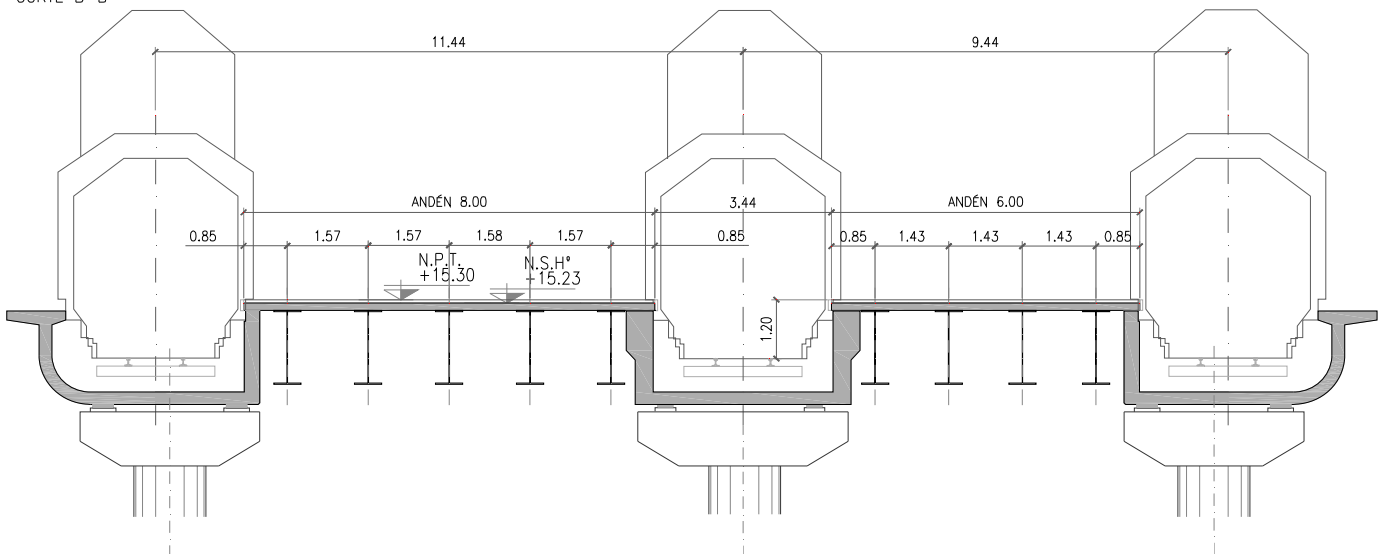
Preparo : N.S.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Sección de Andén en Accesos.

CORTE A-A



CORTE B-B



3.- ANÁLISIS DE CARGAS

3.1 Cargas Gravitacionales

3.1.1. Cargas Permanentes

3.1.1.1. Peso Propio

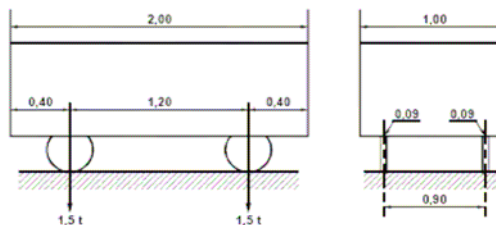
Se calcula en forma automática para cada elemento teniendo en cuenta el peso específico del material.

3.1.1.2. Cargas Permanentes Adicionales

Peso específico del contrapiso (co)	$e_{co} = 0.05$ m	$\gamma_{co} = 1.60$ ton/m ³
Peso específico Solado (so)	$e_{so} = 0.02$ m	$\gamma_{so} = 2.20$ ton/m ³
Reacción de la estructura de aleros (cada 4m)		$D_{al} = 0.66$ ton

3.1.2. Sobrecargas

Sobrecarga en Andenes (p) en estado de Servicio	$p_1 = 0.50$ ton/m ²
Sobrecarga en Andenes (p) en estado constructivo	$p_2 = 0.15$ ton/m ²
Sobrecarga de Carrito Eléctrico. Reacción por eje	$N_r = 1.50$ ton



3.1.3. Sobrecarga de Cubierta

Reacción de la estructura de aleros (cada 4m)	$L_r = 0.40$ ton
---	------------------

3.2. Cargas Horizontales

3.2.1. Viento

Se consideran las solicitaciones transmitidas por los aleros hacia el andén bajo dos condiciones de carga:

(I) Con tren en la estación:	Carga Vertical 1	$W_{c1} = 0.93$ ton
	Carga Vertical 2	$W_{c2} = 0.64$ ton
	Carga Transversal	$W_{ct} = 0.04$ ton
(II) Sin tren en la estación:	Carga Vertical 1	$W_{s1} = 0.58$ ton
	Carga Vertical 2	$W_{s2} = -0.12$ ton
	Carga Transversal	$W_{st} = 0.20$ ton

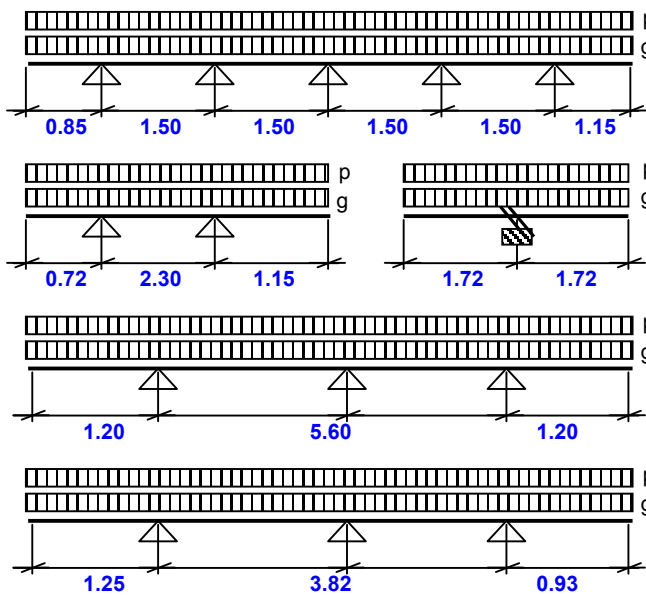
4.- CÁLCULO DE SOLICITACIONES Y DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES

4.1. Losa de Andén

4.1.1. Losa de Andén Típica

Se dimensionan los diferentes esquemas estáticos de los andenes, ubicándose refuerzos cuando sea necesario.

Esquemático



Cargas Actuales

$$\begin{aligned}
 g_{pp} &= 0.36 \text{ ton/m}^2 && \text{(Peso propio losa)} \\
 g_{co} &= 0.08 \text{ ton/m}^2 && \text{(Contrapiso)} \\
 g_{so} &= 0.04 \text{ ton/m}^2 && \text{(Solado)} \\
 p_1 &= 0.50 \text{ ton/m}^2 && \text{(Sobrecarga)} \\
 q &= 0.98 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = 0.02 m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Apoyo Tip.	-1.40	0.00	1.4	0.15	0.13	1.00	10.6	0.444	4.97	φ 10 c/15 cm [sup]
Tramo Tip.	1.06	0.00	1.1	0.15	0.13	1.00	12.1	0.439	3.72	φ 10 c/15 cm [inf]
A° long. Tip.				0.15	0.13				0.99	φ 8 c/30 cm [a/c]

Dimensionamiento a Corte

Recubrimiento = 0.02 m

Sección	Q	M	d	h	b ₀	k ₁	k ₂	τ ₀	k ₂ × τ ₀₁₁	F _e	Adoptado
	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[ton/m ²]		[cm ² /m ²]	
Apoyo Ext.	1.69	1.45	0.15	0.13	1.00	1.00	15.91	60.0	---	---	
Apoyo Int.	2.88	0.70	0.15	0.13	1.00	1.00	27.11	60.0	---	---	

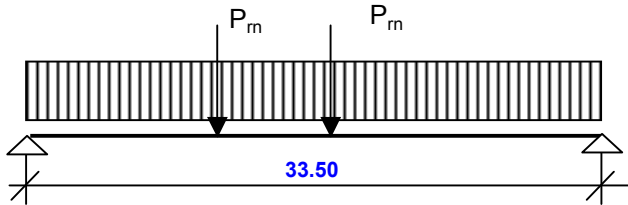
VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : N.S.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

4.2. Vigas Longitudinales Andén

4.2.1. Vigas tipo V1

Esquema estático - Estado de servicio (Definitivo)



Distancia máx. entre vigas: = **1.15** m
Ancho de Influencia de las vigas = **1.00** m
Cantidad de vigas = **4**

Cargas Actuantes:

D_1	=	0.36	ton/m	(Peso propio vigas)
D_2	=	0.36	ton/m	(Peso Propio Losa)
D_3	=	0.19	ton/m	(Cargas permanentes adicionales)
D_4	=	0.66	ton	(Carga permanente de la estructura de aleros)
L_1	=	0.44	ton/m	(Sobrecarga constructiva)
L_2	=	0.75	ton/m	(Sobrecarga Servicio)
L_m	=	0.75	ton	(Sobrecarga Carro (neto))
L_r	=	0.40	ton	(Sobrecarga de Cubierta de Aleros)
W_{c1}	=	0.93	ton	(Viento Vertical 1 con tren)
W_{c2}	=	0.64	ton	(Viento Vertical 2 con tren)
W_{ct}	=	0.04	ton.m	(Viento Transversal con tren)
W_{s1}	=	0.58	ton	(Viento Vertical 1 sin tren)
W_{s2}	=	-0.12	ton	(Viento Vertical 2 sin tren)
W_{st}	=	0.20	ton.m	(Viento Transversal sin tren)

Combinaciones de Cargas:

COMBINACIÓN	Viga de Anden	
	M_{TRAMO}	$Q_{MÁX}$
	[ton m]	[ton]
1.4 D	305.77	21.75
1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	555.17	38.83
1.2 D + 0.5 L + 1.6 Lr	363.33	25.50
1.2 D + 1.6 Lr + 0.8 W	265.41	18.94
1.2 D + 0.5 L	352.64	24.89
1.2 D + 0.8 W	254.72	18.33
1.2 D + 0.5 L + 0.5 Lr + 1.5 W	342.15	24.50
1.2 D + 0.5 L + 1.5 W	338.81	24.31
0.9 D + 1.5 W	182.74	13.40
0.9 D	196.57	13.98

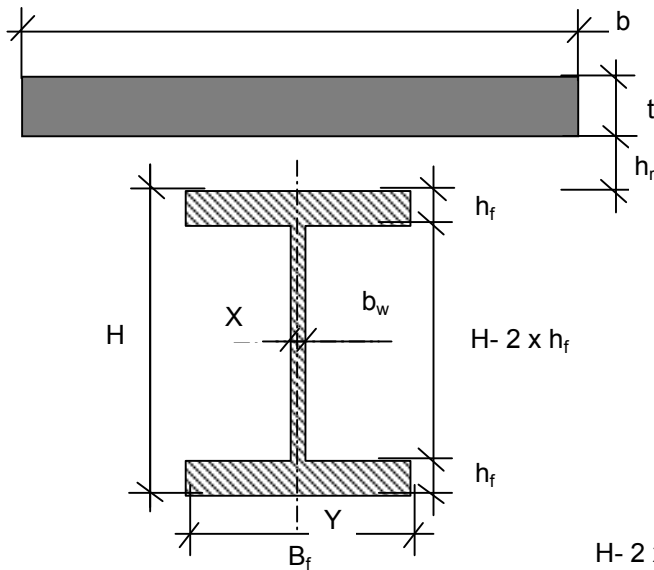
Propiedades mecánicas

$F_y = 360$ Mpa ($F_y = F_{yf} = F_{yw}$)
 $E_s = 200000$ Mpa
 $G = 77200$ Mpa
 $f'_c = 30$ Mpa
 $\gamma_{H^o} = 2400$ kg/m³
 $E_{H^o} = 26403$ MPa

Tensión de Fluencia del Material
Módulo de elasticidad del Acero
Módulo de elasticidad Transversal del Acero
Resistencia del Hormigón
Peso específico del Hormigón

Módulo de elasticidad del hormigón (ACI): $E_h = 0.043 \cdot \gamma_{H^o}^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c}$

Características del perfil adoptado



Ancho efectivo de losa (s/ACI)

$b_1 = L / 4 = 8.38$ m
 $b_2 = \text{Sep viga} = 1.00$ m
 $b_3 = B_f + 16 t = 2.93$ m

$b = 1000$ mm = 100 cm
 $t = 150$ mm = 15 cm
 $h_r = 0$ mm = 0 cm
 $H = 1500$ mm = 150 cm
 $B_f = 530$ mm = 53 cm
 $h_f = 25.4$ mm = 2.54 cm
 $b_w = 12.7$ mm = 1.27 cm
 $H - 2 \times h_f = 1449.2$ mm = 145 cm

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS VIGA DE ACERO

A_g	J_x	J_y	Z	S_x	S_y	r_x	r_y	J_D	C_w
[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁶]
453	1785876	63049	26519	23812	2379	62.8	11.8	678	3.43.E+08

Verificación de Esbeltez Local

Alma $\left\{ \begin{array}{l} \lambda_p = 3.76 \times \sqrt{E/F_y} = 88.624 \\ \lambda_r = 5.70 \times \sqrt{E/F_y} = 134.35 \end{array} \right.$ $h / b_w = 114.11$ \Rightarrow Alma no compacta

Ala $\left\{ \begin{array}{l} \lambda_p = 0.38 \times \sqrt{E/F_y} = 8.95669 \\ \lambda_r = 0.95 \times \sqrt{E/FL/kc} = 24.3492 \end{array} \right.$ $B_f / 2 / h_f = 10.4331$ \Rightarrow Ala no compacta

Sección Compuesta

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN COMPUESTA

A_g	Y_G	J_x	r_x	S_{xinf}	S_{xsup}	$S_{x_{sup}}^V$	n
[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[E_s/E_{H^o}]
651	100	2727614	64.7	27253	42017	54643	7.57

Estado Constructivo

Se considera la sección de acero sin colaboración del Hormigón de la losa y con acción de una sobrecarga Constructiva.

Resistencia nominal de la sección a flexión

$$\phi_b = 0.90 \quad \text{Factor de resistencia para Flexión}$$

$$\phi_b \times M_n \quad \text{Resistencia de diseño a Flexión}$$

Estado límite de Plastificación

$$M_n = M_p = \min (Z \times F_y , 1.5 F_y S)$$

Estado límite de Pandeo Lateral Torsional

Secciones con $L_b < L_r$

$$M_n = \min \{ C_b [M_p - (M_p - M_r) \times (L_b - L_p) / (L_r - L_p)] , M_p \}$$

$$C_b = 1.14 \quad (\text{Viga simplemente apoyada})$$

$$L_p = 1.56 \times r_y \times \sqrt{E / F_{yf}} = 434 \quad \text{cm}$$

$$L_r = 1.28 \times r_y \times X_1 / F_L = 394 \quad \text{cm}$$

$$X_1 = \pi / S_x \sqrt{E G J A / 2} = 6426 \quad \text{Mpa}$$

$$M_r = F_L \times S_x = 5858 \quad \text{KN m}$$

$$F_L = \min((F_{yf} - F_r), F_{yw}) = 246 \quad \text{Mpa}$$

$$F_r = 114 \quad \text{Mpa}$$

Secciones con $L_b > L_r$

$$M_n = \min \{ M_{cr}, M_p \}$$

$$M_{cr} = 1.28 \times C_b \times S_x \times X_1 / (L_b / r_y)$$

Pandeo Local del Alma

Secciones con $\lambda < \lambda_r$

$$M_r = R_e \times F_{yf} \times S_x = 8572.21 \quad \text{KN m}$$

$$R_e = 1.00 \quad \text{Viga Armada No híbrida}$$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..11..de..47. 1
		Preparo : N.S. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.

Pandeo Local del Ala

Secciones con $\lambda < \lambda_r$

$$M_r = F_L \times S_x = 5857.67 \text{ KN m}$$

$$F_L = \min((F_{yf} - F_r), F_{yw}) = 246 \text{ Mpa}$$

$$F_r = 114 \text{ Mpa}$$

Secciones con $\lambda > \lambda_r$

$$F_{cr} = 0.90 \times E \times k_c / \lambda^2 = 619 \text{ Mpa}$$

$$M_r = F_{cr} \times S_x = 14745 \text{ KN m}$$

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN										
COMBINACIÓN	M _u [ton m]	L _b [cm]	GLOBAL			LOCAL			M _n [ton m]	chk
			M _p [ton m]	M(L _b <L _r) [ton m]	M _{cr} [ton m]	ALMA	ALA			
						M(I<I _r) [ton m]	M(I<I _r) [ton m]	M _{cr} [ton m]		
1.4 x D	141	1	955	-3542	263339	1026	1048	1474	955	OK
1.2 x D + 1.6 x L	220	1	955	-3542	263339	1026	1048	1474	955	OK

Verificación a Deformación

Flecha Admisible

$$f_{adm} = L/400 = 84 \text{ mm}$$

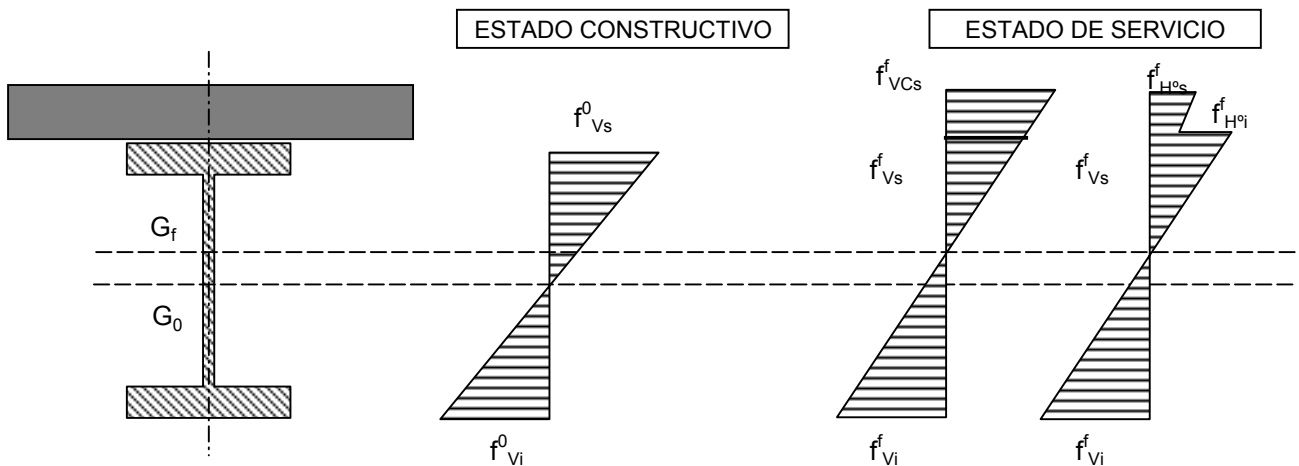
Flecha Máxima (Solo carga permanente)

$$f_{m\acute{a}x} = 51 \text{ mm}$$

⇒ VERIFICA

Estado de Servicio

Teniendo en cuenta la esbeltez del Alma se determina el Momento Nominal (M_n) como Momento Flexor que determina la fluencia (M_y). Se tiene en cuenta el procedimiento constructivo no disponiendo apuntalamientos; en tal caso, actúan en la sección de acero (peso propio viga + losa de Hormigón) y en la sección completa (Sobrecarga de uso y cargas permanentes adicionales).



$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3$$

$$F_Y = M_{D1} / S_{xi} + M_{D2} / S_{xi(SC)} + M_3 / S_{xi(SC)} \quad \Rightarrow \quad M_3 = (F_Y - M_{D1} / S_{xi} - M_{D2} / S_{xi(SC)}) S_{xi(SC)}$$

(*) Momentos Flexores factoreados (1.2 D)

Para el ala Superior $M_3^S = 1,650.1 \text{ ton m}$

Para el ala Inferior $M_3^I = 802.7 \text{ ton m}$

$M_3 = 802.7 \text{ ton m}$

$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3 = 963.7 \text{ ton m}$$

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN POSITIVA			
COMBINACIÓN	M	M_n	chk
	[ton m]	[ton m]	
1.4 x D	306	964	OK
1.2 x D + 1.6 x L	555	964	OK

Verificación a Deformación

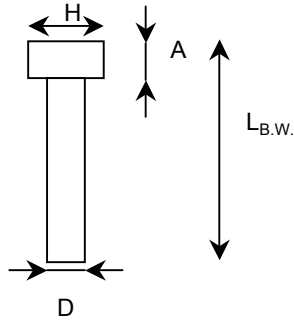
Flecha Admisible $f_{adm} = L/600 = 56 \text{ mm}$

Flecha Máxima (Sobrecarga) $f_{m\acute{a}x} = 23 \text{ mm}$

⇒ VERIFICA

Conectores de corte

Se adoptan conectores de corte tipo Nelson



Calidad acero:

ASTM A-108

$F_{yc} = 350$ MPa

$F_{uc} = 420$ MPa

$D = 1.588$ cm 5/8 "

$A_{sc} = 1.979$ cm²

$A = 0.792$ cm

$H = 2.794$ cm

$L_{B.W.} = 10.48$ cm

$L_{A.W.} = 10.16$ cm

Fuerza de Corte Horizontal a transmitir

Caso I : Aplastamiento del hormigón

Caso II : Fluencia del Acero

$V'_1 = 0.85 f'_c x b x t = 383$ ton

$V'_2 = F_y x A_s = 1632$ ton

$V' = \min(V'_1; V'_2) = 383$ ton

Resistencia de los conectores de Corte

$Q_n = 0.50 x A_{sc} \text{ raiz}(f'_c E_c) < R_g x R_p x A_{sc} x F_u$

$R_g = 1.00$ De tabla

$R_p = 1.00$ De tabla

8.81 ton < 8.31 ton

$Q_n = 8.31$ ton

$n/2 = 47$ Cantidad de conectores en media viga

$n = 94$

$p = 0.36$ m Paso de conectores

User Note: The table below presents values for R_g and R_p for several cases.

Condition	R_g	R_p
No decking*	1.0	1.0
Decking oriented parallel to the steel shape		
$\frac{w_r}{h_r} \geq 1.5$	1.0	0.75
$\frac{w_r}{h_r} < 1.5$	0.85**	0.75
Decking oriented perpendicular to the steel shape		
Number of studs occupying the same decking rib		
1	1.0	0.6 ⁺
2	0.85	0.6 ⁺
3 or more	0.7	0.6 ⁺

h_r = nominal rib height, in. (mm)

w_r = average width of concrete rib or haunch (as defined in Section I3.2c), in. (mm)

* to qualify as "no decking," stud shear connectors shall be welded directly to the steel shape and no more than 50 percent of the top flange of the steel shape may be covered by decking or sheet steel, such as girder filler material.

** for a single stud

+ this value may be increased to 0.75 when $e_{mid-hr} \geq 2$ in. (51 mm)

Resistencia nominal de la sección a Corte

AISC - Capítulo I - Punto I.3.2.d

$f_v = 0.90$ Factor de resistencia para Corte

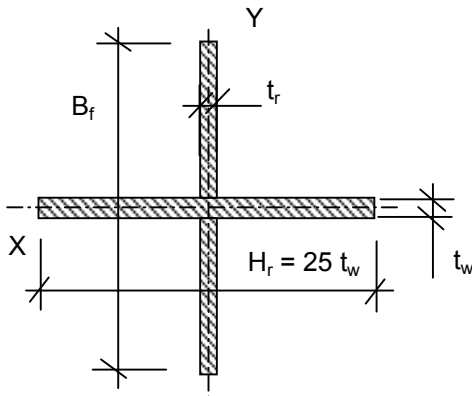
$h / bw = 114.11$

$$V_n = \begin{cases} h / t_w < 2.45 \text{ raiz}(E/F_y) = 57.75 \implies V_{n1} = 0.6 F_{yw} A_w = 398 \text{ ton} \\ h / t_w < 3.07 \text{ raiz}(E/F_y) = 72.36 \implies V_{n2} = V_{n1} x 2.45 \text{ raiz}(E/F_y)/(h/t_w) = 201 \text{ ton} \\ h / t_w < 260 \implies V_{n3} = 4.52 A_w E/(h/t_w)^2 = 128 \text{ ton} \end{cases}$$

$V_n = 127.78$ ton Resistencia nominal al corte de la sección

$\phi_v V_n = 115.00$ ton > $V_u = 38.83$ ton \implies **VERIFICA**

Rigidizadores de Apoyo



$B_f = 530 \text{ mm} = 53 \text{ cm}$
 $t_w = 12.70 \text{ mm} = 1.27 \text{ cm}$
 $H_r = 317.5 \text{ mm} = 31.75 \text{ cm}$
 $t_r = 9.53 \text{ mm} = 0.9525 \text{ cm}$

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS									
A_g	J_x	J_y	Z	S_x	S_y	r_x	r_y	J_D	C_w
[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁶]
89.6	11827.6	3394.8	---	446.3	213.8	11.5	6.2	36.6	0.0E+00

Resistencia nominal de la sección a compresión

$\phi_c = 0.85$ Factor de resistencia para Compresión

$\phi_c \times P_n$ Resistencia de diseño a Compresión

Estado límite de Pandeo por Flexión

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \left[\frac{K L}{r} \right] \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$F_{cr} \begin{cases} \lambda_c < 1.5 & = \left[0.658 \right]^{2} F_y \\ \lambda_c > 1.5 & = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \end{cases}$$

Estado límite de Pandeo por Torsión

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$F_{cr} \begin{cases} \lambda_e < 1.5 & = \left[0.658 \right]^{2} F_y \\ \lambda_e > 1.5 & = \left[\frac{0.877}{\lambda_e^2} \right] F_y \end{cases}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E C_w + G J}{\left[\frac{K_z L}{l_x + l_y} \right]^2}$$

ESFUERZO DE COMPRESIÓN NOMINAL													
K_x	L_x	λ_{cx}	F_{crx}	K_y	L_y	λ_{cy}	F_{cry}	K_z	L_z	F_e	λ_e	F_{crz}	P_n
	[m]		[ton/m ²]		[m]		[ton/m ²]		[m]	[ton/m ²]		[ton]	
0.75	1.45	0.13	35,755	0.75	1.45	0.24	35,153	1.00	1.45	18,572	1.39	15,994	143.30

VERIFICACIÓN			
N_u	$\phi \times P_n$	chk	$N_u / \phi P_n$
[ton]	[ton]		
-38.83	121.80	OK	0.32

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : N.S.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Verificación de Soldadura

Cálculo de tensiones últimas mediante Jouravski $\tau = \frac{Q * S}{J * b} = 0.06 \text{ tn/cm}^2$

Qu = 13.98 tn
S = 10011.02 cm³
J = 1785876 cm⁴
b = 1.27 cm

T sold = $\tau * b * 1m = 7.84 \text{ tn}$

Área de soldadura

a = 6.00 mm cateto de soldadura
g = 4.20 mm garganta efectiva
As = 84 cm² Área de soldadura

Resistencia nominal de soldadura

Fn 1 = $\varnothing 1 * 0.60 * F_{exx}$ $\varnothing 1 = 0.75$ corte en área efectiva. Sobre Electrodo
Fn 2 = $\varnothing 2 * F_y$ $\varnothing 2 = 0.9$ corte en área efectiva. Sobre material Base
F_{exx} = 70.00 ksi = 483 Mpa
F_y = 360 Mpa
Fn 1 = 217 Mpa
Fn 2 = 324 Mpa
Rn = min(Fn1,Fn2)*b*100cm
Rn = 182 tn OK

Empalme de Viga

Solicitaciones últimas Mu = 555 tn*m Corresponden a la sección compuesta
Vu = 39 tn

Resistencias de diseño de la viga Mn = 955 tn*m
Vn = 128 tn

Solicitaciones en empalme Se considera el mayor valor entre,
1) Promedio de valores últimos y resistencias nominales
2) 75% de valores nominales

Momento último a tomar en la unión Mn = 755 tn*m
Corte último a tomar en la unión Vn = 96 tn

Características de las chapas de la unión

F_y = 360 Mpa Tensión de fluencia en chapas de cubrejuntas
F_u = 500 Mpa Tensión de rotura en chapas de cubrejuntas
b_{cjfe} = 530 mm Ancho Cubrejunta exterior del ala
b_{cjfi} = 259 mm Ancho Cubrejunta intrior del ala
n_{cjfi} = 2
t_{cjf} = 12.7 mm Espesores Cubrejunta exterior del ala
t_{cjf} = 12.7 mm Espesores Cubrejunta interior del ala

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : N.S.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

H_cjw =	1300	mm	Altura Cubrejunta del alma
n_cjw =	2		cantidad de chapas de unión en el alma
t_cjw =	15.9	mm	Espesor Cubrejunta del alma
z =	1513	mm	Brazo elástico entre cubrejuntas de alas
I_cj_f =	1,448,053	cm4	Inercia de cubrejuntas de alas
I_cj_w =	581,290	cm4	Inercia de cubrejuntas de alma
I_cj =	2,029,342	cm4	Inercia total de cubrejuntas

Características de los bulones calidad de los bulones ISO 8.8

Øv =	0.75		Factor de resistencia a corte
Fy =	330	Mpa	Resistencia nominal a corte - Rosca no Excluida

Esfuerzos en Chapas de unión

M_cj_f = Mn * Icjf / Icj	=	539	tn*m	Esfuerzo de Flexión en cubrejunta de alas
M_cj_w = Mn * Icjw / Icj	=	216	tn*m	Esfuerzo de Flexión en cubrejunta de alma

Verificación de Cubrejunta de alas y Bulones

nb_f =	16		Cantidad de bulones en la chapa del ala	
db.f =	25.4	mm	Diámetro de bulones en las alas	
T_cj_f = Mn / z	=	356	tn	Esfuerzo Axil en cubrejunta de alas
Ag =	133	cm2	Área Bruta	
nbf =	4		cantidad de bulones por fila	
An =	120	cm2	Área neta, restando área de bulones	

Fluencia en Área Bruta	Øt =	0.9		coeficiente de resistencia
	Pn =	479	tn	
	Ø*Pn =	431	tn	OK

Rotura en Área Neta	Øt =	0.75		coeficiente de resistencia
	Pn =	601	tn	
	Ø*Pn =	451	tn	OK

Corte en Bulones	Vb =	22.3	tn	esfuerzo de corte en 1 bulón
	np =	2		planos de corte
	Ab =	5.07	cm2	área nominal de 1 bulón
	Rn =	33.44	tn	
	Ø*Pn =	25.08	tn	OK

Aplastamiento en Chapas	Øap =	0.75		coeficiente de resistencia
	Rn =	2.4 * d * t * Fu		
	Rn =	77	tn	
	Ø*Rn =	58	tn	OK

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : N.S.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Verificación de Cubrejunta de alma y Bulones

nc_w =	2	número de columnas
nf_w =	13	número de bulones por columna
nb_w =	26	Cantidad de bulones en la chapa del alma
db.f =	25.4 mm	Diámetro de bulones en el alma
np =	2	planos de corte
Ab =	5.07 cm ²	área de 1 bulón
z max =	1198 mm	brazo elástico máximo
paso =	100 mm	separación de bulones

Flexión en cubrejunta

Mu cj_w =	216 tn*m	Esfuerzo de flexión en cubrejunta
Z cj_w =	13414 cm ³	módulo plástico
S cj_w =	8943 cm ³	módulo elástico
Mn cjw =	Fy * Z	
Mn cjw =	483 tn*m	
Øap =	0.9	coeficiente de resistencia
Ø*Mn =	435 tn*m	OK

Esfuerzo de corte en bulones de alma

Qv_b = Vn tot / nb	=	3.7 tn	Corte en dirección vertical
Qh_b = M cj_w / S * (t*paso) / nc_w	=	19.2 tn	Corte en dirección horizontal
Q_b =	=	19.5 tn	Corte resultante

Corte en Bulones

Vb =	19.5 tn	esfuerzo de corte en 1 bulón
np =	2	planos de corte
Ab =	5.07 cm ²	área nominal de 1 bulón
Rn =	33.44 tn	
Ø*Pn =	25.08 tn	OK

Aplastamiento en Chapas

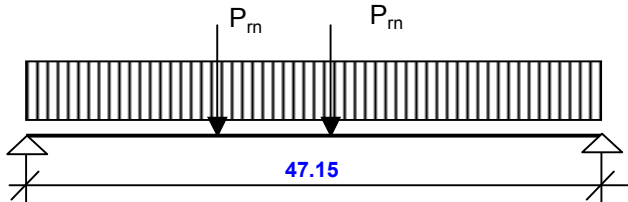
Øap =	0.75	coeficiente de resistencia
Rn =	2.4 * d * t * Fu	
Rn =	28 tn	
Ø*Rn =	21 tn	OK

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : N.S.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

4.2.2. Vigas tipo V2

Esquema estático - Estado de servicio (Definitivo)



Distancia máx. entre vigas: = **1.45** m
Voladizo en viga extrema = **0.85** m
Cantidad de vigas = **4**

Cargas Actuales:

D_1	=	0.60	ton/m	(Peso propio vigas)
D_2	=	0.36	ton/m	(Peso Propio Losa)
D_3	=	0.19	ton/m	(Cargas permanentes adicionales)
D_4	=	0.66	ton	(Carga permanente de la estructura de aleros)
L_1	=	0.44	ton/m	(Sobrecarga constructiva)
L_2	=	0.75	ton/m	(Sobrecarga Servicio)
L_m	=	0.75	ton	(Sobrecarga Carro (neto))
L_r	=	0.40	ton	(Sobrecarga de Cubierta de Aleros)
W_{c1}	=	0.93	ton	(Viento Vertical 1 con tren)
W_{c2}	=	0.64	ton	(Viento Vertical 2 con tren)
W_{ct}	=	0.04	ton.m	(Viento Transversal con tren)
W_{s1}	=	0.58	ton	(Viento Vertical 1 sin tren)
W_{s2}	=	-0.12	ton	(Viento Vertical 2 sin tren)
W_{st}	=	0.20	ton.m	(Viento Transversal sin tren)

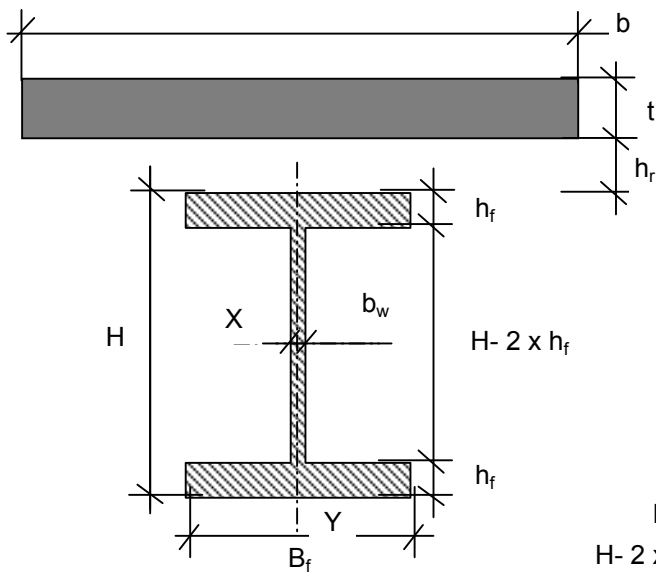
Combinaciones de Cargas:

COMBINACIÓN	Viga de Anden	
	M_{TRAMO}	Q_{MAX}
	[ton m]	[ton]
1.4 D	360.00	32.20
1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	597.00	56.30
1.2 D + 0.5 L + 1.6 Lr	407.00	37.20
1.2 D + 1.6 Lr + 0.8 W	306.26	29.20
1.2 D + 0.5 L	398.25	36.50
1.2 D + 0.8 W	297.04	28.40
1.2 D + 0.5 L + 0.5 Lr + 1.5 W	378.33	38.30
1.2 D + 0.5 L + 1.5 W	375.45	38.10
0.9 D + 1.5 W	209.10	22.30
0.9 D	231.90	20.70

Propiedades mecánicas

$F_y = 360$ Mpa	$(F_y = F_{yf} = F_{yw})$	Tensión de Fluencia del Material
$E_s = 200000$ Mpa		Módulo de elasticidad del Acero
$G = 77200$ Mpa		Módulo de elasticidad Transversal del Acero
$f'_c = 30$ Mpa		Resistencia del Hormigón
$\gamma H^o = 2200$ kg/m ³		Peso específico del Hormigón
$E_{H^o} = 23173$ MPa	Módulo de elasticidad del hormigón (ACI):	$E_h = 0.043 \cdot \gamma H^o^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c}$

Características del perfil adoptado



Ancho efectivo de losa (s/ACI)

$b_1 = L / 4 = 11.79$ m
 $b_2 = \text{Sep viga} = 1.45$ m
 $b_3 = B_f + 16 t = 3.05$ m

$b = 1450$ mm	=	145	cm
$t = 150$ mm	=	15	cm
$h_r = 0$ mm	=	0	cm
$H = 1500$ mm	=	150	cm
$B_f = 650$ mm	=	65	cm
$h_f = 38.1$ mm	=	3.81	cm
$b_w = 19.1$ mm	=	1.905	cm
$H - 2 \times h_f = 1423.8$ mm	=	142	cm

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS VIGA DE ACERO									
A_g	J_x	J_y	Z	S_x	S_y	r_x	r_y	J_D	C_w
[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁶]
767	3105133	174469	45859	41402	5368	63.6	15.1	2725	9.32.E+08

Verificación de Esbeltez Local

Alma $\left\{ \begin{array}{l} \lambda_p = 3.76 \times \sqrt{E/F_y} = 88.624 \\ \lambda_r = 5.70 \times \sqrt{E/F_y} = 134.35 \end{array} \right.$ $h / b_w = 74.7402$ \Rightarrow Alma compacta

Ala $\left\{ \begin{array}{l} \lambda_p = 0.38 \times \sqrt{E/F_y} = 8.95669 \\ \lambda_r = 0.95 \times \sqrt{E/FL/kc} = 27.0662 \end{array} \right.$ $B_f / 2 / h_f = 8.53018$ \Rightarrow Ala compacta

Sección Compuesta

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN COMPUESTA							
A_g	Y_G	J_x	r_x	S_{xinf}	S_{xsup}	$S_{x\sup}^V$	n
[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[E_s/E_{H^o}]
1019	95	4400690	65.7	46123	63239	80616	8.63

Estado Constructivo

Se considera la sección de acero sin colaboración del Hormigón de la losa y con acción de una sobrecarga Constructiva.

Resistencia nominal de la sección a flexión

$$\phi_b = 0.90 \quad \text{Factor de resistencia para Flexión}$$

$$\phi_b \times M_n \quad \text{Resistencia de diseño a Flexión}$$

Estado límite de Plastificación

$$M_n = M_p = \min (Z \times F_y , 1.5 F_y S)$$

Estado límite de Pandeo Lateral Torsional

Secciones con $L_b < L_r$

$$M_n = \min \{ C_b [M_p - (M_p - M_r) \times (L_b - L_p) / (L_r - L_p)] , M_p \}$$

$$C_b = 1.14 \quad \text{(Viga simplemente apoyada)}$$

$$L_p = 1.56 \times r_y \times \sqrt{E / F_{yf}} = 555 \quad \text{cm}$$

$$L_r = 1.28 \times r_y \times X_1 / F_L = 756 \quad \text{cm}$$

$$X_1 = \pi / S_x \sqrt{E G J A / 2} = 9635 \quad \text{Mpa}$$

$$M_r = F_L \times S_x = 10185 \quad \text{KN m}$$

$$F_L = \min((F_{yf} - F_r), F_{yw}) = 246 \quad \text{Mpa}$$

$$F_r = 114 \quad \text{Mpa}$$

Secciones con $L_b > L_r$

$$M_n = \min \{ M_{cr}, M_p \}$$

$$M_{cr} = 1.28 \times C_b \times S_x \times X_1 / (L_b / r_y)$$

Pandeo Local del Alma

Secciones con $\lambda < \lambda_r$

$$M_r = R_e \times F_{yf} \times S_x = 14904.6 \quad \text{KN m}$$

$$R_e = 1.00 \quad \text{Viga Armada No híbrida}$$

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : N.S.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Pandeo Local del Ala

Secciones con $\lambda < \lambda_r$

$$M_r = F_L \times S_x = 10184.8 \text{ KN m}$$

$$F_L = \min((F_{yf} - F_r), F_{yw}) = 246 \text{ Mpa}$$

$$F_r = 114 \text{ Mpa}$$

Secciones con $\lambda > \lambda_r$

$$F_{cr} = 0.90 \times E \times k_c / \lambda^2 = 1144.56 \text{ Mpa}$$

$$M_r = F_{cr} \times S_x = 47386.8 \text{ KN m}$$

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN										
COMBINACIÓN	M _u [ton m]	L _b [cm]	GLOBAL			LOCAL			M _n [ton m]	chk
			M _p [ton m]	M(L _b <L _r) [ton m]	M _{cr} [ton m]	ALMA	ALA			
						M(λ<λ _r) [ton m]	M(λ<λ _r) [ton m]	M _{cr} [ton m]		
1.4 x D	374	1	1651	3862	878199	1938	1899	4739	1651	OK
1.2 x D + 1.6 x L	517	1	1651	3862	878199	1938	1899	4739	1651	OK

Verificación a Deformación

Flecha Admisible

$$f_{adm} = L/400 = 118 \text{ mm}$$

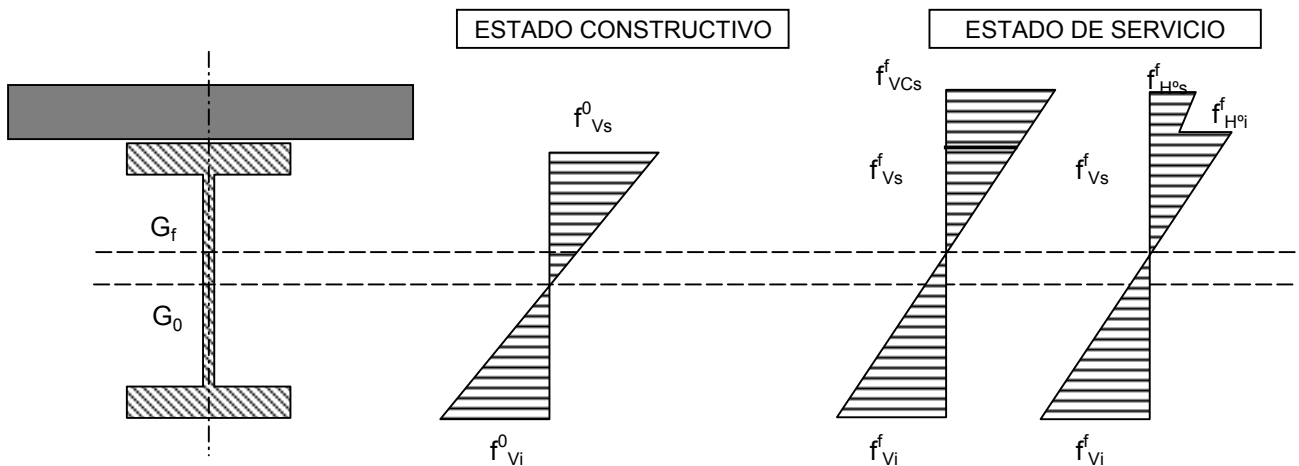
Flecha Máxima (Solo carga permanente)

$$f_{m\acute{a}x} = 92 \text{ mm}$$

⇒ VERIFICA

Estado de Servicio

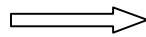
Teniendo en cuenta la esbeltez del Alma se determina el Momento Nominal (M_n) como Momento Flexor que determina la fluencia (M_y). Se tiene en cuenta el procedimiento constructivo no disponiendo apuntalamientos; en tal caso, actúan en la sección de acero (peso propio viga + losa de Hormigón) y en la sección completa (Sobrecarga de uso y cargas permanentes adicionales).



$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3$$

$$F_Y = M_{D1} / S_{xi} + M_{D2} / S_{xi(SC)} + M_3 / S_{xi(SC)}$$

(*) Momentos Flexores factoreados (1.2 D)



$$M_3 = (F_Y - M_{D1} / S_{xi} - M_{D2} / S_{xi(SC)}) S_{xi(SC)}$$

Para el ala Superior $M_3^S = 2,197.5 \text{ ton m}$

Para el ala Inferior $M_3^I = 1,222.9 \text{ ton m}$



$$M_3 = 1,222.9 \text{ ton m}$$

$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3 = 1,623.9 \text{ ton m}$$

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN POSITIVA			
COMBINACIÓN	M	M_n	chk
	[ton m]	[ton m]	
1.4 x D	360	1624	OK
1.2 x D + 1.6 x L	597	1624	OK

Verificación a Deformación

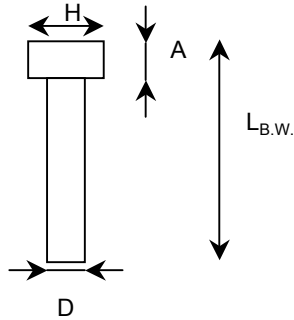
Flecha Admisible $f_{adm} = L/600 = 79 \text{ mm}$

Flecha Máxima (Sobrecarga) $f_{m\acute{a}x} = 55 \text{ mm}$

→ VERIFICA

Conectores de corte

Se adoptan conectores de corte tipo Nelson



Calidad acero: ASTM A-108

$F_{yc} = 350$ MPa $F_{uc} = 420$ MPa

$D = 1.588$ cm 5/8 " $A_{sc} = 1.979$ cm²

$A = 0.792$ cm

$H = 2.794$ cm

$L_{B.W.} = 10.48$ cm

$L_{A.W.} = 10.16$ cm

Fuerza de Corte Horizontal a transmitir

Caso I : Aplastamiento del hormigón

Caso II : Fluencia del Acero

$V'_1 = 0.85 f'_c x b x t = 555$ ton

$V'_2 = F_y x A_s = 2760$ ton

$V' = \min(V'_1; V'_2) = 555$ ton

Resistencia de los conectores de Corte

$Q_n = 0.50 x A_{sc} \text{ raiz}(f'_c E_c) < R_g x R_p x A_{sc} x F_u$

$R_g = 1.00$ De tabla

$R_p = 1.00$ De tabla

8.25 ton < 8.31 ton

$Q_n = 8.25$ ton

$n/2 = 68$ Cantidad de conectores en media viga

$n = 136$

$p = 0.35$ m Paso de conectores

User Note: The table below presents values for R_g and R_p for several cases.

Condition	R_g	R_p
No decking*	1.0	1.0
Decking oriented parallel to the steel shape		
$\frac{w_r}{h_r} \geq 1.5$	1.0	0.75
$\frac{w_r}{h_r} < 1.5$	0.85**	0.75
Decking oriented perpendicular to the steel shape		
Number of studs occupying the same decking rib		
1	1.0	0.6 ⁺
2	0.85	0.6 ⁺
3 or more	0.7	0.6 ⁺

h_r = nominal rib height, in. (mm)

w_r = average width of concrete rib or haunch (as defined in Section I3.2c), in. (mm)

* to qualify as "no decking," stud shear connectors shall be welded directly to the steel shape and no more than 50 percent of the top flange of the steel shape may be covered by decking or sheet steel, such as girder filler material.

** for a single stud

+ this value may be increased to 0.75 when $e_{mid-hr} \geq 2$ in. (51 mm)

Resistencia nominal de la sección a Corte

AISC - Capítulo I - Punto I.3.2.d

$f_v = 0.90$ Factor de resistencia para Corte

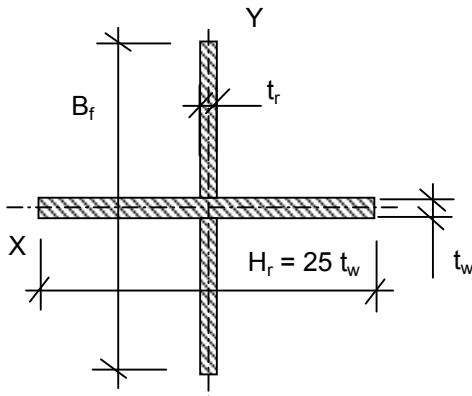
$h / bw = 74.74$

$$V_n = \begin{cases} h / t_w < 2.45 \text{ raiz}(E/F_y) = 57.75 \implies V_{n1} = 0.6 F_{yw} A_w = 586 \text{ ton} \\ h / t_w < 3.07 \text{ raiz}(E/F_y) = 72.36 \implies V_{n2} = V_{n1} x 2.45 \text{ raiz}(E/F_y)/(h/t_w) = 453 \text{ ton} \\ h / t_w < 260 \implies V_{n3} = 4.52 A_w E/(h/t_w)^2 = 439 \text{ ton} \end{cases}$$

$V_n = 438.94$ ton Resistencia nominal al corte de la sección

$\phi_v V_n = 395.05$ ton > $V_u = 56.30$ ton \implies **VERIFICA**

Rigidizadores de Apoyo



$$B_f = 650 \text{ mm} = 65 \text{ cm}$$

$$t_w = 19.05 \text{ mm} = 1.905 \text{ cm}$$

$$H_r = 476.25 \text{ mm} = 47.625 \text{ cm}$$

$$t_r = 9.53 \text{ mm} = 0.9525 \text{ cm}$$

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS									
A_g	J_x	J_y	Z	S_x	S_y	r_x	r_y	J_D	C_w
[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁶]
150.8	21852.1	17157.3	---	672.4	720.5	12.0	10.7	127.4	0.0E+00

Resistencia nominal de la sección a compresión

$\phi_c = 0.85$ Factor de resistencia para Compresión

$\phi_c \times P_n$ Resistencia de diseño a Compresión

Estado límite de Pandeo por Flexión

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \left[\frac{K L}{r} \right] \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$F_{cr} \begin{cases} \lambda_c < 1.5 & = \left[0.658 \right]^{2} F_y \\ \lambda_c > 1.5 & = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \end{cases}$$

Estado límite de Pandeo por Torsión

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$F_{cr} \begin{cases} \lambda_e < 1.5 & = \left[0.658 \right]^{2} F_y \\ \lambda_e > 1.5 & = \left[\frac{0.877}{\lambda_e^2} \right] F_y \end{cases}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E C_w + G J}{\left[\frac{K_z L}{l_x + l_y} \right]^2}$$

ESFUERZO DE COMPRESIÓN NOMINAL													
K_x	L_x	λ_{cx}	F_{crx}	K_y	L_y	λ_{cy}	F_{cry}	K_z	L_z	F_e	λ_e	F_{crz}	P_n
	[m]		[ton/m ²]		[m]		[ton/m ²]		[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[ton]
0.75	1.42	0.12	35,784	0.75	1.42	0.14	35,726	1.00	1.42	25,208	1.20	19,802	298.66

VERIFICACIÓN			
N_u	$\phi \times P_n$	chk	$N_u / \phi P_n$
[ton]	[ton]		
-56.30	253.86	OK	0.22

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : N.S.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Verificación de Soldadura

Cálculo de tensiones últimas mediante Jouravski $\tau = \frac{Q * S}{J * b} = 0.06 \text{ tn/cm}^2$

Qu = 20.70 tn
S = 18337.86 cm³
J = 3105133 cm⁴
b = 1.91 cm

T sold = $\tau * b * 1m = 12.22 \text{ tn}$

Área de soldadura a = 6.00 mm cateto de soldadura
g = 4.20 mm garganta efectiva
As = 84 cm² Área de soldadura

Resistencia nominal de soldadura

Fn 1 = $\varnothing 1 * 0.60 * F_{exx}$ $\varnothing 1 = 0.75$ corte en área efectiva. Sobre Electrodo
Fn 2 = $\varnothing 2 * F_y$ $\varnothing 2 = 0.9$ corte en área efectiva. Sobre material Base
F_{exx} = 70.00 ksi = 483 Mpa
F_y = 360 Mpa
Fn 1 = 217 Mpa
Fn 2 = 324 Mpa
Rn = min(Fn1,Fn2)*b*100cm
Rn = 182 tn OK

Empalme de Viga

Solicitaciones últimas Mu = 597 tn*m Corresponden a la sección compuesta
Vu = 56 tn

Resistencias de diseño de la viga Mn = 1651 tn*m
Vn = 439 tn

Solicitaciones en empalme Se considera el mayor valor entre,
1) Promedio de valores últimos y resistencias nominales
2) 75% de valores nominales

Momento último a tomar en la unión Mn = 1238 tn*m
Corte último a tomar en la unión Vn = 329 tn

Características de las chapas de la unión

F_y = 360 Mpa Tensión de fluencia en chapas de cubrejuntas
F_u = 500 Mpa Tensión de rotura en chapas de cubrejuntas
b_{cjfe} = 650 mm Ancho Cubrejunta exterior del ala
b_{cjfi} = 315 mm Ancho Cubrejunta intrior del ala
n_{cjfi} = 2
t_{cjf} = 25.4 mm Espesores Cubrejunta exterior del ala
t_{cjf} = 25.4 mm Espesores Cubrejunta interior del ala

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : N.S.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

H_cjw =	1300	mm	Altura Cubrejunta del alma
n_cjw =	2		cantidad de chapas de unión en el alma
t_cjw =	12.7	mm	Espesor Cubrejunta del alma
z =	1525	mm	Brazo elástico entre cubrejuntas de alas
I_cj_f =	3,479,357	cm4	Inercia de cubrejuntas de alas
I_cj_w =	465,032	cm4	Inercia de cubrejuntas de alma
I_cj =	3,944,388	cm4	Inercia total de cubrejuntas

Características de los bulones calidad de los bulones ISO 8.8

Øv =	0.75		Factor de resistencia a corte
Fy =	330	Mpa	Resistencia nominal a corte - Rosca no Excluida

Esfuerzos en Chapas de unión

M_cj_f = Mn * Icjf / Icj	=	1092	tn*m	Esfuerzo de Flexión en cubrejunta de alas
M_cj_w = Mn * Icjw / Icj	=	146	tn*m	Esfuerzo de Flexión en cubrejunta de alma

Verificación de Cubrejunta de alas y Bulones

nb_f =	32		Cantidad de bulones en la chapa del ala	
db.f =	25.4	mm	Diámetro de bulones en las alas	
T_cj_f = Mn / z	=	716	tn	Esfuerzo Axil en cubrejunta de alas
Ag =	325	cm2	Área Bruta	
nbf =	4		cantidad de bulones por fila	
An =	299	cm2	Área neta, restando área de bulones	

Fluencia en Área Bruta	Øt =	0.9		coeficiente de resistencia
	Pn =	1170	tn	
	Ø*Pn =	1053	tn	OK

Rotura en Área Neta	Øt =	0.75		coeficiente de resistencia
	Pn =	1497	tn	
	Ø*Pn =	1122	tn	OK

Corte en Bulones	Vb =	22.4	tn	esfuerzo de corte en 1 bulón
	np =	2		planos de corte
	Ab =	5.07	cm2	área nominal de 1 bulón
	Rn =	33.44	tn	
	Ø*Pn =	25.08	tn	OK

Aplastamiento en Chapas	Øap =	0.75		coeficiente de resistencia
	Rn =	2.4 * d * t * Fu		
	Rn =	116	tn	
	Ø*Rn =	87	tn	OK

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : N.S.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Verificación de Cubrejunta de alma y Bulones

nc_w =	3		número de columnas
nf_w =	13		número de bulones por columna
nb_w =	39		Cantidad de bulones en la chapa del alma
db.f =	25.4	mm	Diámetro de bulones en el alma
np =	2		planos de corte
Ab =	5.07	cm2	área de 1 bulón
z max =	1198	mm	brazo elástico máximo
paso =	100	mm	separación de bulones

Flexión en cubrejunta

Mu cj_w =	146	tn*m		Esfuerzo de flexión en cubrejunta
Z cj_w =	10732	cm3		módulo plástico
S cj_w =	7154	cm3		módulo elástico
Mn cjw =	Fy * Z			
Mn cjw =	386	tn*m		
Øap =	0.9			coeficiente de resistencia
Ø*Mn =	348	tn*m	OK	

Esfuerzo de corte en bulones de alma

Qv_b = Vn tot / nb	=	8.4	tn	Corte en dirección vertical
Qh_b = M cj_w / S * (t*paso) / nc_w	=	17.3	tn	Corte en dirección horizontal
Q_b =	=	19.2	tn	Corte resultante

Corte en Bulones

Vb =	19.2	tn		esfuerzo de corte en 1 bulón
np =	2			planos de corte
Ab =	5.07	cm2		área nominal de 1 bulón
Rn =	33.44	tn		
Ø*Pn =	25.08	tn	OK	

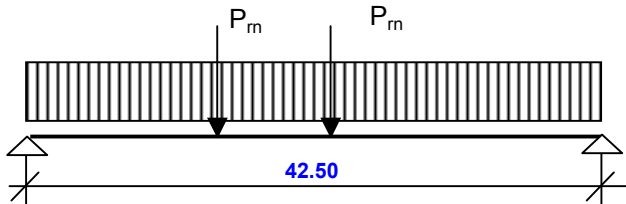
Aplastamiento en Chapas

Øap =	0.75			coeficiente de resistencia
Rn =	2.4 * d * t * Fu			
Rn =	42	tn		
Ø*Rn =	31	tn	OK	

4.2.3. Vigas Tipo V3

4.2.3.1 Sector Este

Esquema estático - Estado de servicio (Definitivo)



Ancho de Influencia de vigas: = **2.40** m

Ancho de Anden: = **8.00** m

Cantidad de vigas: = **2** m

Cargas Actuantes:

D_1	=	0.77	ton/m	(Peso propio vigas)
D_2	=	0.36	ton/m	(Peso Propio Losa)
D_3	=	0.37	ton/m	(Cargas permanentes adicionales)
D_4	=	0.66	ton	(Carga permanente de la estructura de aleros)
L_1	=	0.44	ton/m	(Sobrecarga constructiva)
L_2	=	2.00	ton/m	(Sobrecarga Servicio)
L_m	=	0.75	ton	(Sobrecarga Carro (neto))
L_r	=	0.40	ton	(Sobrecarga de Cubierta de Aleros)
W_{c1}	=	0.93	ton	(Viento Vertical 1 con tren)
W_{c2}	=	0.64	ton	(Viento Vertical 2 con tren)
W_{ct}	=	0.04	ton.m	(Viento Transversal con tren)
W_{s1}	=	0.58	ton	(Viento Vertical 1 sin tren)
W_{s2}	=	-0.12	ton	(Viento Vertical 2 sin tren)
W_{st}	=	0.20	ton.m	(Viento Transversal sin tren)

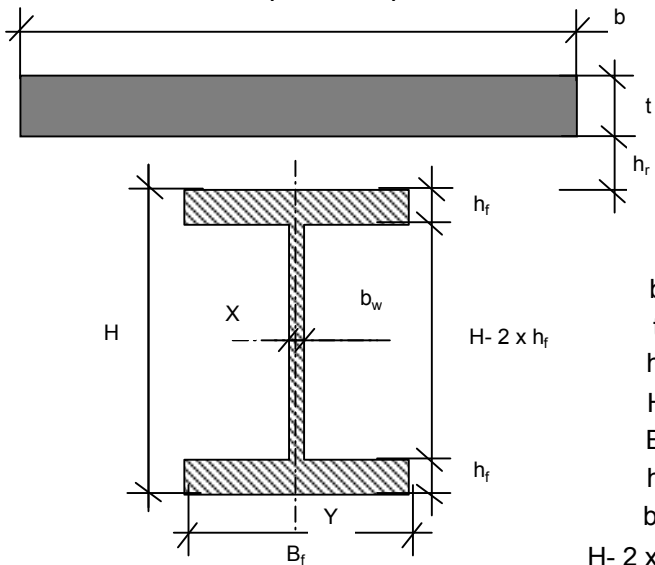
Factorización de cargas de acuerdo a la LRFD:

COMBINACIÓN	Vigas Centrales	
	M_{TRAMO}	Q_{MAX}
	[ton m]	[ton]
1.4 D	952.38	101.27
1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	1661.97	176.86
1.2 D + 0.5 L + 1.6 Lr	1113.62	117.75
1.2 D + 1.6 Lr + 0.8 W	827.35	87.67
1.2 D + 0.5 L	1077.01	114.64
1.2 D + 0.8 W	790.74	84.56
1.2 D + 0.5 L + 0.5 Lr + 1.5 W	1040.49	111.40
1.2 D + 0.5 L + 1.5 W	1029.05	110.43
0.9 D + 1.5 W	564.28	60.89
0.9 D	612.24	65.10

Propiedades mecánicas

$F_y = 360$ Mpa	$(F_y = F_{yf} = F_{yw})$	Tensión de Fluencia del Material
$E_s = 200000$ Mpa		Módulo de elasticidad del Acero
$G = 77200$ Mpa		Módulo de elasticidad Transversal del Acero
$f'_c = 30$ Mpa		Resistencia del Hormigón
$\gamma H^o = 2200$ kg/m ³		Peso específico del Hormigón
$E_{H^o} = 23173$ MPa	Módulo de elasticidad del hormigón (ACI):	$E_h = 0.043 \cdot \gamma_{H^o}^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c}$

Características del perfil adoptado



Ancho efectivo de losa (s/ACI)

$$b_1 = L / 4 = 10.63 \text{ m}$$

$$b_2 = \text{Sep viga} = 2.40 \text{ m}$$

$$b_3 = B_f + 16 t = 3.10 \text{ m}$$

$b = 2400$ mm	=	240	cm
$t = 150$ mm	=	15	cm
$h_r = 0$ mm	=	0	cm
$H = 1500$ mm	=	150	cm
$B_f = 700$ mm	=	70	cm
$h_f = 50.8$ mm	=	5.08	cm
$b_w = 19.1$ mm	=	1.905	cm
$H - 2 \times h_f = 1398.4$ mm	=	139.84	cm

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS VIGA DE ACERO

A_g	J_x	J_y	Z	S_x	S_y	r_x	r_y	J_D	C_w
[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁶]
978	4169769	290487	60847	55597	8300	65.3	17.2	6440	1.5E+09

Verificación de Esbeltez Local

Alma $\left\{ \begin{array}{l} \lambda_p = 3.76 \times \sqrt{E/F_y} = 88.624 \\ \lambda_r = 5.70 \times \sqrt{E/F_y} = 134.35 \end{array} \right.$ $h / b_w = 73.4068$ \Rightarrow Alma compacta

Ala $\left\{ \begin{array}{l} \lambda_p = 0.38 \times \sqrt{E/F_y} = 8.95669 \\ \lambda_r = 0.95 \times \sqrt{E/FL/kc} = 27.1883 \end{array} \right.$ $B_f / 2 / h_f = 6.88976$ \Rightarrow Ala compacta

Sección Compuesta

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN COMPUESTA

A_g	Y_G	J_x	r_x	S_{xinf}	S_{xsup}	$S_{x\sup}^V$	η
[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[E _s /E _H]
1395	99.7	6167509	66.5	61877	94410	122549	8.6

Estado Constructivo

Se considera la sección de acero sin colaboración del Hormigón de la losa y con acción de una sobrecarga Constructiva.

Resistencia nominal de la sección a flexión

$$\phi_b = 0.90 \quad \text{Factor de resistencia para Flexión}$$

$$\phi_b \times M_n \quad \text{Resistencia de diseño a Flexión}$$

Estado límite de Plastificación

$$M_n = M_p = \min (Z \times F_y , 1.5 F_y S)$$

Estado límite de Pandeo Lateral Torsional

Secciones con $L_b < L_r$

$$M_n = \min \{ C_b [M_p - (M_p - M_r) \times (L_b - L_p) / (L_r - L_p)] , M_p \}$$

$$C_b = 1.14 \quad \text{(Viga simplemente apoyada)}$$

$$L_p = 1.56 \times r_y \times \sqrt{E / F_{yf}} = 634 \quad \text{cm}$$

$$L_r = 1.28 \times r_y \times X_1 / F_L = 1117 \quad \text{cm}$$

$$X_1 = \pi / S_x \sqrt{E G J A / 2} = 12458 \quad \text{Mpa}$$

$$M_r = F_L \times S_x = 13677 \quad \text{KN m}$$

$$F_L = \min((F_{yf} - F_r), F_{yw}) = 246 \quad \text{Mpa}$$

$$F_r = 114 \quad \text{Mpa}$$

Secciones con $L_b > L_r$

$$M_n = \min \{ M_{cr}, M_p \}$$

$$M_{cr} = 1.28 \times C_b \times S_x \times X_1 / (L_b / r_y)$$

Pandeo Local del Alma

Secciones con $\lambda < \lambda_r$

$$M_r = R_e \times F_{yf} \times S_x = 20014.9 \quad \text{KN m}$$

$$R_e = 1.00 \quad \text{Viga Armada No híbrida}$$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..31..de..47.. 1
		Preparo : N.S. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.

Pandeo Local del Ala

Secciones con $\lambda < \lambda_r$

$$M_r = F_L \times S_x = 13676.8 \text{ KN m}$$

$$F_L = \min((F_{yf} - F_r), F_{yw}) = 246 \text{ Mpa}$$

$$F_r = 114 \text{ Mpa}$$

Secciones con $\lambda > \lambda_r$

$$F_{cr} = 0.90 \times E \times k_c / \lambda^2 = 1770.34 \text{ Mpa}$$

$$M_r = F_{cr} \times S_x = 98425.2 \text{ KN m}$$

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN										
COMBINACIÓN	M _u [ton m]	L _b [cm]	GLOBAL			LOCAL			M _n [ton m]	chk
			M _p [ton m]	M(L _b <L _r) [ton m]	M _{cr} [ton m]	ALMA	ALA			
						M(λ<λ _r) [ton m]	M(λ<λ _r) [ton m]	M _{cr} [ton m]		
1.4 x D	356	1	2190	3725	1742139	2569	2603	9843	2190	OK
1.2 x D + 1.6 x L	465	1	2190	3725	1742139	2569	2603	9843	2190	OK

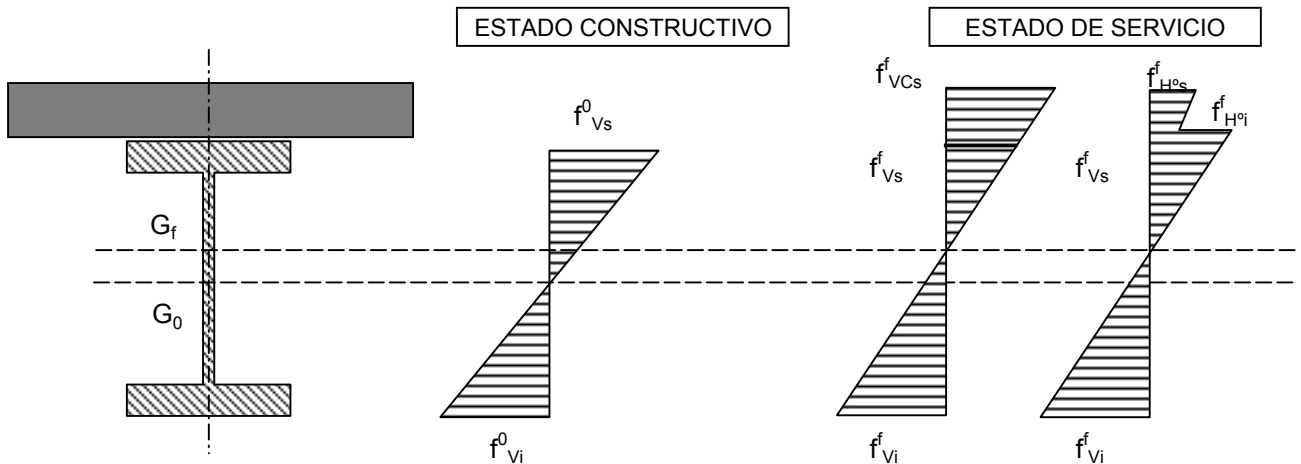
Verificación a Deformación

Flecha Admisible $f_{adm} = L/400 = 106 \text{ mm}$

Flecha Máxima (Solo carga permanente) $f_{m\acute{a}x} = 111 \text{ mm}$ \Rightarrow **Se necesita contraflecha o apuntalamiento provisorio**

Estado de Servicio

Teniendo en cuenta la esbeltez del Alma se determina el Momento Nominal (M_n) como Momento Flexor que determina la fluencia (M_y). Se tiene en cuenta el procedimiento constructivo no disponiendo apuntalamientos; en tal caso, actúan en la sección de acero (peso propio viga + losa de Hormigón) y en la sección completa (Sobrecarga de uso y cargas permanentes adicionales).



$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3$$

$$F_Y = M_{D1} / S_{xi} + M_{D2} / S_{xi(SC)} + M_3 / S_{xi(SC)} \quad \Rightarrow \quad M_3 = (F_Y - M_{D1} / S_{xi} - M_{D2} / S_{xi(SC)}) S_{xi(SC)}$$

(*) Momentos Flexores factoreados (1.2 D)

Para el ala Superior $M_3^S = 3,622.9 \text{ ton m}$

Para el ala Inferior $M_3^I = 1,772.0 \text{ ton m}$

$$M_3 = 1,772.0 \text{ ton m}$$

$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3 = 2,193.1 \text{ ton m}$$

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN POSITIVA			
COMBINACIÓN	M	M_n	chk
	[ton m]	[ton m]	
1.4 x D	952	2193	OK
1.2 x D + 1.6 x L	1662	2193	OK

Verificación a Deformación

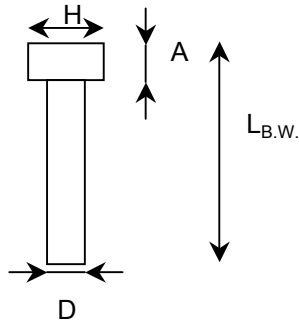
Flecha Admisible $f_{adm} = L/600 = 71 \text{ mm}$

Flecha Máxima (Sobrecarga) $f_{m\acute{a}x} = 69 \text{ mm}$

\Rightarrow VERIFICA

Conectores de corte

Se adoptan conectores de corte tipo Nelson



Calidad acero:

ASTM A-108

$$F_{yc} = 350 \text{ MPa}$$

$$F_{uc} = 420 \text{ MPa}$$

$$D = 1.588 \text{ cm } 5/8 \text{ "}$$

$$A_{sc} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.792 \text{ cm}$$

$$H = 2.794 \text{ cm}$$

$$L_{B.W.} = 10.48 \text{ cm}$$

$$L_{A.W.} = 10.16 \text{ cm}$$

Fuerza de Corte Horizontal a transmitir

Caso I : Aplastamiento del hormigón

Caso II : Fluencia del Acero

$$V'_1 = 0.85 f'_c \times b \times t = 918 \text{ ton}$$

$$V'_2 = F_y \times A_s = 3519 \text{ ton}$$

$$V' = \min(V'_1; V'_2) = 918 \text{ ton}$$

Resistencia de los conectores de Corte

$$Q_n = 0.50 \times A_{sc} \text{ raiz}(f'_c E_c) < R_g \times R_p \times A_{sc} \times F_u$$

$$R_g = 1.00 \text{ De tabla}$$

$$R_p = 1.00 \text{ De tabla}$$

$$8.25 \text{ ton} < 8.31 \text{ ton}$$

$$Q_n = 8.25 \text{ ton}$$

$$n/2 = 112 \quad \text{Cantidad de conectores en media viga}$$

$$n = 224$$

$$p = 0.19 \text{ m} \quad \text{Paso de conectores}$$

User Note: The table below presents values for R_g and R_p for several cases.

Condition	R_g	R_p
No decking*	1.0	1.0
Decking oriented parallel to the steel shape		
$\frac{w_r}{h_r} \geq 1.5$	1.0	0.75
$\frac{w_r}{h_r} < 1.5$	0.85**	0.75
Decking oriented perpendicular to the steel shape		
Number of studs occupying the same decking rib		
1	1.0	0.6 ⁺
2	0.85	0.6 ⁺
3 or more	0.7	0.6 ⁺

h_r = nominal rib height, in. (mm)

w_r = average width of concrete rib or haunch (as defined in Section I3.2c), in. (mm)

* to qualify as "no decking," stud shear connectors shall be welded directly to the steel shape and no more than 50 percent of the top flange of the steel shape may be covered by decking or sheet steel, such as girder filler material.

** for a single stud

⁺ this value may be increased to 0.75 when $e_{mid-hr} \geq 2 \text{ in. (51 mm)}$

Resistencia nominal de la sección a Corte

AISC - Capítulo I - Punto I.3.2.d

$$\phi_v = 0.90 \quad \text{Factor de resistencia para Corte}$$

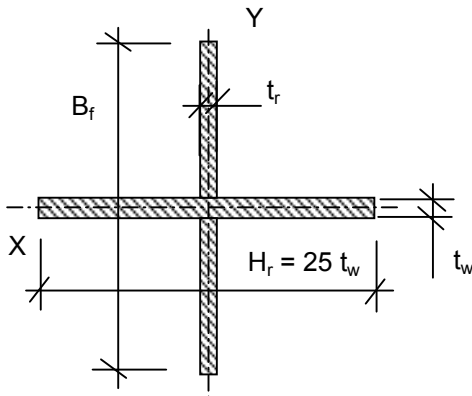
$$h / bw = 73.41$$

$$V_n = \begin{cases} h / t_w < 2.45 \text{ raiz}(E/F_y) = 57.75 \implies V_{n1} = 0.6 F_{yw} A_w = 575 \text{ ton} \\ h / t_w < 3.07 \text{ raiz}(E/F_y) = 72.36 \implies V_{n2} = V_{n1} \times 2.45 \text{ raiz}(E/F_y) / (h/t_w) = 453 \text{ ton} \\ h / t_w < 260 \implies V_{n3} = 4.52 A_w E / (h/t_w)^2 = 447 \text{ ton} \end{cases}$$

$$V_n = 446.91 \text{ ton} \quad \text{Resistencia nominal al corte de la sección}$$

$$\phi_v V_n = 402.22 \text{ ton} > V_u = 176.86 \text{ ton} \implies \text{VERIFICA}$$

Rigidizadores de Apoyo



$$B_f = 700 \text{ mm} = 70 \text{ cm}$$

$$t_w = 19.05 \text{ mm} = 1.905 \text{ cm}$$

$$H_r = 476.25 \text{ mm} = 47.625 \text{ cm}$$

$$t_r = 12.70 \text{ mm} = 1.27 \text{ cm}$$

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

A_g	J_x	J_y	Z	S_x	S_y	r_x	r_y	J_D	C_w
[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁶]
177.2	36354.2	17171.5	---	1038.7	721.1	14.3	9.8	156.1	0.0E+00

Resistencia nominal de la sección a compresión

$$\phi_c = 0.85 \quad \text{Factor de resistencia para Compresión}$$

$$\phi_c \times P_n \quad \text{Resistencia de diseño a Compresión}$$

Estado límite de Pandeo por Flexión

Estado límite de Pandeo por Torsión

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \left[\frac{K L}{r} \right] \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$F_{cr} \begin{cases} \lambda_c < 1.5 & = \left[0.658 \right]^{2} F_y \\ \lambda_c > 1.5 & = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \end{cases}$$

$$F_{cr} \begin{cases} \lambda_e < 1.5 & = \left[0.658 \right]^{2} F_y \\ \lambda_e > 1.5 & = \left[\frac{0.877}{\lambda_e^2} \right] F_y \end{cases}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E C_w + G J}{\left[\frac{K_z L}{l_x + l_y} \right]^2}$$

ESFUERZO DE COMPRESIÓN NOMINAL

K_x	L_x	I_{cx}	F_{crx}	K_y	L_y	I_{cy}	F_{cry}	K_z	L_z	F_e	l_e	F_{crz}	P_n
	[m]		[ton/m ²]		[m]		[ton/m ²]		[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[ton]
0.75	1.40	0.10	35,853	0.75	1.40	0.14	35,689	1.00	1.40	22,512	1.26	18,434	326.66

VERIFICACIÓN

N_u	$f \times P_n$	chk	$N_u / \phi P_n$
[ton]	[ton]		
-176.86	277.66	OK	0.64

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : N.S.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Verificación de Soldadura

Cálculo de tensiones últimas mediante Jouravski $\tau = \frac{Q * S}{J * b} = 0.22 \text{ tn/cm}^2$

Qu = **65.10** tn
S = 26331.29 cm³
J = 4169769 cm⁴
b = 1.91 cm

T sold = $\tau * b * 1m = 41.11 \text{ tn}$

Área de soldadura a = **6.00** mm cateto de soldadura
g = **4.20** mm garganta efectiva
As = **84** cm² Área de soldadura

Resistencia nominal de soldadura

Fn 1 = $\emptyset 1 * 0.60 * F_{exx}$ $\emptyset 1 = 0.75$ corte en área efectiva. Sobre Electrodo
Fn 2 = $\emptyset 2 * F_y$ $\emptyset 2 = 0.9$ corte en área efectiva. Sobre material Base
F_{exx} = 70.00 ksi = 483 Mpa
F_y = 360 Mpa
Fn 1 = **217** Mpa
Fn 2 = **324** Mpa
R_n = min(Fn1,Fn2)*b*100cm
R_n = **182** tn **OK**

Empalme de Viga

Solicitaciones últimas Mu = 1662 tn*m Corresponden a la sección compuesta
Vu = 177 tn

Resistencias de diseño de la viga Mn = 2190 tn*m
Vn = 447 tn

Solicitaciones en empalme Se considera el mayor valor entre,
1) Promedio de valores últimos y resistencias nominales
2) 75% de valores nominales

Momento último a tomar en la unión Mn = 1926 tn*m
Corte último a tomar en la unión Vn = 335 tn

Características de las chapas de la unión

F_y = **360** Mpa Tensión de fluencia en chapas de cubrejuntas
F_u = **500** Mpa Tensión de rotura en chapas de cubrejuntas
b_{cjfe} = **700** mm Ancho Cubrejunta exterior del ala
b_{cjfi} = **340** mm Ancho Cubrejunta interior del ala
n_{cjfi} = **2**
t_{cjf} = **28.6** mm Espesores Cubrejunta exterior del ala
t_{cjf} = **28.6** mm Espesores Cubrejunta interior del ala

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : N.S.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

H_cjw =	1300	mm	Altura Cubrejunta del alma
n_cjw =	2		cantidad de chapas de unión en el alma
t_cjw =	12.7	mm	Espesor Cubrejunta del alma
z =	1529	mm	Brazo elástico entre cubrejuntas de alas
I_cj_f =	4,150,188	cm4	Inercia de cubrejuntas de alas
I_cj_w =	465,032	cm4	Inercia de cubrejuntas de alma
I_cj =	4,615,220	cm4	Inercia total de cubrejuntas

Características de los bulones calidad de los bulones ISO 8.8

Øv =	0.75		Factor de resistencia a corte
Fy =	330	Mpa	Resistencia nominal a corte - Rosca no Excluida

Esfuerzos en Chapas de unión

M_cj_f = Mn * Icjf / Icj	=	1732	tn*m	Esfuerzo de Flexión en cubrejunta de alas
M_cj_w = Mn * Icjw / Icj	=	194	tn*m	Esfuerzo de Flexión en cubrejunta de alma

Verificación de Cubrejunta de alas y Bulones

nb_f =	48		Cantidad de bulones en la chapa del ala	
db.f =	25.4	mm	Diámetro de bulones en las alas	
T_cj_f = Mn / z	=	1133	tn	Esfuerzo Axil en cubrejunta de alas
Ag =	394	cm2	Área Bruta	
nbf =	4		cantidad de bulones por fila	
An =	365	cm2	Área neta, restando área de bulones	

Fluencia en Área Bruta	Øt =	0.9		coeficiente de resistencia
	Pn =	1420	tn	
	Ø*Pn =	1278	tn	OK

Rotura en Área Neta	Øt =	0.75		coeficiente de resistencia
	Pn =	1827	tn	
	Ø*Pn =	1370	tn	OK

Corte en Bulones	Vb =	23.6	tn	esfuerzo de corte en 1 bulón
	np =	2		planos de corte
	Ab =	5.07	cm2	área nominal de 1 bulón
	Rn =	33.44	tn	
	Ø*Pn =	25.08	tn	OK

Aplastamiento en Chapas	Øap =	0.75		coeficiente de resistencia
	Rn =	2.4 * d * t * Fu		
	Rn =	155	tn	
	Ø*Rn =	116	tn	OK

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : N.S.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Bloque de corte

Verificación de Cubrejunta de alma y Bulones

nc_w =	3	número de columnas
nf_w =	13	número de bulones por columna
nb_w =	39	Cantidad de bulones en la chapa del alma
db.f =	25.4 mm	Diámetro de bulones en el alma
np =	2	planos de corte
Ab =	5.07 cm ²	área de 1 bulón
z max =	1198 mm	brazo elástico máximo
paso =	100 mm	separación de bulones

Flexión en cubrejunta

Mu cj_w =	194	tn*m	Esfuerzo de flexión en cubrejunta
Z cj_w =	10732	cm ³	módulo plástico
S cj_w =	7154	cm ³	módulo elástico
Mn cjw =	Fy * Z		
Mn cjw =	386	tn*m	
Øap =	0.9		coeficiente de resistencia
Ø*Mn =	348	tn*m	OK

Esfuerzo de corte en bulones de alma

Qv_b = Vn tot / nb	=	8.6	tn	Corte en dirección vertical
Qh_b = M cj_w / S * (t*paso) / nc_w	=	22.9	tn	Corte en dirección horizontal
Q_b =	=	24.5	tn	Corte resultante

Corte en Bulones

Vb =	24.5	tn	esfuerzo de corte en 1 bulón
np =	2		planos de corte
Ab =	5.07	cm ²	área nominal de 1 bulón
Rn =	33.44	tn	
Ø*Pn =	25.08	tn	OK

Aplastamiento en Chapas

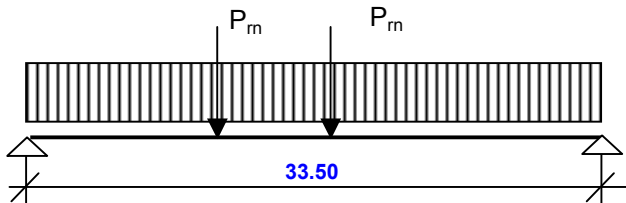
Øap =	0.75		coeficiente de resistencia
Rn =	2.4 * d * t * Fu		
Rn =	42	tn	
Ø*Rn =	31	tn	OK

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : N.S.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

4.2.3.2. Sector Oeste

Esquema estático - Estado de servicio (Definitivo)



Ancho de Influencia de vigas: = **2.40** m
Ancho de Anden: = **8.00** m
Cantidad de vigas: = **2** m

Cargas Actuales:

D_1	=	0.77	ton/m	(Peso propio vigas)
D_2	=	0.36	ton/m	(Peso Propio Losa)
D_3	=	0.37	ton/m	(Cargas permanentes adicionales)
D_4	=	0.66	ton	(Carga permanente de la estructura de aleros)
L_1	=	0.44	ton/m	(Sobrecarga constructiva)
L_2	=	2.00	ton/m	(Sobrecarga Servicio)
L_m	=	0.75	ton	(Sobrecarga Carro (neto))
L_r	=	0.40	ton	(Sobrecarga de Cubierta de Aleros)
W_{c1}	=	0.93	ton	(Viento Vertical 1 con tren)
W_{c2}	=	0.64	ton	(Viento Vertical 2 con tren)
W_{ct}	=	0.04	ton.m	(Viento Transversal con tren)
W_{s1}	=	0.58	ton	(Viento Vertical 1 sin tren)
W_{s2}	=	-0.12	ton	(Viento Vertical 2 sin tren)
W_{st}	=	0.20	ton.m	(Viento Transversal sin tren)

Factorización de cargas de acuerdo a la LRFD:

COMBINACIÓN	Vigas Centrales	
	M_{TRAMO}	Q_{MAX}
	[ton m]	[ton]
1.4 D	595.51	83.57
1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	1063.20	147.26
1.2 D + 0.5 L + 1.6 Lr	703.64	97.59
1.2 D + 1.6 Lr + 0.8 W	517.54	72.36
1.2 D + 0.5 L	680.96	95.02
1.2 D + 0.8 W	494.87	69.79
1.2 D + 0.5 L + 0.5 Lr + 1.5 W	658.85	92.35
1.2 D + 0.5 L + 1.5 W	651.77	91.55
0.9 D + 1.5 W	353.63	50.26
0.9 D	382.83	53.73

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : N.S.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Propiedades mecánicas

$$F_y = 360 \text{ Mpa} \quad (F_y = F_{yf} = F_{yw})$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$G = 77200 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

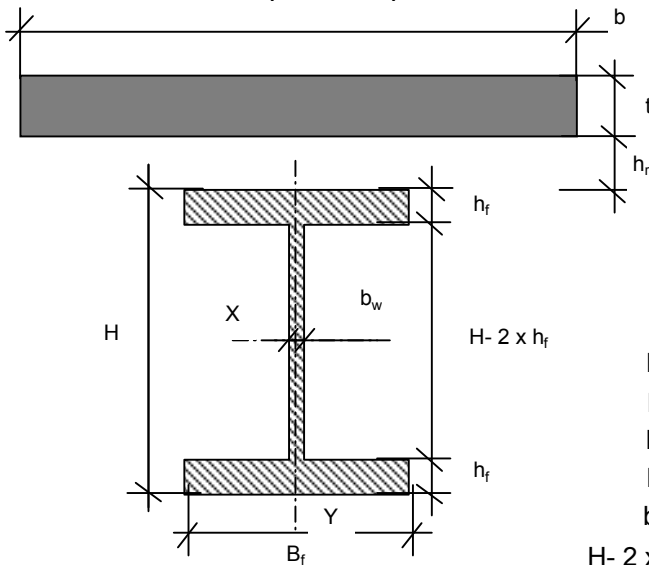
$$\gamma_{H^o} = 2200 \text{ kg/m}^3$$

$$E_{H^o} = 23173 \text{ MPa}$$

Tensión de Fluencia del Material
Módulo de elasticidad del Acero
Módulo de elasticidad Transversal del Acero
Resistencia del Hormigón
Peso específico del Hormigón

$$\text{Módulo de elasticidad del hormigón (ACI): } E_h = 0.043 \cdot \gamma_{H^o}^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c}$$

Características del perfil adoptado



Ancho efectivo de losa (s/ACI)

$$b_1 = L/4 = 8.38 \text{ m}$$

$$b_2 = \text{Ancho de inf} = 2.40 \text{ m}$$

$$b_3 = B_f + 16t = 3.10 \text{ m}$$

$$b = 2400 \text{ mm} = 240 \text{ cm}$$

$$t = 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm}$$

$$h_r = 0 \text{ mm} = 0 \text{ cm}$$

$$H = 1500 \text{ mm} = 150 \text{ cm}$$

$$B_f = 700 \text{ mm} = 70 \text{ cm}$$

$$h_f = 50.8 \text{ mm} = 5.08 \text{ cm}$$

$$b_w = 19.05 \text{ mm} = 1.905 \text{ cm}$$

$$H - 2 \times h_f = 1398.4 \text{ mm} = 139.84 \text{ cm}$$

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS VIGA DE ACERO

A_g	J_x	J_y	Z	S_x	S_y	r_x	r_y	J_D	C_w
[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁶]
978	4169769	290487	60847	55597	8300	65.3	17.2	6440	1.5E+09

Verificación de Esbeltez Local

$$\text{Alma} \begin{cases} \lambda_p = 3.76 \times \sqrt{E/F_y} = 88.62 & h/b_w = 73.41 \\ \lambda_r = 5.70 \times \sqrt{E/F_y} = 134.35 \end{cases} \Rightarrow \text{Alma compacta}$$

$$\text{Ala} \begin{cases} \lambda_p = 0.38 \times \sqrt{E/F_y} = 8.96 & B_f/2/h_f = 6.89 \\ \lambda_r = 0.95 \times \sqrt{E/FL/kc} = 27.19 \end{cases} \Rightarrow \text{Ala compacta}$$

Sección Compuesta

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN COMPUESTA

A_g	Y_G	J_x	r_x	S_{xinf}	S_{xsup}	$S_{x_{sup}}^V$	η
[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[E_s/E_H]
1395	99.7	6167509	66.5	61877	94410	122549	8.6

Estado Constructivo

Se considera la sección de acero sin colaboración del Hormigón de la losa y con acción de una sobrecarga Constructiva.

Resistencia nominal de la sección a flexión

$$\phi_b = 0.90 \quad \text{Factor de resistencia para Flexión}$$

$$\phi_b \times M_n \quad \text{Resistencia de diseño a Flexión}$$

Estado límite de Plastificación

$$M_n = M_p = \min (Z \times F_y , 1.5 F_y S)$$

Estado límite de Pandeo Lateral Torsional

Secciones con $L_b < L_r$

$$M_n = \min \{ C_b [M_p - (M_p - M_r) \times (L_b - L_p) / (L_r - L_p)] , M_p \}$$

$$C_b = 1.14 \quad \text{(Viga simplemente apoyada)}$$

$$L_p = 1.56 \times r_y \times \sqrt{E / F_{yf}} = 634 \quad \text{cm}$$

$$L_r = 1.28 \times r_y \times X_1 / F_L = 1117 \quad \text{cm}$$

$$X_1 = \pi / S_x \sqrt{E G J A / 2} = 12458 \quad \text{Mpa}$$

$$M_r = F_L \times S_x = 13677 \quad \text{KN m}$$

$$F_L = \min((F_{yf} - F_r), F_{yw}) = 246 \quad \text{Mpa}$$

$$F_r = 114 \quad \text{Mpa}$$

Secciones con $L_b > L_r$

$$M_n = \min \{ M_{cr}, M_p \}$$

$$M_{cr} = 1.28 \times C_b \times S_x \times X_1 / (L_b / r_y)$$

Pandeo Local del Alma

Secciones con $\lambda < \lambda_r$

$$M_r = R_e \times F_{yf} \times S_x = 20014.9 \quad \text{KN m}$$

$$R_e = 1.00 \quad \text{Viga Armada No híbrida}$$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..41..de..47. 1
		Preparo : N.S. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.

Pandeo Local del Ala

Secciones con $\lambda < \lambda_r$

$$M_r = F_L \times S_x = 13676.8 \text{ KN m}$$

$$F_L = \min((F_{yf} - F_r), F_{yw}) = 246 \text{ Mpa}$$

$$F_r = 114 \text{ Mpa}$$

Secciones con $\lambda > \lambda_r$

$$F_{cr} = 0.90 \times E \times k_c / \lambda^2 = 1770.34 \text{ Mpa}$$

$$M_r = F_{cr} \times S_x = 98425.2 \text{ KN m}$$

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN										
COMBINACIÓN	M _u [ton m]	L _b [cm]	GLOBAL			LOCAL			M _n [ton m]	chk
			M _p [ton m]	M(L _b <L _r) [ton m]	M _{cr} [ton m]	ALMA	ALA			
						M(λ<λ _r) [ton m]	M(λ<λ _r) [ton m]	M _{cr} [ton m]		
1.4 x D	221	1	2190	3725	1742139	2569	2603	9843	2190	OK
1.2 x D + 1.6 x L	289	1	2190	3725	1742139	2569	2603	9843	2190	OK

Verificación a Deformación

Flecha Admisible

$$f_{adm} = L/400 = 84 \text{ mm}$$

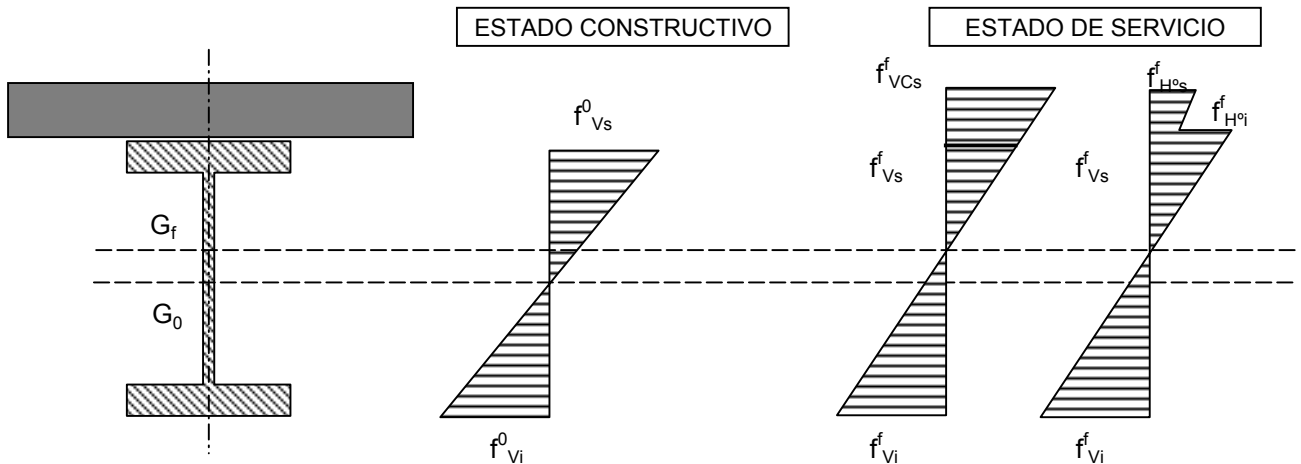
Flecha Máxima (Solo carga permanente)

$$f_{m\acute{a}x} = 64 \text{ mm}$$

⇒ VERIFICA

Estado de Servicio

Teniendo en cuenta la esbeltez del Alma se determina el Momento Nominal (M_n) como Momento Flexor que determina la fluencia (M_y). Se tiene en cuenta el procedimiento constructivo no disponiendo apuntalamientos; en tal caso, actúan en la sección de acero (peso propio viga + losa de Hormigón) y en la sección completa (Sobrecarga de uso y cargas permanentes adicionales).



$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3$$

$$F_Y = M_{D1} / S_{xi} + M_{D2} / S_{xi(SC)} + M_3 / S_{xi(SC)} \quad \Rightarrow \quad M_3 = (F_Y - M_{D1} / S_{xi} - M_{D2} / S_{xi(SC)}) S_{xi(SC)}$$

(*) Momentos Flexores factoreados (1.2 D)

Para el ala Superior $M_3^S = 3,921.6 \text{ ton m}$

Para el ala Inferior $M_3^I = 1,944.5 \text{ ton m}$

$M_3 = 1,944.5 \text{ ton m}$

$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3 = \mathbf{1,944.5 \text{ ton m}}$$

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN POSITIVA			
COMBINACIÓN	M	M_n	chk
	[ton m]	[ton m]	
1.4 x D	596	1945	OK
1.2 x D + 1.6 x L	1063	1945	OK

Verificación a Deformación

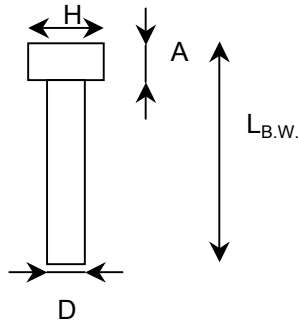
Flecha Admisible $f_{adm} = L/600 = \mathbf{56} \text{ mm}$

Flecha Máxima (Sobrecarga) $f_{m\acute{a}x} = \mathbf{27} \text{ mm}$

\Rightarrow **VERIFICA**

Conectores de corte

Se adoptan conectores de corte tipo Nelson



Calidad acero:

ASTM A-108

$$F_{yc} = 350 \text{ MPa}$$

$$F_{uc} = 420 \text{ MPa}$$

$$D = 1.588 \text{ cm } 5/8 \text{ "}$$

$$A_{sc} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.792 \text{ cm}$$

$$H = 2.794 \text{ cm}$$

$$L_{B.W.} = 10.48 \text{ cm}$$

$$L_{A.W.} = 10.16 \text{ cm}$$

Fuerza de Corte Horizontal a transmitir

Caso I : Aplastamiento del hormigón

Caso II : Fluencia del Acero

$$V'_1 = 0.85 f'_c \times b \times t = 918 \text{ ton}$$

$$V'_2 = F_y \times A_s = 3519 \text{ ton}$$

$$V' = \min(V'_1; V'_2) = 918 \text{ ton}$$

Resistencia de los conectores de Corte

$$Q_n = 0.50 \times A_{sc} \text{ raiz}(f'_c E_c) < R_g \times R_p \times A_{sc} \times F_u$$

$$R_g = 1.00 \text{ De tabla}$$

$$R_p = 1.00 \text{ De tabla}$$

$$8.25 \text{ ton} < 8.31 \text{ ton}$$

$$Q_n = 8.25 \text{ ton}$$

$$n/2 = 112 \text{ Cantidad de conectores en media viga}$$

$$n = 224$$

$$p = 0.15 \text{ m Paso de conectores}$$

User Note: The table below presents values for R_g and R_p for several cases.

Condition	R_g	R_p
No decking*	1.0	1.0
Decking oriented parallel to the steel shape		
$\frac{w_r}{h_r} \geq 1.5$	1.0	0.75
$\frac{w_r}{h_r} < 1.5$	0.85**	0.75
Decking oriented perpendicular to the steel shape		
Number of studs occupying the same decking rib		
1	1.0	0.6+
2	0.85	0.6+
3 or more	0.7	0.6+

h_r = nominal rib height, in. (mm)

w_r = average width of concrete rib or haunch (as defined in Section I3.2c), in. (mm)

* to qualify as "no decking," stud shear connectors shall be welded directly to the steel shape and no more than 50 percent of the top flange of the steel shape may be covered by decking or sheet steel, such as girder filler material.

** for a single stud

+ this value may be increased to 0.75 when $e_{mid-hr} \geq 2 \text{ in. (51 mm)}$

Resistencia nominal de la sección a Corte

AISC - Capítulo I - Punto I.3.2.d

$$\phi_v = 0.90 \text{ Factor de resistencia para Corte}$$

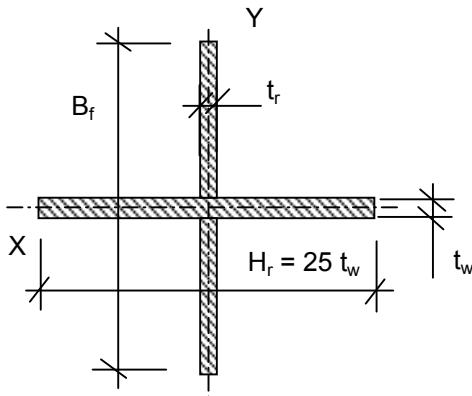
$$h / bw = 73.41$$

$$V_n = \begin{cases} h / t_w > 2.45 \text{ raiz}(E/F_y) = 57.75 \implies V_{n1} = 0.6 F_{yw} A_w = 575 \text{ ton} \\ h / t_w > 3.07 \text{ raiz}(E/F_y) = 72.36 \implies V_{n2} = V_{n1} \times 2.45 \text{ raiz}(E/F_y) / (h/t_w) = 453 \text{ ton} \\ h / t_w < 260 \implies V_{n3} = 4.52 A_w E / (h/t_w)^2 = 447 \text{ ton} \end{cases}$$

$$V_n = 446.91 \text{ ton Resistencia nominal al corte de la sección}$$

$$\phi_v V_n = 402.22 \text{ ton} > V_u = 147.26 \text{ ton} \implies \text{VERIFICA}$$

Rigidizadores de Apoyo



$$B_f = 700 \text{ mm} = 70 \text{ cm}$$

$$t_w = 19.05 \text{ mm} = 1.905 \text{ cm}$$

$$H_r = 476.25 \text{ mm} = 47.625 \text{ cm}$$

$$t_r = 12.70 \text{ mm} = 1.27 \text{ cm}$$

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

A_g	J_x	J_y	Z	S_x	S_y	r_x	r_y	J_D	C_w
[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁶]
177.2	36354.2	17171.5	---	1038.7	721.1	14.3	9.8	156.1	0.0E+00

Resistencia nominal de la sección a compresión

$$\phi_c = 0.85 \quad \text{Factor de resistencia para Compresión}$$

$$\phi_c \times P_n \quad \text{Resistencia de diseño a Compresión}$$

Estado límite de Pandeo por Flexión

Estado límite de Pandeo por Torsión

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \left[\frac{K L}{r} \right] \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$F_{cr} \begin{cases} \lambda_c < 1.5 & = \left[0.658 \right]^{ \lambda_c^2 } F_y \\ \lambda_c > 1.5 & = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \end{cases}$$

$$F_{cr} \begin{cases} \lambda_e < 1.5 & = \left[0.658 \right]^{ \lambda_e^2 } F_y \\ \lambda_e > 1.5 & = \left[\frac{0.877}{\lambda_e^2} \right] F_y \end{cases}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E C_w + G J}{\left(\frac{K_z L}{l_x + l_y} \right)^2}$$

ESFUERZO DE COMPRESIÓN NOMINAL

K_x	L_x [m]	I_{cx}	F_{crx}	K_y	L_y [m]	I_{cy}	F_{cry}	K_z	L_z [m]	F_e	l_e	F_{crz}	P_n [ton]
			[ton/m ²]				[ton/m ²]			[ton/m ²]		[ton/m ²]	
0.75	1.40	0.10	35,853	0.75	1.40	0.14	35,689	1.00	1.40	22,512	1.26	18,434	326.66

VERIFICACIÓN

N_u	$f \times P_n$	chk	$N_u / \phi P_n$
[ton]	[ton]		
-147.26	277.66	OK	0.53

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..45..de..47.. 1
		Preparo : N.S.
		Fecha : 07/12/2016
		Reviso : R.P.

Verificación de Soldadura

Cálculo de tensiones últimas mediante Jouravski

$$\tau = \frac{Q * S}{J * b} = 0.18 \text{ tn/cm}^2$$

Qu = **53.73** tn
 S = 26331.29 cm³
 J = 4169769 cm⁴
 b = 1.91 cm

T sold = $\tau * b * 1m = 33.93 \text{ tn}$

Área de soldadura

a = **6.00** mm cateto de soldadura
 g = **4.20** mm garganta efectiva
 As = **84** cm² Área de soldadura

Resistencia nominal de soldadura

Fn 1 = $\varnothing 1 * 0.60 * F_{exx}$ $\varnothing 1 = 0.75$ corte en área efectiva. Sobre Electrodo
 Fn 2 = $\varnothing 2 * F_y$ $\varnothing 2 = 0.9$ corte en área efectiva. Sobre material Base
 F_{exx} = 70.00 ksi = 483 Mpa
 F_y = 360 Mpa
 Fn 1 = **217** Mpa
 Fn 2 = **324** Mpa
 R_n = min(Fn1,Fn2)*b*100cm
Rn = 182 tn OK

Empalme de Viga

Solicitaciones últimas

Mu = 1063 tn*m Corresponden a la sección compuesta
 Vu = 147 tn

Resistencias de diseño de la viga

Mn = 2190 tn*m
 Vn = 447 tn

Solicitaciones en empalme

Se considera el mayor valor entre,

- 1) Promedio de valores últimos y resistencias nominales
- 2) 75% de valores nominales

Momento último a tomar en la unión

Mn = 1643 tn*m

Corte último a tomar en la unión

Vn = 335 tn

Características de las chapas de la unión

F_y = **360** Mpa Tensión de fluencia en chapas de cubrejuntas
 F_u = **500** Mpa Tensión de rotura en chapas de cubrejuntas
 b_{cjfe} = **700** mm Ancho Cubrejunta exterior del ala
 b_{cjfi} = **340** mm Ancho Cubrejunta intrior del ala
 n_{cjfi} = **2**
 t_{cjf} = **28.6** mm Espesores Cubrejunta exterior del ala
 t_{cjf} = **28.6** mm Espesores Cubrejunta interior del ala

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : N.S.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

H_cjw =	1300	mm	Altura Cubrejunta del alma
n_cjw =	2		cantidad de chapas de unión en el alma
t_cjw =	12.7	mm	Espesor Cubrejunta del alma
z =	1529	mm	Brazo elástico entre cubrejuntas de alas
I_cj_f =	4,150,188	cm4	Inercia de cubrejuntas de alas
I_cj_w =	465,032	cm4	Inercia de cubrejuntas de alma
I_cj =	4,615,220	cm4	Inercia total de cubrejuntas

Características de los bulones calidad de los bulones ISO 8.8

Øv =	0.75		Factor de resistencia a corte
Fy =	330	Mpa	Resistencia nominal a corte - Rosca no Excluida

Esfuerzos en Chapas de unión

M_cj_f = Mn * Icjf / Icj	=	1477	tn*m	Esfuerzo de Flexión en cubrejunta de alas
M_cj_w = Mn * Icjw / Icj	=	166	tn*m	Esfuerzo de Flexión en cubrejunta de alma

Verificación de Cubrejunta de alas y Bulones

nb_f =	48		Cantidad de bulones en la chapa del ala
db.f =	25.4	mm	Diámetro de bulones en las alas

T_cj_f = Mn / z	=	966	tn	Esfuerzo Axil en cubrejunta de alas
Ag =	394	cm2		Área Bruta
nbf =	4			cantidad de bulones por fila
An =	365	cm2		Área neta, restando área de bulones

Fluencia en Área Bruta	Øt =	0.9		coeficiente de resistencia
	Pn =	1420	tn	
	Ø*Pn =	1278	tn	OK

Rotura en Área Neta	Øt =	0.75		coeficiente de resistencia
	Pn =	1827	tn	
	Ø*Pn =	1370	tn	OK

Corte en Bulones	Vb =	20.1	tn	esfuerzo de corte en 1 bulón
	np =	2		planos de corte
	Ab =	5.07	cm2	área nominal de 1 bulón
	Rn =	33.44	tn	
	Ø*Pn =	25.08	tn	OK

Aplastamiento en Chapas	Øap =	0.75		coeficiente de resistencia
	Rn =	2.4 * d * t * Fu		
	Rn =	155	tn	
	Ø*Rn =	116	tn	OK

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - SUPERESTRUCTURA DE ANDEN
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : N.S.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Bloque de corte

Verificación de Cubre junta de alma y Bulones

nc_w =	3	número de columnas
nf_w =	13	número de bulones por columna
nb_w =	39	Cantidad de bulones en la chapa del alma
db.f =	25.4 mm	Diámetro de bulones en el alma
np =	2	planos de corte
Ab =	5.07 cm ²	área de 1 bulón
z max =	1198 mm	brazo elástico máximo
paso =	100 mm	separación de bulones

Flexión en cubrejunta

Mu cj_w =	166	tn*m	Esfuerzo de flexión en cubrejunta
Z cj_w =	10732	cm ³	módulo plástico
S cj_w =	7154	cm ³	módulo elástico
Mn cjw =	Fy * Z		
Mn cjw =	386	tn*m	
Øap =	0.9		coeficiente de resistencia
Ø*Mn =	348	tn*m	OK

Esfuerzo de corte en bulones de alma

Qv_b = Vn tot / nb	=	8.6	tn	Corte en dirección vertical
Qh_b = M cj_w / S * (t*paso) / nc_w	=	19.6	tn	Corte en dirección horizontal
Q_b =	=	21.4	tn	Corte resultante

Corte en Bulones

Vb =	21.4	tn	esfuerzo de corte en 1 bulón
np =	2		planos de corte
Ab =	5.07	cm ²	área nominal de 1 bulón
Rn =	33.44	tn	
Ø*Pn =	25.08	tn	OK

Aplastamiento en Chapas

Øap =	0.75		coeficiente de resistencia
Rn =	2.4 * d * t * Fu		
Rn =	42	tn	
Ø*Rn =	31	tn	OK



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

ESTACIÓN BUENOS AIRES - ANDÉN - INFRAESTRUCTURA NORTE
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	F.O.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0132-00
ELAB.	N.S.			
APROB.	R.P.			

ÍNDICE

1. Generalidades.
2. Esquemáticos
3. Análisis de Cargas.
4. Cálculo de Solicitaciones y dimensionamiento de Secciones

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - ANDEN - INFRAESTRUCTURA NORTE MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..11..	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

1.- GENERALIDADES

1.1.- Alcance

La presente memoria de cálculo contiene el diseño estructural de la infraestructura del andén norte de la estación Buenos Aires del Viaducto en las vías del Ferrocarril Belgrano Sur, Ciudad de Buenos Aires.

La estructura se compone de un dintel y columna de Hormigón Armado "in situ" sobre fundaciones indirectas con pilotes ejecutadas in situ, han sido proyectadas en base a los estudios de suelos específicamente realizados al efecto.

La presente memoria comprende el cálculo de solicitaciones y dimensionamiento de las secciones de infraestructura.

El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

1.2.- Antecedentes

Estudio de Suelos : INFORME GEOTÉCNICO N° 4498.271/39 , " Viaducto Belgrano Sur - Buenos Aires" ,del ing. José Luis Guerrero.

1.3.- Bibliografía

CIRSOC 101/82	Cargas y Sobrecargas Gravitatorias para el Cálculo de las estructuras de Edificios
CIRSOC 102/84	Acción del Viento sobre las construcciones
CIRSOC 201/82	Proyecto, cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado
CIRSOC 301/05	Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios
CUADERNO 220	Dimensionamiento de los elementos de Hormigón y Hormigón Armado
CUADERNO 240	Métodos Auxiliares para el cálculo de las solicitaciones y Deformaciones de estructuras de Hormigón Armado

1.4.-Software Utilizado

Staad pro 2005

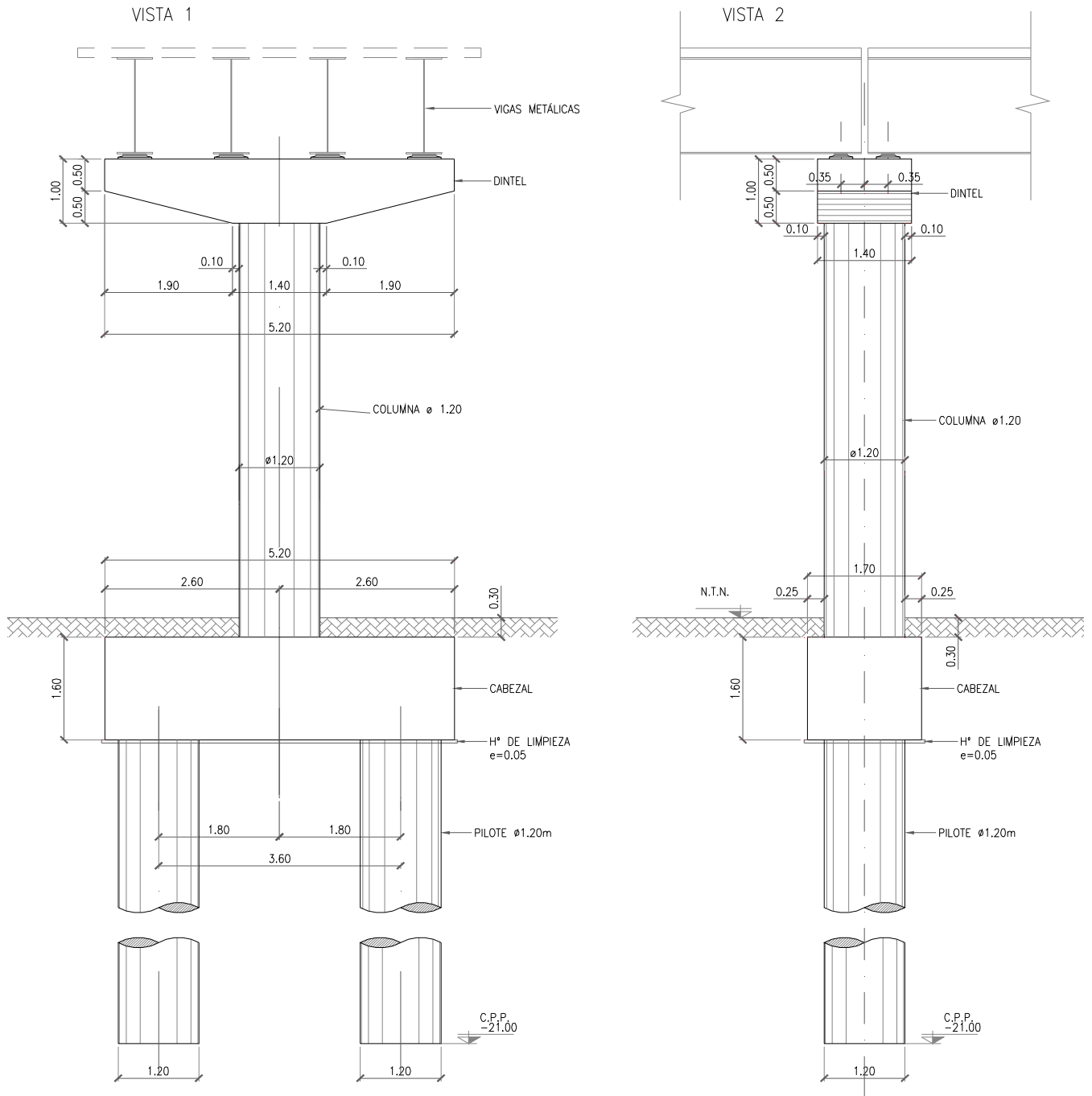
1.5.- Materiales

Los materiales previstos en este proyecto son:

Hormigón Estructuras en general	H- 30	$\sigma'_{bk} =$	30	MPa
Hormigón pilotes	H- 21	$\sigma'_{bk} =$	21	MPa
Acero para Hormigón	ADN- 420	$\beta_s =$	420	MPa (Conformado en barras)

2.- ESQUEMÁTICOS

ANDÉN NORTE



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - ANDEN - INFRAESTRUCTURA NORTE MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..5..de..11..	0
		Preparo : N.S.	
		Fecha : 30/10/2016	
		Reviso : R.P.	

3.- ANÁLISIS DE CARGAS

3.1 Cargas Gravitacionales

3.1.1. Cargas Permanentes

3.1.1.1. Peso Propio

Se calcula en forma automática para cada elemento teniendo en cuenta el peso específico del material.

3.1.1.2. Cargas Permanentes Adicionales

Peso específico del contrapiso (co)	$e_{co} = 0.05$ m	$\gamma_{co} = 1.60$ ton/m ³
Peso específico Solado (so)	$e_{so} = 0.02$ m	$\gamma_{so} = 2.20$ ton/m ³

3.1.2. Sobrecargas

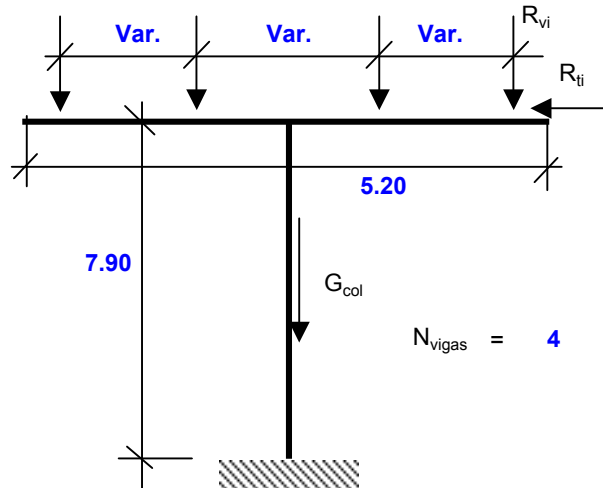
Sobrecarga en Andenes (p) en estado de Servicio		$p_1 = 0.50$ ton/m ²
Carro eléctrico	Carga por eje	$P = 1.50$ ton
	Cantidad de ejes	2.00

4.- CÁLCULO DE SOLICITACIONES Y DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES

4.1. Pila Andén Norte

Se analiza la pila más solicitada del andén norte

Esquemático



Cargas Actuantes

Peso propio considerado por el programa

Reacción de Vigas

		D	L	L _{excen}	L _r	W _{st}	W _{ct}
		[ton]	[ton]	[ton]	[ton]	[ton]	[ton]
Oeste	R _{v1}	22.97	18.10	16.14	0.74	-1.00	-1.71
	R _{v2}	27.00	20.03	14.10	1.22	-1.44	-2.71
	R _{v3}	26.78	18.97	3.55	1.24	0.04	-2.12
	R _{v4}	22.42	16.35	-0.43	0.77	0.16	-1.27
	R _t	0.00	0.00	0.00	0.00	0.99	0.72
Este (cruce)	R _{v1}	25.59	19.29	18.93	1.06	-2.30	-1.30
	R _{v2}	26.07	18.13	10.47	1.31	-1.84	-1.50
	R _{v3}	25.06	17.51	3.08	0.54	0.15	-1.76
	R _{v4}	24.53	17.36	-3.90	0.25	2.57	-0.43
	R _t	0.00	0.00	0.00	0.00	1.18	0.98

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - ANDEN - INFRAESTRUCTURA NORTE
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : N.S.
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

Dimensionamiento a Flexión Dintel

Recubrimiento = 0.025 m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
	[tonm]	[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]			[cm ²]	
Apoyo Máx.	184.74	13.00	177.4	1.20	1.17	1.40	10.35	0.448	73.63	16 φ 25 [sup]

(*) Momento Flexor a filo de apoyo

Dimensionamiento a Corte Dintel

Recubrimiento = 0.025 m

Sección	Q	M	d	h	b ₀	τ ₀	Zona	τ _C	F _e	Adoptado
	[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ² /m]	
Apoyo Máx	184.0	177.4	1.20	1.17	1.40	121.3	II	61.3	35.77	6r.φ10c/10
Intermedia	138.0	150.0	1.20	1.17	1.40	90.1	I	36.0	21.03	6r.φ10c/20

Dimensionamiento a Flexocompresión Columna

Recubrimiento = 0.025 m

Sección	M	N	φ	A	n	m	ω	μ	F _e	Adoptado
	[tonm]	[ton]	[m]	[m ²]					[cm ²]	
Apoyo inf.	270.48	-291.0	1.20	1.131	-0.112	0.087	0.31	1.7%	192.00	40 φ 25

Se utiliza la Tabla 1.27 del Cuaderno 220.

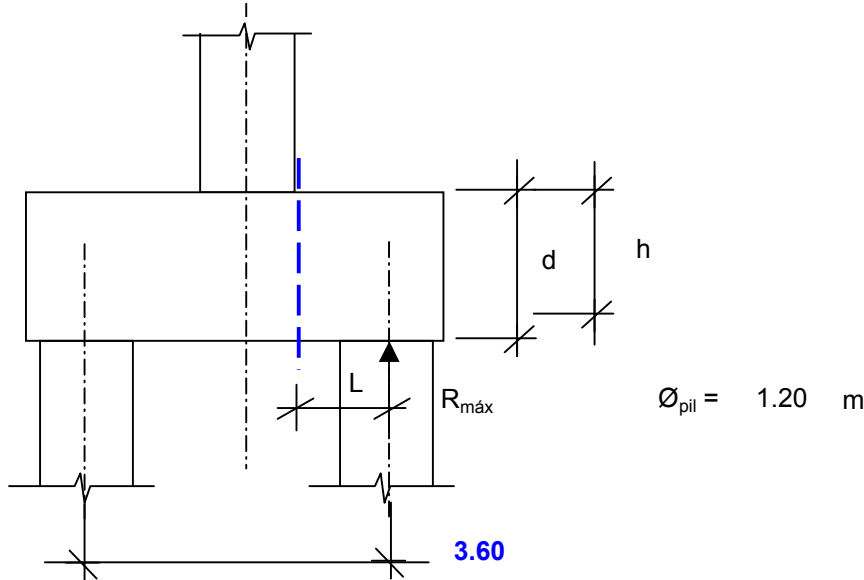
Dimensionamiento a Corte Columna

Sección	Q	M	d	h	b ₀	τ ₀	Zona	τ _C	F _e	Adoptado
	[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ² /m]	
Máx.	26.70	270.48	0.96	0.93	0.96	35.6	I	14.3	5.70	φ10c/20cm

(*) Considera una sección equivalente de d = b = 0.8 D

4.2. Fundaciones

4.2.1. Cabezales



$$h = 0.90 \times d$$

$$z = 0.85 \times d$$

$$b = 1.60 \text{ m}$$

Altura útil
Brazo de Palanca

$$Z = R_{\text{máx}} \times L / z$$

$$F_{\text{enec}} = Z / \sigma_e$$

Esfuerzo del tensor
Armadura necesaria

$$\sigma_e = 2.40 \text{ ton/cm}^2 \text{ Tensión Admisible del Acero (} \beta_s / 1.75 \text{)}$$

CABEZAL	d	h	z	L	R _{máx}	Z	F _{enec}	Adoptado	F _{eAdop}
	[m]	[m]	[m]	[m]	[ton]	[ton]	[cm ²]		[cm ²]
Norte	1.60	1.44	1.22	1.32	290	312.7	130.3	30 ϕ 25	147.3

Verificación de la biela comprimida:

$$\sigma_b = 740.47 \text{ ton/m}^2 < b_r = 2300 \text{ ton/m}^2 / 2.10 = 1095.24 \text{ ton/m}^2$$

4.2.2. Pilotes

Capacidad portante

Según el estudio de Suelos, tenemos:

Tensión admisible por punta:

$$\sigma_{adm.punta} = \mathbf{250} \text{ ton/m}^2$$

Tensión admisible por fricción:

$\sigma_{adm.fricción}$ [ton/m ²]	Cota de inicio	Cota de fin	$L_{Fricc.}$ [m]
1.0	2.5	9.0	6.5
2.0	9.0	13.0	4.0
3.0	13.0	-	10.0

Recomendaciones:

Longitud mínima de pilote

$$L_{pilmin} = \mathbf{23.00} \text{ m}$$

Diámetro mínimo de pilote

$$\varnothing_{pil.min} = \mathbf{1.00} \text{ m}$$

Verificación de la capacidad portante de los pilotes

Carga máxima en pilote

$$P_{m\acute{a}x} = \mathbf{340.0} \text{ ton}$$

Diámetro de pilote adoptado

$$\varnothing_{pil} = \mathbf{1.20} \text{ m}$$

Sección del pilote

$$A_{pil} = \mathbf{1.13} \text{ m}^2$$

Perímetro del pilotes

$$Per.pil = \mathbf{3.77} \text{ m}$$

Capacidad admisible

$$P_{adm} = (\sigma_{adm.punta} \times A_{pil} + \sigma_{adm.fricción} \times Per_{pil} \times L_{Fricc.}) \times 1.25$$

$$P_{adm} = \mathbf{563} \text{ ton} > P_{m\acute{a}x} \quad \Rightarrow \quad \text{Verifica}$$

Dimensionamiento a Flexocompresión

$$\text{Recubrimiento} = \mathbf{0.035} \text{ m}$$

Sección	M	N	ϕ	A	n	m	ω	μ	F_e	Adoptado
	[tonm]	[ton]	[m]	[m ²]					[cm ²]	
Apoyo inf.	42.94	-250.0	1.20	1.13	-0.0961	0.01376	0.00	0.8%	90.48	30 ϕ 20

Se utiliza la Tabla 1.27 del Cuaderno 220.

Dimensionamiento a Corte

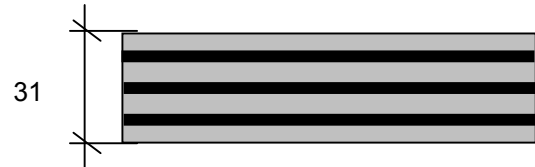
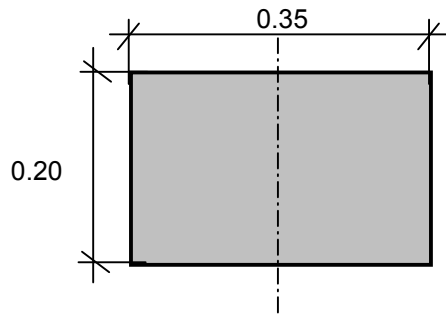
Sección	Q	M	d	h	b_0	τ_0	Zona	τ_c	F_e	Adoptado
	[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ² /m]	
Máx.	6.00	42.94	0.96	0.92	0.96	7.2	I	2.9	1.15	ϕ8c/20cm (*)

(*) Considera una sección equivalente de $d = b = 0.8 D$

4.3. Apoyos de Neopreno

4.3.1. Apoyos Vigas V1 y V2

Geometría



Dureza Shore **60**

Solicitaciones (por eje de apoyo)

$$V_{\text{máx}} = \mathbf{60.72} \text{ ton} \quad H_{V_{\text{máx}}} = 0.00 \text{ ton}$$

$$V_{\text{mín}} = \mathbf{22.97} \text{ ton} \quad H_{V_{\text{mín}}} = 0.00 \text{ ton}$$

Adoptado por eje de apoyo: pastillas: **0.20** m x **0.35** m

h_{neta} : **16.00** mm

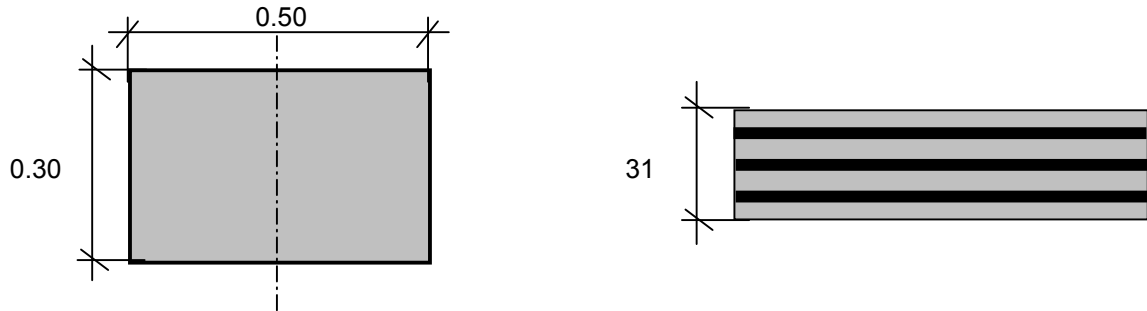
}	Recubrimiento exterior =	3	mm
	Espesor placas =	3	mm
	Espesor capas de goma =	8	mm c/u
	cantidad de capas	2	

$$\sigma_{\text{máx}} = 867.43 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm máx}} = \mathbf{1000.00} \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 328.14 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{\text{adm mín}} = \mathbf{250.00} \text{ ton/m}^2$$

4.3.2. Apoyos Vigas V3

Geometría



Dureza Shore **60**

Solicitaciones (por eje de apoyo)

$$V_{\text{máx}} = \mathbf{132.00} \text{ ton} \quad H_{V \text{ máx}} = 0.00 \text{ ton}$$

$$V_{\text{mín}} = \mathbf{46.00} \text{ ton} \quad H_{V \text{ máx}} = 0.00 \text{ ton}$$

Adoptado por eje de apoyo: pastillas: **0.30** m x **0.50** m

$$h_{\text{neta}}: \mathbf{16.00} \text{ mm} \left\{ \begin{array}{l} \text{Recubrimiento exterior} = 3 \text{ mm} \\ \text{Espesor placas} = 3 \text{ mm} \\ \text{Espesor capas de goma} = \mathbf{8} \text{ mm} \text{ c/u} \\ \text{cantidad de capas} = \mathbf{2} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 880.00 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm máx}} = \mathbf{1000.00} \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 306.67 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{\text{adm mín}} = \mathbf{250.00} \text{ ton/m}^2$$



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

ESTACIÓN BUENOS AIRES - ANDÉN - INFRAESTRUCTURA SUR
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	F.O.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0133-00
ELAB.	N.S.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO	Hoja:..2..de..11..	0
	EJECUTIVO	Preparo : N.S.	
	VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - ANDÉN-INFRAESTRUCTURA SUR MEMORIA DE CÁLCULO	Fecha : 30/10/2016	
		Reviso : R.P.	

ÍNDICE

1. Generalidades.
2. Esquemáticos
3. Análisis de Cargas.
4. Cálculo de Solicitaciones y dimensionamiento de Secciones

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - ANDÉN-INFRAESTRUCTURA SUR MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..11..	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

1.- GENERALIDADES

1.1.- Alcance

La presente memoria de cálculo contiene el diseño estructural de la infraestructura de andén sur de la estación Buenos Aires del Viaducto en las vías del Ferrocarril Belgrano Sur, Ciudad de Buenos Aires.

La estructura se compone de un dintel y columna de Hormigón Armado "in situ" sobre fundaciones indirectas con pilotes ejecutadas in situ, han sido proyectadas en base a los estudios de suelos específicamente realizados al efecto.

La presente memoria comprende el cálculo de solicitaciones y dimensionamiento de las secciones de infraestructura.

El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

1.2.- Antecedentes

Estudio de Suelos : INFORME GEOTÉCNICO N° 4498.271/39 , " Viaducto Belgrano Sur - Buenos Aires" ,del ing. José Luis Guerrero.

1.3.- Bibliografía

CIRSOC 101/82	Cargas y Sobrecargas Gravitatorias para el Cálculo de las estructuras de Edificios
CIRSOC 102/84	Acción del Viento sobre las construcciones
CIRSOC 201/82	Proyecto, cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado
CIRSOC 301/05	Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios
CUADERNO 220	Dimensionamiento de los elementos de Hormigón y Hormigón Armado
CUADERNO 240	Métodos Auxiliares para el cálculo de las solicitaciones y Deformaciones de estructuras de Hormigón Armado

1.4.-Software Utilizado

Staad pro 2005

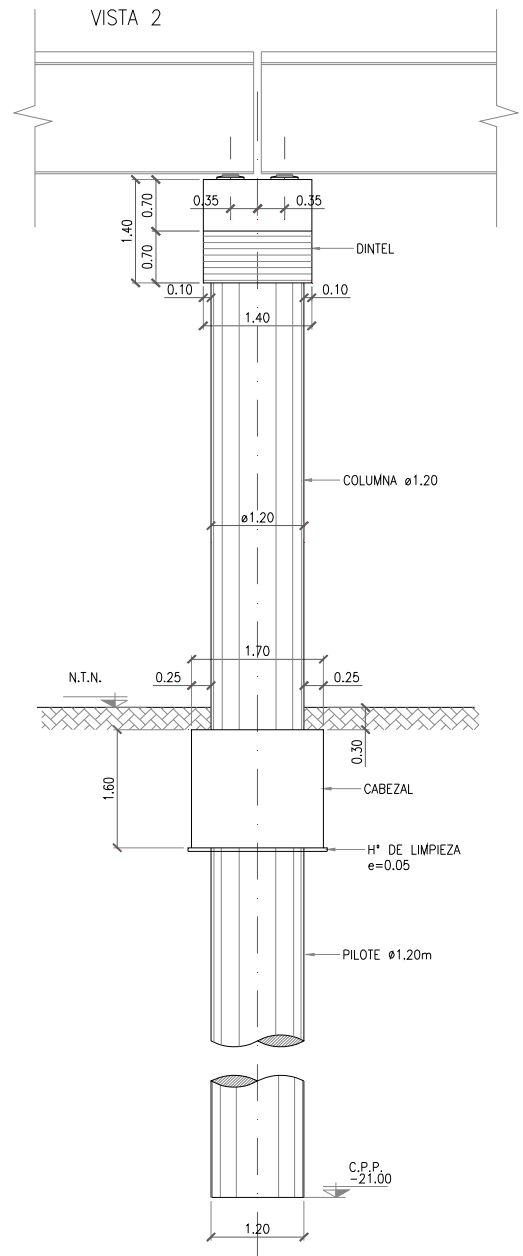
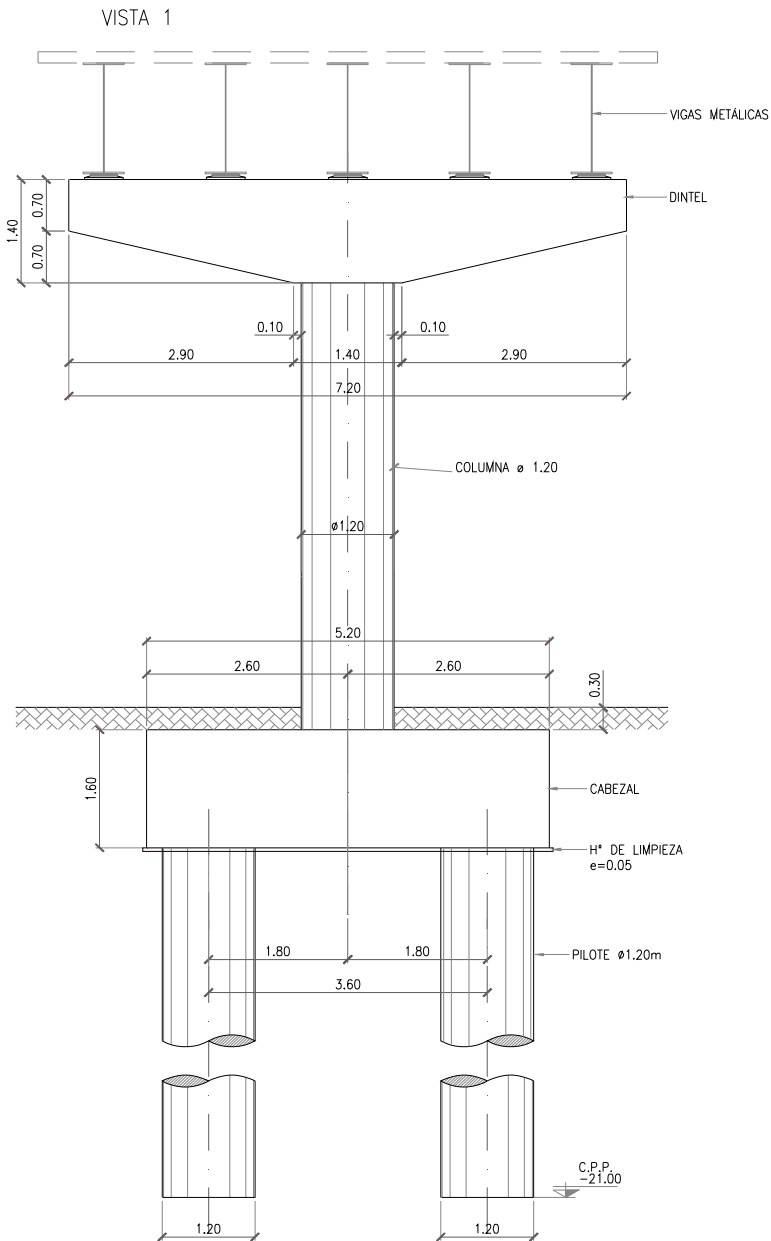
1.5.- Materiales

Los materiales previstos en este proyecto son:

Hormigón Estructuras en general	H- 30	$\sigma'_{bk} =$	30	MPa
Hormigón pilotes	H- 21	$\sigma'_{bk} =$	21	MPa
Acero para Hormigón	ADN- 420	$\beta_s =$	420	MPa (Conformado en barras)

2.- ESQUEMÁTICOS

ANDÉN SUR



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - ANDÉN-INFRAESTRUCTURA SUR MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..5..de..11..	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

3.- ANÁLISIS DE CARGAS

3.1 Cargas Gravitacionales

3.1.1. Cargas Permanentes

3.1.1.1. Peso Propio

Se calcula en forma automática para cada elemento teniendo en cuenta el peso específico del material.

3.1.1.2. Cargas Permanentes Adicionales

Peso específico del contrapiso (co)	$e_{co} = 0.05$ m	$\gamma_{co} = 1.60$ ton/m ³
Peso específico Solado (so)	$e_{so} = 0.02$ m	$\gamma_{so} = 2.20$ ton/m ³

3.1.2. Sobrecargas

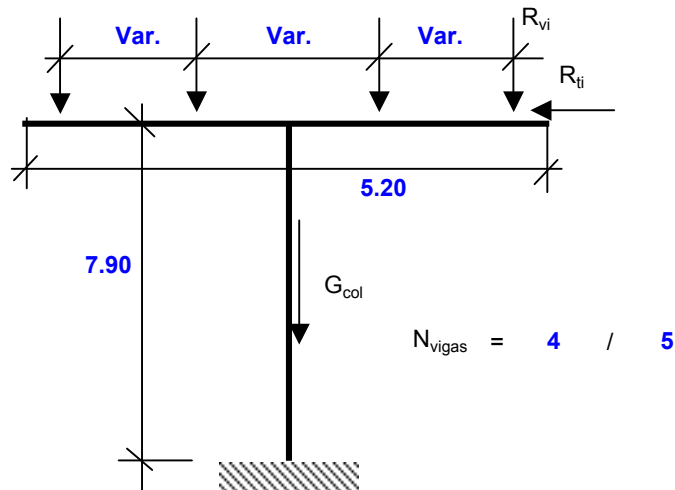
Sobrecarga en Andenes (p) en estado de Servicio		$p_1 = 0.50$ ton/m ²
Carro eléctrico	Carga por eje	$P = 1.50$ ton
	Cantidad de ejes	2.00

4.- CÁLCULO DE SOLICITACIONES Y DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES

4.1 Pila Andén Sur

Se analiza la pila más solicitada del andén sur

Esquemático



Cargas Actuantes

Peso propio considerado por el programa

Reacción de Vigas

		D	L	L _{excen}	L _r	W _{st}	W _{ct}
		[ton]	[ton]	[ton]	[ton]	[ton]	[ton]
Oeste	R _{v1}	29.86	23.53	20.98	0.96	-1.30	-2.22
	R _{v2}	35.10	26.04	18.33	1.59	-1.88	-3.52
	R _{v3}	34.81	24.66	4.61	1.61	0.05	-2.75
	R _{v4}	29.15	21.26	-0.55	1.00	0.21	-1.65
	R _t	0.00	0.00	0.00	0.00	0.99	0.72
Este (cruce)	R _{v1}	29.38	18.68	20.82	0.45	1.00	-0.22
	R _{v2}	29.78	17.92	15.05	0.50	1.20	-0.20
	R _{v3}	30.56	17.73	9.05	1.04	-0.47	-1.64
	R _{v4}	29.80	17.19	2.85	0.50	-1.66	-1.38
	R _{v5}	29.41	17.17	-2.60	0.45	-1.41	-1.20
	R _t	0.00	0.00	0.00	0.00	0.88	0.76

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - ANDÉN-INFRAESTRUCTURA SUR MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..7..de..11..	0
		Preparo : N.S. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

Dimensionamiento a Flexión Dintel

Recubrimiento = **0.025** m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
	[tonm]	[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]			[cm ²]	
Apoyo Máx.	294.56	0.00	294.6	1.20	1.17	1.40	8.03	0.456	115.30	24 φ 25 [sup]

(*) Momento Flexor a distancia de apoyo directo

Dimensionamiento a Corte Dintel

Recubrimiento = **0.025** m

Sección	Q	M	d	h	b ₀	τ ₀	Zona	τ _c	F _e	Adoptado
	[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ² /m]	
Apoyo Máx	225.0	294.6	1.20	1.17	1.40	151.1	II	95.1	55.49	6r.φ10c/7.5
Intermedia	174.0	150.0	1.20	1.17	1.40	113.6	II	53.8	31.37	6r.φ10c/15

Dimensionamiento a Flexocompresión Columna

Recubrimiento = **0.025** m

Sección	M	N	φ	A	n	m	ω	μ	F _e	Adoptado
	[tonm]	[ton]	[m]	[m ²]					[cm ²]	
Apoyo inf.	267.26	-400.0	1.20	1.131	-0.154	0.086	0.27	1.5%	167.22	40 φ 25

Se utiliza la Tabla 1.27 del Cuaderno 220.

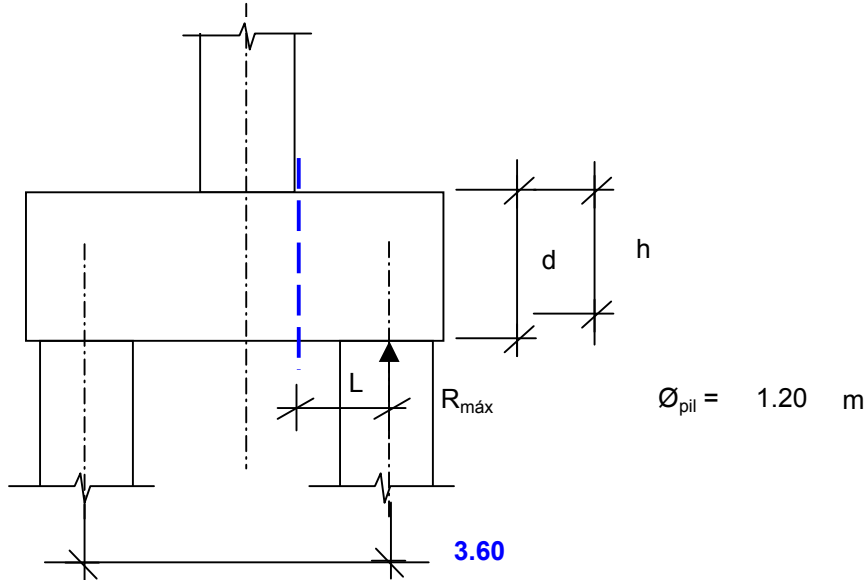
Dimensionamiento a Corte Columna

Sección	Q	M	d	h	b ₀	τ ₀	Zona	τ _c	F _e	Adoptado
	[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ² /m]	
Máx.	10.00	267.26	0.96	0.93	0.96	13.3	I	5.3	2.14	φ10c/20cm

(*) Considera una sección equivalente de d = b = 0.8 D

4.2. Fundaciones

4.2.1. Cabezales



$$\varnothing_{pil} = 1.20 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 h &= 0.90 \times d \\
 z &= 0.85 \times d \\
 b &= 1.60 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Altura útil
 Brazo de Palanca

$$\begin{aligned}
 Z &= R_{máx} \times L / z \\
 F_{enec} &= Z / \sigma_e
 \end{aligned}$$

Esfuerzo del tensor
 Armadura necesaria

$$\sigma_e = 2.40 \text{ ton/cm}^2 \text{ Tensión Admisible del Acero (} \beta_s / 1.75 \text{)}$$

CABEZAL	d	h	z	L	R _{máx}	Z	F _{enec}	Adoptado	F _{eAdop}
	[m]	[m]	[m]	[m]	[ton]	[ton]	[cm ²]		[cm ²]
Sur	1.60	1.44	1.22	1.32	308	332.2	138.4	35 ϕ 25	147.3

Verificación de la biela comprimida:

$$\sigma_b = 786.43 \text{ ton/m}^2 < b_r = 2300 \text{ ton/m}^2 / 2.10 = 1095.24 \text{ ton/m}^2$$

4.2.2. Pilotes

Capacidad portante

Según el estudio de Suelos, tenemos:

Tensión admisible por punta:

$$\sigma_{adm.punta} = 250 \text{ ton/m}^2$$

Tensión admisible por fricción:

$\sigma_{adm.fricción}$ [ton/m ²]	Cota de inicio	Cota de fin	$L_{Fricc.}$ [m]
1.0	2.5	9.0	6.5
2.0	9.0	13.0	4.0
3.0	13.0	-	10.0

Recomendaciones:

Longitud mínima de pilote

$$L_{pilmin} = 23.00 \text{ m}$$

Diámetro mínimo de pilote

$$\varnothing_{pil.min} = 1.00 \text{ m}$$

Verificación de la capacidad portante de los pilotes

Carga máxima en pilote

$$P_{m\acute{a}x} = 375.0 \text{ ton}$$

Diámetro de pilote adoptado

$$\varnothing_{pil} = 1.20 \text{ m}$$

Sección del pilote

$$A_{pil} = 1.13 \text{ m}^2$$

Perímetro del pilotes

$$Per.pil = 3.77 \text{ m}$$

Capacidad admisible

$$P_{adm} = (\sigma_{adm.punta} \times A_{pil} + \sigma_{adm.fricción} \times Per_{pil} \times L_{Fricc.}) \times 1.25$$

$$P_{adm} = 563 \text{ ton} > P_{m\acute{a}x} \implies \text{Verifica}$$

Dimensionamiento a Flexocompresión

$$\text{Recubrimiento} = 0.035 \text{ m}$$

Sección	M	N	ϕ	A	n	m	ω	μ	F_e	Adoptado
	[tonm]	[ton]	[m]	[m ²]					[cm ²]	
Apoyo inf.	42.94	-250.0	1.20	1.13	-0.0961	0.01376	0.00	0.8%	90.48	30 ϕ 20

Se utiliza la Tabla 1.27 del Cuaderno 220.

Dimensionamiento a Corte

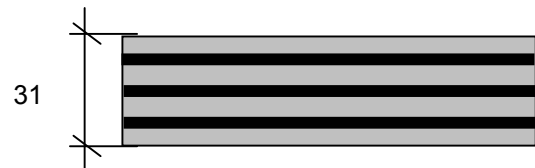
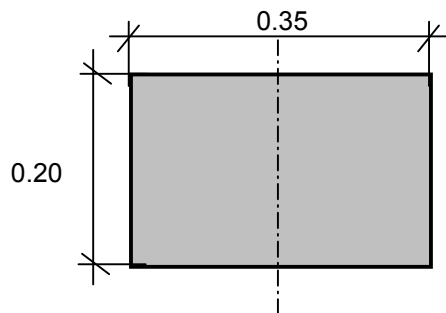
Sección	Q	M	d	h	b_0	τ_0	Zona	τ_c	F_e	Adoptado
	[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ² /m]	
Máx.	6.00	42.94	0.96	0.92	0.96	7.2	I	2.9	1.15	ϕ 8c/20cm (*)

(*) Considera una sección equivalente de $d = b = 0.8 D$

4.3. Apoyos de Neopreno

4.3.1. Apoyos Vigas V1 y V2

Geometría



Dureza Shore **60**

Solicitaciones (por eje de apoyo)

$$V_{\text{máx}} = \mathbf{60.72} \text{ ton} \qquad H_{V \text{ máx}} = 0.00 \text{ ton}$$

$$V_{\text{mín}} = \mathbf{22.97} \text{ ton} \qquad H_{V \text{ mín}} = 0.00 \text{ ton}$$

Adoptado por eje de apoyo: pastillas: **0.20** m x **0.35** m

h_{neta} : **16.00** mm

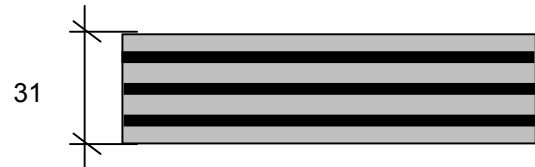
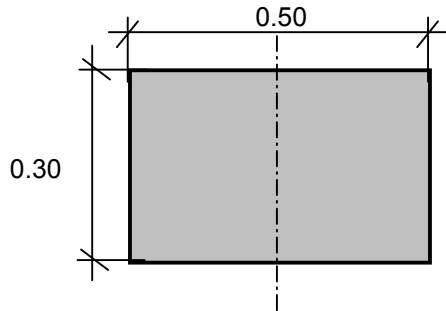
Recubrimiento exterior =	3 mm
Espesor placas =	3 mm
Espesor capas de goma =	8 mm c/u
cantidad de capas	2

$$\sigma_{\text{máx}} = 867.43 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm máx}} = \mathbf{1000.00} \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 328.14 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{\text{adm mín}} = \mathbf{250.00} \text{ ton/m}^2$$

4.3.2. Apoyos Vigas V3

Geometría



Dureza Shore **60**

Solicitaciones (por eje de apoyo)

$$V_{\text{máx}} = 132.00 \text{ ton} \quad H_{V \text{ máx}} = 0.00 \text{ ton}$$

$$V_{\text{mín}} = 46.00 \text{ ton} \quad H_{V \text{ máx}} = 0.00 \text{ ton}$$

Adoptado por eje de apoyo: pastillas: **0.30** m x **0.50** m

$$h_{\text{neta}}: \quad \mathbf{16.00} \text{ mm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Recubrimiento exterior} = 3 \text{ mm} \\ \text{Espesor placas} = 3 \text{ mm} \\ \text{Espesor capas de goma} = \mathbf{8} \text{ mm} \text{ c/u} \\ \text{cantidad de capas} \quad \mathbf{2} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 880.00 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm máx}} = \mathbf{1000.00} \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 306.67 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{\text{adm mín}} = \mathbf{250.00} \text{ ton/m}^2$$



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

ESTACIÓN BUENOS AIRES - INFRAESTRUCTURA DE CUBIERTA
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	F.O.	ESCALAS : -	FECHA: 07/12/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0134-00
ELAB.	F.O.			
APROB.	R.P.			

	<p>PROYECTO EJECUTIVO</p> <p>VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR</p> <p>ESTACIÓN BUENOS AIRES - INFRAESTRUCTURA DE CUBIERTA</p> <p>MEMORIA DE CÁLCULO</p>	<p>Hoja:..2..de..26..</p> <p>Preparo : F.O</p> <p>Fecha : 01/09/2016</p> <p>Reviso : R.P.</p>	<p>00</p>
--	--	---	------------------

ÍNDICE

1. Generalidades.
2. Esquemáticos
3. Análisis de Cargas.
4. Cálculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - INFRAESTRUCTURA DE CUBIERTA MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja: ...3..de..26..	00
		Preparo : F.O	
		Fecha : 01/09/2016	
		Reviso : R.P.	

1.- GENERALIDADES

La presente memoria de cálculo contiene el diseño estructural de la infraestructura de cubierta principal de estación Buenos Aires del Viaducto del Ferrocarril Belgrano Sur, Ciudad de Buenos Aires.

La cubierta se resuelve mediante reticulados metálicos formados por tubos. También se plantean otras secciones metálicas para los elementos accesorios de las cubiertas.

Los apoyos de las cubiertas están conformados por tabiques de hormigón armado, que se fundan sobre cabezales de 2 pilotes de 1.00 m de diámetro.

El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

Las fundaciones se dimensionan según las recomendaciones dadas por el estudio de suelos del Ing. Guerrero n° 4498.271/39

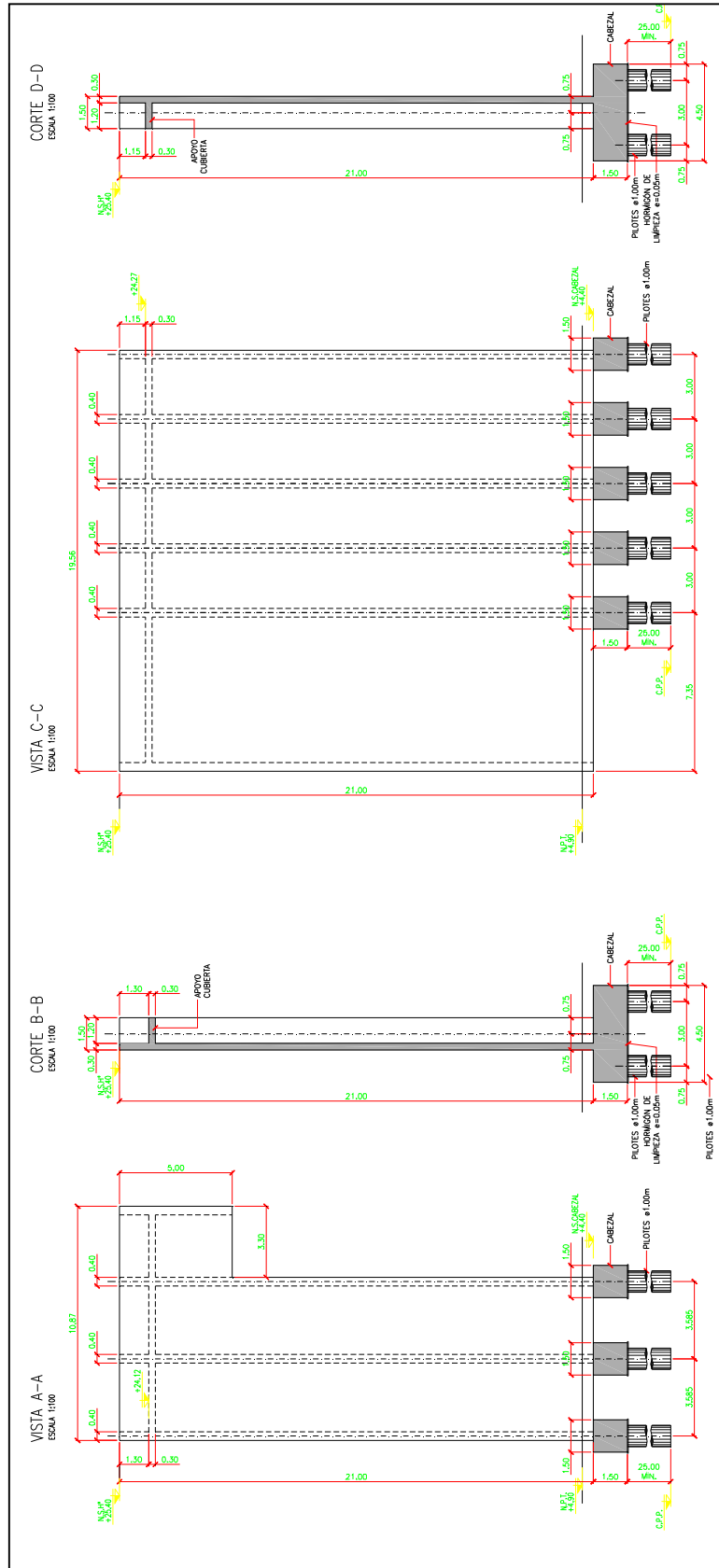
Para el cálculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones estructurales metálicas se utiliza el software de cálculo Staad Pro 2005

Los materiales previstos en este proyecto son:

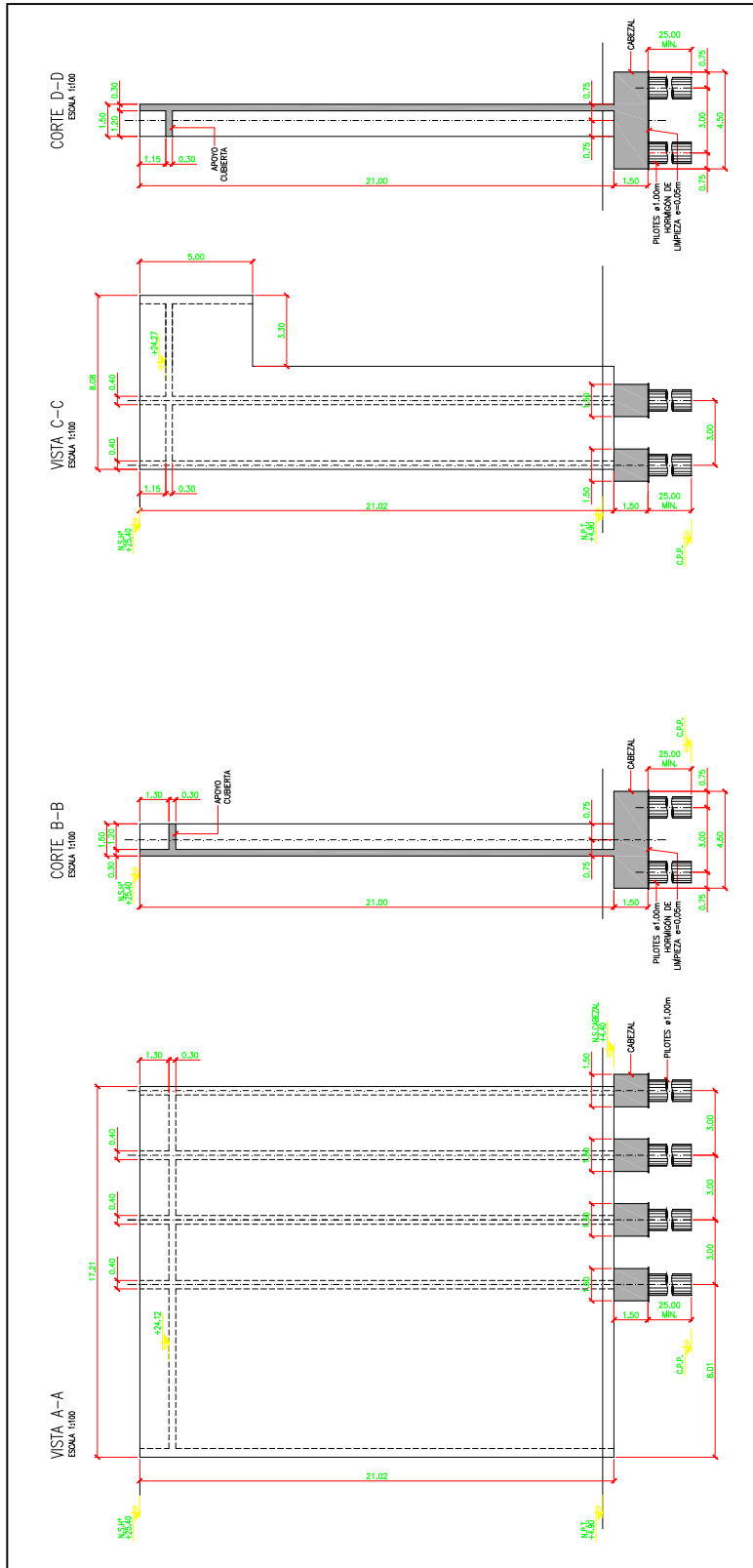
Hormigón armado	H- 30	$\sigma'_{bk} =$	30 MPa	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s =$	420 MPa	(Conformado en barras)
Perfiles Laminados	F- 24	$F_y =$	2400 kg/cm ²	
Perfiles ángulo mayores a 3"	F- 36	$F_y =$	3600 kg/cm ²	
Acero de perfiles armados	F- 36	$F_y =$	3600 kg/cm ²	
Bulones calidad	ISO 8.8	$F_y =$	6400 kg/cm ²	

2.- ESQUEMÁTICOS

INFRAESTRUCTURA SECCIÓN OESTE



INFRAESTRUCTURA SECCIÓN ESTE



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - INFRAESTRUCTURA DE CUBIERTA MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..6..de..26.. 00
		Preparo : F.O Fecha : 01/09/2016 Reviso : R.P.

3.- ANÁLISIS DE CARGAS

3.1 Cargas Gravitacionales

3.1.1. Cargas Permanentes

3.1.1.1. Peso Propio

El peso de las cabriadas se determina en cada caso en particular en forma automática por el programa de cálculo en función del peso específico del material y las secciones correspondientes. Para los restantes elementos se efectúa un análisis de cargas detallado:

Chapa (Tipo T1010 - e = 0.50 mm)	$g_1 = 6.00$ kg/m ²
Correas	
Peso Perfil C 160 x 60 x 20 x 2.5	$g_{co} = 5.96$ kg/m
Separación entre correas	$s_{co} = 1.00$ m
Peso Correas ($g_2 = g_{co} / s_{co}$)	$g_2 = 5.96$ kg/m ²
Medios de Unión y Aislaciones	$g_3 = 3.00$ kg/m ²
Peso Cubierta ($g_{cu} = \sum g_i$)	$g_{cu} = 14.96$ kg/m ²

3.1.2. Sobrecargas

3.1.2.1. Sobrecarga de Cubierta

Del CIRSOC 101 para cubiertas livianas	$\alpha = 10^\circ \leq 10.00^\circ$	$p_1 = 30.0$ kg/m ²
--	--------------------------------------	--------------------------------

3.2. Cargas Horizontales

3.2.1. Viento

Análisis según C.I.R.S.O.C 102 "Acción del Viento Sobre las Construcciones".

Velocidad de referencia : (Ciudad de Buenos Aires) $\beta = 27.20$ m/s

Coeficiente de velocidad probable

Tabla 2 \Rightarrow Grupo: **2** $c_p = 1.65$

Velocidad básica de diseño $V_0 = c_p \times \beta = 44.88$ m/s

Presión dinámica básica $q_0 = 0.0613 \times V_0^2 = 123.47$ kg/m²

Presión dinámica de cálculo $q_z = c_z \times c_d \times q_0$

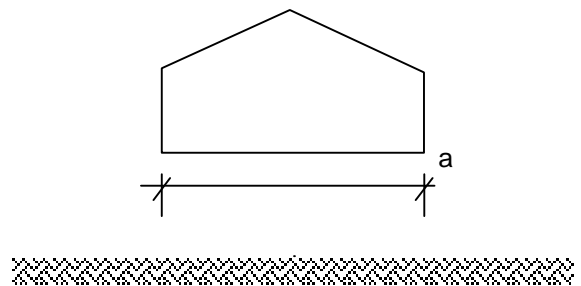
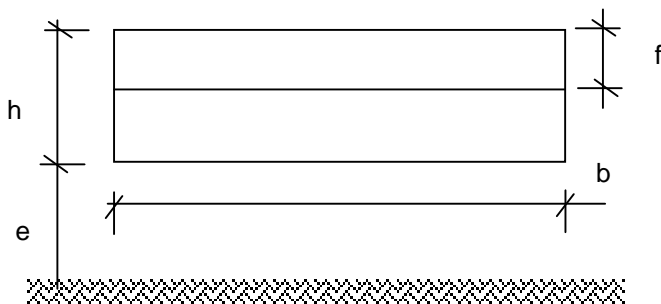
c_d coeficiente de dimensión (tabla 5) $c_d = 1.00$

c_z coeficiente de altura En función de la altura z

Adoptamos Rugosidad: **II**

Ubicación	z [m]	c_z	q_z [kg/m ²] = $q_0 \times c_d \times c_z$
Hmáx	20.5	0.869	107.34

Capítulo 6. Construcciones prismáticas de base cuadrangular



Altura Propia de la construcción		$h =$	20.50	m
Separación del suelo		$e =$	0.00	m
Longitud lado Mayor		$a =$	28.70	m
Longitud Lado Menor	(promedio)	$b =$	15.50	m
Altura de la Cubierta (Promedio)		$f =$	1.10	m
Relación de dimensiones	$\lambda_a = h/a = 0.71$		$b/a = 0.54$	
	$\lambda_b = h/b = 1.32$			
Coeficiente de Forma (γ_0 para $e = 0$) de Figura 13		$\gamma_{0a} =$	1.00	
		$\gamma_{0b} =$	1.00	

Coeficientes de Presión Exterior

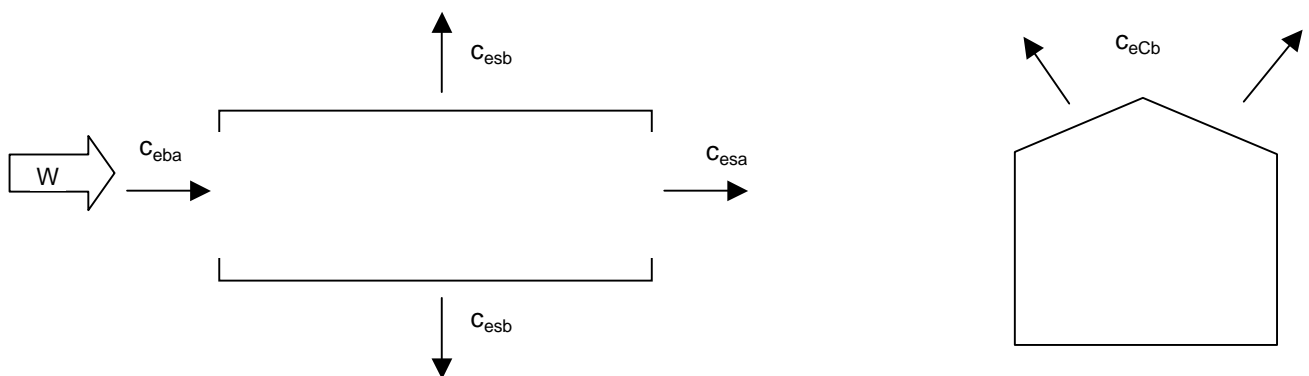
Viento sobre Cara Mayor (a)

Coeficientes de empuje sobre paredes (según Tabla 6)

barlovento		$C_{ebb} =$	0.80
Sotavento $c_e = - (1.3 \gamma - 0.8)$		$C_{esb} =$	-0.50
Total		$C_b = C_{ebb} - C_{esb} =$	1.30

Coeficientes de empuje en cubierta (según Tabla 7 y Figuras 17 y 18)

		$\alpha =$	0.00 °
		$C_{eCb} =$	-0.45

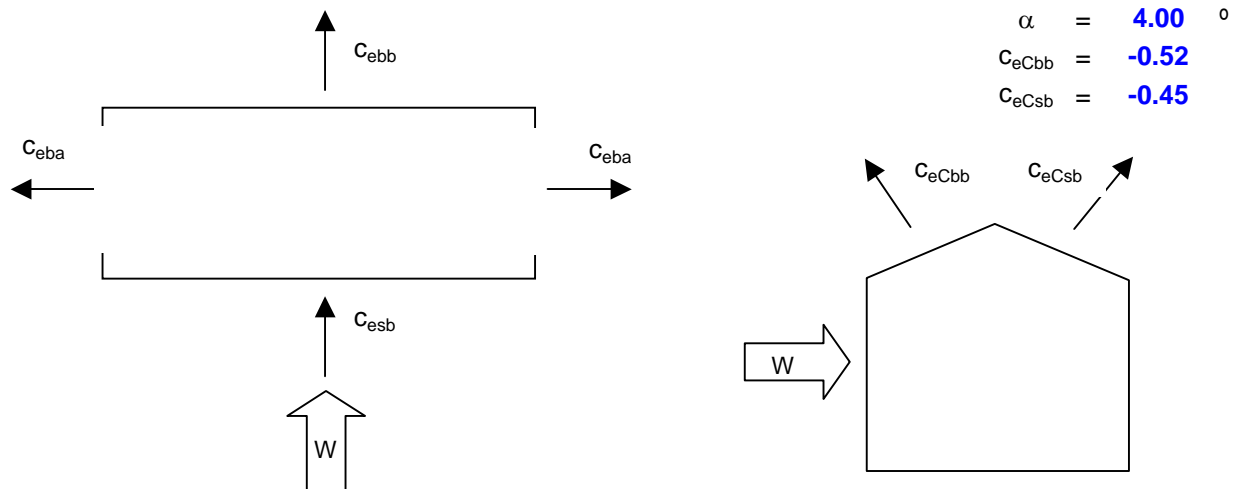


Viento sobre Cara Menor (b)

Coeficientes de empuje sobre paredes (según Tabla 6)

barlovento	$C_{eba} =$	0.80
Sotavento $c_e = - (1.3 \gamma - 0.8)$	$C_{esa} =$	-0.50
Total	$C_a = C_{eba} - C_{esa} =$	1.30

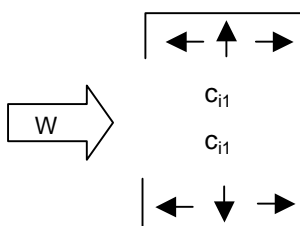
Coeficientes de empuje en cubierta (según Tabla 7 y Figuras 17 y 18)



Paredes (Permeabilidad > 35%)

Coeficientes de Presión Interiores (De Tabla 8)

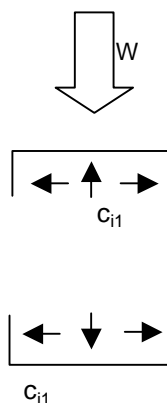
Viento en el sentido de la pared abierta



Paredes o construcciones situadas fuera de la corriente

$C_{i1} = \text{máx}(0.6 (1.8 - 1.3 \gamma); +0.15)$	$=$	0.30
$C_{i1} = \text{mín}(- 0.6 (1.3 \gamma - 0.8); -0.20)$	$=$	-0.30

Viento perpendicular a la pared abierta

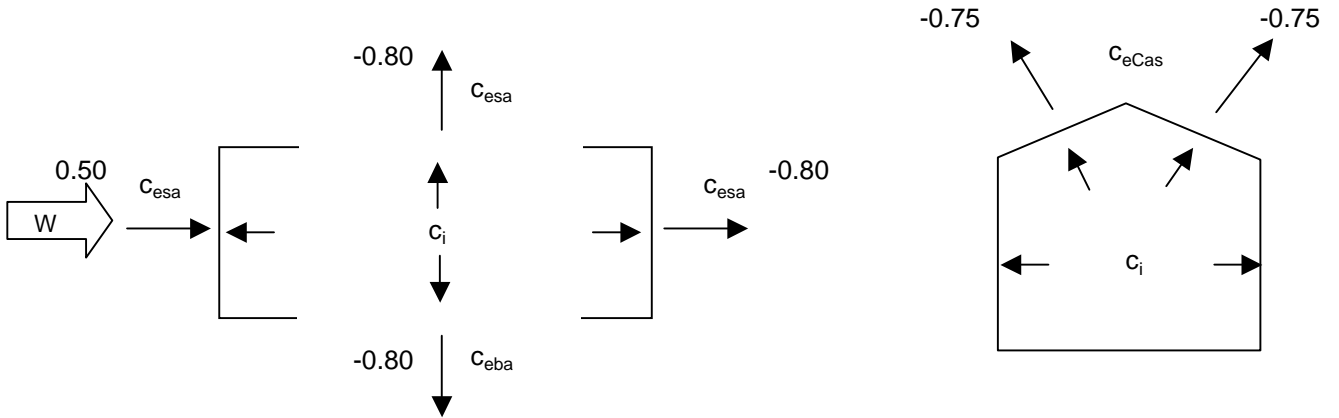


Sobre todas la paredes y construcciones interiores

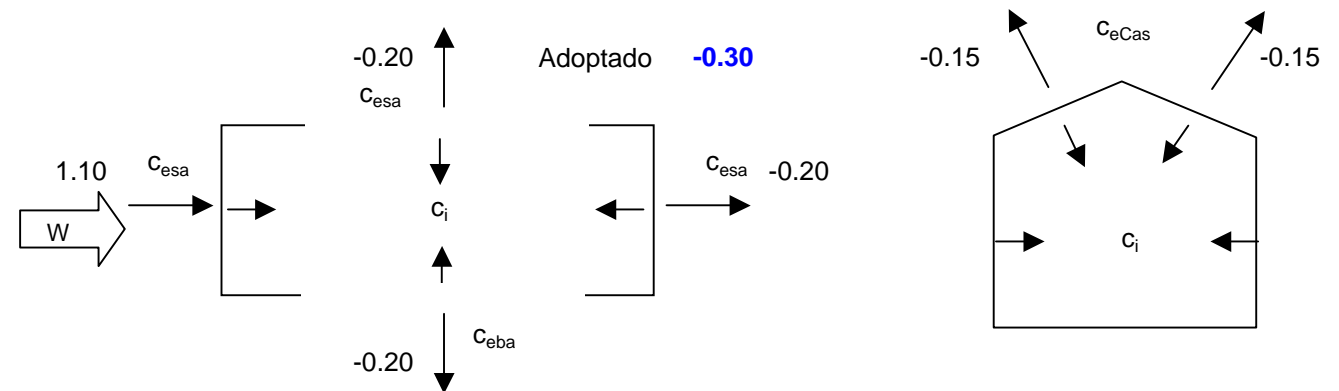
$C_{i1} = \text{máx}(0.6 (1.8 - 1.3 \gamma); +0.15)$	$=$	0.30
$C_{i1} = \text{mín}(- (1.3 \gamma - 0.8); -0.20)$	$=$	-0.30

Coeficientes de presión resultantes (signos correspondientes a la cara exterior)

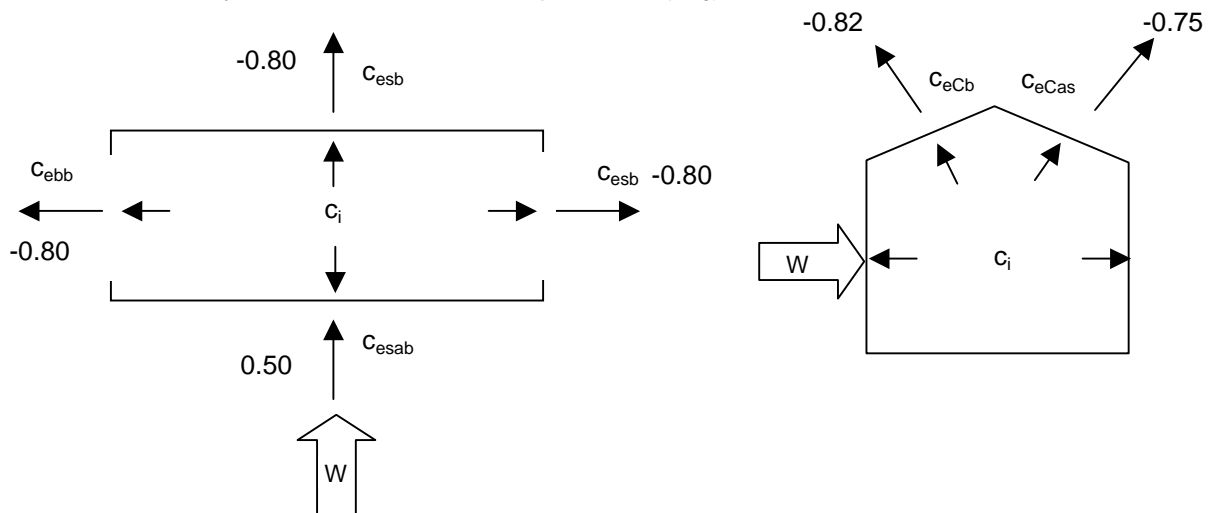
Viento sobre cara mayor y coeficientes interiores positivos (W_1)



Viento sobre cara menor y coeficientes interiores negativos (W_2)



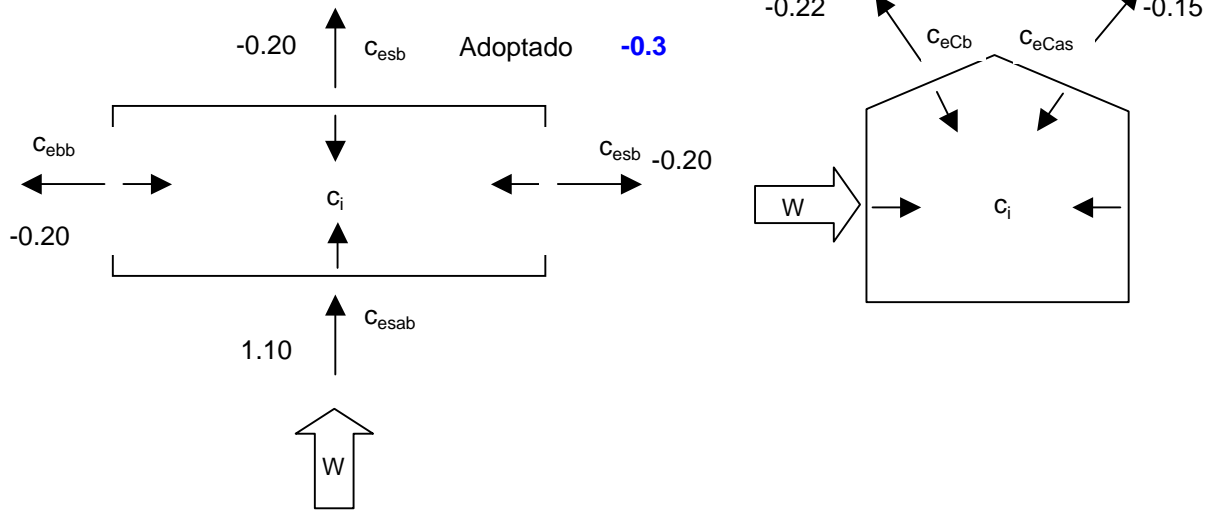
Viento sobre cara menor y coeficientes interiores positivos (W_3)



VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - INFRAESTRUCTURA DE CUBIERTA
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 01/09/2016
Reviso : R.P.

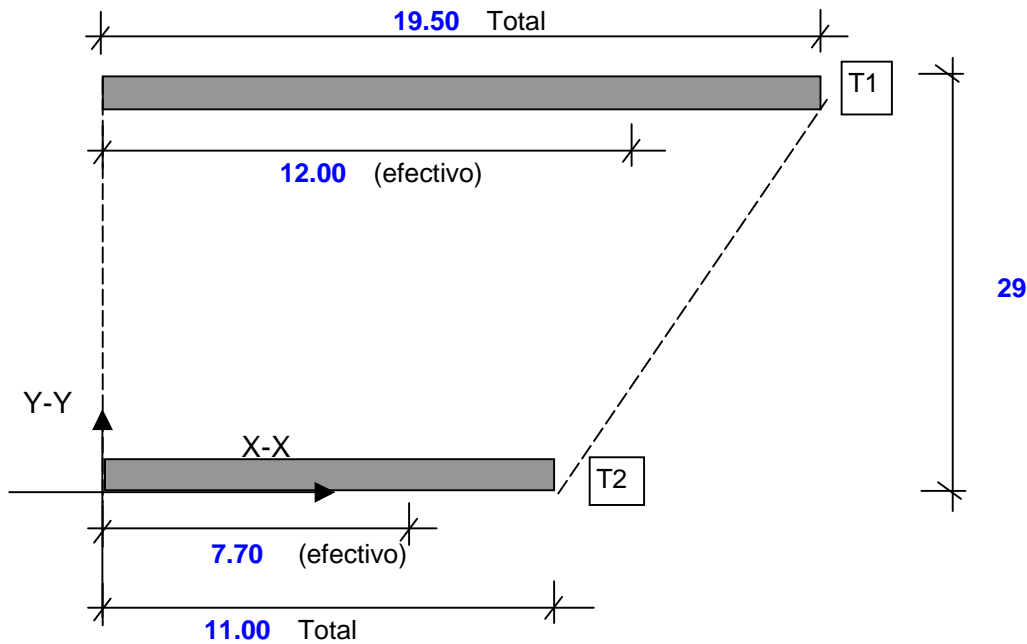
Viento sobre cara menor y coeficientes interiores negativos (W_4)



4.- CÁLCULO DE SOLICITACIONES Y DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES

4.1. Tabiques Infraestructura Lado Oeste

Esquemático Planta lado Oeste



Cargas Verticales

- $g_c = -0.050 \text{ ton/m}^2$ Cargas Permanentes Cubierta
 $g_{\text{tabN}} = -14.400 \text{ ton/m}$ Peso propio tabique Norte
 $g_{\text{tabS}} = -9.000 \text{ ton/m}$ Peso propio tabique Sur

 $p_c = -0.030 \text{ ton/m}^2$ Sobrecarga de Cubierta

 $W_c = 0.081 \text{ ton/m}^2$ Viento Succión Máxima

Cargas Horizontales por Nivel

VIENTO X-X (Long.)			
Altura	q_z	R_H	
m	[kg/m ²]	[ton]	
1	19.88	139.54	12.27 Cenefa cubierta
2	8.50	139.54	4.74 Laterales Tabique

VIENTO Y-Y (vert.)			
Altura	q_z	R_H	
m	[kg/m ²]	[ton]	
1	10.50	139.54	58.50

Resultante Viento X-X (Longitudinal)
Resultante Viento Y-Y (Transversal)

$F_x = 17.02 \text{ ton}$ $h_w = 16.71 \text{ m}$
 $F_y = 58.50 \text{ ton}$ $h_w = 10.50 \text{ m}$

Momento Total X-X (Longitudinal)
Momento total Y-Y (Transversal)

$M_x = 284.31 \text{ ton m}$
 $M_y = 614.28 \text{ ton m}$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - INFRAESTRUCTURA DE CUBIERTA MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..13..de..26.. 00
		Preparo : F.O Fecha : 01/09/2016 Reviso : R.P.

Sistema Resistente a Esfuerzos Horizontales

TABIQUE	d	L	INERCIA [m ⁴]	BARICENTRO INERCIAS			
	[m]	[m]		x _i	y _i	J x x _i	J x y _i
T ₁	0.3	12.00	43.20	6.00	28.85	259.20	1246.32
T ₂	0.3	7.70	11.41	3.85	0.15	43.94	1.71
Total dirección X-X			54.61				1248.03
T ₁			0.690	6.00	0.15	4.14	0.10
T ₂			0.408	3.85	28.85	1.57	11.77
Total dirección Y-Y			1.10			5.71	

55.71

22.85

5.20

Solicitaciones

Determinación del punto de aplicación de las resultantes horizontales

Centro de Presión

Viento en X-X

$$X_G = 0.00 \text{ m}$$

$$Y_G = 14.95 \text{ m}$$

$$e = 7.90 \text{ m}$$

Viento en Y-Y

$$X_G = 9.75 \text{ m}$$

$$Y_G = 0.00 \text{ m}$$

$$e = -4.55 \text{ m}$$

Solicitaciones en el nivel Inferior (Empotramiento)

Viento X-X $M_x = 284.31 \text{ tonm}$

Torsión Viento X-X $M_t = 134.47 \text{ tonm}$

$$F_{xT1} = -0.11 \text{ ton} \quad M_{xT} = -1.86 \text{ tonm}$$

$$F_{xT2} = 0.41 \text{ ton} \quad M_{xT} = 6.90 \text{ tonm}$$

VIENTO X-X								
TAB.	J	%	M _i	N _{min}	W	F	σ _{máx}	σ _{mín}
	[m ⁴]		[ton m]	[ton]	[m ³]	[m ²]	[ton/m ²]	[ton/m ²]
T ₁	43.20	79%	223.04	-302.58	7.20	6.00	-19.5	-81.4
T ₂	11.41	21%	66.32	-188.13	2.96	3.75	-27.8	-72.5

54.61

(*)

(*)

(*) Simplificadamente solo se considera la inercia de la placa.

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - INFRAESTRUCTURA DE CUBIERTA MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..14..de..26.. 00
		Preparo : F.O Fecha : 01/09/2016 Reviso : R.P.

Viento Y-Y $M_Y = 614.28 \text{ tonm}$

Torsión Viento Y-Y $M_t = -266.14 \text{ tonm}$

$F_{yT1} = 0.22 \text{ ton}$ $M_{yT} = 2.31 \text{ tonm}$

$F_{yT2} = -0.82 \text{ ton}$ $M_{yT} = -8.59 \text{ tonm}$

VIENTO Y-Y										
TAB.	J	%	M_i	N_{min}	W_{max}	W_{min}	F	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$	
	[m ⁴]		[ton m]	[ton]	[m ³]	[m ³]		[m ²]	[ton/m ²]	
T ₁	0.69	63%	385.94	-302.58	1.92	0.61	5.00	---	---	(*)
T ₂	0.41	37%	228.34	-188.13	1.18	0.35	3.00	---	---	(*)

1.10

(*) Se verifican como elementos Flexocomprimidos

TORSIÓN VIENTO Y-Y									
TAB.	J	%	M_i	N_{min}	W	F	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$	
	[m ⁴]		[ton m]	[ton]	[m ³]	[m ²]	[ton/m ²]	[ton/m ²]	
T ₁	43.20	---	2.31	-302.58	7.20	6.00	-50.11	-50.75	
T ₂	11.41	---	-8.59	-188.13	2.96	3.75	-53.07	-47.27	

54.61

Dimensionamiento de Secciones

Armadura vertical mínima ϕ 12c/15 c/c para la armadura vertical y ϕ 8c/20 ambas caras como armadura de corte.

Se utilizara esta armadura en todos los tabiques salvo en los lugares que requieren armadura adicional.

Para determinar la necesidades armadura adicional se comprobarán las siguientes condiciones:

Como tensión admisible para el Hormigón (Solo compresión) se considera $\beta_r/2.10$ $\sigma_b = -833.33 \text{ ton/m}^2$

Para las tensiones admisibles en tracción (Solo armadura) $\sigma_{Tadm} = F_e[\text{cm}^2/\text{m}^2] \times \sigma_e[\text{ton}/\text{cm}^2] / d[\text{m}]$

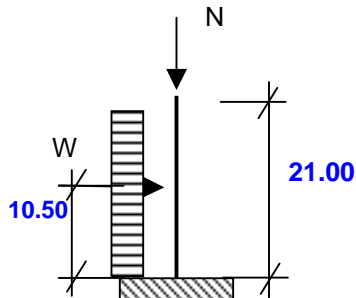
Armaduras Verticales para Flexion Longitudinal

ELEMENTO	DIMENSIONES		ARMADURAS			CAPACIDADES		TENSIONES		OBS.
	d	L				σ_b	σ_{Tadm}	σ_{min}	$\sigma_{m\acute{a}x}$	
	[m]	[m]	ϕ [mm]	s[cm]	[cm ² /m]	[ton/m ²]	[ton/m ²]	[ton/m ²]	[ton/m ²]	
T ₁	0.3	12.00	12	15	15.08	-833.33	120.64	-81.4	-19.5	Verifica
T ₂	0.3	7.70	12	15	15.08	-833.33	120.64	-53.1	-27.8	Verifica

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - INFRAESTRUCTURA DE CUBIERTA MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..15..de..26.. 00
		Preparo : F.O Fecha : 01/09/2016 Reviso : R.P.

Verificación como elemento Flexocomprimido (T1)

Esquemático

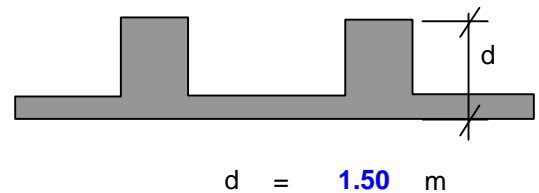


Cargas Actuantes

N_c	=	-11.50	ton	Reaccion Carga Permanente cub.
N_g	=	-6.90	ton	Reaccion Carga Permanente sc
N_p	=	-302.40	ton	Peso Propio Tabique
N_w	=	18.52	ton	Normal para Viento
W	=	36.76	ton	Esfuerzo Viento

Características Geométricas de la sección

A	=	6.00	m ²	Área de la sección Transversal
J	=	0.69	m ⁴	Momento de Inercia
i	=	0.34	m	Radio de giro



Verificación a FlexoCompresión (Procedimiento simplificado Cuaderno 240)

β	=	2		Coefficiente de longitud equivalente de pandeo
L	=	21.00	m	Longitud de la barra
e/d	=	0.85	< 3.5 $\lambda/70 = 6.19$	Excentricidad relativa para carga máxima

$\lambda = \beta \times L / i = 124 > 70$ Esbeltez de la barra

Excentricidad suplementaria	f	=	0.000	m
	$e_k = Sk/600$	=	0.070	m
Momento flexor equivalente	$M = (f+e_k) \times P + M_o$	=	407.096	tonm

Dimensionamiento a Flexocompresion (nomogramas de interacción)

$\beta_r = 2300$ ton/m² nnervios= 5 Recubrimiento = **0.025** m

Sección	M_{col}	N_{col}	d	b	A	n	m	ω	μ_{total}	F_e	Adoptado
	[tonm]	[ton]								[m]	
Nervio	81.42	-60.46	1.50	0.40	0.6	-0.04	0.04	0.15	0.8%	49.29	14ϕ25 [total]

(*) Se dimensiona cada nervio en el estado más desfavorable.

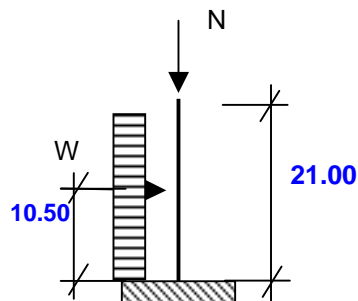
Dimensionamiento a Corte Columna

Sección	Q	M	d	h	b_0	τ_0	Zona	τ_c	F_e	Adoptado
	[ton]	[tonm]						[m]	[m]	
Máx.	7.35	81.42	1.50	1.45	0.40	13.6	I	5.5	0.91	ϕ10c/20cm

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - INFRAESTRUCTURA DE CUBIERTA MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..16..de..26.. 00
		Preparo : F.O Fecha : 01/09/2016 Reviso : R.P.

Verificación como elemento Flexocomprimido (T2)

Esquemático



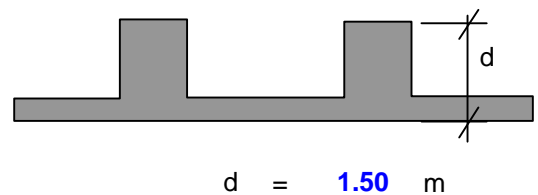
Cargas Actuantes

$N_c = -8.80$ ton Reaccion Carga Permanente cub.
 $N_g = -5.28$ ton Reaccion Carga Permanente sc
 $N_p = -189.00$ ton Peso Propio Tabique

$N_w = 14.17$ ton Normal para Viento
 $W = 21.75$ ton Esfuerzo Viento

Características Geométricas de la sección

$A = 3.75$ m² Área de la sección Transversal
 $J = 0.41$ m⁴ Momento de Inercia
 $i = 0.33$ m Radio de giro



Verificación a FlexoCompresión (Procedimiento simplificado Cuaderno 240)

$\beta = 2$ Coeficiente de longitud equivalente de pandeo
 $L = 21.00$ m Longitud de la barra
 $e/d = 0.81 < 3.5 \lambda/70 = 6.37$ Excentricidad relativa para carga máxima

$\lambda = \beta \times L / i = 127 > 70$ Esbeltez de la barra

Excentricidad suplementaria $f = 0.000$ m
 $e_k = Sk/600 = 0.070$ m
 Momento flexor equivalente $M = (f+e_k) \times P + M_o = 241.567$ tonm

Dimensionamiento a Flexocompresion (nomogramas de interacción)

$\beta_r = 2300$ ton/m² $n_{nervios} = 3$ Recubrimiento = 0.025 m

Sección	M_{col}	N_{col}	d	b	A	n	m	ω	μ_{total}	F_e	Adoptado
	[tonm]	[ton]								[m]	
Nervio	80.52	-62.97	1.50	0.40	0.6	-0.05	0.04	0.18	1.0%	59.14	14φ25 [total]

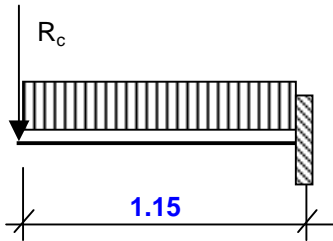
(*) Se dimensiona cada nervio en el estado más desfavorable.

Dimensionamiento a Corte Columna

Sección	Q	M	d	h	b_0	τ_0	Zona	τ_c	F_e	Adoptado
	[ton]	[tonm]						[ton/m ²]	[cm ² /m]	
Máx.	7.25	80.52	1.50	1.45	0.40	13.4	I	5.4	0.90	φ10c/20cm

Ménsula Soporte Cabriada

Esquemático



Cargas actuantes

$$g_{pp} = 1.32 \text{ ton/m}^2 \text{ (Peso Propio Viga)}$$

$$R_{cG} = 1.90 \text{ ton (Reacción Cabriada G)}$$

$$R_{cL} = 2.20 \text{ ton (Reacción Cabriada Lr)}$$

$$R_{cW} = -6.30 \text{ ton (Reacción Cabriada } W_{\text{máxsucción}})$$

Ancho colaborante S/Cuaderno 220

$$b_m = ty + 1.5X = 0.17\text{m} + 1.5 \times L = 1.90 \text{ m}$$

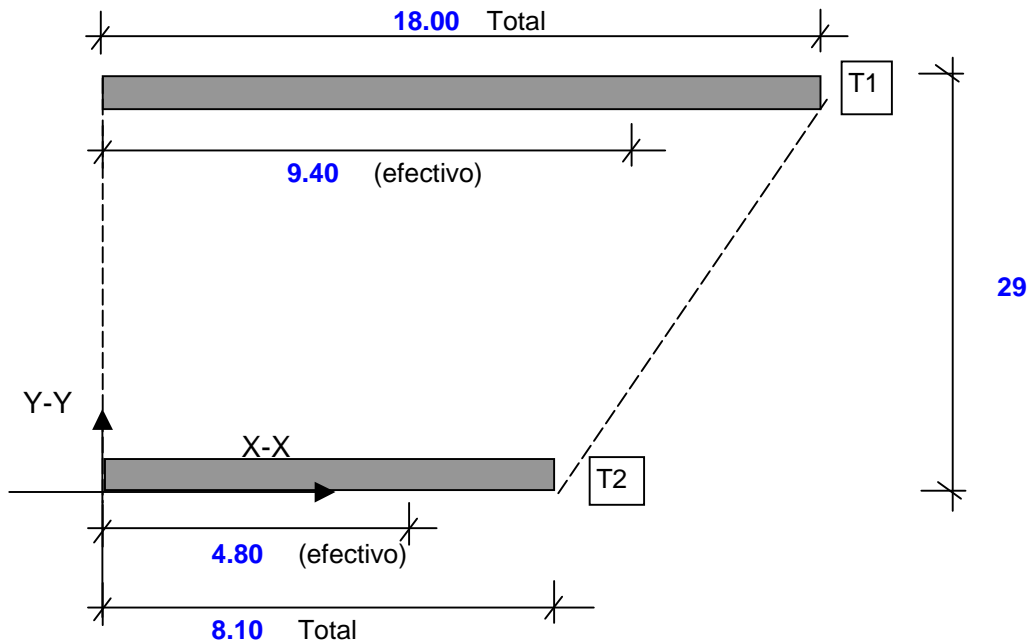
Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = 0.025 m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Ap. Máx.	1.80	0.00	1.8	0.55	0.52	1.00	38.41	0.426	1.49	φ12c/20 [inf]
Ap. Min.	-3.36	0.00	3.4	0.55	0.52	1.00	28.09	0.426	2.78	φ12c/20 [sup]

4.2. Tabiques Infraestructura Lado Este

Esquemático Planta lado Oeste



Cargas Verticales

- $g_c = -0.050 \text{ ton/m}^2$ Cargas Permanentes Cubierta
 $g_{\text{tabS}} = -11.376 \text{ ton/m}$ Peso propio tabique Sur
 $g_{\text{tabN}} = -5.760 \text{ ton/m}$ Peso propio tabique Norte

 $p_c = -0.030 \text{ ton/m}^2$ Sobrecarga de Cubierta

 $W_c = 0.081 \text{ ton/m}^2$ Viento Succión Máxima

Cargas Horizontales por Nivel

VIENTO X-X (Long.)			
Altura	q_z	R_H	
m	[kg/m ²]	[ton]	
1	19.88	139.54	12.27 Cenefa cubierta
2	8.50	139.54	4.74 Laterales Tabique

VIENTO Y-Y (vert.)			
Altura	q_z	R_H	
m	[kg/m ²]	[ton]	
1	10.50	139.54	54.00

Resultante Viento X-X (Longitudinal)
Resultante Viento Y-Y (Transversal)

$F_x = 17.02 \text{ ton}$ $h_w = 16.71 \text{ m}$
 $F_y = 54.00 \text{ ton}$ $h_w = 10.50 \text{ m}$

Momento Total X-X (Longitudinal)
Momento total Y-Y (Transversal)

$M_x = 284.31 \text{ ton m}$
 $M_y = 567.03 \text{ ton m}$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - INFRAESTRUCTURA DE CUBIERTA MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..19..de..26.. 00
		Preparo : F.O Fecha : 01/09/2016 Reviso : R.P.

Sistema Resistente a Esfuerzos Horizontales

TABIQUE	d	L	INERCIA [m ⁴]	BARICENTRO INERCIAS				
	[m]	[m]		x _i	y _i	J x x _i	J x y _i	
T ₁	0.3	9.40	20.76	4.70	28.85	97.59	599.06	
T ₂	0.3	4.80	2.76	2.40	0.15	6.64	0.41	
Total dirección X-X			23.53				599.47	25.48
T ₁			0.554	4.70	0.15	2.60	0.08	
T ₂			0.276	2.40	28.85	0.66	7.96	
Total dirección Y-Y			0.83				3.27	3.94
			24.36					

Solicitaciones

Determinación del punto de aplicación de las resultantes horizontales

Centro de Presión

Viento en X-X

$$X_G = 0.00 \text{ m}$$

$$Y_G = 14.95 \text{ m}$$

$$e = 10.53 \text{ m}$$

Viento en Y-Y

$$X_G = 9.00 \text{ m}$$

$$Y_G = 0.00 \text{ m}$$

$$e = -5.06 \text{ m}$$

Solicitaciones en el nivel Inferior (Empotramiento)

Viento X-X $M_x = 284.31 \text{ tonm}$

Torsión Viento X-X $M_t = 179.15 \text{ tonm}$

$$F_{xT1} = -0.31 \text{ ton} \quad M_{xT} = -5.25 \text{ tonm}$$

$$F_{xT2} = 2.27 \text{ ton} \quad M_{xT} = 37.94 \text{ tonm}$$

VIENTO X-X								
TAB.	J	%	M _i	N _{min}	W	F	σ _{máx}	σ _{mín}
	[m ⁴]		[ton m]	[ton]	[m ³]	[m ²]	[ton/m ²]	[ton/m ²]
T ₁	20.76	88%	245.66	-237.42	4.42	4.74	5.5	-105.7 (*)
T ₂	2.76	12%	71.35	-119.57	1.15	2.40	12.1	-111.8 (*)
23.53								

(*) Simplificadamente solo se considera la inercia de la placa.

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - INFRAESTRUCTURA DE CUBIERTA MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..20..de..26.. 00
		Preparo : F.O Fecha : 01/09/2016 Reviso : R.P.

Viento Y-Y $M_y = 567.03 \text{ tonm}$

Torsión Viento Y-Y $M_t = -273.50 \text{ tonm}$

$F_{yT1} = 0.48 \text{ ton}$ $M_{yT} = 5.03 \text{ tonm}$

$F_{yT2} = -3.47 \text{ ton}$ $M_{yT} = -36.40 \text{ tonm}$

VIENTO Y-Y										
TAB.	J	%	M_i	N_{min}	W_{max}	W_{min}	F	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$	
	[m ⁴]		[ton m]	[ton]	[m ³]	[m ³]		[m ²]	[ton/m ²]	
T ₁	0.55	67%	378.56	-237.42	1.52	0.49	4.00	---	---	(*)
T ₂	0.28	33%	188.47	-119.57	0.77	0.24	2.00	---	---	(*)

0.83

(*) Se verifican como elementos Flexocomprimidos

TORSIÓN VIENTO Y-Y									
TAB.	J	%	M_i	N_{min}	W	F	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$	
	[m ⁴]		[ton m]	[ton]	[m ³]	[m ²]	[ton/m ²]	[ton/m ²]	
T ₁	20.76	---	5.03	-237.42	4.42	4.74	-48.95	-51.23	
T ₂	2.76	---	-36.40	-119.57	1.15	2.40	-81.42	-18.22	

23.53

Dimensionamiento de Secciones

Armadura vertical mínima ϕ 12c/15 c/c para la armadura vertical y ϕ 8c/20 ambas caras como armadura de corte.

Se utilizara esta armadura en todos los tabiques salvo en los lugares que requieren armadura adicional.

Para determinar la necesidades armadura adicional se comprobarán las siguientes condiciones:

Como tensión admisible para el Hormigón (Solo compresión) se considera $\beta_r/2.10$ $\sigma_b = -833.33 \text{ ton/m}^2$

Para las tensiones admisibles en tracción (Solo armadura) $\sigma_{Tadm} = F_e[\text{cm}^2/\text{m}^2] \times \sigma_e[\text{ton}/\text{cm}^2] / d[\text{m}]$

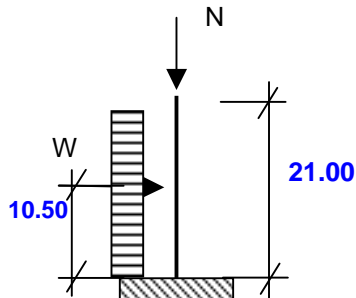
Armaduras Verticales para Flexion Longitudinal

ELEMENTO	DIMENSIONES		ARMADURAS			CAPACIDADES		TENSIONES		OBS.
	d	L				σ_b	σ_{Tadm}	$\sigma_{m\acute{i}n}$	$\sigma_{m\acute{a}x}$	
	[m]	[m]	ϕ [mm]	s[cm]	[cm ² /m]	[ton/m ²]	[ton/m ²]	[ton/m ²]	[ton/m ²]	
T ₁	0.3	9.40	12	15	15.08	-833.33	120.64	-105.7	5.5	Verifica
T ₂	0.3	4.80	12	15	15.08	-833.33	120.64	-81.4	12.1	Verifica

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - INFRAESTRUCTURA DE CUBIERTA MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..21..de..26.. 00
		Preparo : F.O Fecha : 01/09/2016 Reviso : R.P.

Verificación como elemento Flexocomprimido (T1)

Esquemático



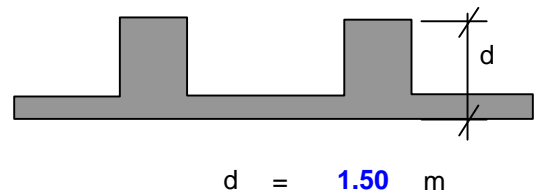
Cargas Actuantes

$N_c = -11.75$ ton Reaccion Carga Permanente cub.
 $N_g = -7.05$ ton Reaccion Carga Permanente sc
 $N_p = -238.90$ ton Peso Propio Tabique

$N_W = 18.92$ ton Normal para Viento
 $W = 36.05$ ton Esfuerzo Viento

Características Geométricas de la sección

$A = 4.74$ m² Área de la sección Transversal
 $J = 0.55$ m⁴ Momento de Inercia
 $i = 0.34$ m Radio de giro



Verificación a FlexoCompresión (Procedimiento simplificado Cuaderno 240)

$\beta = 2$ Coeficiente de longitud equivalente de pandeo
 $L = 21.00$ m Longitud de la barra
 $e/d = 1.06 < 3.5 \lambda/70 = 6.14$ Excentricidad relativa para carga máxima

$\lambda = \beta \times L / i = 123 > 70$ Esbeltez de la barra

Excentricidad suplementaria $f = 0.000$ m
 $e_k = Sk/600 = 0.070$ m
 Momento flexor equivalente $M = (f+e_k) \times P + M_o = 395.270$ tonm

Dimensionamiento a Flexocompresion (nomogramas de interacción)

$\beta_r = 2300$ ton/m² nnervios= 4 Recubrimiento = 0.025 m

Sección	M_{col}	N_{col}	d	b	A	n	m	ω	μ_{total}	F_e	Adoptado
	[tonm]	[ton]								[m]	
Nervio	98.82	-59.69	1.50	0.40	0.6	-0.04	0.05	0.20	1.1%	65.71	14φ25 [total]

(*) Se dimensiona cada nervio en el estado más desfavorable.

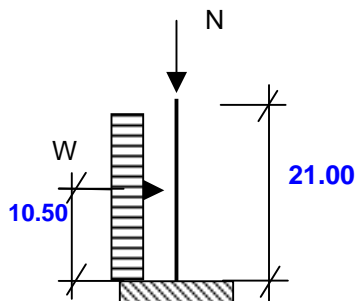
Dimensionamiento a Corte Columna

Sección	Q	M	d	h	b_0	τ_0	Zona	τ_c	F_e	Adoptado
	[ton]	[tonm]						[m]	[m]	
Máx.	9.01	98.82	1.50	1.45	0.40	16.9	I	6.7	1.12	φ10c/20cm

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - INFRAESTRUCTURA DE CUBIERTA MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..22..de..26.. 00
		Preparo : F.O Fecha : 01/09/2016 Reviso : R.P.

Verificación como elemento Flexocomprimido (T2)

Esquemático



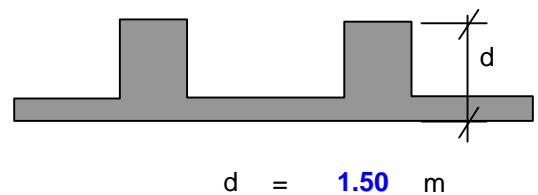
Cargas Actuantes

$N_c = -7.00$ ton Reaccion Carga Permanente cub.
 $N_g = -4.20$ ton Reaccion Carga Permanente sc
 $N_p = -120.96$ ton Peso Propio Tabique

$N_W = 11.27$ ton Normal para Viento
 $W = 17.95$ ton Esfuerzo Viento

Características Geométricas de la sección

$A = 2.40$ m² Área de la sección Transversal
 $J = 0.28$ m⁴ Momento de Inercia
 $i = 0.34$ m Radio de giro



Verificación a FlexoCompresión (Procedimiento simplificado Cuaderno 240)

$\beta = 2$ Coeficiente de longitud equivalente de pandeo
 $L = 21.00$ m Longitud de la barra
 $e/d = 1.04 < 3.5 \lambda/70 = 6.19$ Excentricidad relativa para carga máxima

$\lambda = \beta \times L / i = 124 > 70$ Esbeltez de la barra

Excentricidad suplementaria $f = 0.000$ m
 $e_k = Sk/600 = 0.070$ m
 Momento flexor equivalente $M = (f+e_k) \times P + M_o = 196.934$ tonm

Dimensionamiento a Flexocompresion (nomogramas de interacción)

$\beta_r = 2300$ ton/m² $n_{nervios} = 2$ Recubrimiento = 0.025 m

Sección	M_{col}	N_{col}	d	b	A	n	m	ω	μ_{total}	F_e	Adoptado
	[tonm]	[ton]								[cm ²]	
Nervio	98.47	-60.44	1.50	0.40	0.6	-0.04	0.05	0.20	1.1%	65.71	14φ25 [total]

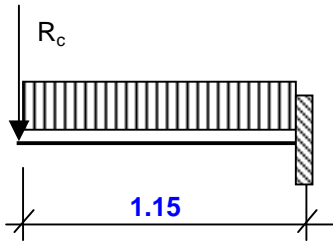
(*) Se dimensiona cada nervio en el estado más desfavorable.

Dimensionamiento a Corte Columna

Sección	Q	M	d	h	b_0	τ_0	Zona	τ_c	F_e	Adoptado
	[ton]	[tonm]						[ton/m ²]	[cm ² /m]	
Máx.	8.97	98.47	1.50	1.45	0.40	16.6	I	6.7	1.11	φ10c/20cm

Ménsula Soporte Cabriada

Esquemático



Cargas actuantes

$$g_{pp} = 1.32 \text{ ton/m} \quad (\text{Peso Propio Viga})$$

$$R_{cG} = 1.90 \text{ ton} \quad (\text{Reacción Cabriada G})$$

$$R_{cL} = 2.20 \text{ ton} \quad (\text{Reacción Cabriada Lr})$$

$$R_{cW} = -6.30 \text{ ton} \quad (\text{Reacción Cabriada } W_{\text{máxsucción}})$$

Ancho colaborante S/Cuaderno 220

$$b_m = ty + 1.5X = 0.17\text{m} + 1.5 \times L = 1.90 \text{ m}$$

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = 0.025 m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Ap. Máx.	1.80	0.00	1.8	0.55	0.52	1.00	38.41	0.426	1.49	φ12c/20 [inf]
Ap. Min.	-3.36	0.00	3.4	0.55	0.52	1.00	28.09	0.426	2.78	φ12c/20 [sup]

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - INFRAESTRUCTURA DE CUBIERTA
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
 Fecha : 01/09/2016
 Reviso : R.P.

4.3. Fundaciones

4.3.1. Capacidad Portante Pilotes

Según el estudio de Suelos, tenemos:

Tensión admisible por punta:

$$\sigma_{adm.punta} = 200 \text{ ton/m}^2$$

Tensión admisible por fricción:

$\sigma_{adm.fricción}$ [ton/m ²]	Cota de inicio	Cota de fin	L _{Fricc.} [m]
1.0	2.5	9.0	6.5
2.0	9.0	13.0	4.0
3.0	13.0	-	12.0

Recomendaciones:

Longitud mínima de pilote

$$L_{pil.mín} = 25.00 \text{ m}$$

Diámetro mínimo de pilote

$$\varnothing_{pil.mín} = 1.00 \text{ m}$$

Verificación de la capacidad portante de los pilotes

Diámetro de pilote adoptado

$$\varnothing_{pil} = 1.00 \text{ m}$$

Sección del pilote

$$A_{pil} = 0.79 \text{ m}^2$$

Perímetro del pilotes

$$Per.pil = 3.14 \text{ m}$$

Capacidad admisible

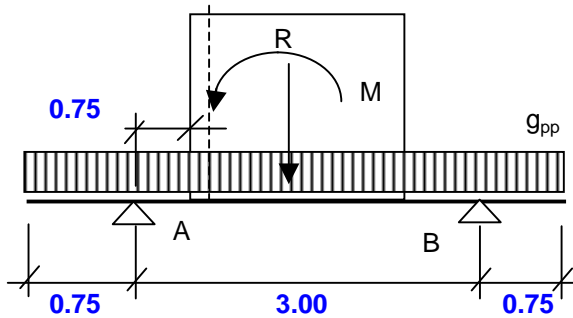
$$P_{adm} = (\sigma_{adm.punta} \times A_{pil} + \sigma_{adm.fricción} \times Per_{pil} \times L_{Fricc.})$$

$$P_{adm} = 316 \text{ ton}$$

4.3.2. Fundaciones Sector Oeste

4.3.2.1. Fundación tabiques T1

Esquema estático



Cargas actuantes

$$g_{pp} = 5.40 \text{ ton/m (Peso Propio)}$$

$$R_{tab} = -60.46 \text{ ton (Reacción Tabique)}$$

$$M_{tab} = 81.42 \text{ ton (Empotramiento Tabique)}$$

CABEZAL	d	h	z	$M_{m\acute{a}x}$	Z	F_{enec}	Adoptado	F_{eAdop}
	[m]	[m]	[m]	[ton m]	[ton]	[cm ²]		[cm ²]
Típico	1.50	1.35	1.15	104.277	90.87	37.86	10 ϕ 25 [inf]	49.1

Reacciones

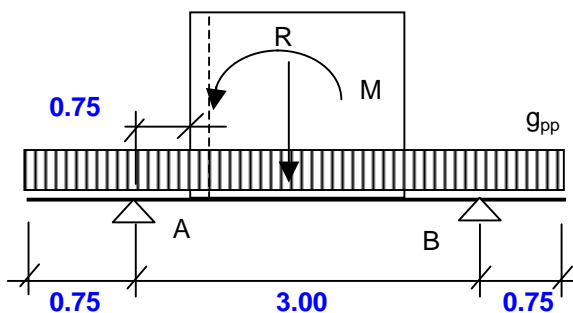
$$R_{m\acute{a}x} = 69.52 \text{ ton Reacción Máxima}$$

$$R_{min} = 15.24 \text{ ton Reacción Mínima}$$

Capacidad pilotes de $\phi = 1.00\text{m}$ = 316 ton \implies Verifica

4.3.2.2. Fundación tabiques T2

Esquema estático



Cargas actuantes

$$g_{pp} = 5.40 \text{ ton/m (Peso Propio)}$$

$$R_{tab} = -62.97 \text{ ton (Reacción Tabique)}$$

$$M_{tab} = 80.52 \text{ ton (Empotramiento Tabique)}$$

CABEZAL	d	h	z	$M_{m\acute{a}x}$	Z	F_{enec}	Adoptado	F_{eAdop}
	[m]	[m]	[m]	[ton m]	[ton]	[cm ²]		[cm ²]
Típico	1.50	1.35	1.15	105.714	92.13	38.39	10 ϕ 25 [inf]	49.1

Reacciones

$$R_{m\acute{a}x} = 70.48 \text{ ton Reacción Máxima}$$

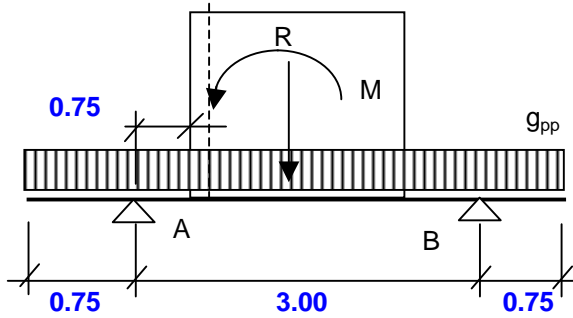
$$R_{min} = 16.79 \text{ ton Reacción Mínima}$$

Capacidad pilotes de $\phi = 1.00\text{m}$ = 316 ton \implies Verifica

4.3.3. Fundaciones Sector Este

4.3.3.1. Fundación tabiques T1

Esquema estático



Cargas actuantes

$$g_{pp} = 5.40 \text{ ton/m (Peso Propio)}$$

$$R_{tab} = -59.69 \text{ ton (Reacción Tabique)}$$

$$M_{tab} = 98.82 \text{ ton (Empotramiento Tabique)}$$

CABEZAL	d	h	z	$M_{m\acute{a}x}$	Z	F_{enec}	Adoptado	F_{eAdop}
	[m]	[m]	[m]	[ton m]	[ton]	[cm ²]		[cm ²]
Típico	1.50	1.35	1.15	112.405	97.96	40.82	10 ϕ 25 [inf]	49.1

Reacciones

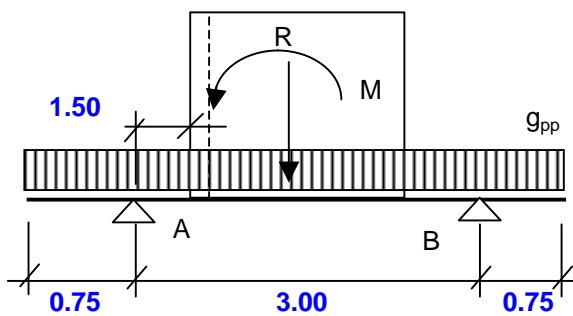
$$R_{m\acute{a}x} = 74.94 \text{ ton Reacción Máxima}$$

$$R_{min} = 9.06 \text{ ton Reacción Mínima}$$

Capacidad pilotes de $\phi = 1.00\text{m}$ = 316 ton \implies Verifica

4.3.3.2. Fundación tabiques T2

Esquema estático



Cargas actuantes

$$g_{pp} = 5.40 \text{ ton/m (Peso Propio)}$$

$$R_{tab} = -60.44 \text{ ton (Reacción Tabique)}$$

$$M_{tab} = 98.47 \text{ ton (Empotramiento Tabique)}$$

CABEZAL	d	h	z	$M_{m\acute{a}x}$	Z	F_{enec}	Adoptado	F_{eAdop}
	[m]	[m]	[m]	[ton m]	[ton]	[cm ²]		[cm ²]
Típico	1.50	1.35	1.15	112.792	98.29	40.96	10 ϕ 25 [inf]	49.1

Reacciones

$$R_{m\acute{a}x} = 75.19 \text{ ton Reacción Máxima}$$

$$R_{min} = 9.55 \text{ ton Reacción Mínima}$$

Capacidad pilotes de $\phi = 1.00\text{m}$ = 316 ton \implies Verifica



**Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central**

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

TÍTULO:

**ESTACIÓN BUENOS AIRES - CUBIERTA METÁLICA
MEMORIA DE CÁLCULO**

PROY.	F.O.	ESCALAS : -	FECHA: 29/11/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0135-00
ELAB.	N.S.			
APROB.	R.P.			

ÍNDICE

1. Generalidades.
2. Esquemáticos
3. Análisis de Cargas.
4. Cálculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones
5. Uniones Principales
6. Reacciones y Anclajes

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - CUBIERTA METÁLICA MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja: ...3..de..25.. 00
		Preparo : F.O
		Fecha : 01/09/2016
		Reviso : R.P.

1.- GENERALIDADES

La presente memoria de cálculo contiene el diseño estructural de las cubiertas principales de andenes de la estación Buenos Aires del Viaducto del Ferrocarril Belgrano Sur, Ciudad de Buenos Aires.

La cubierta se resuelve mediante reticulados metálicos formados por tubos. También se plantean otras secciones metálicas para los elementos accesorios de las cubiertas.

El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

Las fundaciones se dimensionan según las recomendaciones dadas por el estudio de suelos del Ing. Guerrero n° 4498.271/39

Para el cálculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones estructurales metálicas se utiliza el software de cálculo Staad Pro 2005

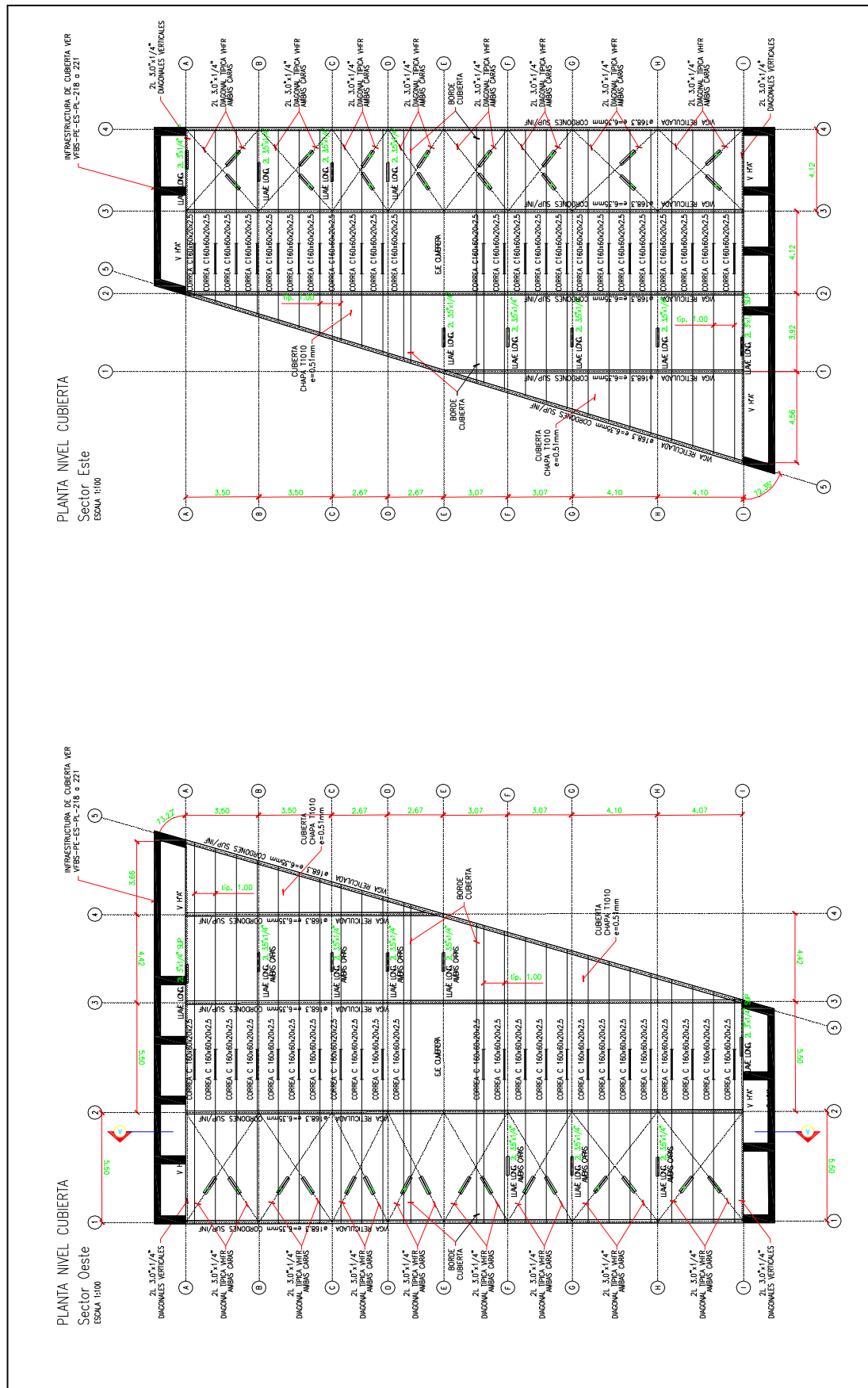
Los materiales previstos en este proyecto son:

Hormigón armado	H- 30	$\sigma'_{bk} =$	30 MPa	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s =$	420 MPa	(Conformado en barras)
Perfiles Laminados	F- 24	$F_y =$	2400 kg/cm ²	
Perfiles ángulo mayores a 3"	F- 36	$F_y =$	3600 kg/cm ²	
Acero de perfiles armados	F- 36	$F_y =$	3600 kg/cm ²	
Bulones calidad	ISO 8.8	$F_y =$	6400 kg/cm ²	

VIADUCTO FCCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - CUBIERTA METÁLICA
MEMORIA DE CÁLCULO

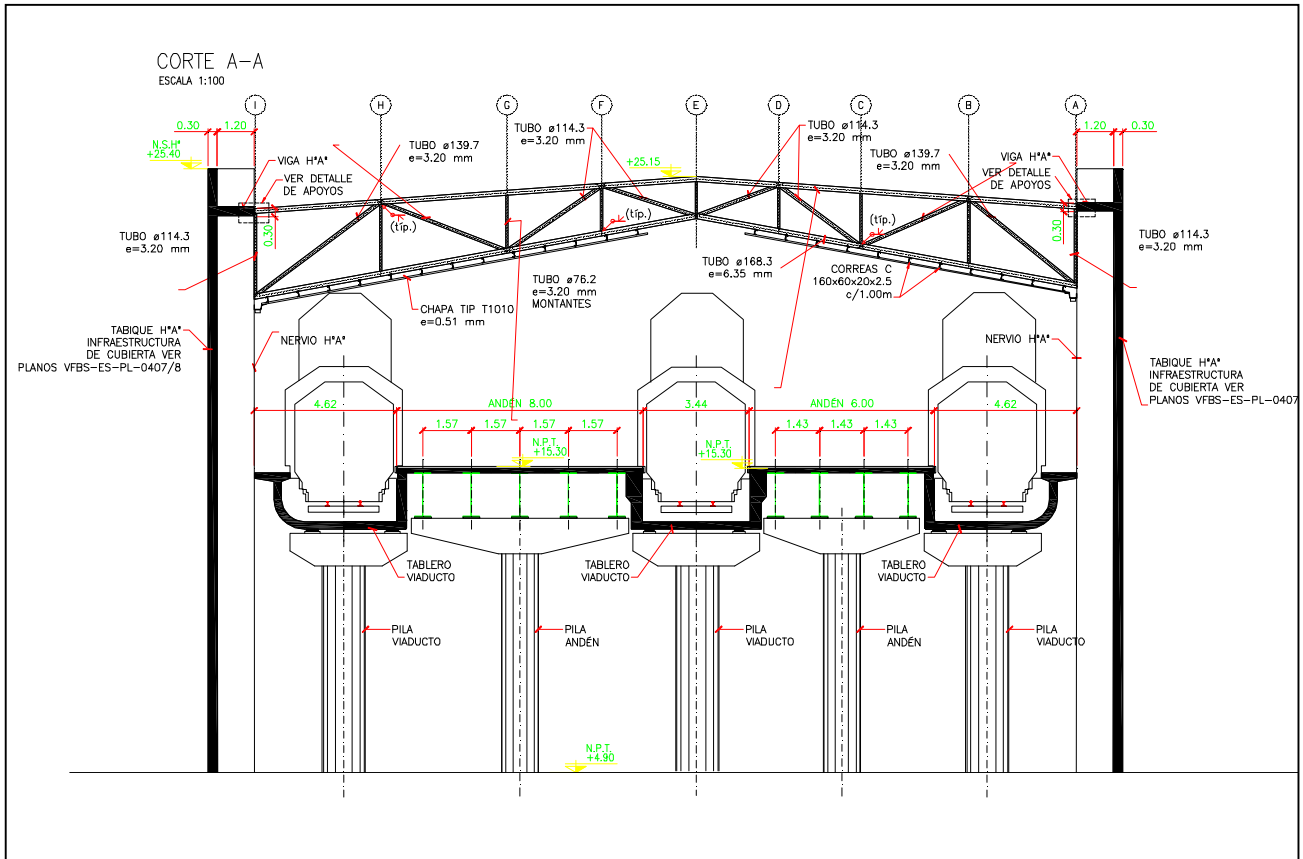
Preparo : F.O
Fecha : 01/09/2016
Reviso : R.P.

2.- ESQUEMÁTICOS



VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - CUBIERTA METÁLICA
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 01/09/2016
Reviso : R.P.



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - CUBIERTA METÁLICA MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..6..de..25.. 00
		Preparo : F.O Fecha : 01/09/2016 Reviso : R.P.

3.- ANÁLISIS DE CARGAS

3.1 Cargas Gravitacionales

3.1.1. Cargas Permanentes

3.1.1.1. Peso Propio

El peso de las cabriadas se determina en cada caso en particular en forma automática por el programa de cálculo en función del peso específico del material y las secciones correspondientes. Para los restantes elementos se efectúa un análisis de cargas detallado:

Chapa (Tipo T1010 - e = 0.50 mm)	$g_1 = 6.00$	kg/m ²
Correas		
Peso Perfil C 160 x 60 x 20 x 2.5	$g_{co} = 5.96$	kg/m
Separación entre correas	$s_{co} = 1.00$	m
Peso Correas ($g_2 = g_{co} / s_{co}$)	$g_2 = 5.96$	kg/m ²
Medios de Unión y Aislaciones	$g_3 = 3.00$	kg/m ²
Peso Cubierta ($g_{cu} = \sum g_i$)	$g_{cu} = 14.96$	kg/m ²

3.1.2. Sobrecargas

3.1.2.1. Sobrecarga de Cubierta

Del CIRSOC 101 para cubiertas livianas	$\alpha = 10^\circ \leq 10.00^\circ$	$p_1 = 30.0$	kg/m ²
--	--------------------------------------	--------------	-------------------

3.2. Cargas Horizontales

3.2.1. Viento

Análisis según C.I.R.S.O.C 102 "Acción del Viento Sobre las Construcciones".

Velocidad de referencia : (Ciudad de Buenos Aires) $\beta = 27.20$ m/s

Coeficiente de velocidad probable

Tabla 2 \Rightarrow Grupo: **2** $c_p = 1.65$

Velocidad básica de diseño $V_0 = c_p \times \beta = 44.88$ m/s

Presión dinámica básica $q_0 = 0.0613 \times V_0^2 = 123.47$ kg/m²

Presión dinámica de cálculo $q_z = c_z \times c_d \times q_0$

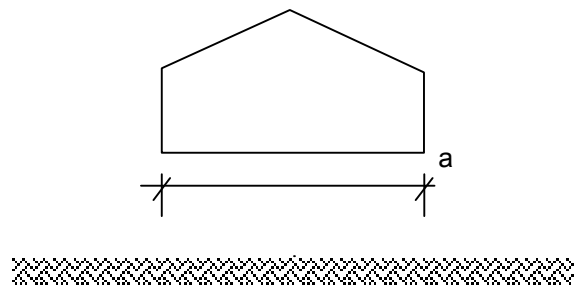
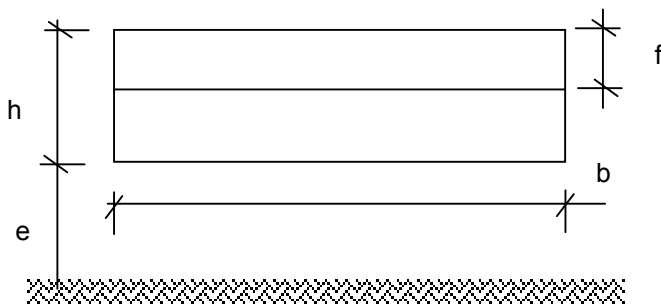
c_d coeficiente de dimensión (tabla 5) $c_d = 1.00$

c_z coeficiente de altura En función de la altura z

Adoptamos Rugosidad: **II**

Ubicación	z [m]	c_z	q_z [kg/m ²] = $q_0 \times c_d \times c_z$
Hmáx	20.5	0.869	107.34

Capítulo 6. Construcciones prismáticas de base cuadrangular



VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - CUBIERTA METÁLICA
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 01/09/2016
Reviso : R.P.

Altura Propia de la construcción		$h = 20.50$ m
Separación del suelo		$e = 0.00$ m
Longitud lado Mayor		$a = 28.70$ m
Longitud Lado Menor	(promedio)	$b = 15.50$ m
Altura de la Cubierta (Promedio)		$f = 1.10$ m
Relación de dimensiones	$\lambda_a = h/a = 0.71$	$b/a = 0.54$
	$\lambda_b = h/b = 1.32$	
Coefficiente de Forma (γ_0 para $e = 0$) de Figura 13		$\gamma_{0a} = 1.00$ $\gamma_{0b} = 1.00$

Coefficientes de Presión Exterior

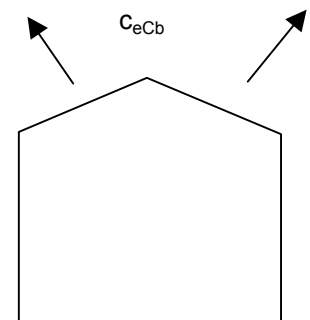
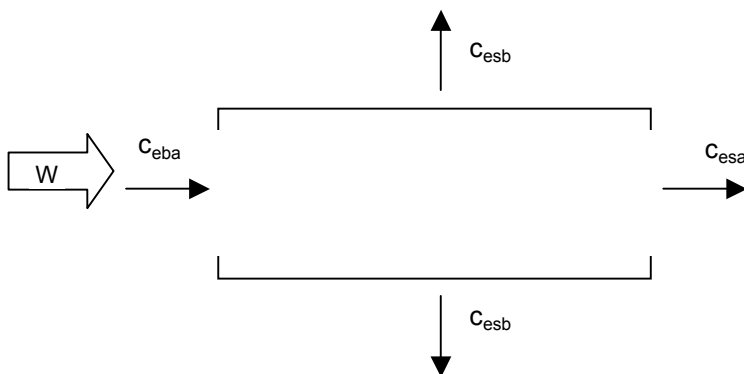
Viento sobre Cara Mayor (a)

Coefficientes de empuje sobre paredes (según Tabla 6)

barlovento	$C_{ebb} = 0.80$
Sotavento $c_e = - (1.3 \gamma - 0.8)$	$C_{esb} = -0.50$
Total	$C_b = C_{ebb} - C_{esb} = 1.30$

Coefficientes de empuje en cubierta (según Tabla 7 y Figuras 17 y 18)

$\alpha = 0.00$ °
$C_{eCb} = -0.45$

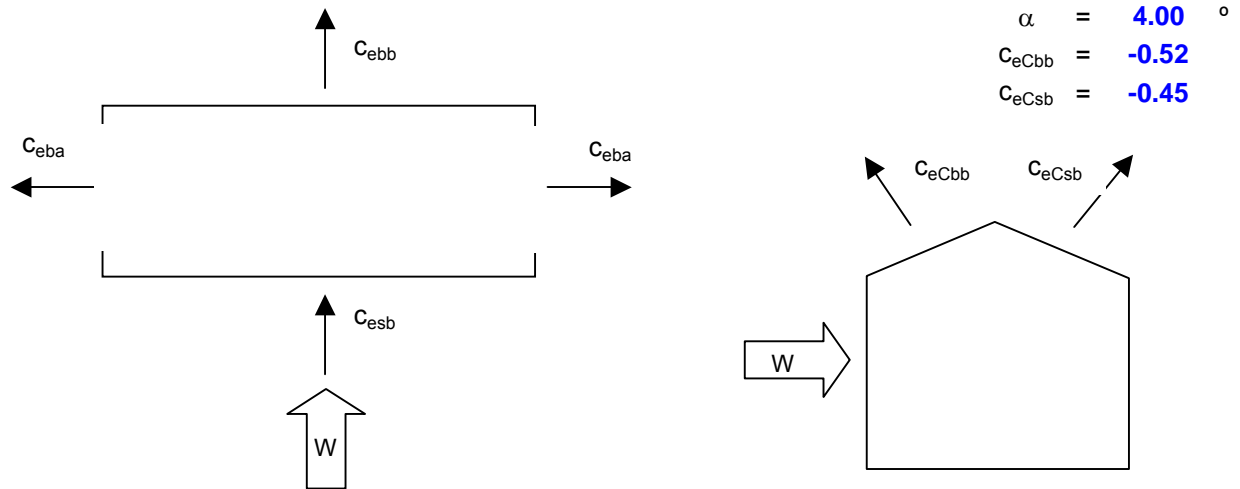


Viento sobre Cara Menor (b)

Coeficientes de empuje sobre paredes (según Tabla 6)

barlovento	$C_{eba} =$	0.80
Sotavento $c_e = - (1.3 \gamma - 0.8)$	$C_{esa} =$	-0.50
Total	$C_a = C_{eba} - C_{esa} =$	1.30

Coeficientes de empuje en cubierta (según Tabla 7 y Figuras 17 y 18)

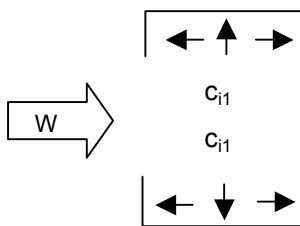


$\alpha =$	4.00	$^{\circ}$
$C_{eCbb} =$	-0.52	
$C_{eCsb} =$	-0.45	

Paredes (Permeabilidad > 35%)

Coeficientes de Presión Interiores (De Tabla 8)

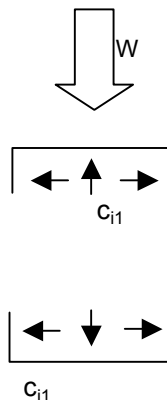
Viento en el sentido de la pared abierta



Paredes o construcciones situadas fuera de la corriente

$C_{i1} = \text{máx}(0.6 (1.8 - 1.3 \gamma); +0.15)$	$=$	0.30
$C_{i1} = \text{mín}(- 0.6 (1.3 \gamma - 0.8); -0.20)$	$=$	-0.30

Viento perpendicular a la pared abierta

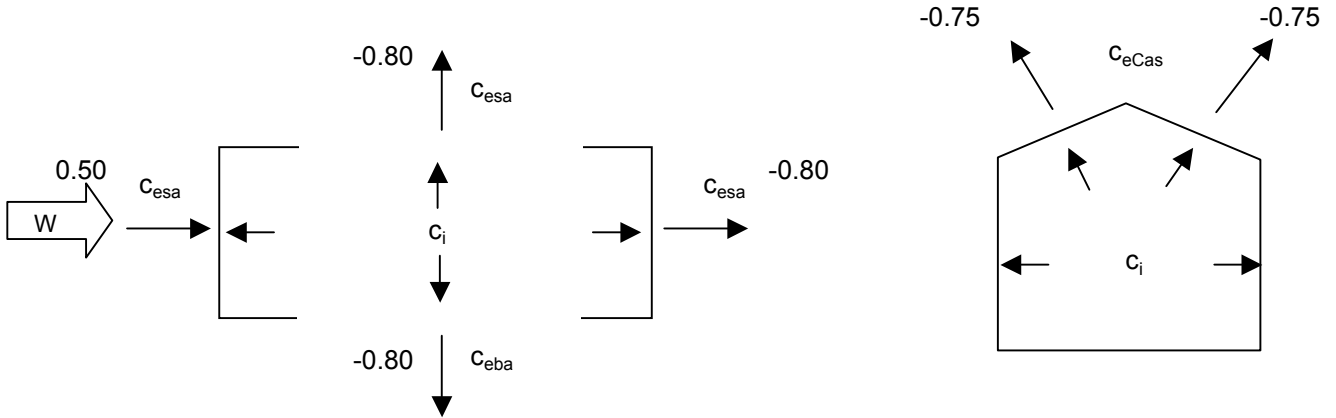


Sobre todas la paredes y construcciones interiores

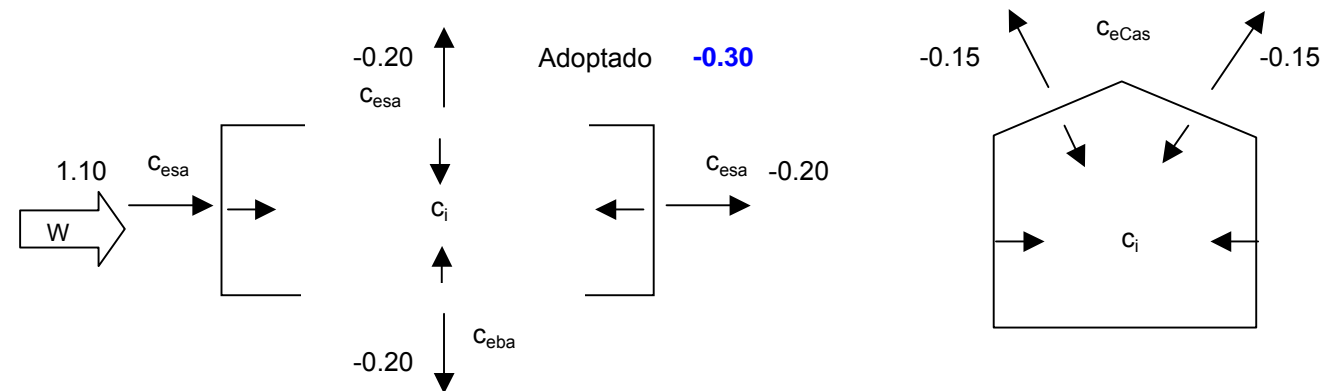
$C_{i1} = \text{máx}(0.6 (1.8 - 1.3 \gamma); +0.15)$	$=$	0.30
$C_{i1} = \text{mín}(- (1.3 \gamma - 0.8); -0.20)$	$=$	-0.30

Coeficientes de presión resultantes (signos correspondientes a la cara exterior)

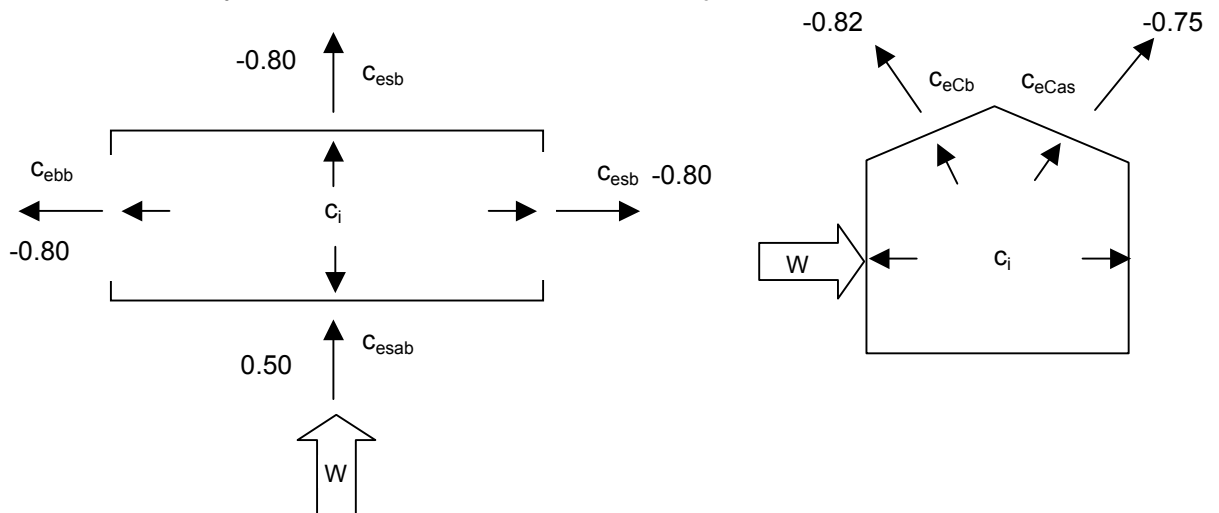
Viento sobre cara mayor y coeficientes interiores positivos (W_1)



Viento sobre cara menor y coeficientes interiores negativos (W_2)



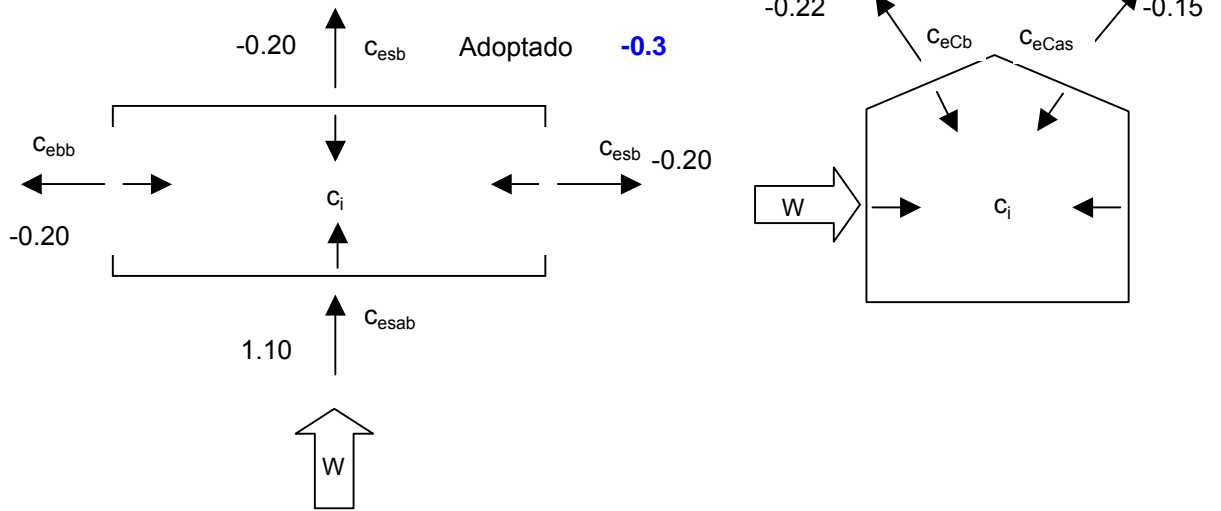
Viento sobre cara menor y coeficientes interiores positivos (W_3)



VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - CUBIERTA METÁLICA
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 01/09/2016
Reviso : R.P.

Viento sobre cara menor y coeficientes interiores negativos (W_4)

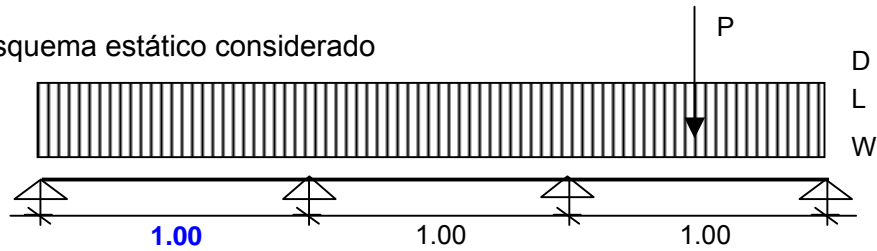


4.- CÁLCULO DE SOLICITACIONES Y DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES

4.1. Cubierta

4.1.1. Chapa de Cubierta

Esquema estático considerado



Cargas Actuantes:

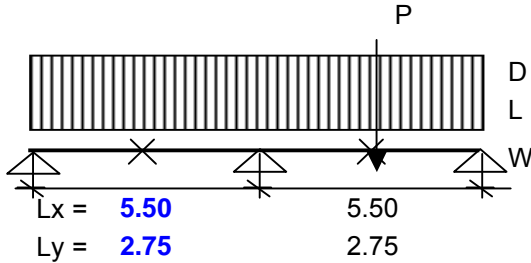
- $D_1 = 6.00 \text{ kg/m}^2$ (Peso Propio)
 $D_2 = 1.00 \text{ kg/m}^2$ (Adicional por medios de union)
 $L_1 = 30.00 \text{ kg/m}^2$ (Sobrecarga de Cubierta)
 $W_1 = 0.00 \text{ kg/m}^2$ (Viento presión máximo (promedio))
 $W_2 = -88.02 \text{ kg/m}^2$ (Viento succión máximo (promedio))
 $P = 100.00 \text{ kg}$ (Carga de Montaje)

Adoptado Chapa T1010 - e = 0.50mm

Carga maxima para Sobrecarga gravitatoria o Viento Presión **456.00** kg/m^2
 Carga maxima para Viento Succión **-354.00** kg/m^2

4.1.2. Correas de Cubierta

Esquemático (Considerado una viga continua de 2 tramos)



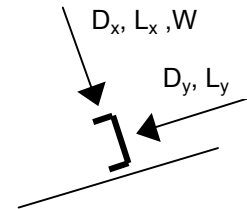
Distancia entre Arisotramientos torsionales: **2.75** m
Distancia entre Arisotramientos eje debil: **2.75** m

Distancia máx. entre correas = **1.00** m

Angulo de la cubierta (α) = **10.00** °

Cargas Actuantes:

- $D = 14.96$ kg/m² (Peso propio chapa+aislaciones+peso correas)
- $L_r = 30.00$ kg/m² (Sobrecarga)
- $W_1 = 0.00$ kg/m² (Viento Presión máximo)
- $W_2 = -88.02$ kg/m² (Viento Succión mínimo)
- $P = 100.00$ kg (Carga de Montaje)



Descomposición de las cargas gravitatorias:

- $D_x = 14.73$ kg/m (Carga Permanente para Flexión alrededor del eje fuerte)
- $D_y = 2.60$ kg/m (Carga Permanente para Flexión alrededor del eje debil)
- $L_x = 29.54$ kg/m (Sobrecarga para Flexión alrededor del eje fuerte)
- $L_y = 5.21$ kg/m (Sobrecarga para Flexión alrededor del eje debil)
- $P_x = 98.48$ kg (Carga de Montaje para Flexión alrededor del eje fuerte)
- $P_y = 17.36$ kg (Carga de Montaje para Flexión alrededor del eje debil)

Determinación de las solicitaciones para las distintas acciones:

ACCIÓN	M_{xAp}	$M_{xTr.}$	$Q_{xmáx}$
	[kg m]	[kg m]	[kg]
D	-56	31	51
L_r	-112	63	102
W_1	0	0	0
W_2	333	-187	-303
P	-68	38	68

M_{yAp}	$M_{yTr.}$	$Q_{ymáx}$
[kg m]	[kg m]	[kg]
-2	8	4
-5	16	9
0	0	0
0	0	0
-6	19	12

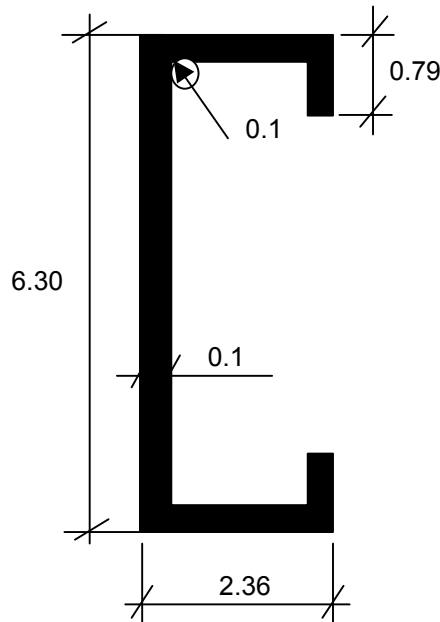
VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - CUBIERTA METÁLICA
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 01/09/2016
Reviso : R.P.

Factorización de cargas de acuerdo a la LRFD:

COMBINACIÓN	$M_{xApmáx}$	$M_{xTrmáx}$	$M_{yApmáx}$	$M_{yTrmáx}$
	[kg m]	[kg m]	[kg m]	[kg m]
1.4 x D	-78	44	-3	11
1.2 x D + 1.6 x Lr	-246	138	-11	34
1.2 x D + 1.6 x W_1 + 0.2 x Lr	-89	50	-4	13
0.9 x D + 1.6 x W_1	-50	28	-2	7
1.2 x D + 1.6 x W_2 + 0.2 x Lr	443	-249	-4	13
0.9 x D + 1.6 x W_2	482	-271	-2	7
Montaje = 1.4 (P+D)	-173	97	-12	38

Características del perfil plegado adoptado: **C 160 x 60 x 20 x 2.5**



Parámetros Básicos

A' =	6.30	in
B' =	2.36	in
C' =	0.79	in
α =	1.00	
r =	0.15	in
a =	5.91	in
\bar{a} =	6.20	in
b =	1.97	in
\bar{b} =	2.26	in
c =	0.59	in
\bar{c} =	0.74	in
u =	0.23	

Otras propiedades:

βw =	-1.534	in ⁵ =	-162.2	cm ⁵
βf =	2.212	in ⁵ =	233.9	cm ⁵
βI =	2.295	in ⁵ =	242.6	cm ⁵
j =	3.440	in =	8.74	cm

Área:

$$F_g = 1.176 \text{ in}^2 = 7.59 \text{ cm}^2$$

Momento de Inercia

$$I_x = 7.09 \text{ in}^4 = 295.0 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 0.890 \text{ in}^4 = 37.03 \text{ cm}^4$$

Módulo resistente de la sección bruta

$$W_x = 36.88 \text{ cm}^3$$

$$W_{y1} = 21.30 \text{ cm}^3 \quad W_{y2} = 8.69 \text{ cm}^3$$

Tensión de fluencia de cálculo

$$F_y = \mathbf{2400} \text{ kg/cm}^2$$

Radios de giros

$$r_x = 6.23 \text{ cm}$$

$$r_y = 2.21 \text{ cm}$$

Radio de giro polar

$$r_o = 8.00 \text{ cm}$$

Distancia entre el centroide y el eje del alma

$$\bar{x} = 0.684 \text{ in} = 1.74 \text{ cm}$$

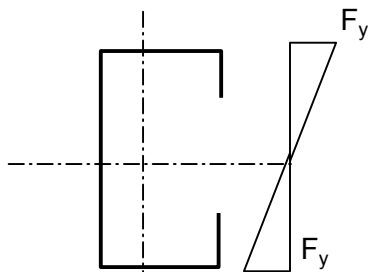
VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - CUBIERTA METÁLICA
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 01/09/2016
Reviso : R.P.

Distancia entre el centro de corte y el eje del alma	m = 1.085 in = 2.76 cm
Distancia entre el centro de corte y el baricentro de la sección	xo = -1.769 in = -4.49 cm
Módulo de elasticidad longitudinal	E = 2,000,000 kg/cm ²
Módulo de elasticidad transversal	G = 780,000 kg/cm ²
Constante torsional de Saint Venant	J = 0.0038 in ⁴ = 0.158 cm ⁴
Módulo de torsión	Cw = 7.69 in ⁶ = 2065.2 cm ⁶
Dimensiones de las alas	50 mm x 2.5 mm
Dimensiones del alma	150 mm x 2.5 mm
Dimensiones del rigidizador	15.0 mm x 2.5 mm

Cálculo del area y propiedades geométricas efectivas

Para una tensión Máxima = Fy :



$$\begin{aligned}
 f_1 &= 2250 \text{ kg/cm}^2 && \text{Tensión de compresión máxima en el alma} \\
 f_2 &= -2250 \text{ kg/cm}^2 && \text{Tensión de tracción máxima en el alma} \\
 f_3 &= 2250 \text{ kg/cm}^2 && \text{Tensión de compresión máxima en el labio}
 \end{aligned}$$

Perfil a flexión simple Mx

LABIO RIGIDIZANTE						
w	t	f ₃	k	λ	ρ	b _e
15.00	2.50	2325	0.43	0.33	1.00	15.00

ALA SUPERIOR												
w	t	f	w/t	S	la	ls	R ^l	n	k	λ	ρ	b _e
50.00	2.50	2400	20	37	151	703	1.00	0.45	3.25	0.40	1.00	50.0

ALMA											
w	t	f ₁	f ₂	ψ	k	λ	ρ	b _e	b _{e1}	b _{e2}	b _e
150.00	2.50	2250	-2250	1.00	24.00	0.43	1.00	150.00	37.5	75.0	150.0

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - CUBIERTA METÁLICA MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..16..de..25.. 00
		Preparo : F.O Fecha : 01/09/2016 Reviso : R.P.

Como todos los elementos son efectivos. La sección completa es efectiva.

Momento de inercia baricéntrico	$J_{xe} = 295.0 \text{ cm}^4$
Módulo resistente a flexión	$S_{xe} = 36.9 \text{ cm}^3$
Módulo resistente de la sección efectiva para M_c	$S_c = 36.9 \text{ cm}^3$
Módulo elástico de la sección sin reducir	$S_f = 36.9 \text{ cm}^3$

Resistencia nominal de la sección a flexión

$$\phi_b = \mathbf{0.90}$$

$$M_n = S_e \times F_y = 885.0 \text{ kgm} \qquad \phi_b \times M_n = 796.5 \text{ kgm}$$

Resistencia al pandeo lateral

$$\text{Momento que provoca la fluencia inicial en la fibra comprimida extrema} \qquad M_y = 885.0 \text{ kgm}$$

$$\text{Momento elástico crítico} \qquad M_e = C_b \times r_o \times A \times \sqrt{\sigma_{ey} \times \sigma_t} = 800.1 \text{ kgm}$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 \times E}{(K_x \times L_x / r_x)^2} = \mathbf{2536.58 \text{ kg/cm}^2} \qquad \sigma_{ey} = \frac{\pi^2 \times E}{(K_y \times L_y / r_y)^2} = \mathbf{1273.5 \text{ kg/cm}^2}$$

$$C_b = \mathbf{1.00} \text{ (valor conservador)} \qquad \sigma_t = \frac{1}{A \times r_o^2} \left(G \times J + \frac{\pi^2 \times E \times C_w}{(K \times L)^2} \right) = \mathbf{1364.9 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\text{Momento crítico} \qquad M_c = 681.2 \text{ kgm}$$

$$\text{Momento Nominal:} \qquad M_n = \min(S_c \times M_c / S_f, F_e \times F_y) = 681.2 \text{ kgm}$$

VERIFICACIÓN APOYO MÁXIMO				
COMBINACIÓN	$M_{xAp\text{m}\acute{a}x}$	M_{nx}	$M_x / \phi M_{nx}$	chk
	[kg m]	[kg m]		
1.4 x D	-78.0	681.2	0.13	OK
1.2 x D + 1.6 x Lr	-245.6	681.2	0.40	OK
1.2 x D + 1.6 x W_1 + 0.2 x Lr	-89.2	681.2	0.15	OK
0.9 x D + 1.6 x W_1	-50.1	681.2	0.08	OK
1.2 x D + 1.6 x W_2 + 0.2 x Lr	443.3	681.2	0.72	OK
0.9 x D + 1.6 x W_2	482.4	681.2	0.79	OK
Montaje = 1.4 (P+D)	-172.8	681.2	0.28	OK

VERIFICACIÓN TRAMO MÁXIMO				
COMBINACIÓN	$M_{xTr\text{m}\acute{a}x}$	M_{nx}	$M_x / \phi M_{nx}$	chk
	[kg m]	[kg m]		
1.4 x D	43.8	681.2	0.07	OK
1.2 x D + 1.6 x Lr	137.9	681.2	0.22	OK
1.2 x D + 1.6 x W_1 + 0.2 x Lr	50.1	681.2	0.08	OK
0.9 x D + 1.6 x W_1	28.1	681.2	0.05	OK
1.2 x D + 1.6 x W_2 + 0.2 x Lr	-248.9	681.2	0.41	OK
0.9 x D + 1.6 x W_2	-270.8	681.2	0.44	OK
Montaje = 1.4 (P+D)	97.0	681.2	0.16	OK

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - CUBIERTA METÁLICA
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 01/09/2016
Reviso : R.P.

Verificación al Corte

$$\phi_v = 0.95$$

$$k_v = 5.34 \quad (\text{Alma no Rigidizada})$$

$$h/t = 60 \quad F_v = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_v V_n = A_w \times F_v \times \phi_v = 5130 \text{ kg}$$

COMBINACIÓN	Q_u	$Q_x / \phi_v V_n$	$(Q_x / \phi_v V_n)^2 + (M_x / \phi_b M_n)^2$	chk
	[kg]			
1.4 x D	172.4	0.03	0.02	OK
1.2 x D + 1.6 x Lr	223.3	0.04	0.16	OK
1.2 x D + 1.6 x W_1 + 0.2 x Lr	81.1	0.02	0.02	OK
0.9 x D + 1.6 x W_1	45.6	0.01	0.01	OK
1.2 x D + 1.6 x W_2 + 0.2 x Lr	-403.0	0.08	0.53	OK
0.9 x D + 1.6 x W_2	-438.5	0.09	0.63	OK
Montaje = 1.4 (P+D)	165.7	0.03	0.08	OK

Verificación a Deformación

Flecha Admisible

$$f_{adm} = L/200 = 27.5 \text{ mm}$$

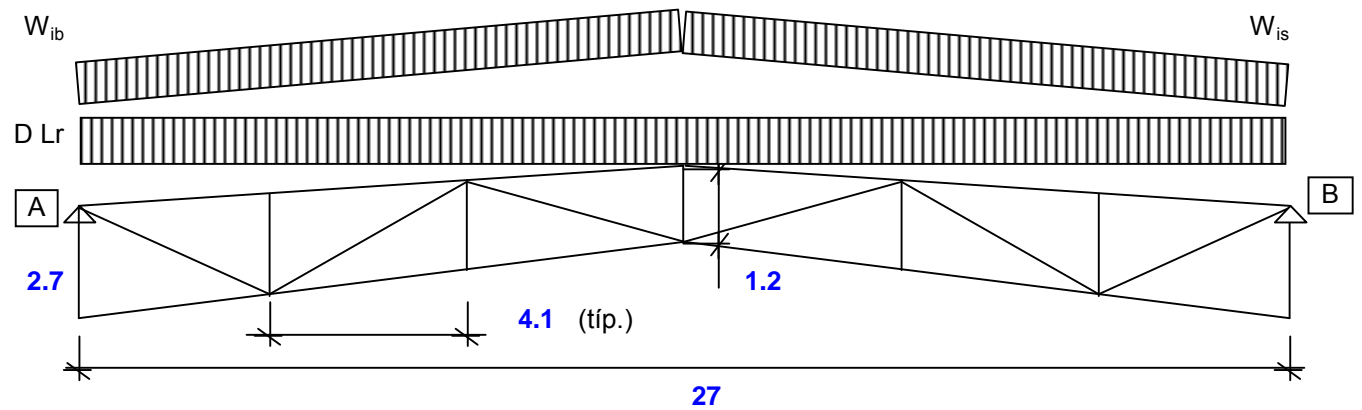
Flecha Máxima

$$f_{m\acute{a}x} = 6.16 \text{ mm}$$

VERIFICA

4.1.3. Cubierta Principal

Esquemático



Cargas Actuales

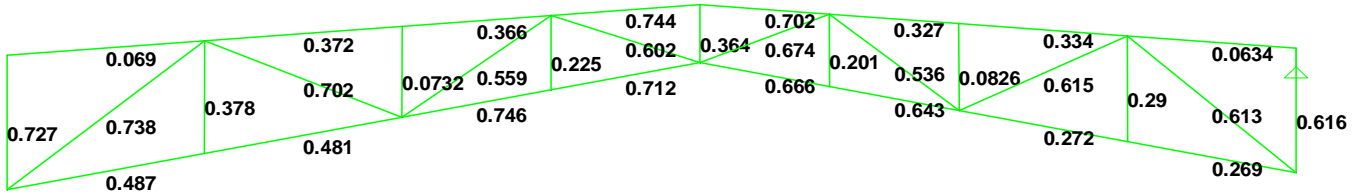
$D_1 = 14.96 \text{ kg/m}^2$	Carga permanente de Cubierta
D_2	Peso propio elementos transversales (calculados en forma automática)
$L_r = 30.00 \text{ kg/m}^2$	Sobrecarga de Cubierta
$W_{1b} = -81 \text{ kg/m}^2$	Viento 1 - barlovento
$W_{1s} = -81 \text{ kg/m}^2$	Viento 1 - Sotavento
$W_{2b} = -32 \text{ kg/m}^2$	Viento 2 - barlovento
$W_{2s} = -32 \text{ kg/m}^2$	Viento 2 - Sotavento
$W_{3b} = -88 \text{ kg/m}^2$	Viento 2 - barlovento
$W_{3s} = -81 \text{ kg/m}^2$	Viento 2 - Sotavento
$W_{4b} = -32 \text{ kg/m}^2$	Viento 2 - barlovento
$W_{4s} = -32 \text{ kg/m}^2$	Viento 2 - Sotavento

Separación entre Cabriadas **5.50** m

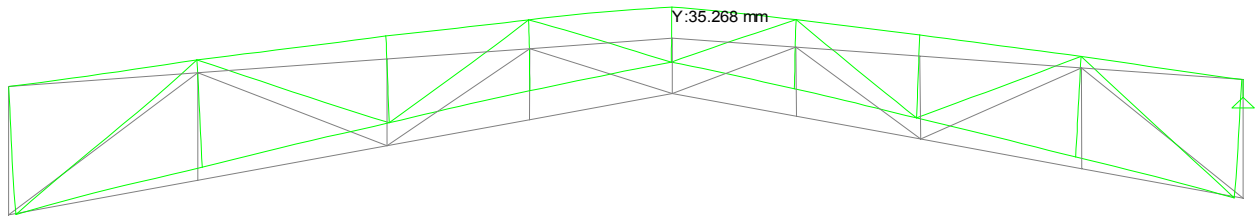
Secciones Consideradas

Diagonales	Tubo T-114.3 - e=3.20mm / T-139.7 - e= 3.20mm (extremo)
Montantes	Tubo T-76.2 - e=3.20mm / T-114.3 - e=3.2mm (extremo)
Cordones	Tubo T-168.3 - e=6.35mm

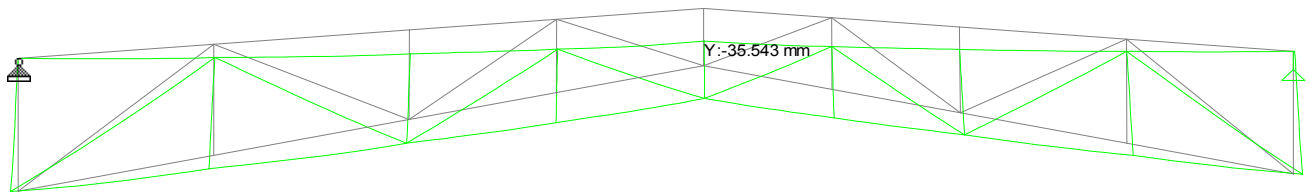
Verificación de Secciones



Desplazamientos



COMB: D+W3



COMB: D+Lr

Verificación a Deformación

Flecha Admisible

$$f_{adm} = L/300 = 90 \text{ mm}$$

Flecha Máxima (Correspondiente al Extremo Oeste)

$$f_{m\acute{a}x} = 35.50 \text{ mm}$$

⇒ VERIFICA

5.- UNIONES PRINCIPALES

5.1. Verificación de Nudos

Tabla 9.4.2. Resistencias de diseño axiales de nudo – uniones planas entre tubos circulares

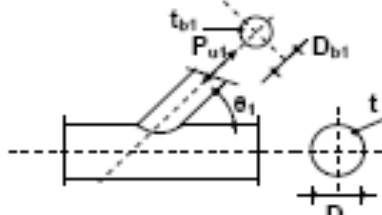
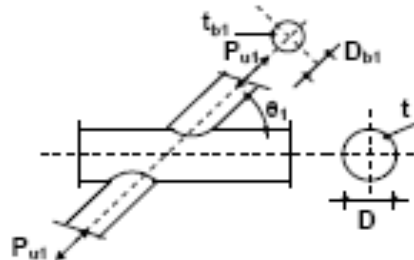
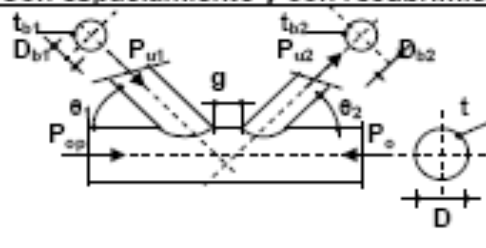
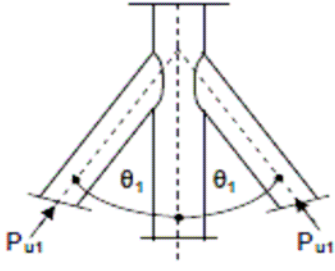
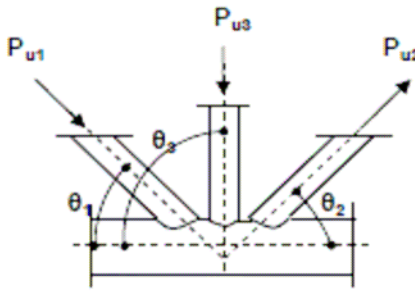
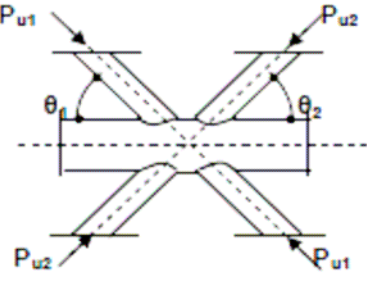
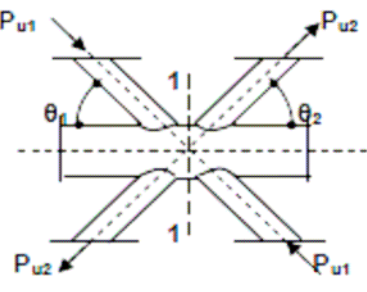
Tipo de nudo	Resistencia de diseño axial ($P_{dnt} = \phi P_{nti}$) (i = 1 ó 2) (Estado límite)
<p>Nudos en T e Y</p> 	<p>Plastificación del cordón</p> $P_{dnt} = \frac{F_{yo} t^2 (10)^{-1}}{\text{sen } \theta_1} (2,66 + 13,49 \beta^2) \gamma^{0,2} k_p$ <p>expresión (9.4.4)</p>
<p>Nudo en X</p> 	<p>Plastificación del cordón</p> $P_{dnt} = \frac{F_{yo} t^2 (10)^{-1}}{\text{sen } \theta_1} \left[\frac{4,94}{1 - 0,81 \beta} \right] k_p$ <p>expresión (9.4.5)</p> <p>Colapso general</p> $P_{dnt} = \frac{F_{yo} t^2 (10)^{-1}}{\text{sen } \theta_1} (1,52 + 5,76 \beta) Q_\gamma Q_\beta$ <p>expresión (9.4.6)</p>
<p>Nudos en K y N Con espaciado y con recubrimiento</p> 	<p>Plastificación del cordón</p> $P_{dnt} = \frac{F_{yo} t^2 (10)^{-1}}{\text{sen } \theta_1} (1,71 + 9,69 \frac{D_{bt}}{D}) k_g k_p \quad (1)$ <p>expresión (9.4.7)</p> $P_{dnt} = \frac{\text{sen } \theta_1}{\text{sen } \theta_2} P_{dnt} \text{ ó expresión (9.4.7) para barra 2}$ <p>expresión (9.4.8)</p>
<p>Nudos en T, Y, X Nudos con espaciado en K, N, KT Con $D_{bt} \leq D - 2 t$</p>	<p>Punzonamiento por esfuerzo cortante</p> $P_{dnt} = 0,57 F_{yo} t (10)^{-1} \pi D_{bt} \left[\frac{1 + \text{sen } \theta_1}{2 \text{sen}^2 \theta_1} \right]$ <p>expresión (9.4.9)</p>
Funciones	
<p>$k_p = 1,0$ para f_{op} tracción ($n_p \leq 0$) $k_p = 1 - 0,3 n_p (1 + n_p)$ para f_{op} compresión ($n_p > 0$) expresión (9.4.10)</p>	$k_g = \gamma^{0,2} \left[1 + \frac{0,024 \gamma^{1,2}}{e^{(0,6g/t-1,33)} + 1} \right]$ <p>expresión (9.4.11)</p> <p>(En nudos con recubrimiento tomar g negativo $g = -q$)</p>
<p>$Q_\beta = 1$ Para $\beta \leq 0,6$ $Q_\beta = \frac{0,3}{\beta (1 - 0,833 \beta)}$ Para $\beta > 0,6$ expresión (9.4.12)</p>	<p>$Q_\gamma = 1,0$ para f_{op} tracción ($n_p \leq 0$) $Q_\gamma = 1 - 0,03 \gamma n_p^2$ para f_{op} compresión ($n_p > 0$)</p>
(1) Para nudos con recubrimiento sustituir (D_{bt}/D) por $(D_{b1} + D_{b2} / 2 D)$	

Tabla 9.4.3. Resistencias de diseño axiales de nudo para tipos particulares de nudos planos. Uniones entre tubos circulares

Tipo de nudo	Verificación de la Resistencia de Nudo
	$P_{u1} \leq P_{dn1}$ $P_{dn1} \text{ obtenido para el Nudo X}$ <p>expresión (9.4.13)</p>
	$P_{u1} \text{ sen } \theta_1 + P_{u3} \text{ sen } \theta_3 \leq P_{dn1} \text{ sen } \theta_1$ $P_{dn1} \text{ de nudo en K}$ <p>expresión (9.4.14.)</p> $P_{u2} \text{ sen } \theta_2 \leq P_{dn1} \text{ sen } \theta_1$ <p>expresión (9.4.15)</p> <p>Sustituir $\frac{D_{b1}}{D}$ por $\frac{D_{b1} + D_{b2} + D_{b3}}{3D}$ en la expresión (9.4.7) del nudo en K</p>
	$P_{u1} \text{ sen } \theta_1 + P_{u2} \text{ sen } \theta_2 \leq \text{Máx}(P_{dn1} \text{ sen } \theta_1; P_{dn2} \text{ sen } \theta_2)$ <p>P_{dn1} y P_{dn2} de nudo en X</p> <p>expresión (9.4.16)</p>
	$P_{u1} \leq P_{dn1} \text{ con } P_{dn1} \text{ de nudo en K}$ $P_{u2} \leq P_{dn2} \text{ con } P_{dn2} \text{ de Nudo en K}$ <p>expresión (9.4.17)</p> <p>Se deberá verificar en la sección 1-1 del cordón la resistencia plástica a corte (solamente en nudos con espaciamiento)</p>

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - CUBIERTA METÁLICA
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 01/09/2016
Reviso : R.P.

Nudos T o Y

Dbi	=	76.2	mm	diámetro de perfil diagonal / montante
ti	=	3.20	mm	espesor de perfil diagonal / montante
D	=	168.3	mm	diámetro de perfil de cordón
t	=	6.35	mm	espesor de perfil de cordón
β	=	0.5		relación Dbi / D
γ	=	13.3		relación D / 2*t
$\varphi 1$	=	86.0	deg	grados entre cordón y barra de alma 1
$\varphi 2$	=	---	deg	grados entre cordón y barra de alma 2
Ag0	=	32.3	cm2	área del cordón
S0	=	126.1	cm3	Módulo resistente elástico del cordón
Fy0	=	240.0	Mpa	tensión de fluencia del cordón
q	=	---	mm	espaciamiento negativo, dist.entre bordes adyacentes
p	=	---	mm	proyección de la barra de ala que recubre sobre cordón
e	=	0.0	mm	excentricidad del nudo
g	=	---	mm	espaciamiento positivo

Esfuerzos

P0p	=	398.0	kN	fop	=	128.7	Mpa
P0	=	398.0	kN	np	=	0.5	
M0	=	0.7	Kn*m	kp	=	0.8	
P1	=	42.9	kN				
P2	=	---	kN				
Pdn1	=	$\emptyset * Pnn$	=	66.4	kN		
ratio	=	0.6		OK			

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - CUBIERTA METÁLICA MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..23..de..25.. 00
		Preparo : F.O
		Fecha : 01/09/2016 Reviso : R.P.

Nudos KT Nudos con recubrimiento

Db1	=	139.7	mm	diámetro de perfil diagonal / montante
Db2	=	114.3	mm	diámetro de perfil diagonal / montante
Db3	=	76.2	mm	diámetro de perfil diagonal / montante
t1	=	3.20	mm	espesor de perfil diagonal / montante
t2	=	3.20	mm	espesor de perfil diagonal / montante
t3	=	3.20	mm	espesor de perfil diagonal / montante
D	=	168.3	mm	diámetro de perfil de cordón
t	=	6.35	mm	espesor de perfil de cordón
β	=	0.7		relación (Db1+Db2+Db3) / 3*D
γ	=	13.3		relación D / 2*t
$\emptyset 1$	=	33.0	deg	grados entre cordón y barra de alma 1
$\emptyset 2$	=	25.0	deg	grados entre cordón y barra de alma 2
$\emptyset 3$	=	101.0	deg	grados entre cordón y barra de alma 3
Ag0	=	32.3	cm2	área del cordón
S0	=	126.1	cm3	módulo resistente elástico del cordón
Fy0	=	240.0	Mpa	tensión de fluencia del cordón
q	=	0.0	mm	espaciamiento negativo, dist.entre bordes adyacentes
p	=	256.5	mm	proyección de la barra de ala que recubre sobre cordón
e	=	0.0	mm	excentricidad del nudo
g	=	70.0	mm	espaciamiento pos. o en caso de haber recubrimiento se toma -q

Esfuerzos

P0	=	-112.0	kN	Esfuerzo axil último del cordón lado izquierdo
P0	=	-310.0	kN	Esfuerzo axil último del cordón lado derecho
M0	=	7.60	Kn*m	
P1	=	-123.0	kN	
P2	=	104.0	kN	
P3	=	0.0	kN	

Pdn1

fop	=	25.6	Mpa	
np	=	0.1		
kp1	=	1.0		
kg	=	1.7		
Pdn1	=	$\emptyset * Pnn$		
		233.1	kN	
ratio	=	0.5	OK	

6.- REACCIONES y ANCLAJES

6.1. Reacciones

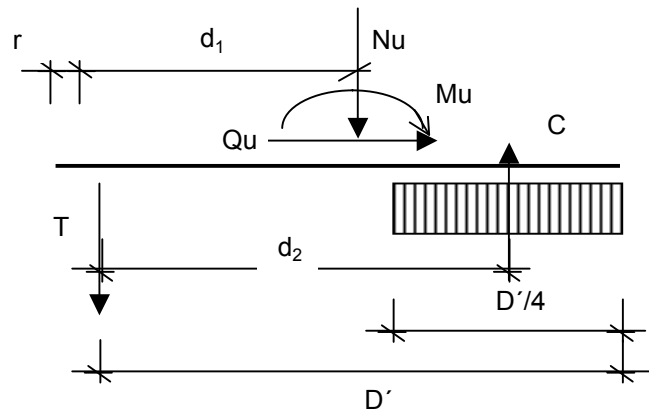
Reacción en Viga Hormigón

Load	Rv	Rx	Rz
	kg	kg	kg
Máxima Reacción	-8272	358	0
Mínima Reacción	5906	118	0

6.2. Anclajes en Estructura de Hormigón

Esquema estático simplificado

a_p	=	340	mm	Largo Placa
b_p	=	340	mm	Ancho Placa
r	=	90	mm	
d_1	=	80	mm	
D'	=	210	mm	
d_2	=	183.75	mm	



Verificación del Hormigón

Reacción vertical	Rv (Qu)	=	8272	kg
Excentricidad	Exc	=	130	mm
Momento	Mu	=	1075	kg*m
Esfuerzo de Compresión	Nu	=	5852	kg
			33	kg /cm2

Verificación de la placa

Espesor placa	t	=	15.875	mm
Altura de placa	Z ch	=	0.00006	m3/m
Módulo Plástico	Fy	=	240	Mpa
	Øb	=	0.9	
	Ø*MP	=	1.36	ton*m/m
	Mu	=	1.33	ton*m/m
	ratio	=	0.98	
				/ 0.305 ton*m/m

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - CUBIERTA METÁLICA MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..25..de..25.. 00
		Preparo : F.O Fecha : 01/09/2016 Reviso : R.P.

Verificación del Anclaje

Pernos de anclaje	cant p =	16	cant. T =	8
brazo horizontal	zh =	80 mm		
brazo vertical	zv =	183.75 mm		
Corte por perno	qp =	517 kg		
Tracción	tp =	732 kg		

Anclaje tipo HILI HIT HY 200

Diámetro	d =	15.875 mm		
Profundidad	prof =	143 mm =	5.6 in	
Tracción nominal última.	Tu =	5860 kg		
Corte nominal última. (Tabla 3- Manual Hilti)	Qu =	12610 kg	sobre hormigón de calidad H30	

Distancia entre anclajes		80 mm =	3.1 in
Distancia a borde de hormigón		150 mm =	5.9 in

Factores de reducción (Tabla 14- Manual Hilti)	ft AN =	0.6	fq AV =	0.54
	ft RN =	0.33	fq RV =	0.27

Corte reducido	Ta.r =	1160 kg	sobre hormigón de calidad H30
Tracción reducida	Qa.r =	1839 kg	

Ratios	rt =	0.63	ratio combinado =	0.91 <	1.2	OK
	rq =	0.28				



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

ESTACIÓN BUENOS AIRES - LOCALES TÉCNICOS Y DE SERVICIOS
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	F.O.	ESCALAS : -	FECHA: 29/11/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0136-00
ELAB.	N.S.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - LOCALES DE SERVICIOS Y TÉCNICOS MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..2..de..11	00
		Preparo : F.O.	
		Fecha : 29/11/2016	
		Reviso : R.P.	

ÍNDICE

1. Generalidades.
2. Esquemáticos
3. Análisis de Cargas.
4. Cálculo de solicitaciones y dimensionamiento de Edificios Anexos

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - LOCALES DE SERVICIOS Y TÉCNICOS MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..11	00
		Preparo : F.O. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

1.- GENERALIDADES

La presente memoria de cálculo contiene el diseño estructural de las estructuras de los locales destinados a Servicios y locales técnicos de la Estación elevada Buenos Aires del Viaducto Ferrocarril Belgrano Sur, Ciudad de Buenos Aires.

La estructura de los edificios anexos, se compone de muros de mampostería portante con cubierta de losas huecas pretensadas. La fundación se resuelve con una platea de hormigón armado de espesor constante construida sobre un suelo seleccionado de acuerdo a lo especificado en el Estudio de Suelos.

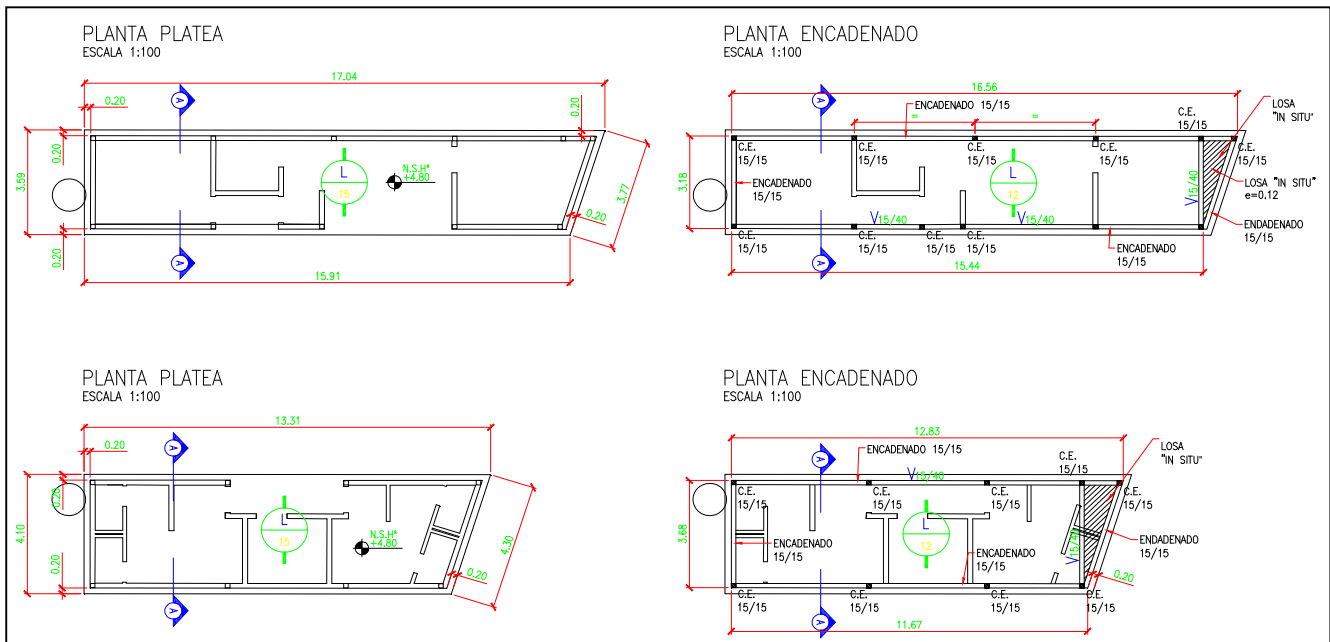
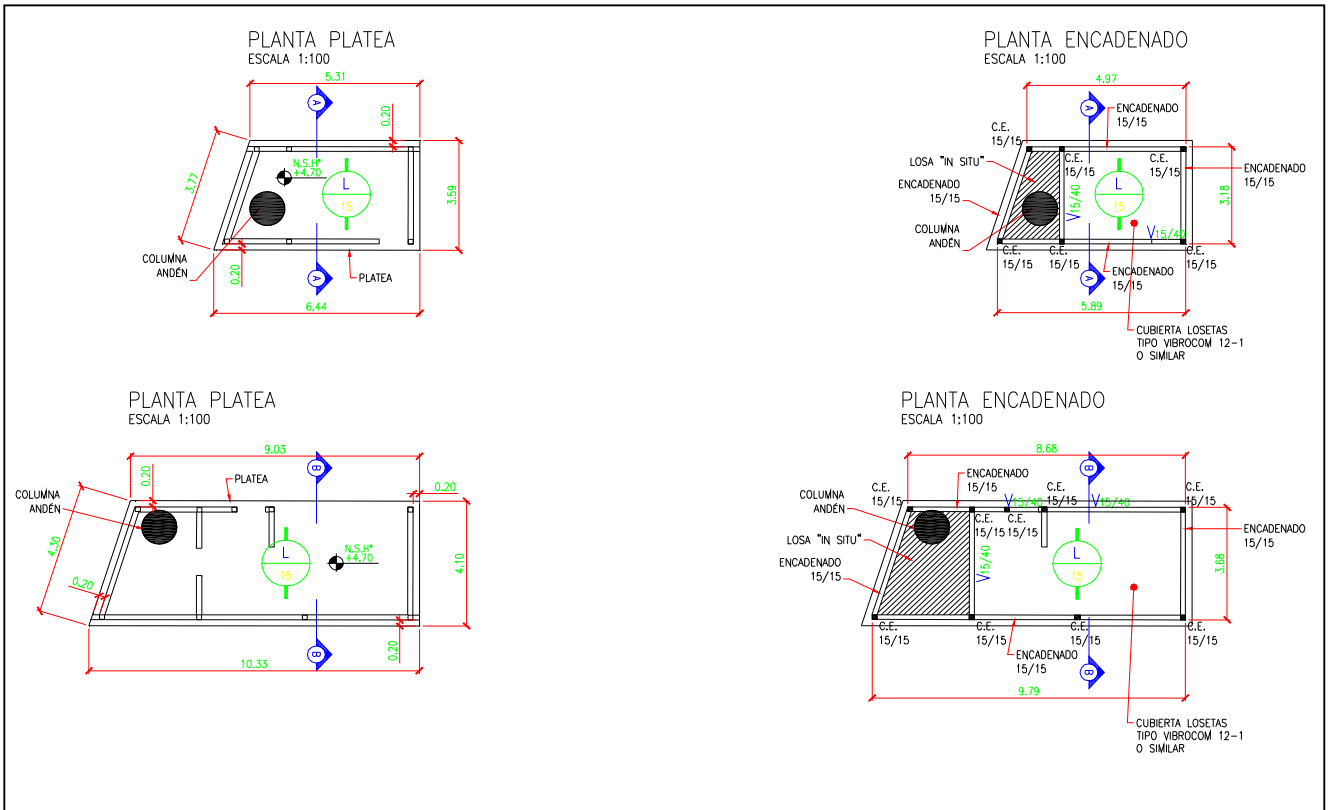
La memoria comprende el cálculo de solicitaciones y dimensionamiento de las secciones de las estructuras y la fundación.

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 para H ⁰ A ⁰	H-30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
-Hormigón de Limpieza:	H-13	$\sigma'_{bk} = 130 \text{ kg/cm}^2$	
-Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)

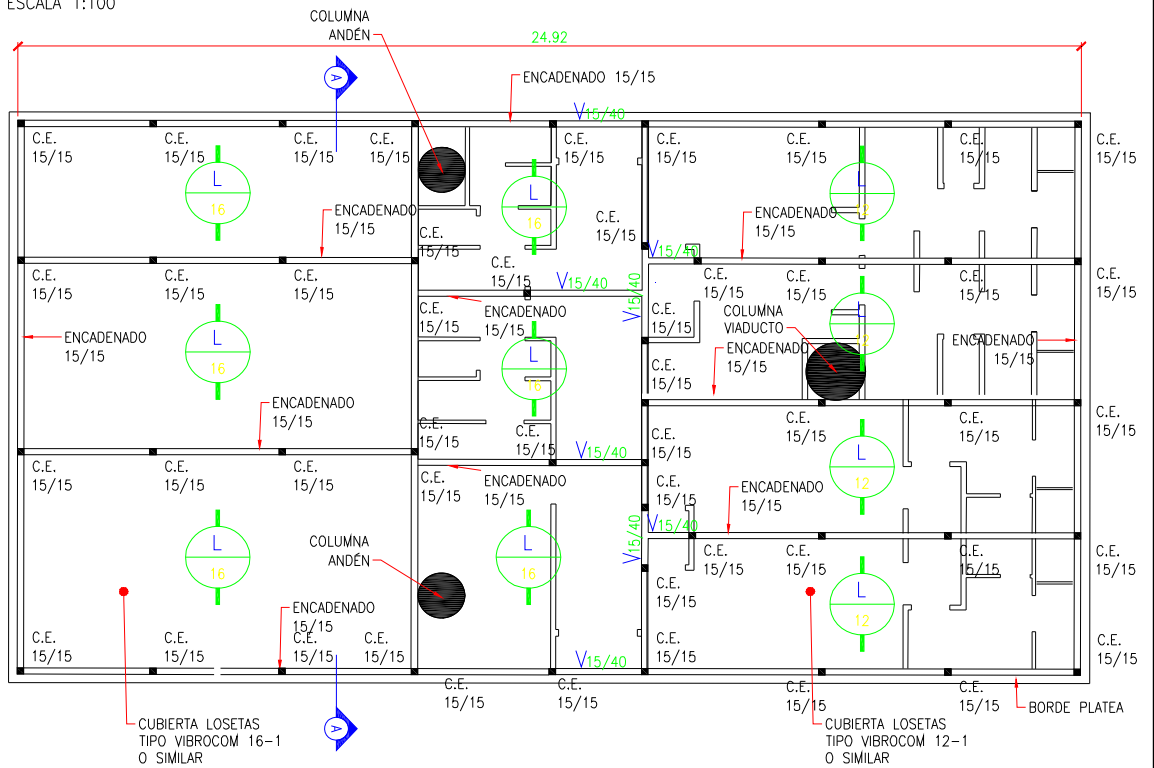
2.- ESQUEMÁTICOS



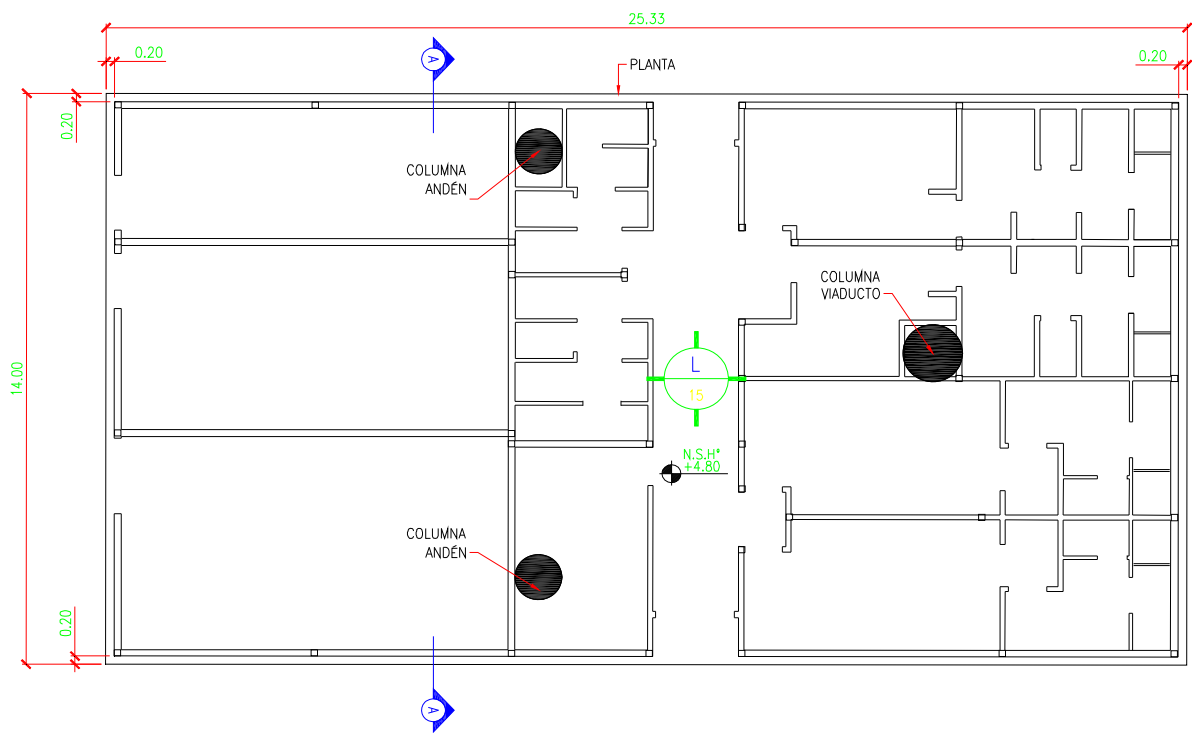
VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - LOCALES DE SERVICIOS Y TÉCNICOS
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O.
Fecha : 29/11/2016
Reviso : R.P.

PLANTA ENCADENADO
ESCALA 1:100



PLANTA PLATEA
ESCALA 1:100



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - LOCALES DE SERVICIOS Y TÉCNICOS MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..6..de..11	00
		Preparo : F.O.	
		Fecha : 29/11/2016	
		Reviso : R.P.	

3.- ANÁLISIS DE CARGAS

3.1 Cargas Gravitacionales

3.1.1 Cargas Permanentes

Peso propio loseta (ya considerado en las tablas) $p = 180.0 \text{ kg/m}^2$

Contrapiso + Carpeta + Aislaciones Espesor $e = 0.10 \text{ m}$

Peso Específico $\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$

$q = 200.0 \text{ kg/m}^2$

Muros Portantes Espesor $e = 0.15 \text{ m}$

Altura $h = 3.50 \text{ m}$

Peso Específico $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$

$q = 270.0 \text{ kg/m}^2$

$Q = 945.0 \text{ kg/m}$

Contrapiso + solado Espesor $e = 0.15 \text{ m}$

Peso Específico $\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$

$q = 300.0 \text{ kg/m}^2$

3.1.2 Sobrecargas

Cubierta inaccesible 200.0 kg/m^2

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - LOCALES DE SERVICIOS Y TÉCNICOS MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..7..de..11	00
		Preparo : F.O.	
		Fecha : 29/11/2016	
		Reviso : R.P.	

4.- CÁLCULO DE SOLICITACIONES Y DIMENSIONAMIENTO DE EDIFICIOS ANEXOS

4.1. Cubierta Locales

4.1.1. Losa de Cubierta

Para la selección de losetas, se adoptan 2 luces que abarcan la totalidad de las luces necesarias, a saber, 3.50 m y 5.40 m. Para ambos casos se adoptan losetas tipo Vibrocom L12-1. y L16-1 respectivamente.

MODELO	Espesor cm	Peso propio Kg/m ²	Me Kgm/m	Sobrecargas Kg/m ²					
				100	200	330	400	500	600
LP 10-1	10	150	430	3,81	3,24	2,78	2,60	2,40	2,24
LP 10-2	10	150	589	4,44	3,77	3,23	3,03	2,79	2,61
LP 10-3	10	150	827	5,24	4,45	3,81	3,57	3,29	3,07
LP 10-4	10	150	1.079	5,98	5,07	4,34	4,06	3,74	3,49
LP 12-1	12	180	982	5,40	4,65	4,02	3,78	3,50	3,27
LP 12-2	12	180	1.390	6,40	5,51	4,77	4,48	4,14	3,88
LP 12-3	12	180	1.663	6,99	6,02	5,21	4,89	4,52	4,23
LP 12-4	12	180	2.091	7,83	6,73	5,83	5,47	5,06	4,73
LP 16-1	16	230	2.540	7,95	6,97	6,12	5,78	5,38	5,05
LP 16-2	16	230	2.868	8,44	7,40	6,50	6,13	5,71	5,36
LP 16-3	16	230	4.276	10,28	9,02	7,92	7,47	6,95	6,52
LP 16-4	16	230	4.683	10,75	9,43	8,28	7,81	7,26	6,82
LP 20-1	20	270	4.077	9,49	8,43	7,47	7,08	6,61	6,22
LP 20-2	20	270	4.567	10,04	8,92	7,90	7,48	6,99	6,58
LP 20-3	20	270	5.585	11,09	9,85	8,73	8,27	7,72	7,27
LP 20-4	20	270	6.269	11,74	10,43	9,24	8,75	8,17	7,69
LP 24-1	24	300	5.062	10,16	9,10	8,12	7,71	7,21	6,81
LP 24-2	24	300	6.034	11,09	9,93	8,85	8,40	7,87	7,42
LP 24-3	24	300	7.849	12,63	11,31	10,08	9,57	8,96	8,45
LP 24-4	24	300	8.908	13,45	12,04	10,74	10,19	9,54	9,00
LP 26-1	26	320	11.771	15,07	13,56	12,14	11,54	10,82	10,22
LP 26-2	26	320	12.240	15,37	13,82	12,37	11,76	11,03	10,42
LP-30-1	30	420	15.390	15,48	14,19	12,91	12,35	11,67	11,09
LP-30-2	30	420	16.736	16,15	14,80	13,46	12,88	12,16	11,56
LP-30-3	30	420	17.463	16,49	15,11	13,75	13,15	12,42	11,80

Análisis de Cargas

Peso propio loseta (ya considerado en las tablas)	180.0 kg/m ²	230.0 kg/m ²
Contrapiso + Carpeta + Aislaciones	200.0 kg/m ²	200.0 kg/m ²
Sobrecarga de Cubierta inaccesible	200.0 kg/m ²	200.0 kg/m ²
	<hr/> 400.0 kg/m ²	<hr/> 400.0 kg/m ²

	PROYECTO EJECUTIVO	Hoja:..8..de..11	00
	VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR	Preparo : F.O.	
	ESTACIÓN BUENOS AIRES - LOCALES DE SERVICIOS Y TÉCNICOS	Fecha : 29/11/2016	
	MEMORIA DE CÁLCULO	Reviso : R.P.	

4.1.2. Vigas Locales Sanitarios

4.1.2.1. Cargas en Vigas

VIGA	d [m]	b [m]	g _{pp} [ton/m]	g _{mam} [ton/m]	CARGAS DE LOSA						L _C [m]	M [ton m]
					A ₁ [m ²]	L ₁ [m]	A ₂ [m ²]	L ₂ [m]	g _{losa} [ton/m]	p _{losa} [ton/m]		
V1	0.40	0.15	0.144	0.00	--	1.85	--	0.00	0.70	0.37	3.8	2.2
V2	0.40	0.15	0.144	0.00	--	1.18	--	0.00	0.45	0.24	3.5	1.26

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = 0.015 m

Sección	M	N	M _e	d	h	b	k _h	k _e	F _e	k _e '	F _e '	Adoptado
	[ton m]	[ton]	[ton m]	[m]	[m]	[m]			[cm ²]		[cm ²]	
V1	2.20	0.0	2.2	0.40	0.39	0.15	10.06	0.448	2.56	0.000	0.00	3φ12 [inf]
V2	1.26	0.0	1.3	0.40	0.39	0.15	13.26	0.439	1.44	0.000	0.00	3φ12 [inf]

Adoptados estribos φ 6 c /15

Armadura mínima de Encadenados 1 φ 10 c/ esquina

4.1.3. Vigas Boleteria

4.1.3.1. Cargas en Vigas

VIGA	d [m]	b [m]	g _{pp} [ton/m]	g _{mam} [ton/m]	CARGAS DE LOSA						L _C [m]	M [ton m]
					A ₁ [m ²]	L ₁ [m]	A ₂ [m ²]	L ₂ [m]	g _{losa} [ton/m]	p _{losa} [ton/m]		
V1	0.40	0.15	0.144	0.00	--	1.60	--	0.00	0.61	0.32	3.2	1.37

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = 0.015 m

Sección	M	N	M _e	d	h	b	k _h	k _e	F _e	k _e '	F _e '	Adoptado
	[ton m]	[ton]	[ton m]	[m]	[m]	[m]			[cm ²]		[cm ²]	
V1	1.37	0.0	1.4	0.40	0.39	0.15	12.73	0.439	1.56	0.000	0.00	4φ12 [inf]

Adoptados estribos φ 6 c /15

Armadura mínima de Encadenados 1 φ 10 c/ esquina

	PROYECTO EJECUTIVO	Hoja:..9..de..11	00
	VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR	Preparo : F.O.	
	ESTACIÓN BUENOS AIRES - LOCALES DE SERVICIOS Y TÉCNICOS	Fecha : 29/11/2016	
	MEMORIA DE CÁLCULO	Reviso : R.P.	

4.1.4. Vigas Locales Técnicos

4.1.4.1. Cargas en Vigas

VIGA	d	b	g _{pp}	g _{mam}	CARGAS DE LOSA						L _C	M
					A ₁	L ₁	A ₂	L ₂	g _{losa}	p _{losa}		
	[m]	[m]	[ton/m]	[ton/m]	[m ²]	[m]	[m ²]	[m]	[ton/m]	[ton/m]	[m]	[ton m]
V1	0.40	0.15	0.144	0.00	--	2.08	--	2.09	1.79	0.83	2.7	2.52
V2	0.40	0.15	0.144	0.00	--	2.09	--	2.57	2.00	0.93	2.1	1.69

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = **0.015** m

Sección	M	N	M _e	d	h	b	k _h	k _e	F _e	k _e '	F _e '	Adoptado
	[ton m]	[ton]	[ton m]	[m]	[m]	[m]			[cm ²]		[cm ²]	
V1	2.52	0.0	2.5	0.40	0.39	0.15	9.39	0.448	2.93	0.000	0.00	3φ12 [inf]
V2	1.69	0.0	1.7	0.40	0.39	0.15	11.46	0.444	1.95	0.000	0.00	3φ12 [inf]

Adoptados estribos φ 6 c /15

Armadura mínima de Encadenados 1 φ 10 c/ esquina

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - LOCALES DE SERVICIOS Y TÉCNICOS MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..10..de..11	00
		Preparo : F.O. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

4.2.- Fundaciones

4.2.1. Generalidades

Se propone la fundación de la estructura sobre una platea de Hormigón Armado de espesor constante 15cm.

Para la determinación de las solicitaciones de la platea se considera un modelo tridimensional de elementos finitos mediante un proceso Staad Pro. Para la definición geométrica se adoptó el perímetro de la platea que se encuentra definido en los esquemas previos.

Se determinaron los máximos corrimientos verticales, se verifican las tensiones sobre el suelo.

Se determinan por último, las máximas solicitaciones de flexión (ambos signos), definiendo zonas a cubrir con armaduras mínimas y zonas con refuerzos.

Parámetros de diseño de acuerdo al estudio de Suelos:

Presiones admisibles:

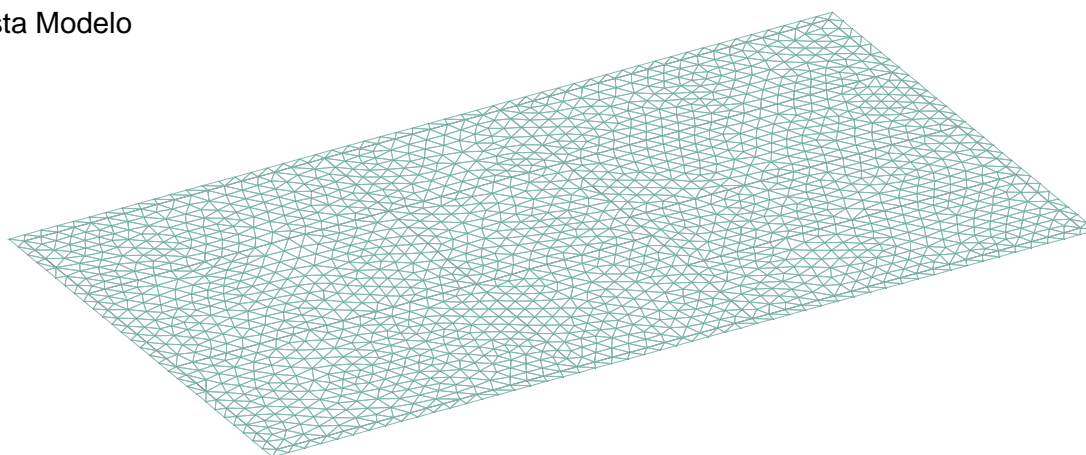
$$\sigma_{t adm media} = 0.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{t adm máx} = 0.39 \text{ kg/cm}^2$$

Coefficiente de balasto vertical

$$k_v = 2.00 \text{ kg/cm}^3$$

Vista Modelo



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - LOCALES DE SERVICIOS Y TÉCNICOS MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..11..de..11	00
		Preparo : F.O. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

4.2.2. Dimensionamiento a Flexión

Armadura típica

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = **0.050** m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Mpos	0.50	0.00	0.5	0.15	0.10	1.00	13.4	0.37	1.94	Malla # Q335
Mneg	-0.77	0.00	0.8	0.15	0.10	1.00	10.8	0.37	3.02	Malla # Q335

4.2.3. Verificación de Tensiones en el Terreno

Presión media admisible en el terreno

$$ps \text{ adm} = 0.30 \text{ kg/cm}^2 = 3.00 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{media})$$

Coefficiente de balasto vertical

$$kv = 2.00 \text{ kg/cm}^3$$

Asentamiento promedio del terreno

$$d \text{ prom} = 0.07 \text{ cm}$$

Presión promedio sobre el terreno

$$ps = 0.15 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Verifica}$$

Asentamiento maximo del terreno

$$d \text{ max} = 0.18 \text{ cm}$$

Presión maxima sobre el terreno

$$ps = 0.361 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Verifica}$$



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

ESTACIÓN BUENOS AIRES - ESCALERAS
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	F.O.	ESCALAS : -	FECHA: 07/12/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0137-00
ELAB.	F.O.			
APROB.	R.P.			

	<p>PROYECTO EJECUTIVO</p> <p>VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - ESCALERAS MEMORIA DE CÁLCULO</p>	<p>Hoja:..2..de..20</p> <p>Preparo : F.O. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.</p>	<p>00</p>
--	--	--	------------------

ÍNDICE

1. Generalidades.
2. Esquemáticos
3. Análisis de Cargas.
4. Cálculo de solicitaciones y dimensionamiento de Edificios Anexos

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - ESCALERAS MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..20	00
		Preparo : F.O. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

1.- GENERALIDADES

La presente memoria de cálculo contiene el diseño estructural de las escaleras pedestres de la Estación elevada Buenos Aires del Viaducto Ferrocarril Belgrano Sur, Ciudad de Buenos Aires.

La estructura de las escaleras se compone de losas, vigas y columnas de Hormigón Armado "in situ". Las fundaciones son directas..

La memoria comprende el cálculo de solicitaciones y dimensionamiento de las secciones de las estructuras y sus fundaciones.

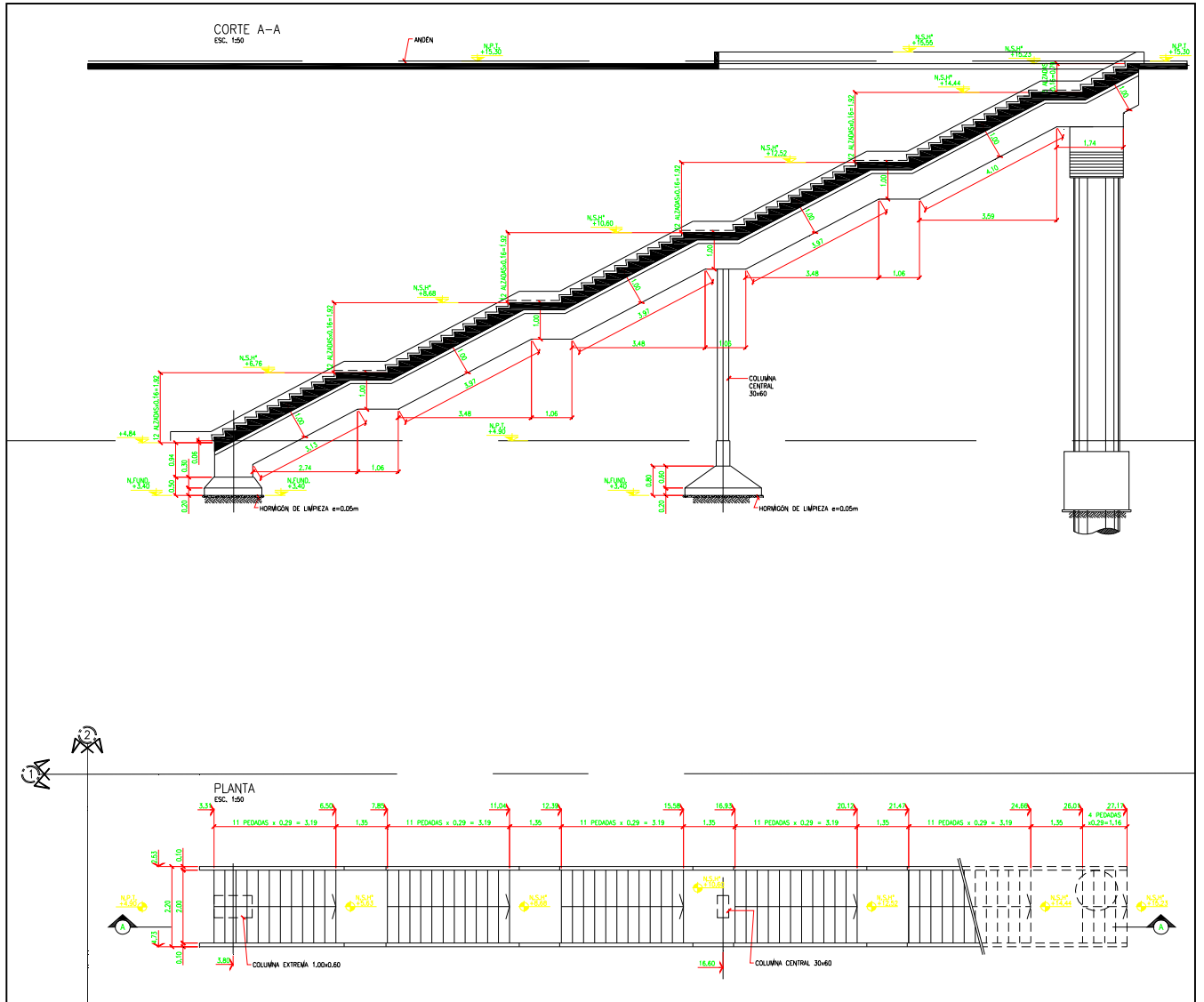
El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

Los materiales previstos en este proyecto son:

-Hormigón para H ⁰ A ⁰	H-30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
-Hormigón de Limpieza:	H-13	$\sigma'_{bk} = 130 \text{ kg/cm}^2$	
-Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)

2.- ESQUEMÁTICOS

ESCALERAS N°1 y N°2

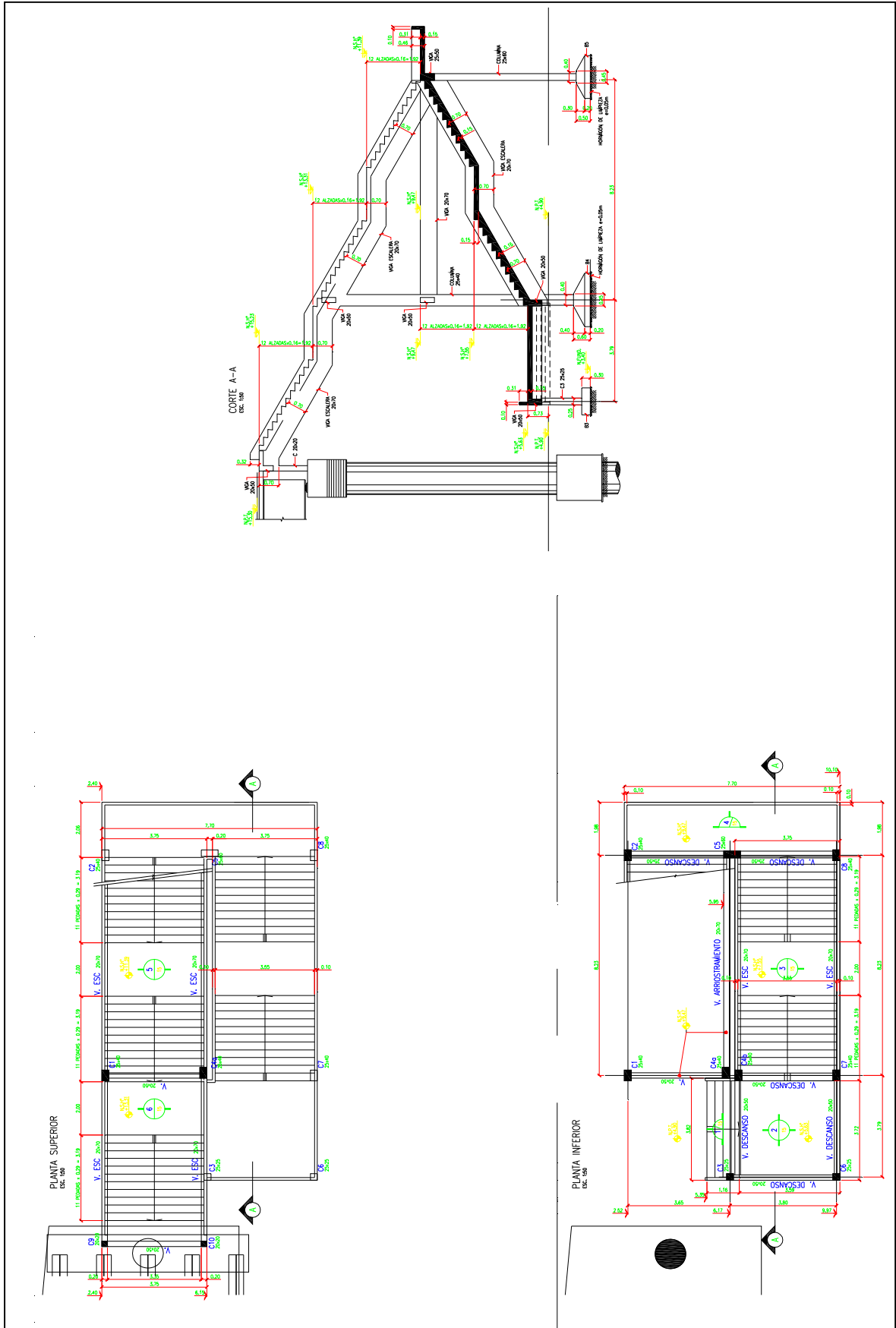


**PROYECTO
EJECUTIVO**
VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - ESCALERAS
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..5..de..20 **00**

Preparo : F.O.
Fecha : 29/11/2016
Reviso : R.P.

ESCALERAS N°3 y N°4



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - ESCALERAS MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..6..de..20	00
		Preparo : F.O. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

3.- ANÁLISIS DE CARGAS

3.1 Cargas Gravitacionales

3.1.1 Cargas Permanentes

Peso propio estructuras Considerado en cada caso de acuerdo a la sección y teniendo en cuenta un peso específico $\gamma_{HA}=2.4\text{ton/m}^3$

Barandas $g_{bar} = 25.0 \text{ kg/m}$

3.1.2 Sobrecargas

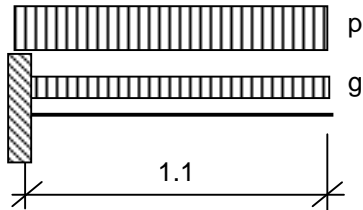
Escaleras 500.0 kg/m^2

4.- CÁLCULO DE SOLICITACIONES Y DIMENSIONAMIENTO DE EDIFICIOS ANEXOS

4.1. Escaleras Pedestres Intermedias

4.1.1. Losa

Esquemático



Cargas Actuantes

$$g_{pp} = 0.72 \text{ ton/m}^2 \text{ (Peso Propio)}$$

$$g_{perm} = 0.18 \text{ ton/m}^2 \text{ (Carga Permanente)}$$

$$p = 0.50 \text{ ton/m}^2 \text{ (Sobrecarga)}$$

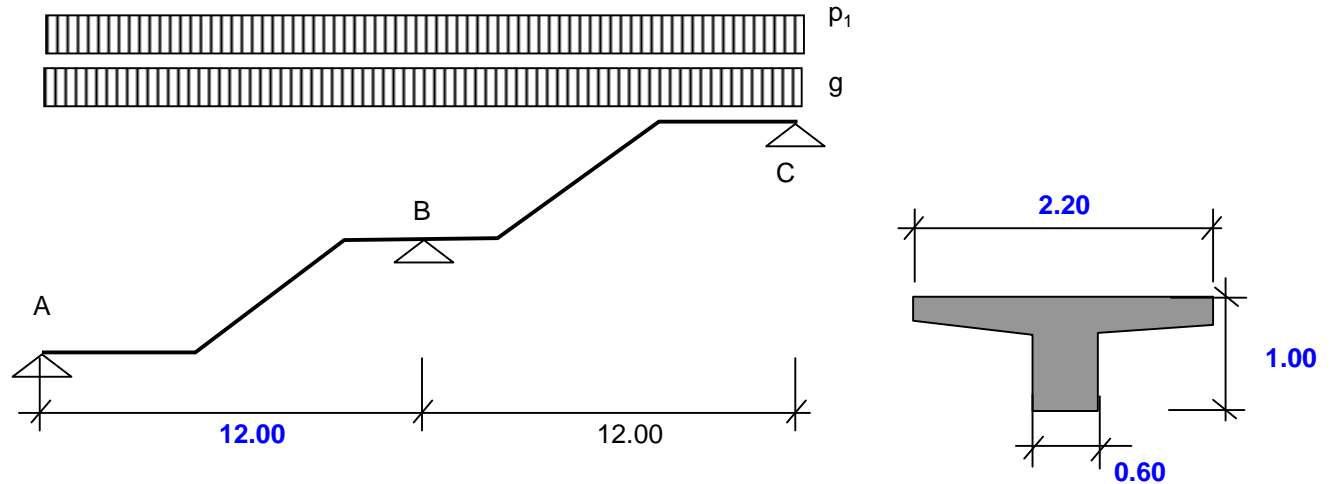
Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = **0.020** m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F_e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Ap. MaX.	-0.85	0.00	0.8	0.30	0.28	1.00	29.88	0.426	1.31	φ8c/15 cm [sup]

4.1.2. Viga

Esquema estático



Cargas actuantes

$g_{pp} = 2.52$ ton/m (Peso Propio Viga)
 $g_{perm} = 0.52$ ton/m (Carga Permanente)
 $g_b = 0.03$ ton/m (barandas)

 $p_1 = 1.10$ ton/m (Sobrecarga en Losa)

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = **0.025** m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	Fe	Adoptado
	[tonm]	[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]			[cm ²]	
Tramo	42.05	0.00	42.0	1.00	0.95	2.20	21.73	0.431	19.08	4 φ 25 [inf]
Apoyo	-74.90	0.00	74.9	1.00	0.95	0.60	8.50	0.452	35.64	8 φ 25 [sup]

Dimensionamiento a Corte

Recubrimiento = **0.025** m

Sección	Q	M	d	h	b ₀	τ ₀	Zona	τ _c	Fe	Adoptado
	[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ² /m]	
máx	31.21	0.00	1.00	0.95	0.60	55.4	I	22.1	5.54	4r φ 8c/15

PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - ESCALERAS MEMORIA DE CÁLCULO		Hoja:..9..de..20	00
		Preparo : F.O. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

Verificación a Corte y Torsión (Para Sobrecarga desbalanceada)

d	b	b/d	β
[m]	[m]		
0.60	1.00	1.7	4.270

Dimensionado de la armadura Transversal

Sección	M_T	τ_T	Fe_T	Q	τ_C	Fe_c	$\tau_c + \tau_T$	$\tau_c + \tau_T < 1.3\tau_{02}?$	Adoptado
	[ton m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
Ap. 1-1	1.82	21.5	0.72	16.1	11.2	0.89	32.74	ok	4 ramas ϕ 8c/15
Ap. 2-2	1.82	21.5	0.72	26.9	20.4	5.11	41.95	ok	4 ramas ϕ 8c/15
Ap. 3-3	1.82	21.5	0.72	16.1	11.2	2.80	32.74	ok	4 ramas ϕ 8c/15

Dimensionado de la armadura Longitudinal [en laterales]

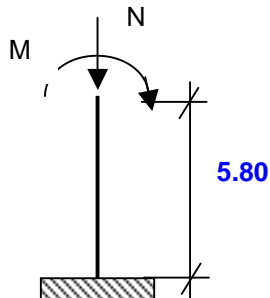
Sección	M_T	τ_T	Fe_T	Adoptado
	[ton m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	
Ap. 1-1	1.82	21.5	0.72	4 ϕ 10 p/cara
Ap. 2-2	1.82	21.5	0.72	4 ϕ 10 p/cara
Ap. 3-3	1.82	21.5	0.72	4 ϕ 10 p/cara

Reacciones

$$\begin{array}{lll}
 R_{Ag} = 13.77 \text{ ton} & R_{Bg} = 45.92 \text{ ton} & R_{Cg} = 13.77 \text{ ton} \\
 R_{Ap\acute{m}ax} = 4.95 \text{ ton} & R_{Bp\acute{m}ax} = 16.50 \text{ ton} & R_{Cp\acute{m}ax} = 4.95 \text{ ton} \\
 R_{Ap\acute{m}in} = 2.48 \text{ ton} & R_{Bp\acute{m}in} = 8.25 \text{ ton} & R_{Cp\acute{m}in} = 2.48 \text{ ton} \\
 M_{Ap\acute{m}in} = 1.82 \text{ ton m} & M_{Bp\acute{m}in} = 3.63 \text{ ton m} & M_{Cp\acute{m}in} = 1.82 \text{ ton m}
 \end{array}$$

4.1.3. Columna de escalera (Apoyo B)

Esquemático

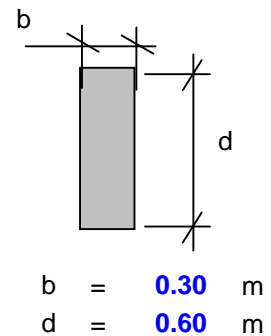


Cargas Actuantes

N_{pp}	=	0.98	ton	Peso Propio Columna
N_g	=	45.92	ton	Reaccion Carga Permanente
N_p	=	16.50	ton	Reaccion Sobrecarga
N_p	=	8.25	ton	Reaccion Sobrecarga desbalanc.
M_p	=	3.63	ton	Reaccion Sobrecarga desbalanc.

Características Geométricas de la sección

A	=	0.18	m^2	Área de la sección Transversal
J	=	0.0054 / 0.0014	m^4	Momento de Inercia
i	=	0.17 / 0.09	m	Radio de giro



Verificación a FlexoCompresión (Procedimiento simplificado Cuaderno 240)

	Transv	Long	
β	=	2	1
L	=	5.80 m	5.80 m
e/d	=	0.11	0.00
			Coeficiente de longitud equivalente de pandeo
			Longitud de la barra
			Excentricidad relativa para carga máxima tabla25
λ	=	$\beta \times L / i =$	67 <70
			67 <70
			Esbeltez de la barra

Excentricidad suplementaria	f	=	=	0.129 m	/	0.000 m	
	e_k	=	$Sk/600$	=	0.019 m	/	0.019 m
Momento flexor equivalente	M	=	$(f+e_k) \times P + Mo$	=	11.814 tonm	/	1.226 tonm

Dimensionamiento a Flexocompresion (Diagramas de Interacción)

$\beta_r = \mathbf{2300}$ ton/m² Recubrimiento = **0.020** m

Sección	M_{col}^{II}	N_{col}	d	b	A	n	m	ω	μ	F_e	Adoptado
	[tonm]	[ton]								[m]	
Max Inercia	11.81	55.15	0.60	0.30	0.18	0.13	0.05	0.00	0.4%	7.20	3ϕ20 [c/c] (*)
Mín. Inercia	1.23	63.40	0.30	0.60	0.18	0.15	0.01	0.00	0.4%	7.20	2ϕ20+ϕ12 [c/c] (*)

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - ESCALERAS
MEMORIA DE CÁLCULO

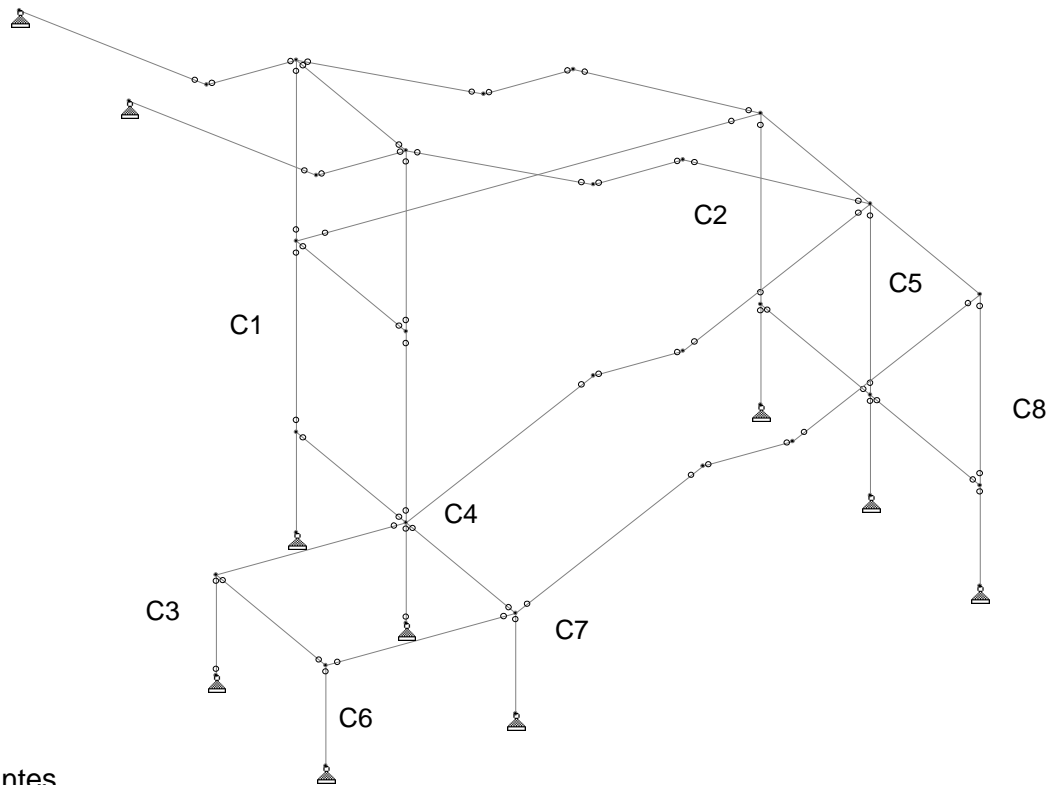
Preparo : F.O.
Fecha : 29/11/2016
Reviso : R.P.

4.2. Escaleras Lado Este

4.2.1. Generalidades

Se elabora un modelo tridimensional de barras y se resuelve mediante un proceso Staad Pro.
Se consideran cargas verticales unicamente.

Vista modelo



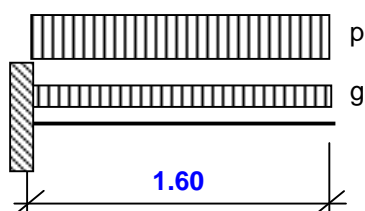
Cargas Actuantes

- $g_{pp} = 0.36 \text{ ton/m}^2$ (Peso Propio)
- $g_{perm} = 0.18 \text{ ton/m}^2$ (Carga Permanente)
- $g_{bar} = 0.03 \text{ ton/m}$ (Barandas)
- $p = 0.50 \text{ ton/m}^2$ (Sobrecarga)

4.2.2. Losas

4.2.1.1. Voladizos

Esquemático



Cargas Actuantes

$$\begin{aligned}
 g_{pp} &= 0.36 \text{ ton/m}^2 \text{ (Peso Propio)} \\
 g_{perm} &= 0.18 \text{ ton/m}^2 \text{ (Carga Permanente)} \\
 p &= 0.50 \text{ ton/m}^2 \text{ (Sobrecarga)}
 \end{aligned}$$

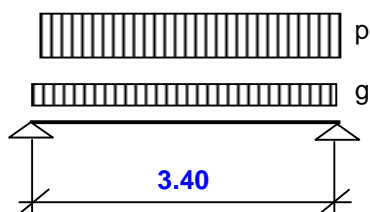
Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = **0.020** m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Ap. MaX.	-1.33	0.00	1.3	0.15	0.13	1.00	10.83	0.444	4.73	φ10c/15 cm [sup]

4.2.1.2. Losas Típicas

Esquemático



Cargas Actuantes

$$\begin{aligned}
 g_{pp} &= 0.36 \text{ ton/m}^2 \text{ (Peso Propio)} \\
 g_{perm} &= 0.18 \text{ ton/m}^2 \text{ (Carga Permanente)} \\
 p &= 0.50 \text{ ton/m}^2 \text{ (Sobrecarga)}
 \end{aligned}$$

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = **0.020** m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Tr.. MaX.	1.50	0.00	1.5	0.15	0.13	1.00	10.20	0.448	5.39	φ10c/15 cm [inf]

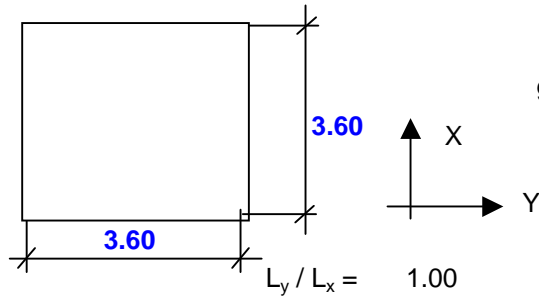
Armadura Longitudinal Adoptada **φ 8 c/15**

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - ESCALERAS
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O.
Fecha : 29/11/2016
Reviso : R.P.

4.2.1.3. Losa 1º descanso

Esquemá estático



Cargas Actuantes

$$g_{pp} = 0.36 \text{ ton/m}^2 \text{ (Peso Propio)}$$

$$g_{perm} = 0.18 \text{ ton/m}^2 \text{ (Carga Permanente)}$$

$$p = 0.50 \text{ ton/m}^2 \text{ (Sobrecarga)}$$

Solicitaciones dimensionantes (De Tabla 2.2.1. Betton Calender) - Esquema 1

Tramo X: $m_{xm} = 27.20 \implies M_{xm} = 0.50 \text{ tonm/m}$

Tramo Y: $m_{ym} = 27.20 \implies M_{ym} = 0.50 \text{ tonm/m}$

Dimensionamiento a Flexión

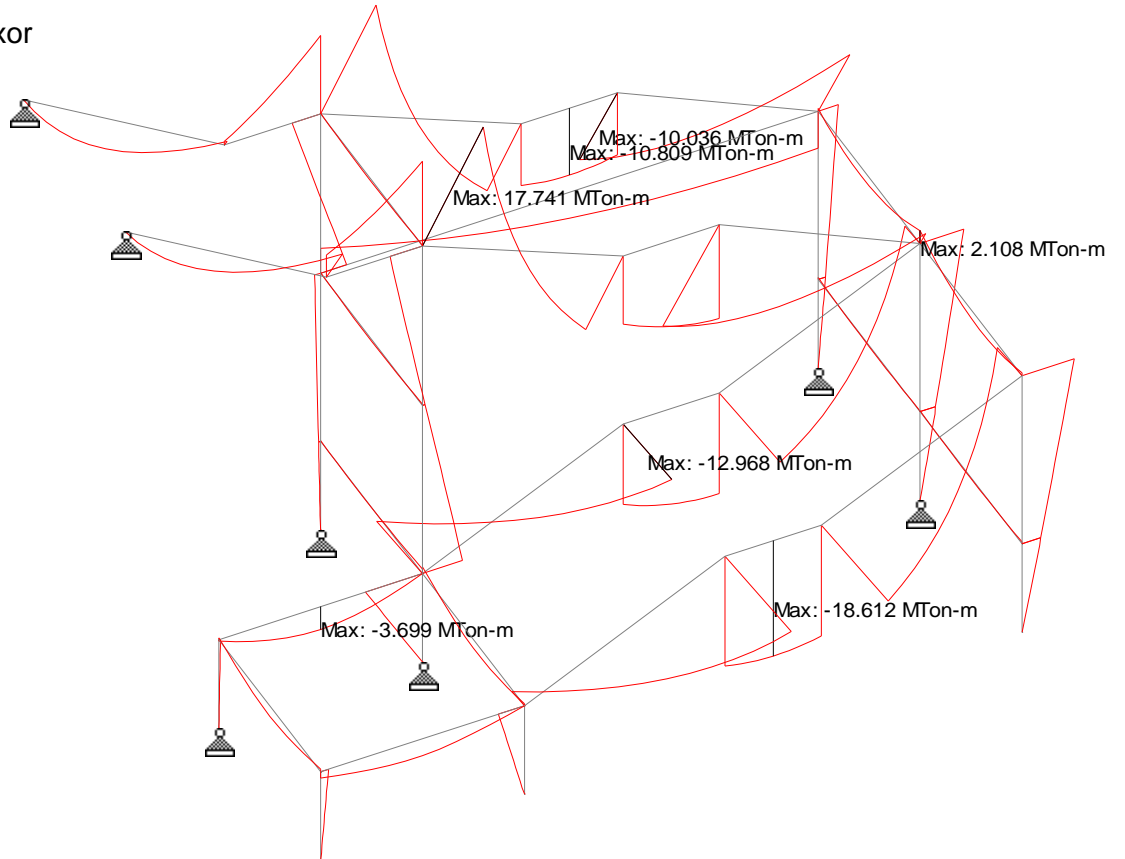
Recubrimiento = 0.020 m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F_e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Tramo X.	0.50	0.00	0.5	0.15	0.13	1.00	17.76	0.435	1.72	ϕ 10 c / 15 cm [inf]
Tramo Y.	0.50	0.00	0.5	0.15	0.13	1.00	17.76	0.435	1.72	ϕ 10 c / 15 cm [inf]

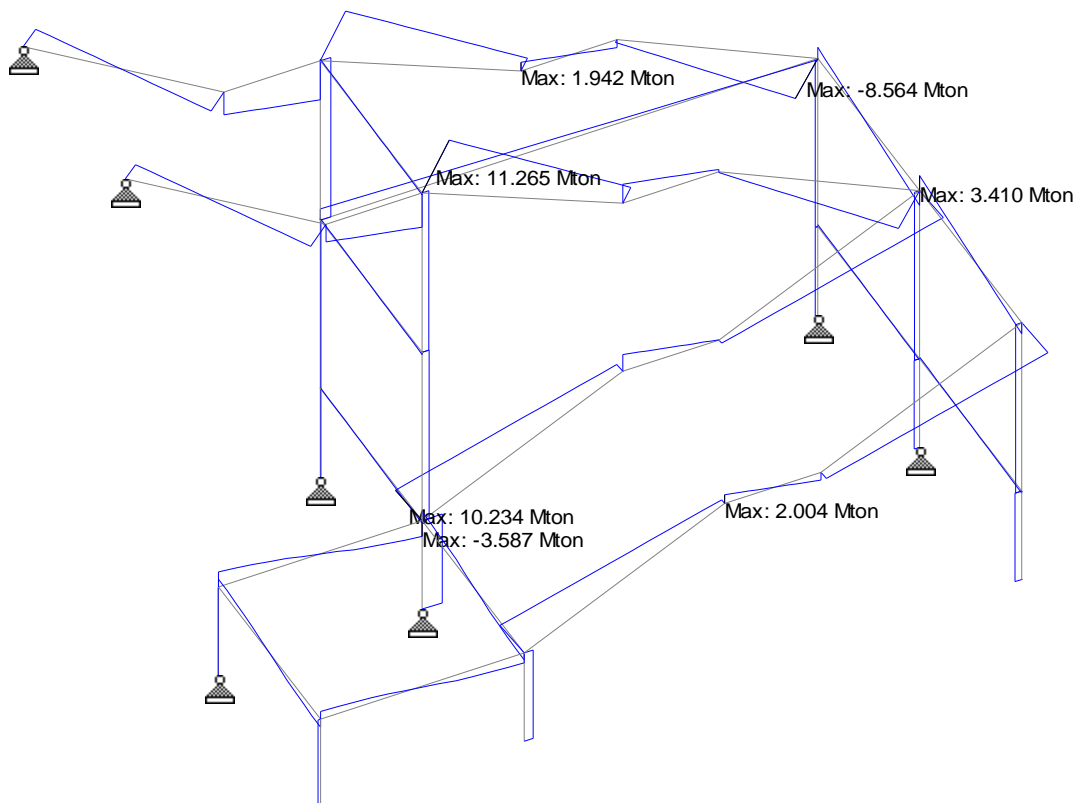
4.2.3. Vigas

4.2.3.1. Diagramas de Características

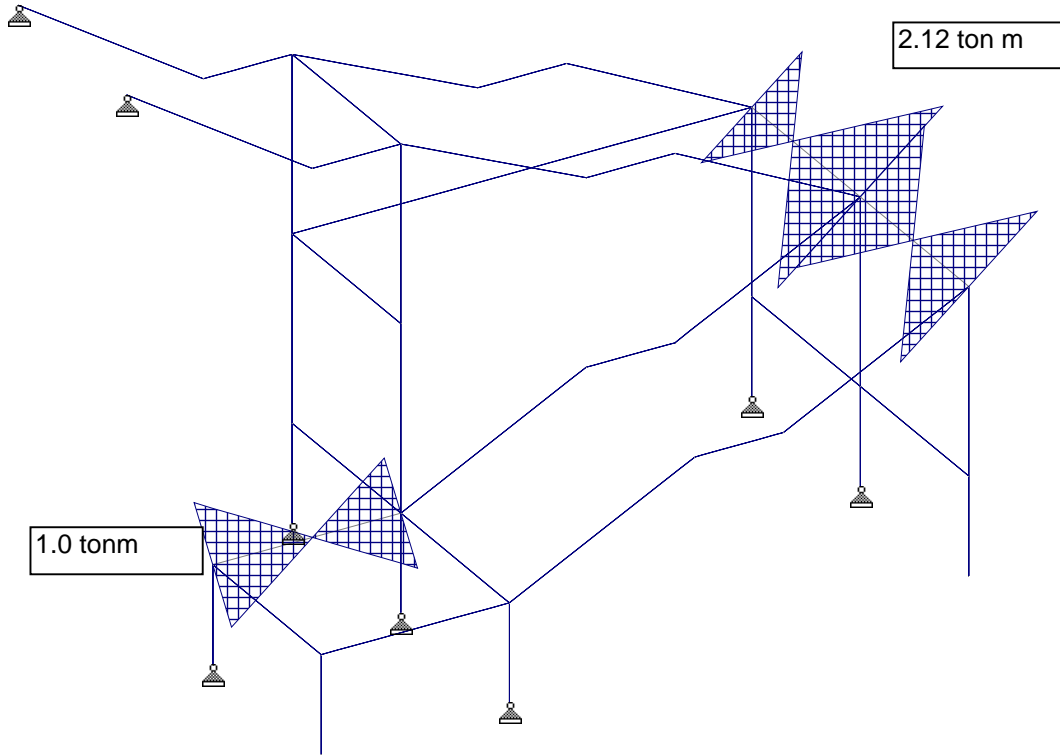
Momento Flexor



Corte Vertical



Torsion



PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - ESCALERAS MEMORIA DE CÁLCULO		Hoja:..16..de..20	00
		Preparo : F.O. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

4.2.3.2. Vigas de Escalera

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = **0.020** m

Sección	M	N	M _e	d	h	b	k _h	k _e	F _e	k _e '	F _e '	Adoptado
	[ton m]	[ton]	[ton m]	[m]	[m]	[m]			[cm ²]		[cm ²]	
Tr.Máx	18.60	0.0	18.6	0.70	0.67	0.20	6.95	0.465	12.91	0.000	0.00	4φ20 [inf]
Ap. Inf	-12.30	0.0	12.3	0.70	0.67	0.20	8.54	0.452	8.30	0.000	0.00	2φ16+2φ16 [sup]
Ap. Inter.	-8.50	0.0	8.5	0.70	0.67	0.20	10.28	0.448	5.68	0.000	0.00	2φ16+2φ12 [sup]
Ap. Sup.	-17.70	0.0	17.7	0.70	0.67	0.20	7.12	0.465	12.28	0.000	0.00	4φ20 [sup]

Dimensionamiento a Corte

Recubrimiento = **0.020** m

Sección	Q	M	d	h	b ₀	τ ₀	Zona	τ _c	F _e	Adoptado
	[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ² /m]	
Apoyo Máx	11.30	17.70	0.70	0.67	0.20	99.2	I	41.0	3.42	E° φ8c/15cm

4.2.3.3. Vigas 1er descanso

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = **0.020** m

Sección	M	N	M _e	d	h	b	k _h	k _e	F _e	k _e '	F _e '	Adoptado
	[ton m]	[ton]	[ton m]	[m]	[m]	[m]			[cm ²]		[cm ²]	
Tr.Máx	3.70	0.0	3.7	0.50	0.47	0.20	10.93	0.444	3.50	0.000	0.00	2φ16 [inf]

Dimensionamiento a Corte

Recubrimiento = **0.020** m

Sección	Q	M	d	h	b ₀	τ ₀	Zona	τ _c	F _e	Adoptado
	[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ² /m]	
Apoyo Máx	3.50	0.00	0.50	0.47	0.20	43.8	I	17.5	1.46	E° φ8c/15cm

Verificación a Corte y Torsión

d	b	b/d	β
[m]	[m]		
0.20	0.50	2.5	3.880

Dimensionado de la armadura Transversal

Sección	M _T	τ _T	F _{eT}	Q	τ _c	F _{eC}	τ _c + τ _T	τ _c +τ _T <1.3τ ₀₂ ?	Adoptado
	[ton m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
Ap. 1-1	1.0	194.0	3.09	4	15.1	0.40	209.06	ok	2 ramas φ 8c/15

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - ESCALERAS MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..17..de..20	00
		Preparo : F.O. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

Dimensionado de la armadura Longitudinal [en laterales]

Sección	M_T	τ_T	Fe_T	Adoptado
	[ton m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	
Ap. 1-1	1.0	194.0	3.09	2 ϕ 8 p/cara

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN BUENOS AIRES - ESCALERAS MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..18..de..20	00
		Preparo : F.O. Fecha : 29/11/2016 Reviso : R.P.	

4.2.3.3. Viga Dintel Pórtico Transversal N°2

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = **0.020** m

Sección	M	N	M _e	d	h	b	k _h	k _e	F _e	k _e '	F _e '	Adoptado
	[ton m]	[ton]	[ton m]	[m]	[m]	[m]			[cm ²]		[cm ²]	
Tr.Máx	1.45	0.0	1.5	0.50	0.47	0.25	19.52	0.431	1.33	0.000	0.00	2φ16 [inf]
Ap.	-2.10	0.0	2.1	0.50	0.47	0.25	16.22	0.435	1.94	0.000	0.00	2φ16 [sup]

Dimensionamiento a Corte

Recubrimiento = **0.020** m

Sección	Q	M	d	h	b ₀	τ ₀	Zona	τ _c	F _e	Adoptado
	[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ² /m]	
Apoyo Máx	3.40	0.00	0.50	0.47	0.25	34.0	I	13.6	1.42	E° φ10c/15cm

Verificación a Corte y Torsión

d	b	b/d	β
[m]	[m]		
0.25	0.50	2.0	4.070

Dimensionado de la armadura Transversal

Sección	M _T	τ _T	F _{eT}	Q	τ _c	F _{e_c}	τ _c + τ _T	τ _c +τ _T <1.3τ ₀₂ ?	Adoptado
	[ton m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
Ap. 1-1	2.1	276.1	4.91	3.4	11.7	0.38	287.81	ok	2 ramas φ10c/15

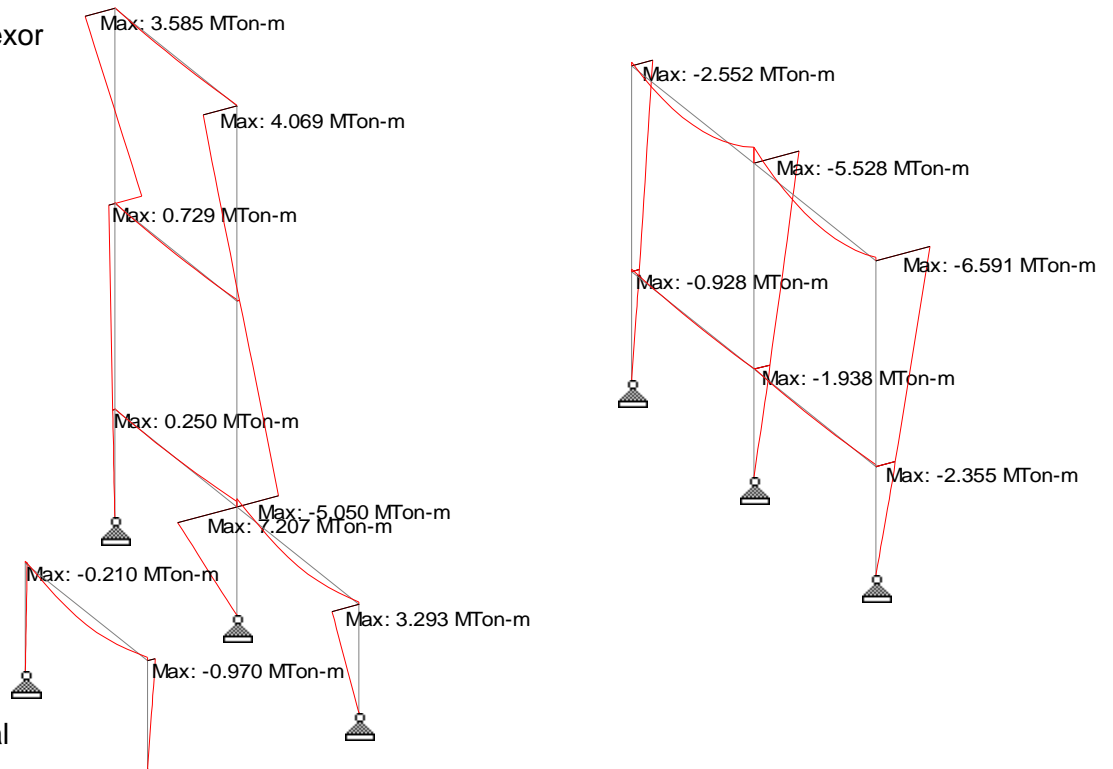
Dimensionado de la armadura Longitudinal [en laterales]

Sección	M _T	τ _T	F _{eT}	Adoptado
	[ton m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	
Ap. 1-1	2.1	276.1	4.91	2 φ 10 p/cara

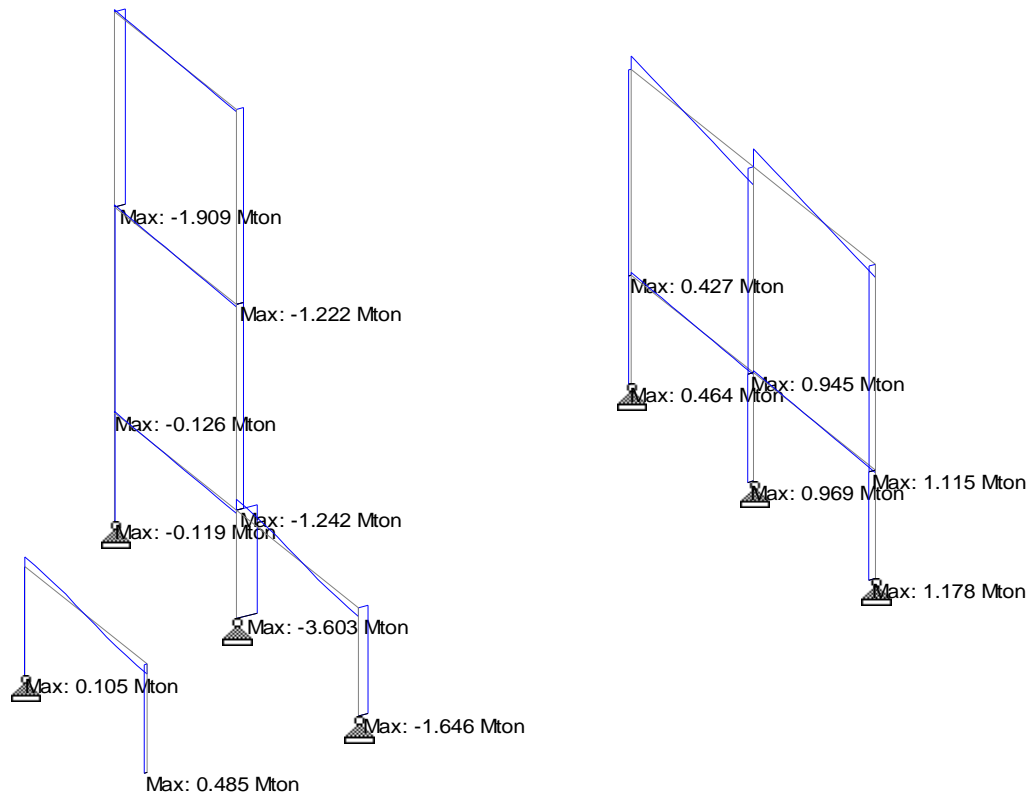
4.2.4. Columnas

4.2.4.1. Diagramas de Características

Momento Flexor



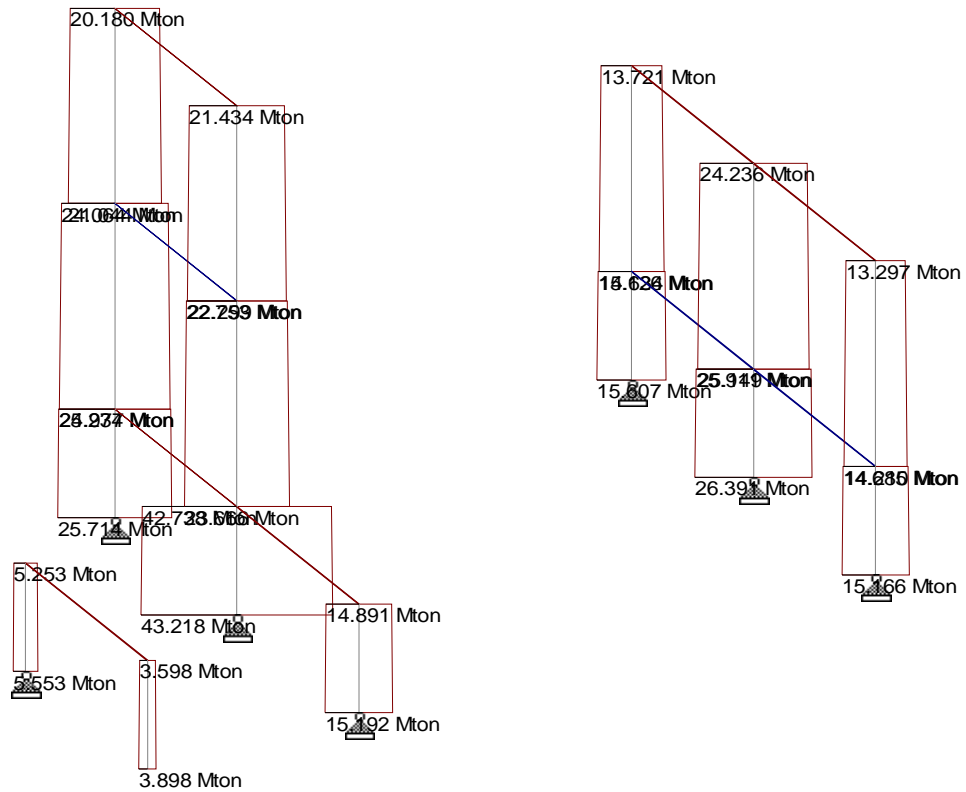
Corte Vertical



VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - ESCALERAS
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O.
Fecha : 29/11/2016
Reviso : R.P.

Esfuerzo Normal



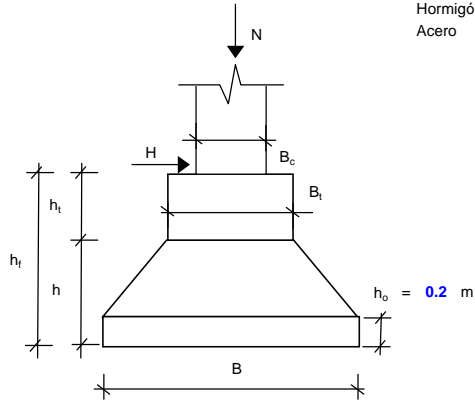
4.2.4.2. Dimensionamiento a Flexocompresión (Diagramas de Interacción)

$\beta_r = 2300 \text{ ton/m}^2$

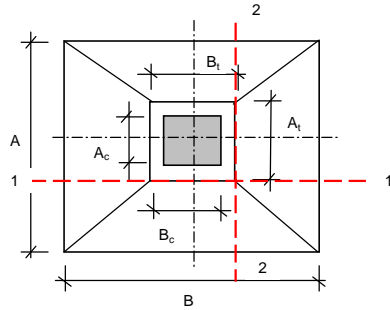
Recubrimiento = **0.020** m

Sección	M_{col}^{II}	N_{col}	d	b	A	n	m	ω	μ	F_e	Adoptado
	[tonm]	[ton]								[m]	
C1	3.60	20.00	0.40	0.25	0.10	0.09	0.04	0.00	0.4%	4.00	4ϕ16+2ϕ12
C2	2.55	13.70	0.40	0.25	0.10	0.06	0.03	0.02	0.4%	4.00	4ϕ16+2ϕ12
C3	0.20	5.50	0.20	0.20	0.04	0.06	0.01	0.04	0.4%	1.60	4ϕ12
C4	7.20	23.00	0.40	0.25	0.10	0.10	0.08	0.08	0.4%	4.38	4ϕ16+2ϕ12
C5	5.15	24.00	0.40	0.25	0.10	0.10	0.06	0.04	0.4%	4.00	4ϕ16+2ϕ12
C6	0.90	4.00	0.20	0.20	0.04	0.04	0.05	0.06	0.4%	1.60	4ϕ12
C7	3.50	15.90	0.40	0.25	0.10	0.07	0.04	0.02	0.4%	4.00	4ϕ16+2ϕ12
C8	6.15	13.70	0.40	0.25	0.10	0.06	0.07	0.07	0.4%	4.00	4ϕ16+2ϕ12

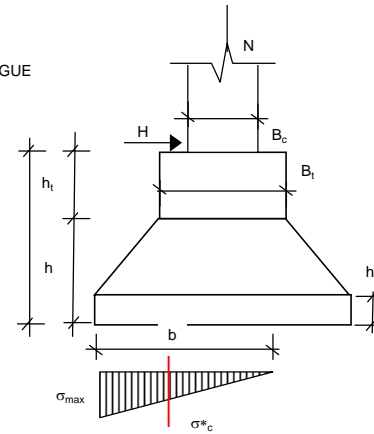
BASES CENTRADAS



Hormigón H - 30 $\beta_r = 2,300 \text{ ton/m}^2$
Acero ADN - 420 $F_y = 4.20 \text{ ton/cm}^2$ $\sigma_{adm} = 2.40 \text{ ton/cm}^2$ $v = 1.75$



CON DESPEGUE



BASE	N [ton]	H [ton]	M [ton m]	A [m]	B [m]	h_{base} [m]	h_{adop} [m]	h_r [m]	h_t [m]	B_c [m]	A_c [m]	B_t [m]	A_t [m]	Area [m ²]	W_1 [m ³]	W_2 [m ³]	A_{sup} [m ²]	A_{inf} [m ²]	V_{base} [m ³]	V_{tronco} [m ³]	V_{total} [m ³]	G_{base} [ton]	G_{suelo} [ton]	e [m]	e < B/6 ?	e < B/3 ?	σ_{max}	σ_{min}	σ_{adm}	chk	μ	chk	$\sigma_{cmáx}$	b [m]	σ_{c_c}	$\sigma_{cmín}$	M_1 [ton m]	F_{enect} [cm ²]	Adoptadg	F_{eadop} [cm ²]	M_2 [ton m]	F_{enec2} [cm ²]	Adoptadg	F_{eados} [cm ²]
																											[ton/m ²]	[ton/m ²]					[ton/m ²]		[ton/m ²]	[ton/m ²]								
B1	25.8	0.00	0.0	1.60	1.60	0.43	0.50	1.50	1.00	0.40	0.25	0.45	0.30	2.56	0.68	0.68	0.14	2.56	0.84	0.14	0.98	2.34	5.44	0.00	OK	OK	13.12	13.12	15	OK	0.30	OK	12.20	---	12.2	12.2	4.125	4.49	11φ10	8.69	3.228	3.52	11φ10	8.69
B2	15.8	0.00	0.0	1.20	1.20	0.30	0.50	1.50	1.00	0.40	0.25	0.45	0.30	1.44	0.29	0.29	0.14	1.44	0.49	0.14	0.62	1.50	2.92	0.00	OK	OK	14.04	14.04	15	OK	0.30	OK	13.00	---	13	13	1.579	1.72	8φ10	6.32	1.097	1.19	8φ10	6.32
B3	5.7	0.00	0.0	1.00	1.00	0.23	0.30	1.50	1.20	0.25	0.25	0.30	0.30	1.00	0.17	0.17	0.09	1.00	0.25	0.11	0.35	0.85	2.18	0.00	OK	OK	8.73	8.73	15	OK	0.30	OK	7.88	---	7.877	7.877	0.482	0.95	7φ10	5.53	0.482	0.95	7φ10	5.53
B4	42.6	0.00	0.0	2.00	2.00	0.57	0.60	1.50	0.90	0.40	0.25	0.45	0.30	4.00	1.33	1.33	0.14	4.00	1.45	0.12	1.57	3.77	8.42	0.00	OK	OK	13.70	13.70	15	OK	0.30	OK	12.75	---	12.75	12.75	9.215	8.21	14φ10	11.06	7.66	6.83	14φ10	11.06
B5	26.5	0.00	0.0	1.60	1.60	0.43	0.50	1.50	1.00	0.40	0.25	0.45	0.30	2.56	0.68	0.68	0.14	2.56	0.84	0.14	0.98	2.34	5.44	0.00	OK	OK	13.39	13.39	15	OK	0.30	OK	12.48	---	12.48	12.48	4.217	4.59	11φ10	8.69	3.3	3.60	11φ10	8.69
B6	3.5	0.00	0.0	1.00	1.00	0.23	0.30	1.50	1.20	0.25	0.25	0.30	0.30	1.00	0.17	0.17	0.09	1.00	0.25	0.11	0.35	0.85	2.18	0.00	OK	OK	6.53	6.53	15	OK	0.30	OK	5.68	---	5.677	5.677	0.348	0.68	7φ10	5.53	0.348	0.68	7φ10	5.53
B7	15.2	0.00	0.0	1.20	1.20	0.30	0.50	1.50	1.00	0.40	0.25	0.45	0.30	1.44	0.29	0.29	0.14	1.44	0.49	0.14	0.62	1.50	2.92	0.00	OK	OK	13.62	13.62	15	OK	0.30	OK	12.58	---	12.58	12.58	1.529	1.67	8φ10	6.32	1.062	1.16	8φ10	6.32
B8	15.3	0.00	0.0	1.20	1.20	0.30	0.50	1.50	1.00	0.40	0.25	0.45	0.30	1.44	0.29	0.29	0.14	1.44	0.49	0.14	0.62	1.50	2.92	0.00	OK	OK	13.66	13.66	15	OK	0.30	OK	12.62	---	12.62	12.62	1.533	1.67	8φ10	6.32	1.064	1.16	8φ10	6.32
B1E1	18.7	0.00	1.3	1.50	1.50	0.28	0.40	1.50	1.10	0.60	1.00	0.65	1.05	2.25	0.56	0.56	0.68	2.25	0.73	0.75	1.48	3.55	3.60	0.05	OK	OK	13.81	9.19	15	OK	0.30	OK	12.23	---	10.92	7.61	0.377	0.53	10φ10	7.90	1.598	2.24	10φ10	7.90
B2E1	55.0	0.00	8.3	2.00	3.00	0.78	0.80	1.50	0.70	0.60	0.30	0.65	0.35	6.00	2.00	3.00	0.23	6.00	2.68	0.16	2.84	6.81	11.71	0.11	OK	OK	15.02	9.49	15	OK	0.30	OK	13.88	---	11.72	8.351	11.35	7.42	15φ10	11.85	18.17	11.88	13φ12	14.69



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - ANDÉN
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0141-00
ELAB.	J.R.			
APROB.	R.P.			

	<p>PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - ANDÉN MEMORIA DE CÁLCULO</p>	<p>Hoja:..2..de..10</p>	<p>00</p>
		<p>Preparo : J.R.</p>	
		<p>Fecha : 30/10/2016</p>	
		<p>Reviso : R.P.</p>	

ÍNDICE

1. Generalidades.
2. Esquemáticos
3. Cálculo de solicitaciones y dimensionamiento

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - ANDÉN MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..10	00
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

1.- GENERALIDADES

La presente memoria de cálculo contiene el diseño estructural del andén de la estación Constitución del Ferrocarril Belgrano Sur, en la Ciudad de Buenos Aires.

La estructura de andén, se materializa mediante losas hucas pretensadas que apoyan sobre pórticos de hormigón armado separados uniformemente, que a su vez apoyan sobre una fundación superficial combinada.

Comprende el cálculo de solicitaciones y dimensionamiento de las secciones de las estructuras y la fundación.

El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

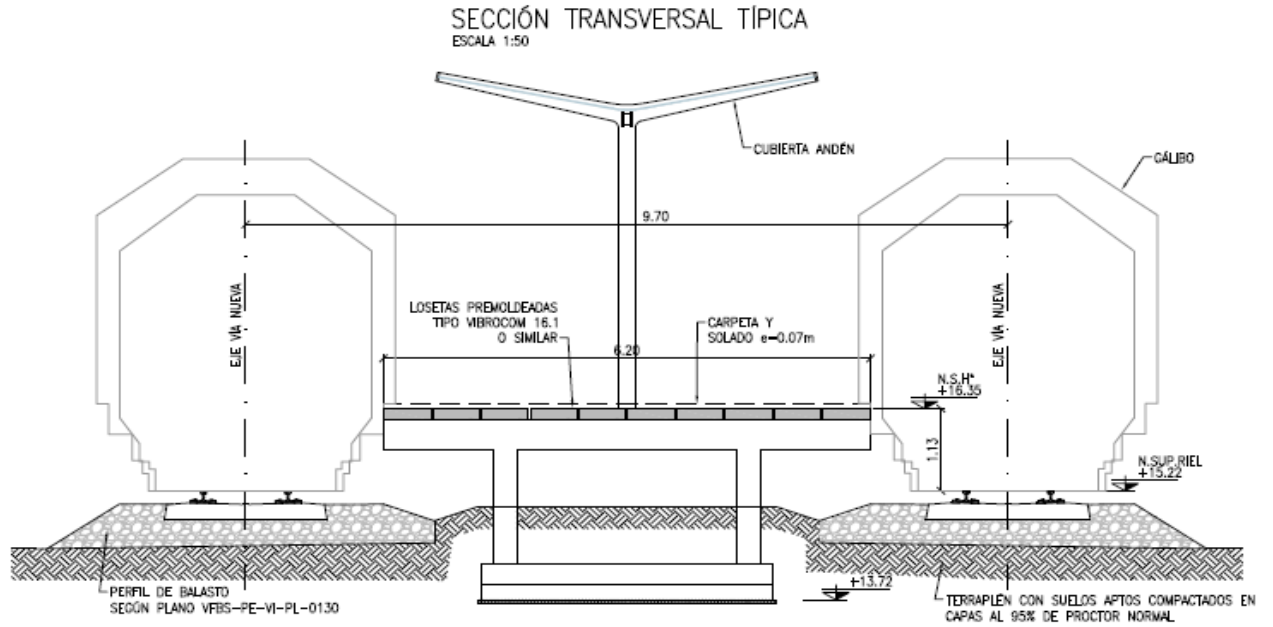
Los materiales previstos en este proyecto son:

-Hormigón para H°A°	H-30	$\sigma'_{bk} = 30 \text{ kg/cm}^2$	
-Hormigón de Limpieza:	H-8	$\sigma'_{bk} = 80 \text{ kg/cm}^2$	
-Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)

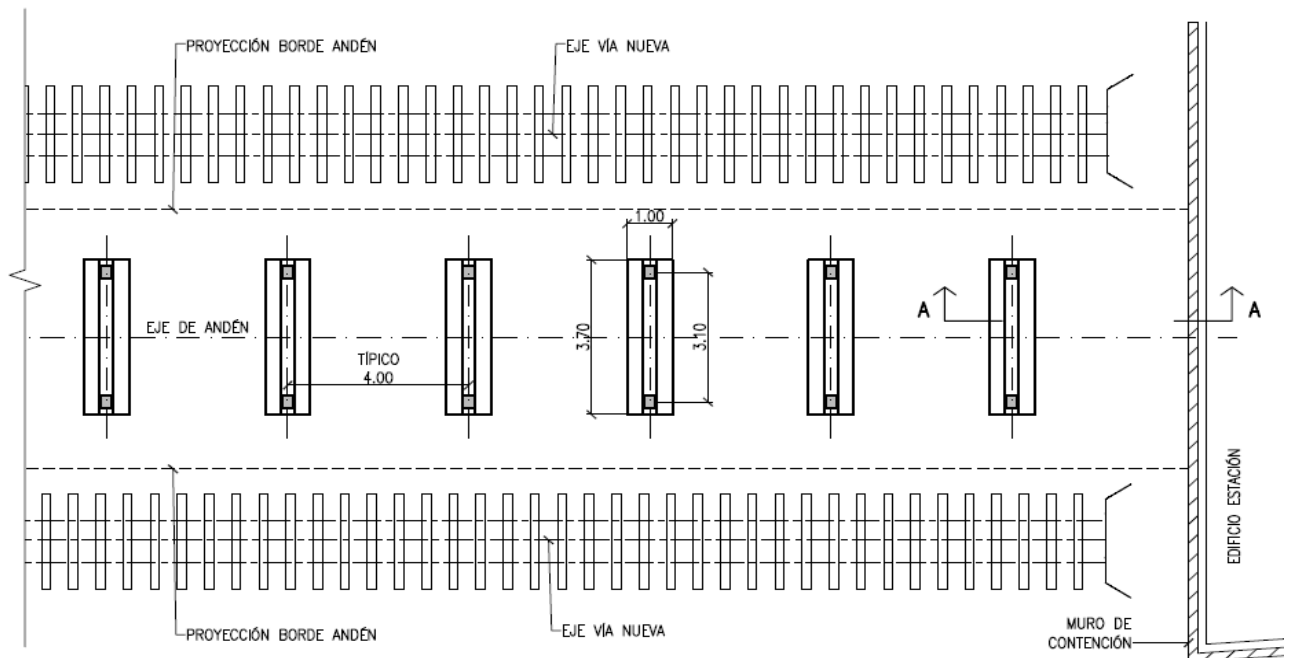
Los parámetros del suelo se adoptan de manera conservadora. Los mismos, deberán ser confirmados y eventualmente adecuados en futuras etapas del proyecto.

Presión admisible	$\sigma_{adm} = 1.50 \text{ kg/cm}^2$	a -1.50 m de profundidad
Coeficiente de balasto vertical	$k_v = 1.00 \text{ kg/cm}^3$	

2.- ESQUEMÁTICOS



NIVEL FUNDACIÓN - PLANTA ESCALA 1:100



3.- CÁLCULO DE SOLICITACIONES Y DIMENSIONAMIENTO

3.1. Losa de andén

La losa de andén se materializa mediante la utilización de losetas huecas pretensadas.

Análisis de Cargas

Peso propio loseta (ya considerado en las tablas) **180.0** kg/m² (*)

Contrapiso + Solado e = **0.07** m **100.0** kg/m²

Sobrecarga de Anden **500.0** kg/m²

600.0 kg/m²

Nota():* no es necesario sumarlo para la sobrecarga

Tabla de losetas marca comercial Vibrocom. Luces admisibles en función de tipo de loseta y sobrecarga.

MODELO	Espesor cm	Peso propio Kg/m ²	Me Kg/m	Sobrecargas Kg/m ²					
				100	200	330	400	500	600
LP 10-1	10	150	430	3,81	3,24	2,78	2,60	2,40	2,24
LP 10-2	10	150	589	4,44	3,77	3,23	3,03	2,79	2,61
LP 10-3	10	150	827	5,24	4,45	3,81	3,57	3,29	3,07
LP 10-4	10	150	1.079	5,98	5,07	4,34	4,06	3,74	3,49
LP 12-1	12	180	982	5,40	4,65	4,02	3,78	3,50	3,27
LP 12-2	12	180	1.390	6,40	5,51	4,77	4,48	4,14	3,88
LP 12-3	12	180	1.663	6,99	6,02	5,21	4,89	4,52	4,23
LP 12-4	12	180	2.091	7,83	6,73	5,83	5,47	5,06	4,73
LP 16-1	16	230	2.540	7,95	6,97	6,12	5,78	5,38	5,05
LP 16-2	16	230	2.868	8,44	7,40	6,50	6,13	5,71	5,36
LP 16-3	16	230	4.276	10,28	9,02	7,92	7,47	6,95	6,52
LP 16-4	16	230	4.683	10,75	9,43	8,28	7,81	7,26	6,82
LP 20-1	20	270	4.077	9,49	8,43	7,47	7,08	6,61	6,22
LP 20-2	20	270	4.567	10,04	8,92	7,90	7,48	6,99	6,58
LP 20-3	20	270	5.585	11,09	9,85	8,73	8,27	7,72	7,27
LP 20-4	20	270	6.269	11,74	10,43	9,24	8,75	8,17	7,69
LP 24-1	24	300	5.062	10,16	9,10	8,12	7,71	7,21	6,81
LP 24-2	24	300	6.034	11,09	9,93	8,85	8,40	7,87	7,42
LP 24-3	24	300	7.849	12,63	11,31	10,08	9,57	8,96	8,45
LP 24-4	24	300	8.908	13,45	12,04	10,74	10,19	9,54	9,00
LP 26-1	26	320	11.771	15,07	13,56	12,14	11,54	10,82	10,22
LP 26-2	26	320	12.240	15,37	13,82	12,37	11,76	11,03	10,42
LP-30-1	30	420	15.390	15,48	14,19	12,91	12,35	11,67	11,09
LP-30-2	30	420	16.736	16,15	14,80	13,46	12,88	12,16	11,56
LP-30-3	30	420	17.463	16,49	15,11	13,75	13,15	12,42	11,80

Considerando una luz entre ejes de pórticos de 4.0 m, se tiene una luz de cálculo de 3.87 m.

Por lo tanto, se adoptan losetas tipo Vibrocom **L16-1**, que cuentan con una luz admisible de cálculo de 5.05 m para los 600 kg/m² de sobrecarga requeridos.

3.2. Pórticos

Se modeliza el pórtico mediante software de cálculo, de manera de obtener las solicitaciones correspondientes.

Se considera un material de la platea con un módulo de elasticidad $E = 340000 \text{ kg/cm}^2$. Para el suelo de fundación, se adoptó un coeficiente de balasto vertical $k_v = 1.00 \text{ kg/cm}^3$.

Para el caso de las sobrecargas, se considera la posibilidad de que sea desbalanceada, tanto en el sentido longitudinal como transversal.

Se modeliza la fundación junto al pórtico, de manera de modelizar el empotramiento elástico de la columna sobre la base.

Modelo de cálculo

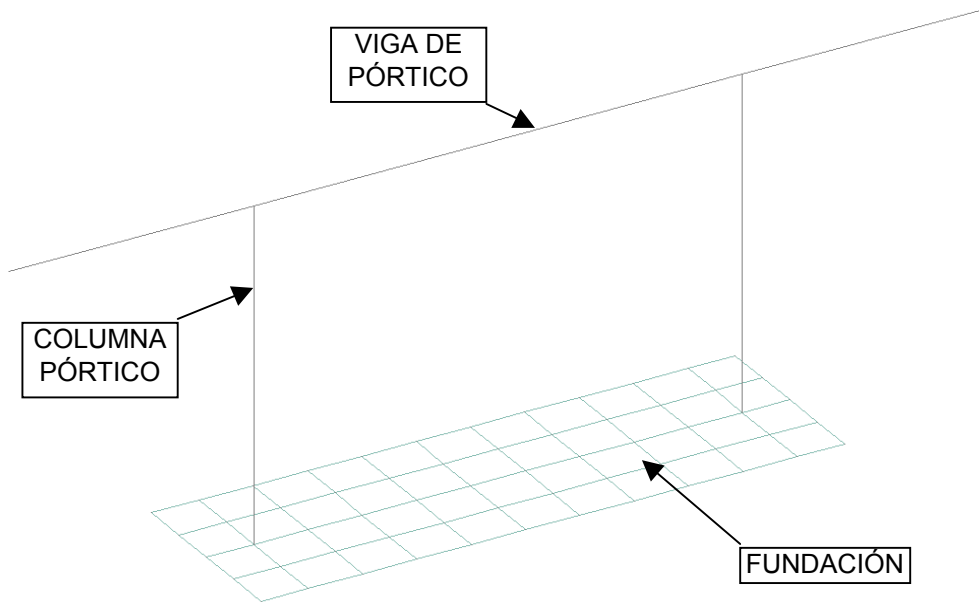
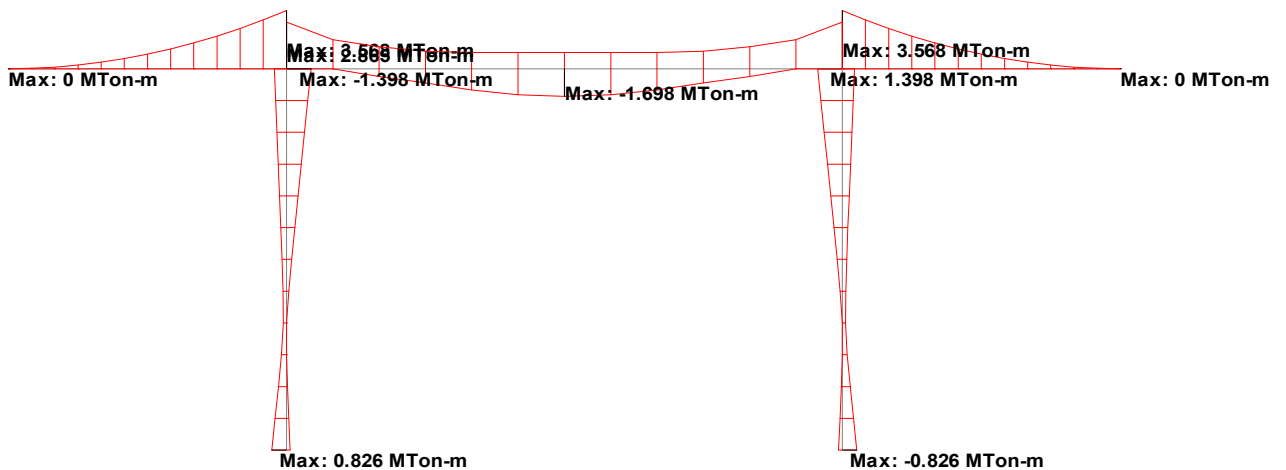
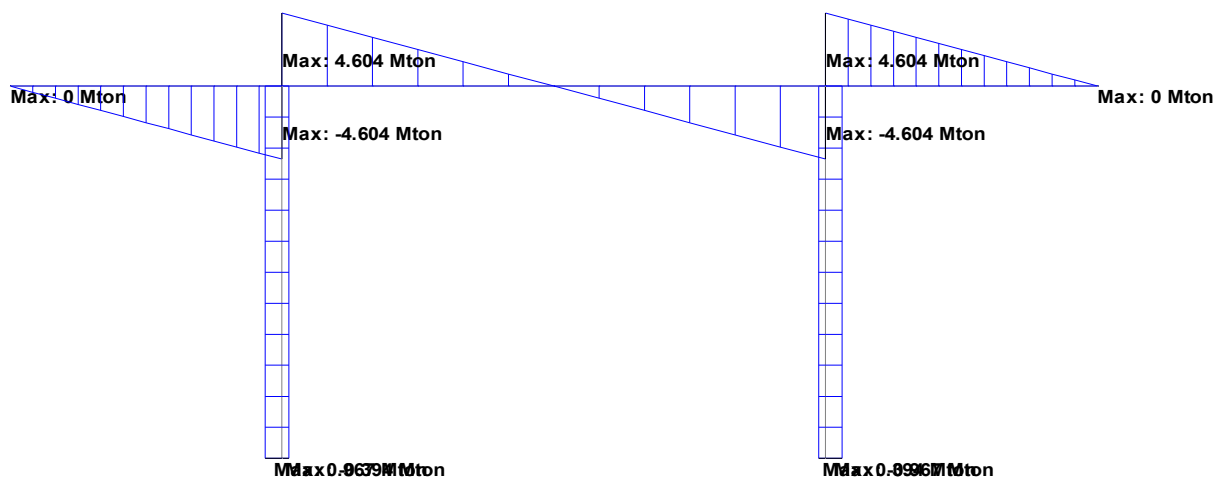


Diagrama envolvente de momentos



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - ANDÉN MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..7..de..10	00
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

Diagrama envolvente de esfuerzos de corte



3.2.1. Vigas de pórtico

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = 0.015 m

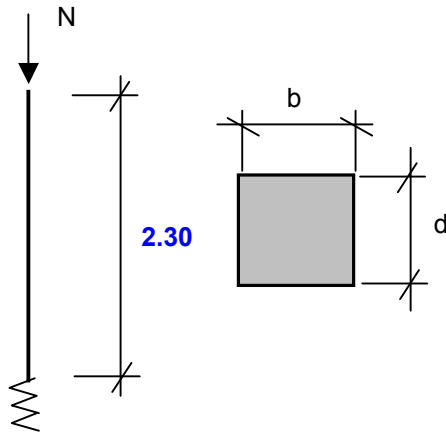
Sección	M	N	M _e	d	h	b	k _h	k _e	F _e	k _e '	F _e '	Adoptado
	[ton.m]	[ton]	[ton.m]	[m]	[m]	[m]			[cm ²]		[cm ²]	
Tramo	1.86	0.0	1.9	0.40	0.38	0.25	13.82	0.439	2.17	0.000	0.00	3Ø12 [inf]
Apoyo	3.57	0.0	3.6	0.40	0.38	0.25	9.98	0.448	4.24	0.000	0.00	3Ø16 [sup]

Dimensionamiento a Corte

Sección	Q	M	d	h	b	τ ₀	Zona	τ _c	Fe	Adoptado
	[ton]	[ton.m]	[m]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ² /m]	
Apoyo	4.60	3.57	0.40	0.38	0.25	52.5	I	21.0	2.19	2 ramas Ø8c/15cm

3.2.2. Columnas de pórtico

Esquemático



Cargas Actuantes

$N_{\text{máx}} = 6.50$ ton Esfuerzo Normal Máximo
 $M_{\text{máx}} = 1.50$ ton Momento máximo
 $e = 0.23$ m

$d = 0.30$ m
 $b = 0.25$ m

Características Geométricas de la sección

$A = d \times b = 0.071 \text{ m}^2$ Área de la sección Transversal $e/d = 0.8$
 $J = b \times d^3 / 12 = 0.001 \text{ m}^4$ Momento de Inercia
 $i = (J/A)^{1/2} = 0.089 \text{ m}$ Radio de giro

Verificación a FlexoCompresión (Procedimiento simplificado Cuaderno 240)

$\beta = 2$ Coeficiente de longitud equivalente de pandeo
 $L = 2.30$ m Longitud de la barra
 $\lambda = \beta \times L / i = 52 < 70$ Esbeltez de la barra

Excentricidad suplementaria $f = 0.100$ m
 $e_k = S_k / 600 = 0.008$ m
 Momento flexor equivalente $M = (f + e_k) \times P = 0.70$ ton.m

Se utiliza la Tabla 8.c. del Cuaderno 220

Dimensionamiento a Flexocompresión Recubrimiento = **0.035** m

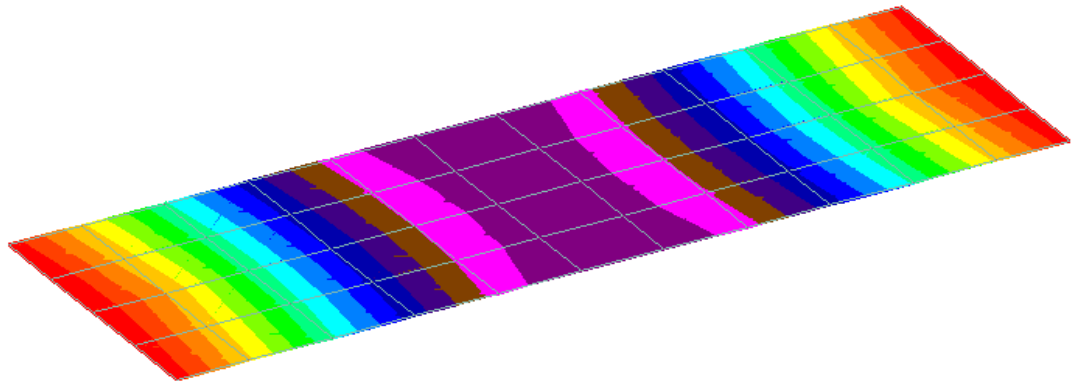
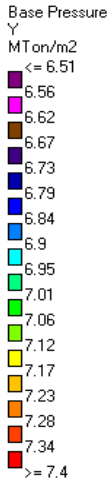
Sección	M	N	A	n	m	ω	μ	F_e	Adoptado
	[tonm]	[ton]	[m ²]					[cm ²]	
$M_{\text{máx}}$	2.20	6.5	0.07	0.040	0.045	0.06	0.4%	2.83	3Ø12 [3.4cm²] a/c

Se adoptan estribos $\phi 8$ c /15

3.3.3. Fundaciones

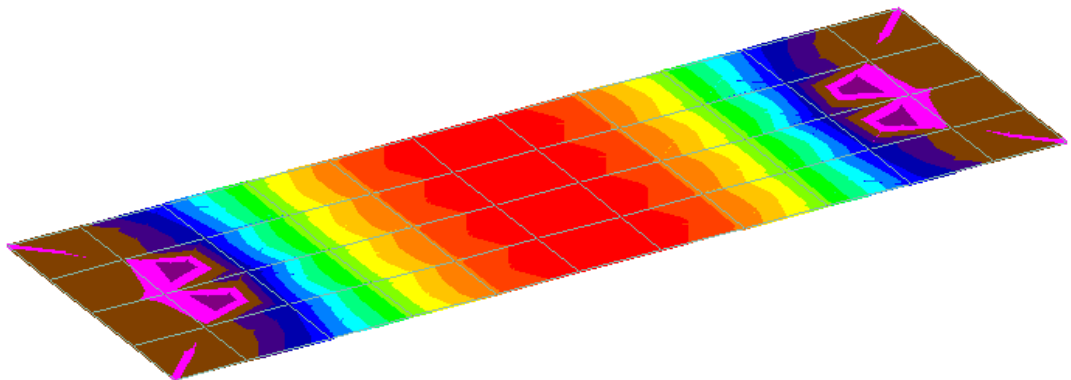
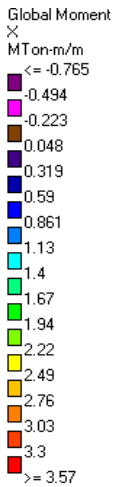
Los resultados obtenidos del modelo son los siguientes.

Presiones en la base de la fundación

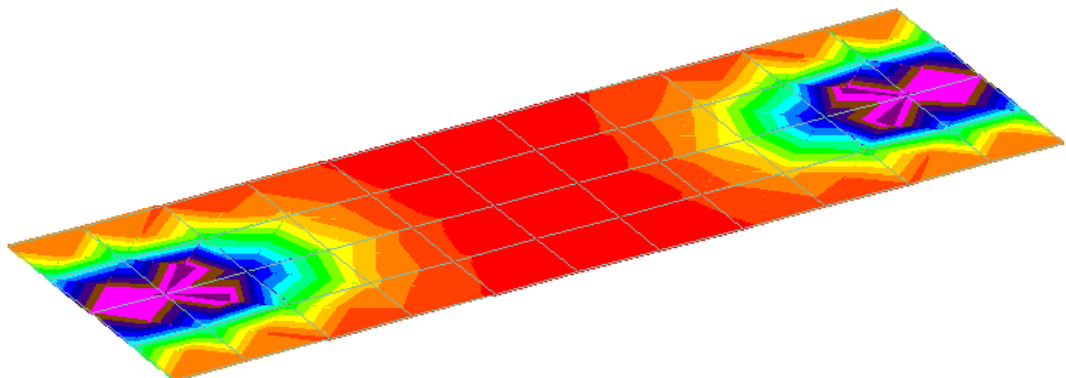
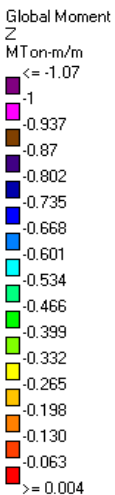


Tensión máxima en el suelo: $\sigma_{\text{máx}} = 7.49 \text{ ton/m}^2 < 15.00 \text{ ton/m}^2 = \sigma_{\text{adm}}$
Verifican las tensiones en el suelo

Momento en sentido transversal al andén



Momento en sentido longitudinal al andén



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - ANDÉN MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..10..de..10	00
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

Dimensionamiento de secciones.

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = **0.050** m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Tramo	3.57	0.00	3.6	0.50	0.45	1.00	23.6	0.97	7.77	4Ø16 [sup]
Apoyo	1.07	0.00	1.1	0.50	0.45	1.00	43.0	0.98	2.35	Ø8c/15 [inf]



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	F.O.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0142-01
ELAB.	M.M.			
APROB.	R.P.			

ÍNDICE

1. Generalidades.
 2. Esquemáticos
 3. Análisis de Cargas.
 4. Modelo de Cálculo
 5. Cálculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones
- Anexo I: Dimensionamiento de Bases

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO - MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..3..de..56..	01
		Preparo : M.M.	
		Fecha : 07/12/2016	
		Reviso : R.P.	

1.- GENERALIDADES

La presente memoria de cálculo contiene el diseño estructural del nuevo edificio de la Estación Constitución para la línea Belgrano Sur

El edificio principal está conformado por una estructura de vigas, losas y columnas de hormigón armado que se fundan sobre bases aisladas.

Cuenta con aleros resueltos mediante vigas metálicas reticuladas con revestimiento de chapa y vidrio.

El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

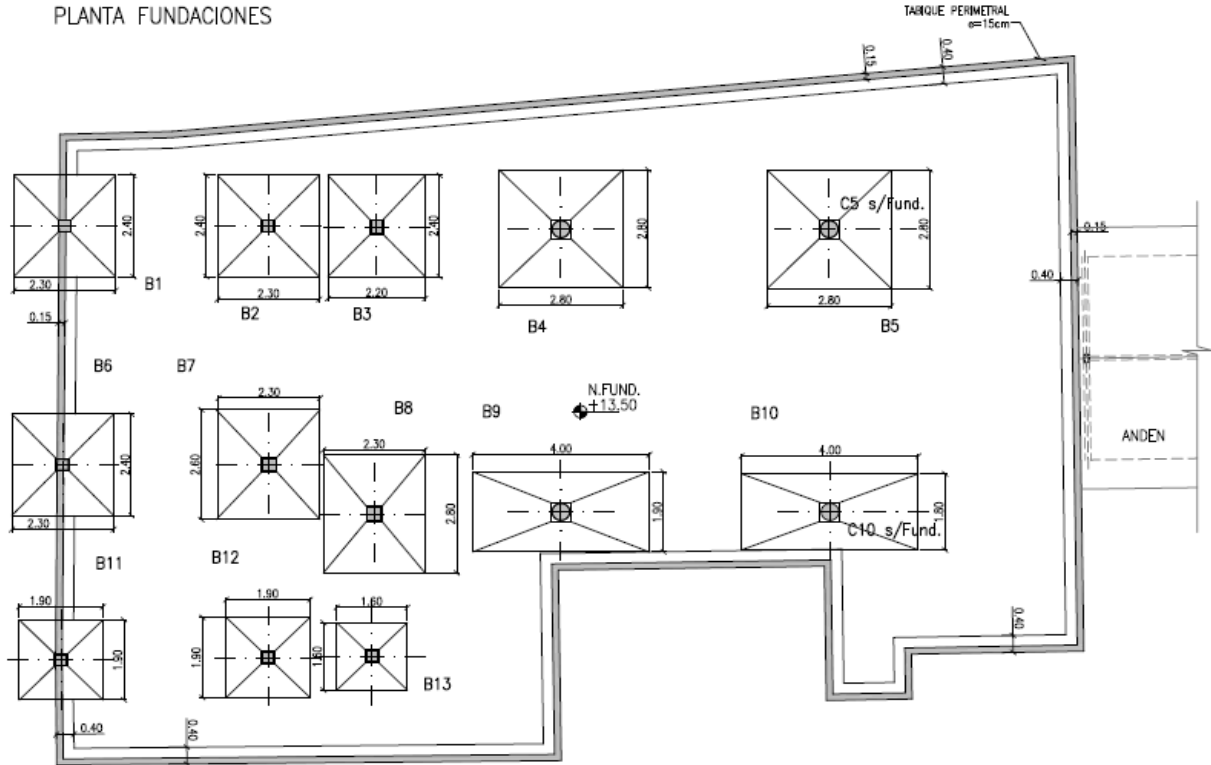
Para el cálculo de solicitaciones de la estructura de hormigón y de acero, y para dimensionamiento de secciones estructurales metálicas se utiliza el software de cálculo Staad Pro 2005

Los materiales previstos en este proyecto son:

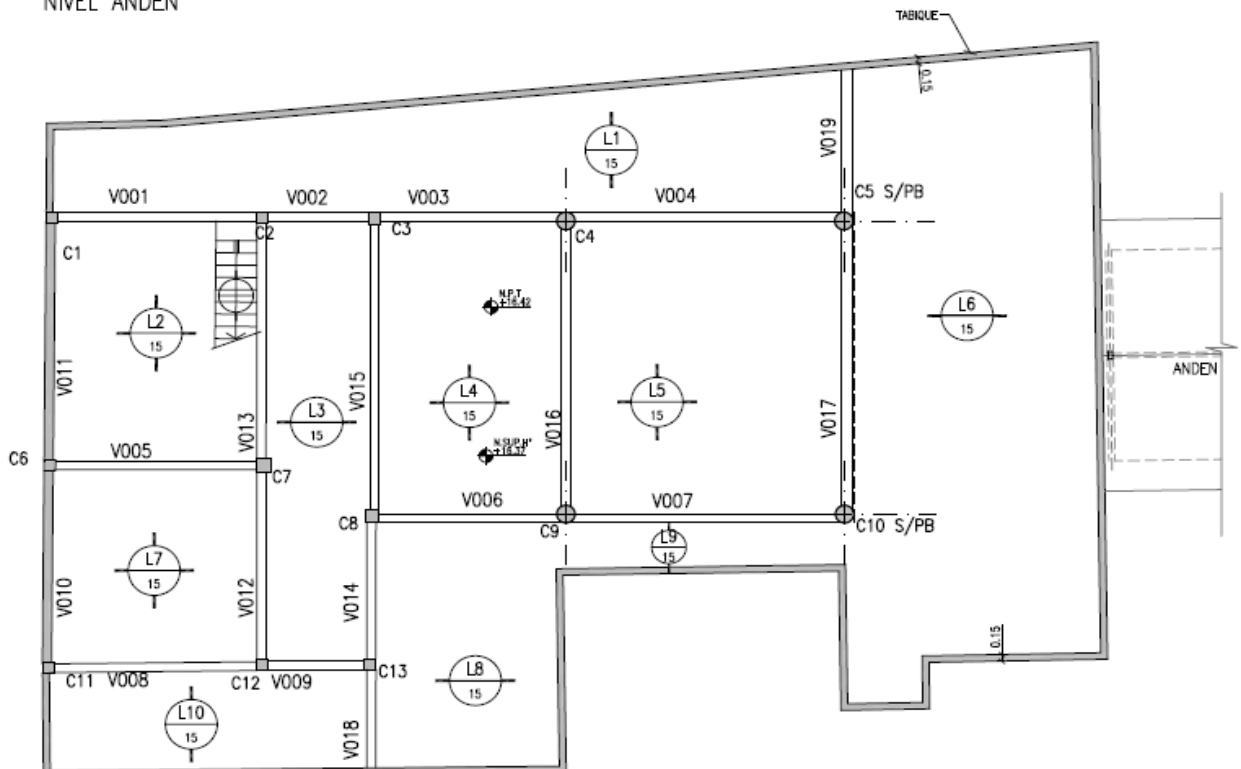
Hormigón armado	H- 30	$\sigma'_{bk} =$	30 MPa	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s =$	420 MPa	(Conformado en barras)
Perfiles Laminados	F- 24	$F_y =$	2400 kg/cm ²	

2.- ESQUEMÁTICOS

PLANTA FUNDACIONES



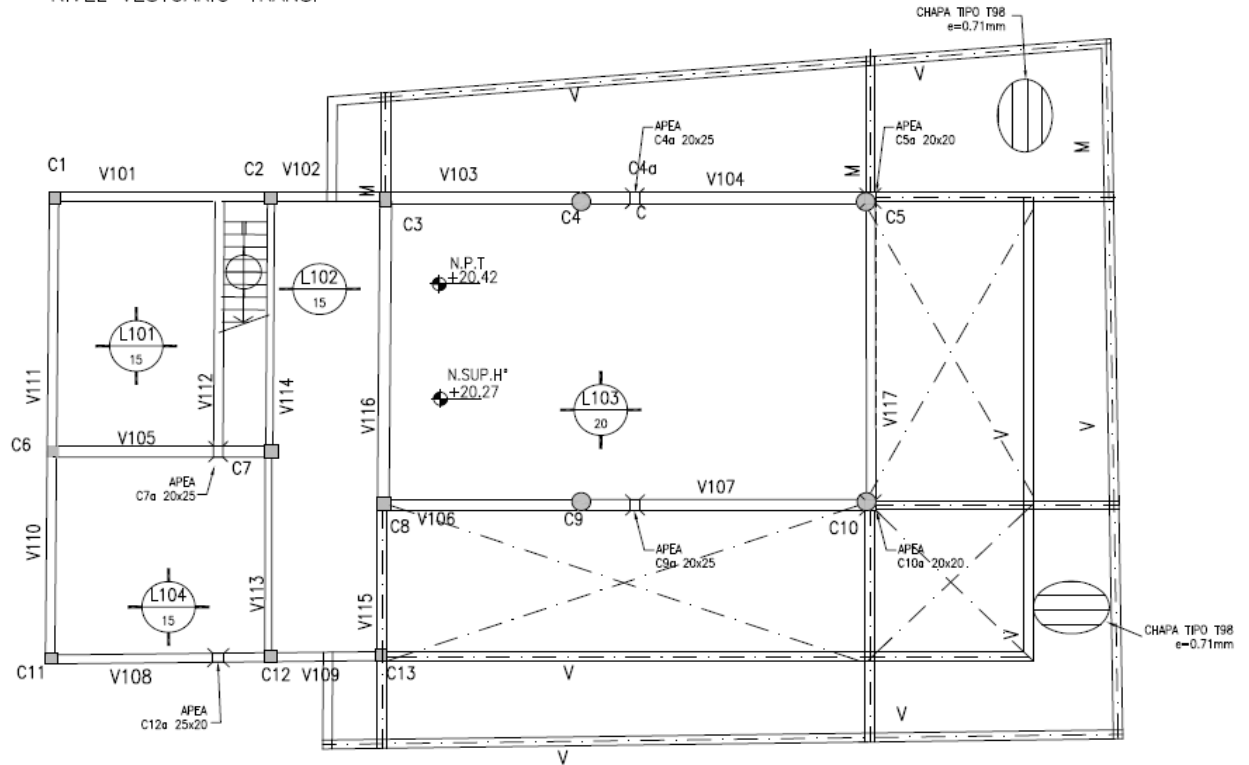
NIVEL ANDEN



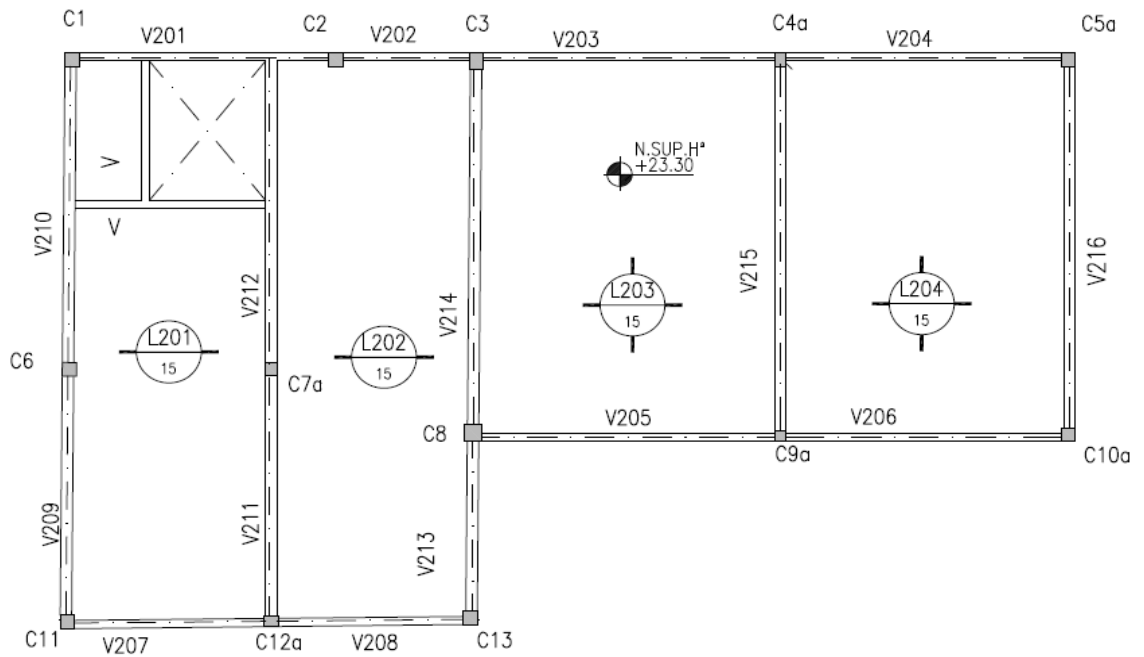
**VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO -
MEMORIA DE CÁLCULO**

Preparo : M.M.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

NIVEL VESTUARIO-TRANSF



NIVEL CUBIERTA



3.- ANÁLISIS DE CARGAS

3.1 Cargas Gravitacionales

3.1.1. Cargas Permanentes

3.1.1.1. Peso Propio

El peso propio de las de la se determina en forma automática por el programa de cálculo en función del peso específico del material y las secciones correspondientes. Para los restantes elementos se efectua un análisis de cargas detallado:

Chapa (Tipo T98 - e = 0.70 mm)		$g_1 = 8.00$	kg/m ²
Vidrio Laminado 5+5mm		$g_2 = 25.00$	kg/m ²
Cielorraso Suspendido		$g_3 = 20.00$	kg/m ²
Contrapiso + carpeta + aislaciones (cubierta)	Espesor	$e = 0.10$	m
	Peso Especifico	$\gamma = 2000$	kg/m ³
		$g_4 = 200$	kg/m ²
Contrapiso + solado	Espesor	$e = 0.10$	m
	Peso Especifico	$\gamma = 2000$	kg/m ³
		$g_5 = 200$	kg/m ²
Muros no portantes	Espesor	$e = 0.15$	m
	Altura	$h = 2.85$	m
	Peso Especifico	$\gamma = 1400$	kg/m ³
		$q = 210$	kg/m ²
		$Q = 599$	kg/m

3.1.2. Sobrecargas

3.1.2.1. Sobrecarga de Planta baja y Primer Piso

Hall de PB	500.0	kg/m ²
Vestuarios	250.0	kg/m ²
Oficinas	250.0	kg/m ²
Baños	200.0	kg/m ²
Sala de Transformadores, salas de baterías	1000.0	kg/m ²
Depósitos	500.0	kg/m ³

3.1.2.1. Sobrecarga de Cubierta

Del CIRSOC 101 para cubiertas inaccesibles $\alpha = 0^\circ \leq 3.00^\circ$ $p_1 = 100.0$ kg/m²

3.2. Cargas Horizontales

3.2.1. Viento

Análisis según C.I.R.S.O.C 102 "Acción del Viento Sobre las Construcciones".

Velocidad de referencia : (Ciudad de Buenos Aires) $\beta = 27.20$ m/s

Coeficiente de velocidad probable

Tabla 2 \Rightarrow Grupo: **2** $c_p = 1.65$

Velocidad básica de diseño $V_0 = c_p \times \beta = 44.88$ m/s

Presión dinámica básica $q_0 = 0.0613 \times V_0^2 = 123.47$ kg/m²

Presión dinámica de cálculo $q_z = c_z \times c_d \times q_0$

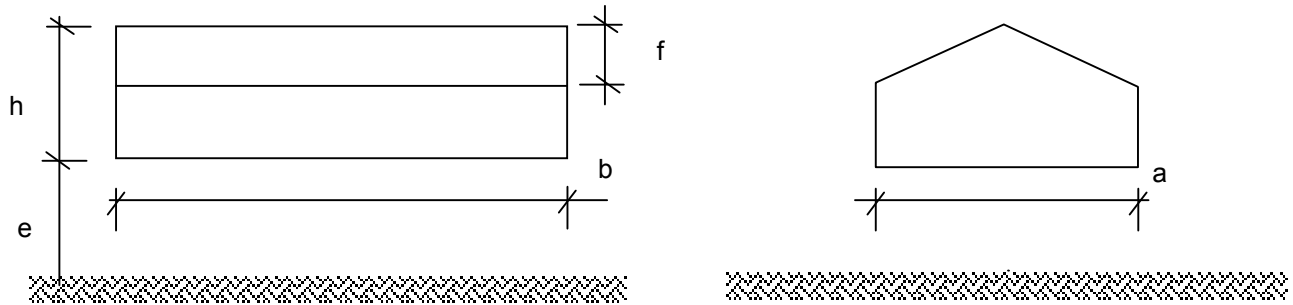
c_d coeficiente de dimensión (tabla 5) $c_d = 0.85$

c_z coeficiente de altura En función de la altura z

Adoptamos Rugosidad: **II**

Ubicación	z [m]	c_z	q_z [kg/m ²] = $q_0 \times c_d \times c_z$
Hmáx	7.4	0.624	65.22

Capítulo 6. Construcciones prismáticas de base cuadrangular



Zona 1: Planta Baja Descubierta + Aleros

Altura Propia de la construcción		$h = 7.40$ m
Separación del suelo		$e = 3.65$ m
Longitud lado Mayor		$a = 15.70$ m
Longitud Lado Menor		$b = 15.00$ m
Altura de la Cubierta (Promedio)		$f = 0.00$ m
Relación de dimensiones	$\lambda_a = h/a = 0.47$	$b/a = 0.96$
	$\lambda_b = h/b = 0.49$	
Coeficiente de Forma (γ_h para $e > 0$) de Figura 14. En función de λ_b y a/h		$a/h = 2.12$
		$\gamma_{ha} = 1.00$

Viento sobre Cara Mayor (a)

Coeficientes de Presión Exterior

Coeficientes de empuje sobre paredes (según 6.2.2 y Tabla 6)

cara inferior	$C_{einf} = -0.80$
barlovento	$C_{eba} = 0.80$
Sotavento $c_e = -(1.3 \gamma - 0.8)$	$C_{esa} = -0.50$
Total	$C_a = C_{eba} - C_{esa} = 1.30$

Coeficientes de empuje en cubierta (según Tabla 7 y Figuras 17 y 18)

α	$= 0.00^\circ$
C_{eCab}	$= -0.50$
C_{eCas}	$= -0.50$

Coeficientes de Presión Interior

Caso Presión interior	$C_{ipi} = 0.30$
Caso Succión interior	$C_{isi} = -0.30$

Aleros

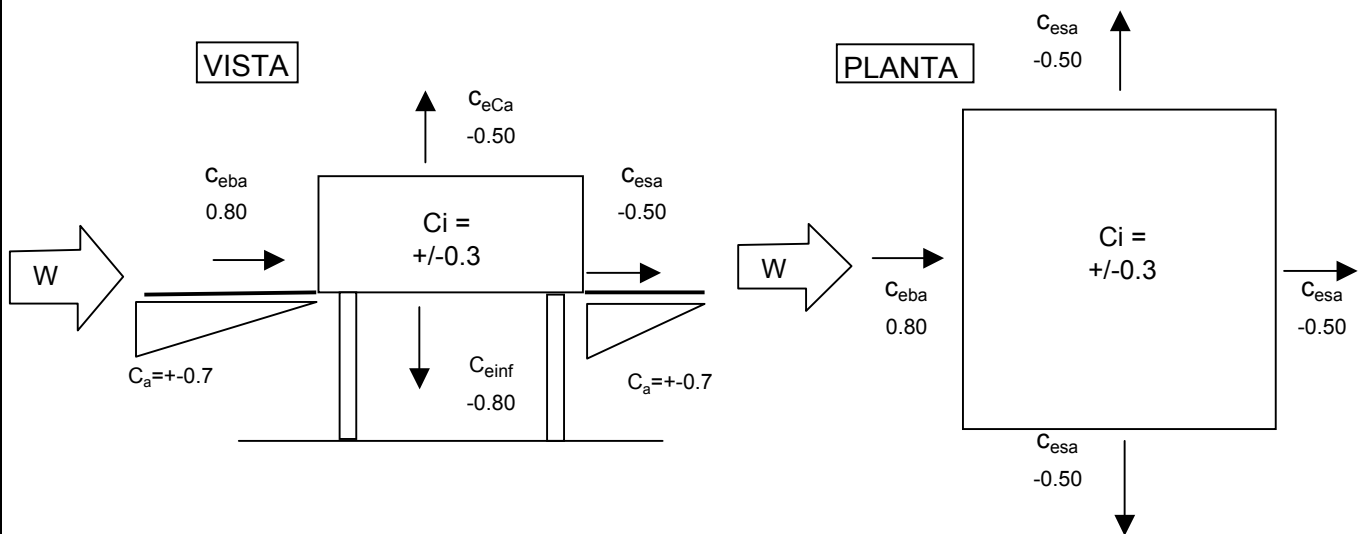
Se los considera como cubiertas asladas (capitulo 8 - Paneles Llenos y Cubiertas Aisladas)

- Dimensión de la vertiente de acuerdo a la línea de máxima pendiente $h_{\alpha} = 5.00$ m
- Dimensión horizontal paralela al borde de una de las vertientes $l = 15.70$ m
- Ángulo de la línea de máxima pendiente respecto de la horizontal $\alpha = 0.00$ °
- Relación de dimensiones $\lambda = h_{\alpha} / l = 0.32$

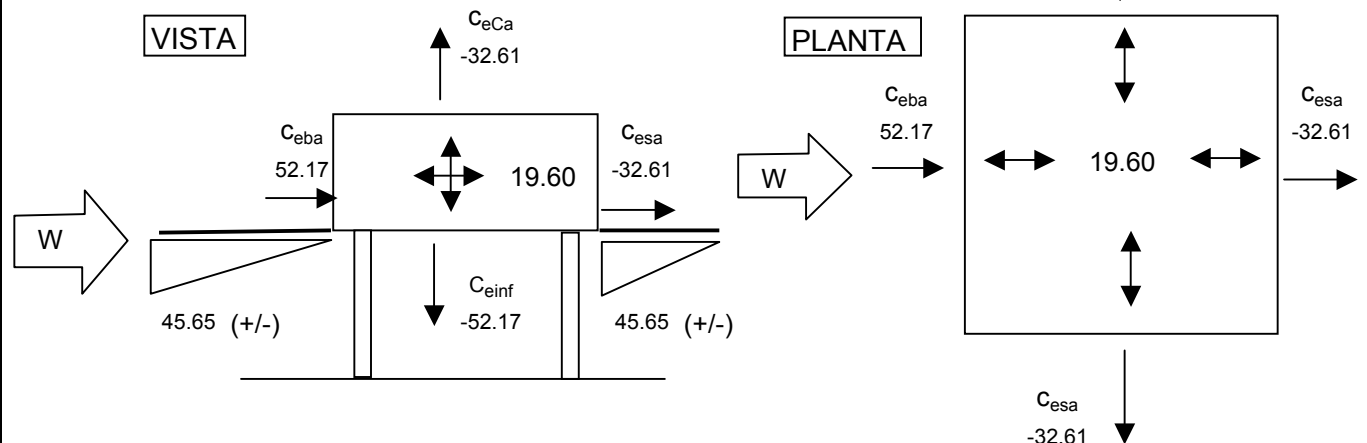
Viento Perpendicular al borde horizontal (Sentido transversal a la estación)

- Coefficientes de presión (de fig. 31) $C_a = 0.70$ / -0.70
- $C_b = 0.00$

Coefficientes de Presión (resumen)



Presiones Resultantes



Viento sobre Cara Menor (b) - Viento Longitudinal

Coeficientes de Presión Exterior

Coeficientes de empuje sobre paredes (según 6.2.2 y Tabla 6)

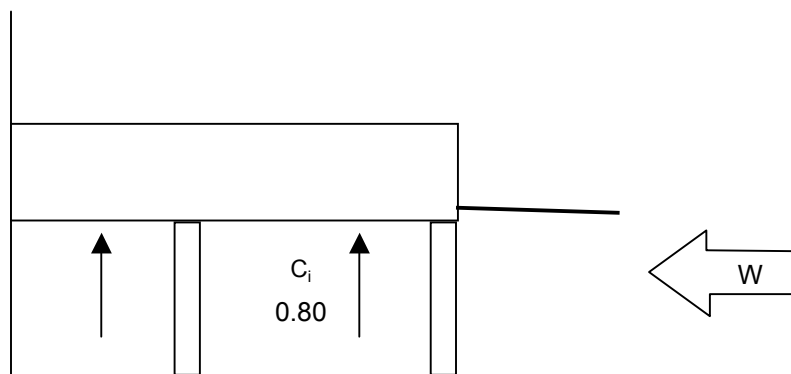
cara inferior	$C_{einf} =$	-0.80
barlovento	$C_{eba} =$	0.80
Sotavento $c_e = - (1.3 \gamma - 0.8)$	$C_{esa} =$	-0.50
Total	$C_a = C_{eba} - C_{esa} =$	1.30

Coeficientes de empuje en cubierta (según Tabla 7 y Figuras 17 y 18)

$\alpha =$	0.00	°
$C_{eCab} =$	-0.50	
$C_{eCas} =$	-0.50	

Coeficientes de Presión Interior (adicionales según capítulo 8)

$C_i =$	0.80
---------	-------------



Coeficientes de Presión Interior

Caso Presión interior	$C_{ipi} =$	0.30
Caso Succión interior	$C_{isi} =$	-0.30

Aleros

Se los considera como cubiertas asladas (capítulo 8 - Paneles Llenos y Cubiertas Aisladas)

Dimensión de la vertiente de acuerdo a la línea de máxima pendiente $h_\alpha =$ **5.50** m

Dimensión horizontal paralela al borde de una de las vertientes $l =$ **15.00** m

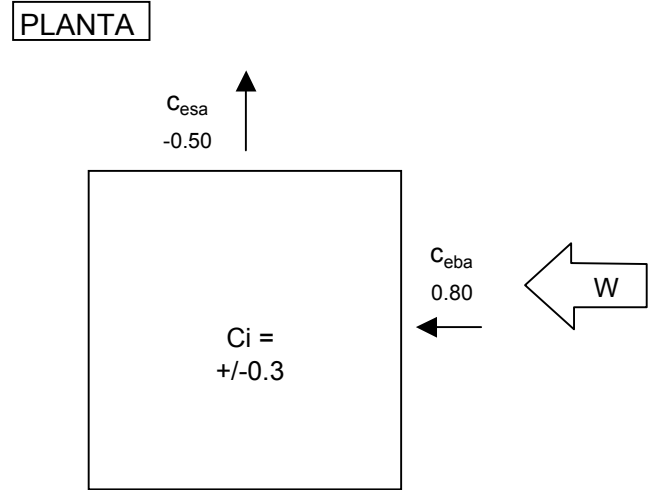
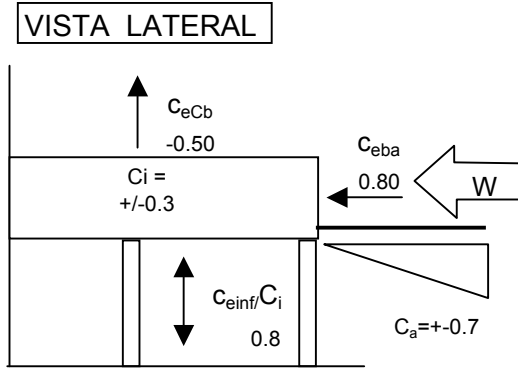
Ángulo de la línea de máxima pendiente respecto de la horizontal $\alpha =$ **0.00** °

Relación de dimensiones $\lambda = h_\alpha / l =$ **0.37**

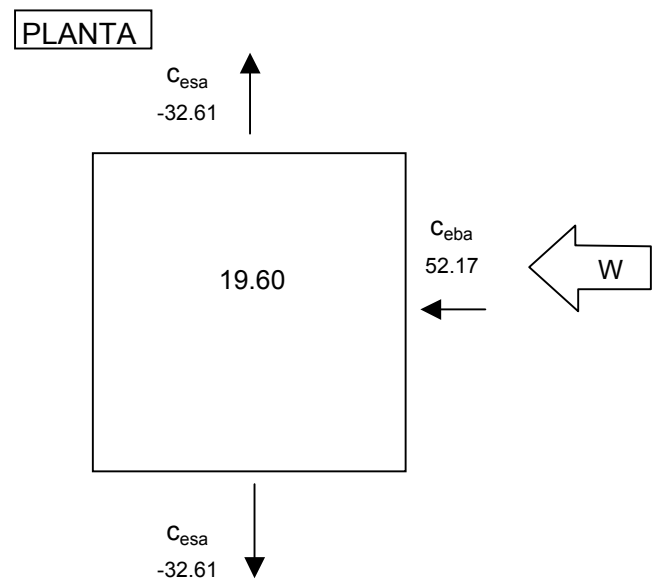
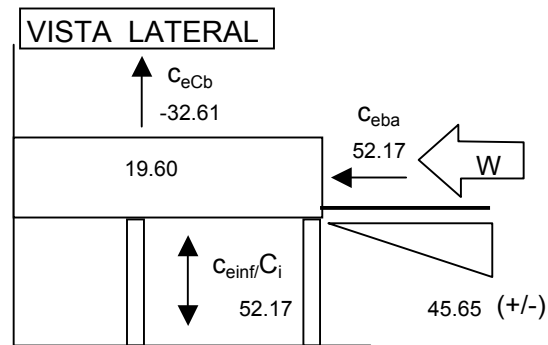
Viento Perpendicular al borde horizontal (Sentido longitudinal a la estación)

Coeficientes de presión (de Figura 31)	$C_a =$	0.70 / -0.70
	$C_b =$	0.00

Coeficientes de Presión (resumen)



Presiones Resultantes



Zona 2: Boletería y Sala de transformadores

Altura Propia de la construcción	h = 7.40 m
Separación del suelo	e = 0.00 m
Longitud lado Mayor	a = 10.50 m
Longitud Lado Menor	b = 7.30 m
Altura de la Cubierta (Promedio)	f = 0.00 m

Relación de dimensiones $\lambda_a = h/a = 0.70$ $b/a = 0.70$
 $\lambda_b = h/b = 1.01$

Coefficiente de Forma (γ_o para $e = 0$) de Figura 13. En función de λ y b/a $\gamma_{oa} = 1.00$
 $\gamma_{ob} = 1.00$

Viento sobre Cara Mayor (a) = Viento sobre cara menor (b)

Coefficientes de Presión Exterior

Coefficientes de empuje sobre paredes (según 6.2.2 y Tabla 6)

barlovento	$C_{eba} = 0.80$
Sotavento $c_e = -(1.3 \gamma - 0.8)$	$C_{esa} = -0.50$
Total	$C_a = C_{eba} - C_{esa} = 1.30$

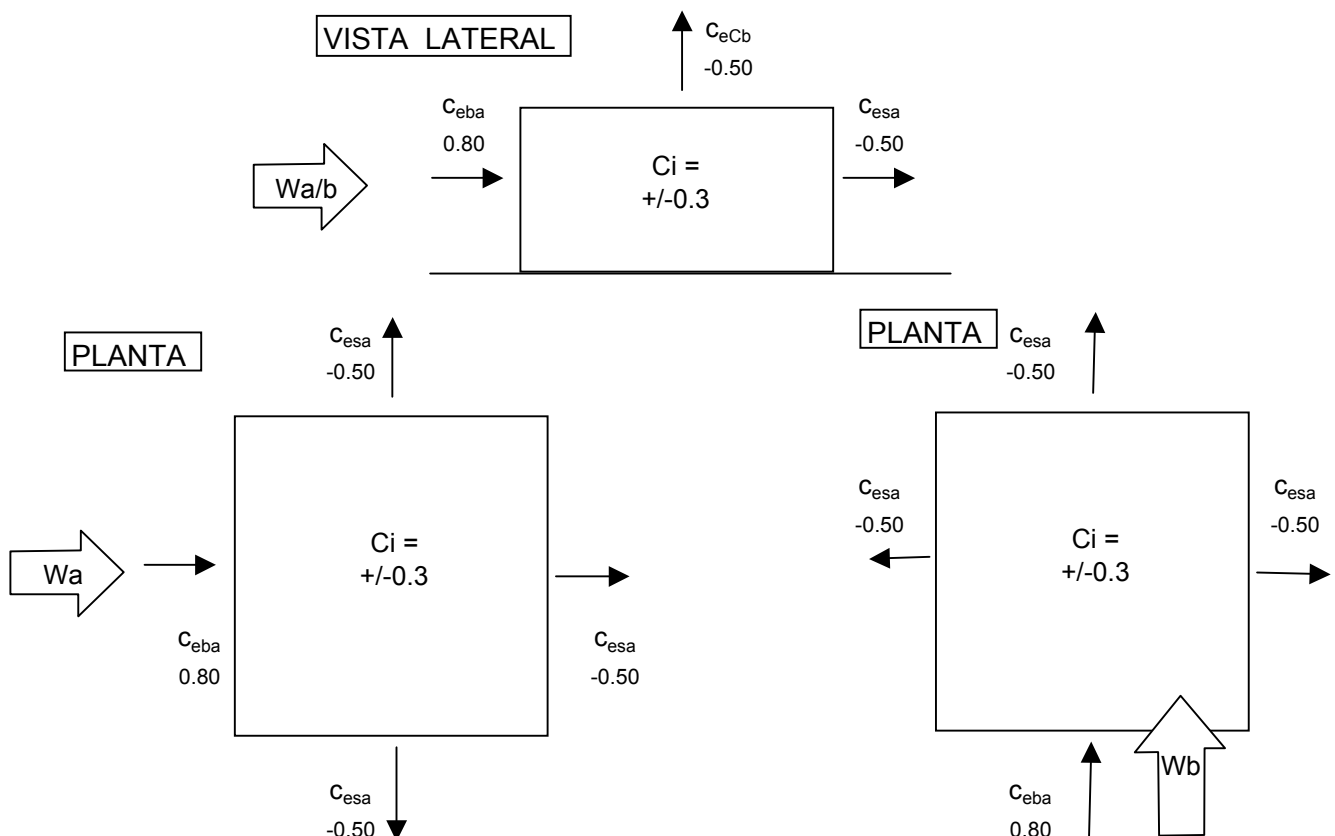
Coefficientes de empuje en cubierta (según Tabla 7 y Figuras 17 y 18)

α	$= 0.00^\circ$
C_{eCab}	$= -0.50$
C_{eCas}	$= -0.50$

Coefficientes de Presión Interior

Caso Presión interior	$C_{ipi} = 0.30$
Caso Succión interior	$C_{isi} = -0.30$

Coefficientes de Presión (resumen)

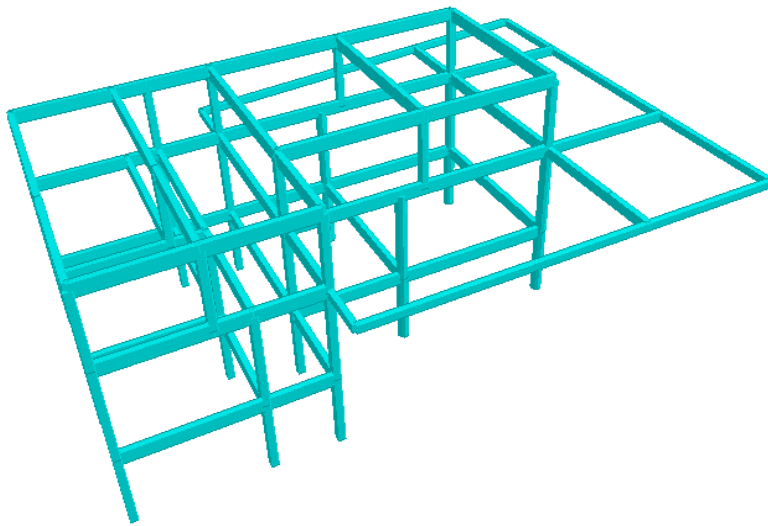


4.- MODELO DE CÁLCULO

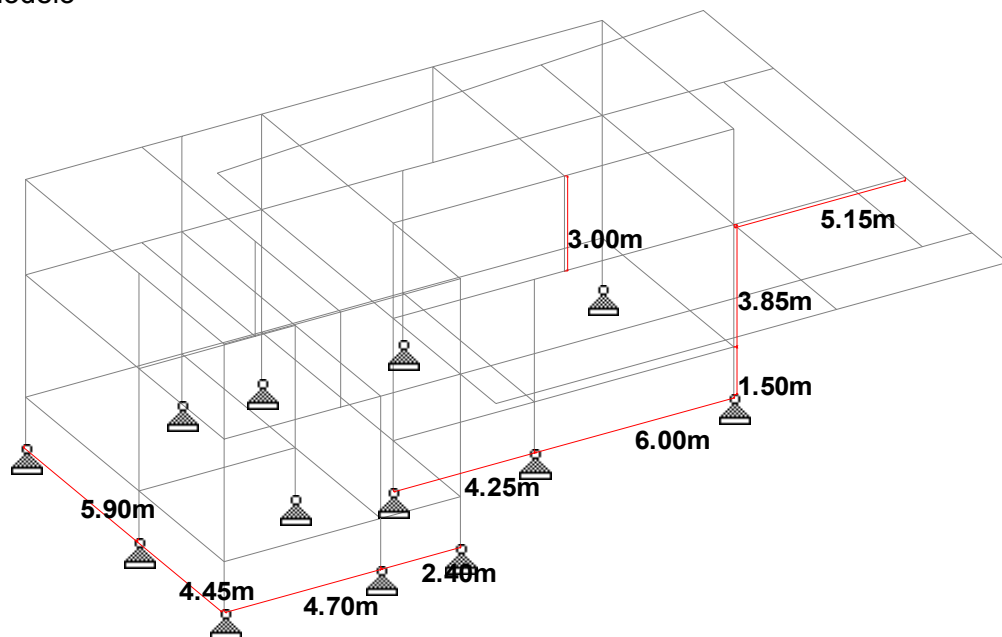
4.1. Esquema del modelo

Se considera un modelo tridimensional compuesto por vigas y columnas. El peso propio de los elementos es tenido en cuenta automáticamente por el programa de calculo y se agregan las distintas cargas de superficie

Render 3d



Vista del Modelo

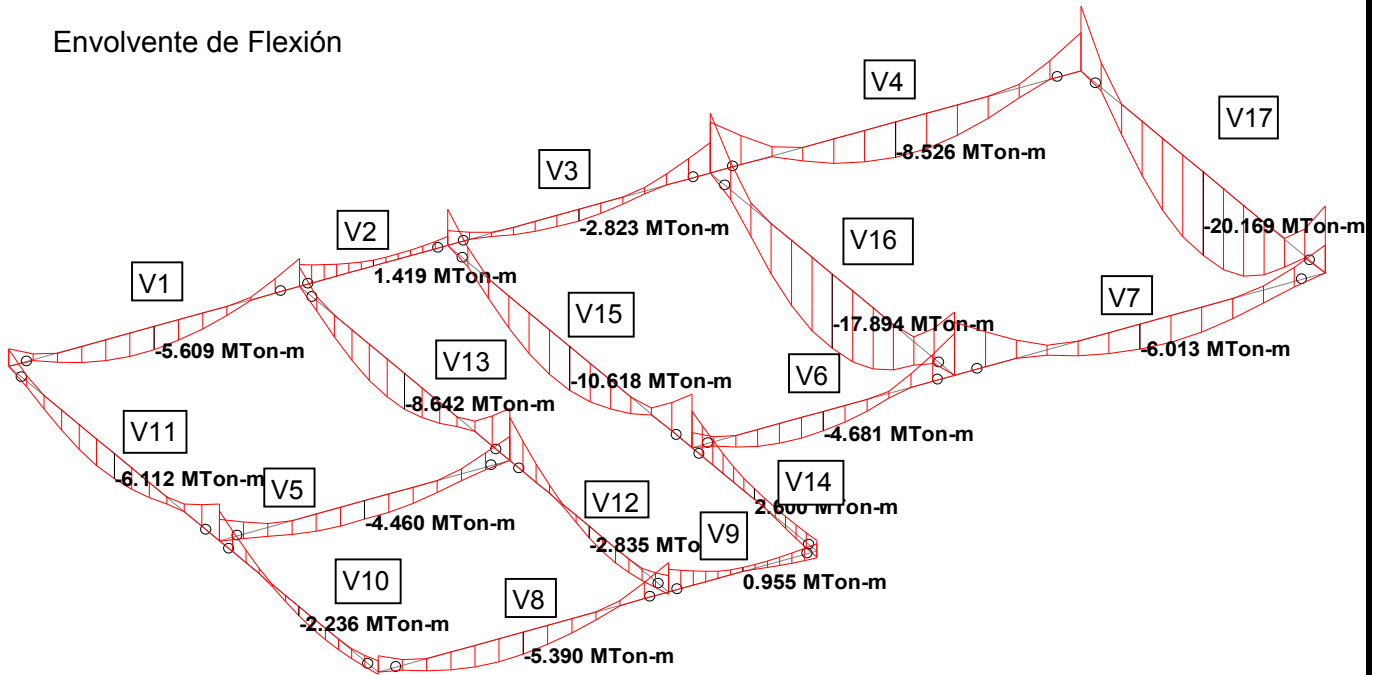


5.- CÁLCULO DE SOLICITACIONES Y DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES

5.1 Nivel Andén

5.1.1 Vigas

Envolvente de Flexión



Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = **0.025** m

Viga nro.	Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
		[tonm]	[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]			[cm ²]	
V1	Ap. Máx.	-5.57	0.00	5.6	0.50	0.45	0.20	8.53	0.452	5.59	3 φ 16 [sup]
	Tr. Máx.	5.98	0.00	6.0	0.50	0.45	0.20	8.23	0.456	6.06	3 φ 16 [inf]
V2	Ap. Máx.	-4.22	0.00	4.2	0.50	0.45	0.20	9.80	0.448	4.20	3 φ 16 [sup]
	Tr. Máx.	-1.65	0.00	1.7	0.50	0.45	0.20	15.67	0.435	1.60	3 φ 16 [sup]
V3	Ap. Máx.	-5.89	0.00	5.9	0.50	0.45	0.20	8.29	0.456	5.97	3 φ 16 [sup]
	Tr. Máx.	3.01	0.00	3.0	0.50	0.45	0.20	11.60	0.444	2.97	3 φ 16 [inf]
V4	Ap. Máx.	-10.11	0.00	10.1	0.60	0.55	0.20	7.74	0.461	8.47	4 φ 16 [sup]
	Tr. Máx.	8.78	0.00	8.8	0.60	0.55	0.20	8.30	0.456	7.28	4 φ 16 [inf]
V5	Ap. Máx.	-4.78	0.00	4.8	0.50	0.45	0.20	9.20	0.452	4.80	3 φ 16 [sup]
	Tr. Máx.	4.70	0.00	4.7	0.50	0.45	0.20	9.28	0.448	4.68	3 φ 16 [inf]
V6	Ap. Máx.	-6.82	0.00	6.8	0.50	0.45	0.20	7.71	0.461	6.99	4 φ 16 [sup]
	Tr. Máx.	5.39	0.00	5.4	0.50	0.45	0.20	8.67	0.452	5.41	4 φ 16 [inf]
V7	Ap. Máx.	-8.78	0.00	8.8	0.60	0.55	0.20	8.30	0.456	7.28	4 φ 16 [sup]
	Tr. Máx.	6.93	0.00	6.9	0.60	0.55	0.20	9.34	0.448	5.64	4 φ 16 [inf]
V8	Ap. Máx.	-5.19	0.00	5.2	0.50	0.45	0.20	8.83	0.452	5.21	3 φ 16 [sup]
	Tr. Máx.	5.87	0.00	5.9	0.50	0.45	0.20	8.31	0.456	5.95	3 φ 16 [inf]

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO -
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : M.M.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Viga nro.	Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado	
		[tonm]	[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]			[cm ²]		
V9	Ap. Máx.	-4.23	0.00	4.2	0.50	0.45	0.20	9.79	0.448	4.21	3 φ 16	[sup]
	Tr. Máx	1.59	0.00	1.6	0.50	0.45	0.20	15.96	0.435	1.54	3 φ 16	[inf]
V10	Ap. Máx.	-5.98	0.00	6.0	0.60	0.55	0.20	10.06	0.448	4.87	3 φ 16	[sup]
	Tr. Máx	2.81	0.00	2.8	0.60	0.55	0.20	14.67	0.435	2.22	3 φ 16	[inf]
V11	Ap. Máx.	-7.27	0.00	7.3	0.60	0.55	0.20	9.12	0.452	5.97	3 φ 16	[sup]
	Tr. Máx	6.21	0.00	6.2	0.60	0.55	0.20	9.87	0.448	5.06	3 φ 16	[inf]
V12	Ap. Máx.	-6.57	0.00	6.6	0.60	0.55	0.20	9.60	0.448	5.35	3 φ 16	[sup]
	Tr. Máx	3.75	0.00	3.8	0.60	0.55	0.20	12.70	0.439	2.99	3 φ 16	[inf]
V13	Ap. Máx.	-9.88	0.00	9.9	0.60	0.55	0.20	7.83	0.456	8.19	3 φ 20	[sup]
	Tr. Máx	8.83	0.00	8.8	0.60	0.55	0.20	8.28	0.456	7.32	3 φ 20	[inf]
V14	Ap. Máx.	-6.39	0.00	6.4	0.60	0.55	0.20	9.73	0.448	5.20	3 φ 16	[sup]
	Tr. Máx	1.89	0.00	1.9	0.60	0.55	0.20	17.89	0.435	1.49	3 φ 16	[inf]
V15	Ap. Máx.	-10.27	0.00	10.3	0.60	0.55	0.20	7.68	0.461	8.61	3 φ 20	[sup]
	Tr. Máx	10.20	0.00	10.2	0.60	0.55	0.20	7.70	0.461	8.55	3 φ 20	[inf]
V16	Ap. Máx.	-12.33	0.00	12.3	0.70	0.65	0.25	9.26	0.448	8.50	4 φ 20	[sup]
	Tr. Máx	18.00	0.00	18.0	0.70	0.65	0.25	7.66	0.461	12.77	4 φ 20	[inf]
V17	Ap. Máx.	-15.04	0.00	15.0	0.70	0.65	0.25	8.38	0.456	10.55	4 φ 20	[sup]
	Tr. Máx	20.03	0.00	20.0	0.70	0.65	0.25	7.26	0.461	14.21	5 φ 20	[inf]

Dimensionamiento a Corte

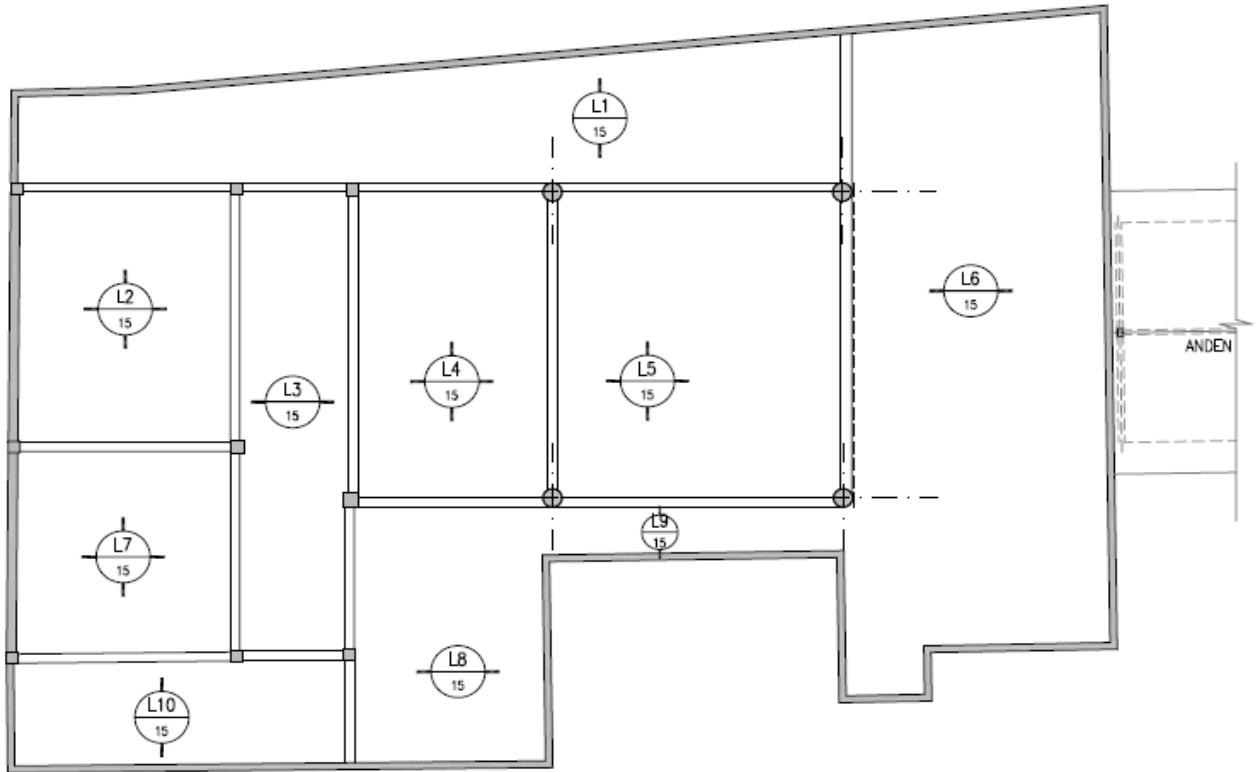
Recubrimiento = 0.025 m

Viga nro.	Sección	Q	M	d	h	b ₀	τ ₀	Zona	τ _c	F _e	Adoptado
		[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ² /m]	
V1	Apoyo máx.	9.34	5.57	0.50	0.45	0.20	112.6	II	52.8	4.40	2r. φ 8c/15
V2	Apoyo máx.	4.96	4.22	0.50	0.45	0.20	59.3	I	23.7	1.98	2r. φ 8c/15
V3	Apoyo máx.	7.37	5.89	0.50	0.45	0.20	89.7	I	35.9	2.99	2r. φ 8c/15
V4	Apoyo máx.	11.10	10.11	0.60	0.55	0.20	111.5	II	51.8	4.32	2r. φ 8c/15
V5	Apoyo máx.	6.20	4.78	0.50	0.45	0.20	74.7	I	29.9	2.49	2r. φ 8c/15
V6	Apoyo máx.	11.00	6.82	0.50	0.45	0.20	135.1	II	76.0	6.33	2r. φ 8c/15
V7	Apoyo máx.	8.70	8.78	0.60	0.55	0.20	86.6	I	34.7	2.89	2r. φ 8c/15
V8	Apoyo máx.	8.90	4.88	0.50	0.45	0.20	0.6	I	0.2	0.02	2r. φ 8c/15
V9	Apoyo máx.	6.32	4.23	0.50	0.45	0.20	75.5	I	30.2	2.52	2r. φ 8c/15
V10	Apoyo máx.	6.18	5.98	0.60	0.55	0.20	60.4	I	24.2	2.01	2r. φ 8c/15
V11	Apoyo máx.	7.75	7.27	0.60	0.55	0.20	76.4	I	30.6	2.55	2r. φ 8c/15
V12	Apoyo máx.	8.95	6.57	0.60	0.55	0.20	87.5	I	35.0	2.92	2r. φ 8c/15
V13	Apoyo máx.	11.20	9.88	0.60	0.55	0.20	111.5	II	51.8	4.32	2r. φ 8c/15
V14	Apoyo máx.	3.95	6.39	0.60	0.55	0.20	38.6	I	15.4	1.29	2r. φ 8c/15
V15	Apoyo máx.	11.20	10.27	0.60	0.55	0.20	112.5	II	52.7	4.40	2r. φ 8c/15
V16	Apoyo máx.	14.40	12.33	0.70	0.65	0.25	95.3	I	38.1	3.97	2r. φ 8c/15
V17	Apoyo máx.	17.90	15.04	0.70	0.65	0.25	120.7	II	60.7	6.32	2r. φ 8c/15

5.1.2 Losas

Esquema

NIVEL ANDEN

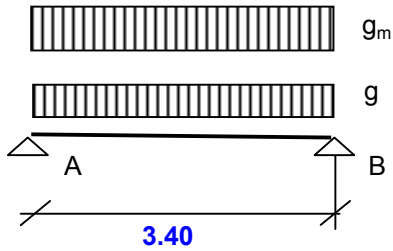


VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO -
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : M.M.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Losa L1-L9-L10

Esquema estático



Cargas Actuantes

- $g_{pp} = 0.36 \text{ ton/m}^2$ (Peso Propio)
 $g_1 = 0.20 \text{ ton/m}^2$ (Contrapiso, carpeta y solado)
 $p = 0.40 \text{ ton/m}^2$ (Sobrecarga en oficinas)

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = **0.020** m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F_e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Tr. MaX.	1.39	0.00	1.4	0.15	0.13	1.00	10.61	0.444	4.93	$\phi 10c/15 \text{ cm [inf/sup]}$

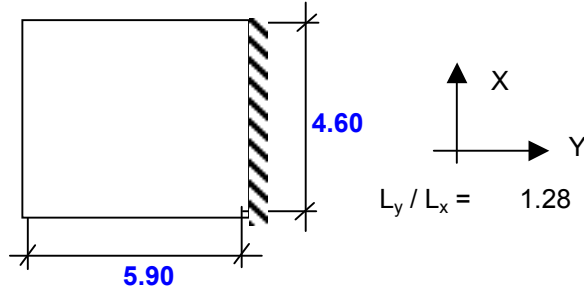
Dimensionamiento a Corte

Recubrimiento = **0.020** m

Sección	Q	M	d	h	b_0	k_1	k_2	τ_0	$k_2 \times \tau_{011}$	F_e	Adoptado
	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[ton/m ²]		[cm ² /m ²]	
Apoyo A-B	1.63	0.00	0.15	0.13	1.00	1.00	1.00	15.36	60.0	----	---

Losa L2

Esquema Estático



Cargas Actuantes

$g_{pp} = 0.36 \text{ ton/m}^2$ (Peso Propio)
 $g_1 = 0.20 \text{ ton/m}^2$ (Contrapiso, carpeta y solado)
 $p = 0.25 \text{ ton/m}^2$ (Sobrecarga en oficinas)

Solicitaciones dimensionantes (De Tabla 2.2.2. Betton Calender) - Esquema 1

Tramo X: $m_{xm} = 21.70$ \Rightarrow $M_{xm} = 0.79 \text{ tonm/m}$
 Tramo Y: $m_{ym} = 29.70$ \Rightarrow $M_{ym} = 0.58 \text{ tonm/m}$
 Empotramiento: $m_{yerm} = 9.60$ \Rightarrow $M_{ym} = 1.79 \text{ tonm/m}$

 Esfuerzo de Corte X: $q_{xrm} = 2.83$ \Rightarrow $Q_{xrm} = 1.32 \text{ ton/m}$
 Esfuerzo de Corte Y: $q_{yrm} = 1.51$ \Rightarrow $Q_{yrm} = 2.47 \text{ ton/m}$
 Esfuerzo de Corte Emp.: $q_{yrm} = 2.83$ \Rightarrow $Q_{yrm} = 1.32 \text{ ton/m}$

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = 0.020 m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	Fe	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]				
Tramo X.	0.79	0.00	0.8	0.15	0.13	1.00	14.06	0.439	2.77	φ 10c / 15cm [inf/sup]
Tramo Y.	0.58	0.00	0.6	0.15	0.13	1.00	16.45	0.435	2.01	φ 10 c / 15 cm [inf/sup]
Empotramiento	1.79	0.00	1.8	0.15	0.13	1.00	9.36	0.448	6.40	φ10 c/15cm + φ8 c/15cm[sup]

Dimensionamiento a Corte

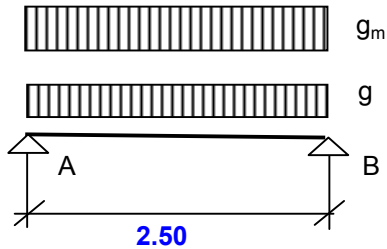
Recubrimiento = 0.020 m

Sección	Q	M	d	h	b ₀	k ₁	k ₂	τ ₀	k ₂ × τ ₀₁₁	Fe	Adoptado
	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]						
Apoyo X	1.32	0.00	0.15	0.13	1.00	1.00	1.00	12.39	60.0	----	---
Apoyo Y	2.47	0.00	0.15	0.13	1.00	1.00	1.00	23.22	60.0	----	---

Flecha Max: $\frac{p l x^2}{E d^3} = 0.0602 = 0.20329$

Losa L3

Esquema estático



Cargas Actuantes

$$g_{pp} = 0.36 \text{ ton/m}^2 \text{ (Peso Propio)}$$

$$g_1 = 0.20 \text{ ton/m}^2 \text{ (Contrapiso, carpeta y solado)}$$

$$p = 0.25 \text{ ton/m}^2 \text{ (Sobrecarga en oficinas)}$$

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = **0.020** m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Tramo	0.63	0.00	0.6	0.15	0.13	1.00	15.71	0.435	2.20	φ10c/15 cm [inf]

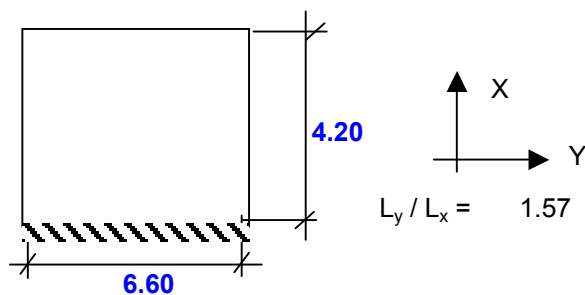
Dimensionamiento a Corte

Recubrimiento = **0.020** m

Sección	Q	M	d	h	b ₀	k ₁	k ₂	τ ₀	k ₂ x τ ₀₁₁	F _e	Adoptado
	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[ton/m ²]		[cm ² /m ²]	
Apoyo X-Y	1.01	0.00	0.15	0.13	1.00	1.00	1.00	9.53	60.0	----	---

Losa L4

Esquema Estático



Cargas Actuantes

$$g_{pp} = \mathbf{0.36} \text{ ton/m}^2 \text{ (Peso Propio)}$$

$$g_1 = \mathbf{0.20} \text{ ton/m}^2 \text{ (Contrapiso, carpeta y solado)}$$

$$p = \mathbf{0.50} \text{ ton/m}^2 \text{ (Sobrecarga en Hall)}$$

Solicitaciones dimensionantes (De Tabla 2.2.2. Betton Calender) - Esquema 1

Tramo X:	m _{xm} = 19.00	⇒	M _{xm} = 0.98	tonm/m
Tramo Y:	m _{ym} = 56.80	⇒	M _{ym} = 0.33	tonm/m
Empotramiento:	m _{xerm} = 8.80	⇒	M _{ym} = 2.12	tonm/m
Esfuerzo de Corte X:	q _{xrm} = 1.57	⇒	Q _{xrm} = 2.84	ton/m
Esfuerzo de Corte Y:	q _{ym} = 2.47	⇒	Q _{ym} = 1.80	ton/m
Esfuerzo de Corte Emp.:	q _{ym} = 1.57	⇒	Q _{ym} = 2.84	ton/m

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = **0.020** m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Tramo X.	0.98	0.00	1.0	0.15	0.13	1.00	12.60	0.439	3.46	φ 10c / 15cm [inf/sup]
Tramo Y.	0.33	0.00	0.3	0.15	0.13	1.00	21.79	0.431	1.14	φ 10 c / 15 cm [inf/sup]
Empotramiento	2.12	0.00	2.1	0.15	0.13	1.00	8.58	0.452	7.68	φ10 c/15cm + φ12 c/15cm[sup]

Dimensionamiento a Corte

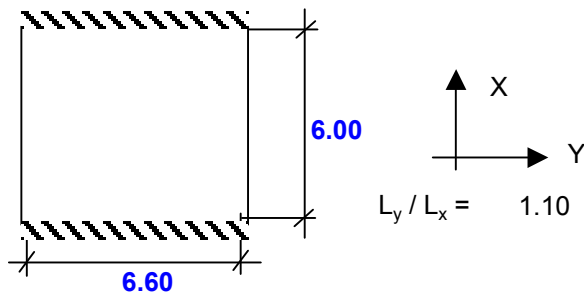
Recubrimiento = **0.020** m

Sección	Q	M	d	h	b ₀	k ₁	k ₂	τ ₀	k ₂ x τ ₀₁₁	F _e	Adoptado
	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[ton/m ²]		[cm ² /m ²]	
Apoyo X	2.84	0.00	0.15	0.13	1.00	1.00	1.00	26.69	60.0	----	---
Apoyo Y	1.80	0.00	0.15	0.13	1.00	1.00	1.00	16.96	60.0	----	---

Flecha Max: $\frac{p l x^2}{E d^3} = 0.038 = 0.08918$

Losa L5

Esquema Estático



Cargas Actuantes

g _{pp}	= 0.36	ton/m ²	(Peso Propio)
g ₁	= 0.20	ton/m ²	(Contrapiso, carpeta y solado)
p	= 0.50	ton/m ²	(Sobrecarga en Hall)

Solicitaciones dimensionantes (De Tabla 2.2.2. Betton Calender) - Esquema 1

Tramo X:	m _{xm} = 31.70	⇒	M _{xm} = 1.20	tonm/m
Tramo Y:	m _{ym} = 67.20	⇒	M _{ym} = 0.57	tonm/m
Empotramiento:	m _{xerm} = 13.50	⇒	M _{ym} = 2.83	tonm/m
Esfuerzo de Corte X:	q _{xrm} = 1.91	⇒	Q _{xrm} = 3.33	ton/m
Esfuerzo de Corte Y:	q _{ymr} = 2.95	⇒	Q _{ymr} = 2.16	ton/m
Esfuerzo de Corte Emp.:	q _{ymr} = 1.54	⇒	Q _{ymr} = 4.13	ton/m

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = **0.020** m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Tramo X.	1.20	0.00	1.2	0.15	0.13	1.00	11.39	0.444	4.28	φ 10c / 15cm [inf/sup]
Tramo Y.	0.57	0.00	0.6	0.15	0.13	1.00	16.59	0.435	1.98	φ 10 c / 15 cm [inf/sup]
Empotramiento	-3.53	0.00	3.5	0.15	0.13	1.00	6.65	0.469	13.24	φ10 c/15cm + φ12 c/15cm[sup]

Dimensionamiento a Corte

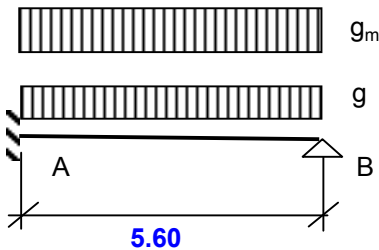
Recubrimiento = **0.020** m

Sección	Q	M	d	h	b ₀	k ₁	k ₂	τ ₀	k ₂ x τ ₀₁₁	F _e	Adoptado
	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[ton/m ²]		[cm ² /m ²]	
Apoyo X	3.33	0.00	0.15	0.13	1.00	1.00	1.00	31.34	60.0	----	---
Apoyo Y	2.16	0.00	0.15	0.13	1.00	1.00	1.00	20.29	60.0	----	---

Flecha Max: $\frac{p l x^4}{E d^3} \quad \mathbf{0.0251} = 0.24534$

Losa L6

Esquema estático



Cargas Actuantes

g _{pp}	=	0.36	ton/m ²	(Peso Propio)
g ₁	=	0.20	ton/m ²	(Contrapiso, carpeta y solado)
p	=	0.40	ton/m ²	(Sobrecarga en oficinas)

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO -
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : M.M.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = **0.020** m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Tr. MaX.	2.11	0.00	2.1	0.15	0.13	1.00	8.61	0.452	7.61	φ10 c/15cm+φ8 c/20cm [inf]
Ap. max.	-3.53	0.00	3.5	0.15	0.13	1.00	6.65	0.469	13.24	φ10 c/15cm+φ12 c/15cm[sup]

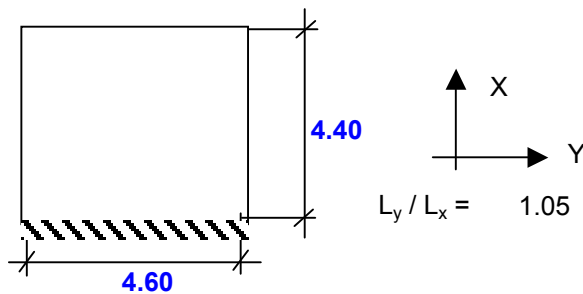
Dimensionamiento a Corte

Recubrimiento = **0.020** m

Sección	Q	M	d	h	b ₀	k ₁	k ₂	τ ₀	k ₂ x τ ₀₁₁	F _e	Adoptado
	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[ton/m ²]		[cm ² /m ²]	
Apoyo A	3.36	-3.53	0.20	0.18	1.00	1.00	1.00	22.59	60.0	----	---
Apoyo B	2.02	0.00	0.20	0.18	1.00	1.00	1.00	13.55	60.0	----	---

Losa L7

Esquema Estático



Cargas Actuantes

$g_{pp} = 0.36$ ton/m² (Peso Propio)
 $g_1 = 0.20$ ton/m² (Contrapiso, carpeta y solado)
 $p = 0.25$ ton/m² (Sobrecarga en oficinas)

Solicitaciones dimensionantes (De Tabla 2.2.2. Betton Calender) - Esquema 2

Tramo X: $m_{xm} = 29.20$ \Rightarrow $M_{xm} = 0.54$ tonm/m
 Tramo Y: $m_{ym} = 43.20$ \Rightarrow $M_{ym} = 0.36$ tonm/m
 Empotramiento: $m_{xerm} = 11.30$ \Rightarrow $M_{ym} = 1.39$ tonm/m

 Esfuerzo de Corte X: $q_{xrm} = 1.69$ \Rightarrow $Q_{xrm} = 2.11$ ton/m
 Esfuerzo de Corte Y: $q_{yrm} = 2.56$ \Rightarrow $Q_{yrm} = 1.39$ ton/m
 Esfuerzo de Corte Emp.: $q_{yrm} = 1.69$ \Rightarrow $Q_{yrm} = 2.11$ ton/m

PROYECTO
EJECUTIVO
VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO -
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..23..de..56.. **01**

Preparo : M.M.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = **0.020** m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Tramo X.	0.54	0.00	0.5	0.15	0.13	1.00	17.06	0.435	1.87	φ 10c / 15cm [inf/sup]
Tramo Y.	0.36	0.00	0.4	0.15	0.13	1.00	20.75	0.431	1.25	φ 10 c / 15 cm [inf/sup]
Empotramiento	1.39	0.00	1.4	0.15	0.13	1.00	10.61	0.444	4.93	φ10 c/15cm + φ8 c/15cm[sup]

Dimensionamiento a Corte

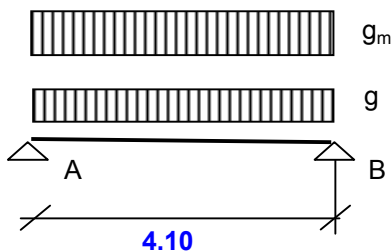
Recubrimiento = **0.020** m

Sección	Q	M	d	h	b ₀	k ₁	k ₂	τ ₀	k ₂ x τ ₀₁₁	F _e	Adoptado
	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[ton/m ²]		[cm ² /m ²]	
Apoyo X	2.11	0.00	0.15	0.13	1.00	1.00	1.00	19.85	60.0	----	---
Apoyo Y	1.39	0.00	0.15	0.13	1.00	1.00	1.00	13.10	60.0	----	---

$$\text{Flecha Max: } \frac{p l x^2}{E d^3} \quad \mathbf{0.0357} = 0.10092$$

Losa L8

Esquema estático



Cargas Actuantes

$g_{pp} = 0.36 \text{ ton/m}^2$ (Peso Propio)
 $g_1 = 0.20 \text{ ton/m}^2$ (Contrapiso, carpeta y solado)
 $p = 0.40 \text{ ton/m}^2$ (Sobrecarga en oficinas)

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = **0.020** m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Tr. MaX.	2.02	0.00	2.0	0.15	0.13	1.00	8.80	0.452	7.29	φ10 c/15cm + φ8 c/20cm[inf]

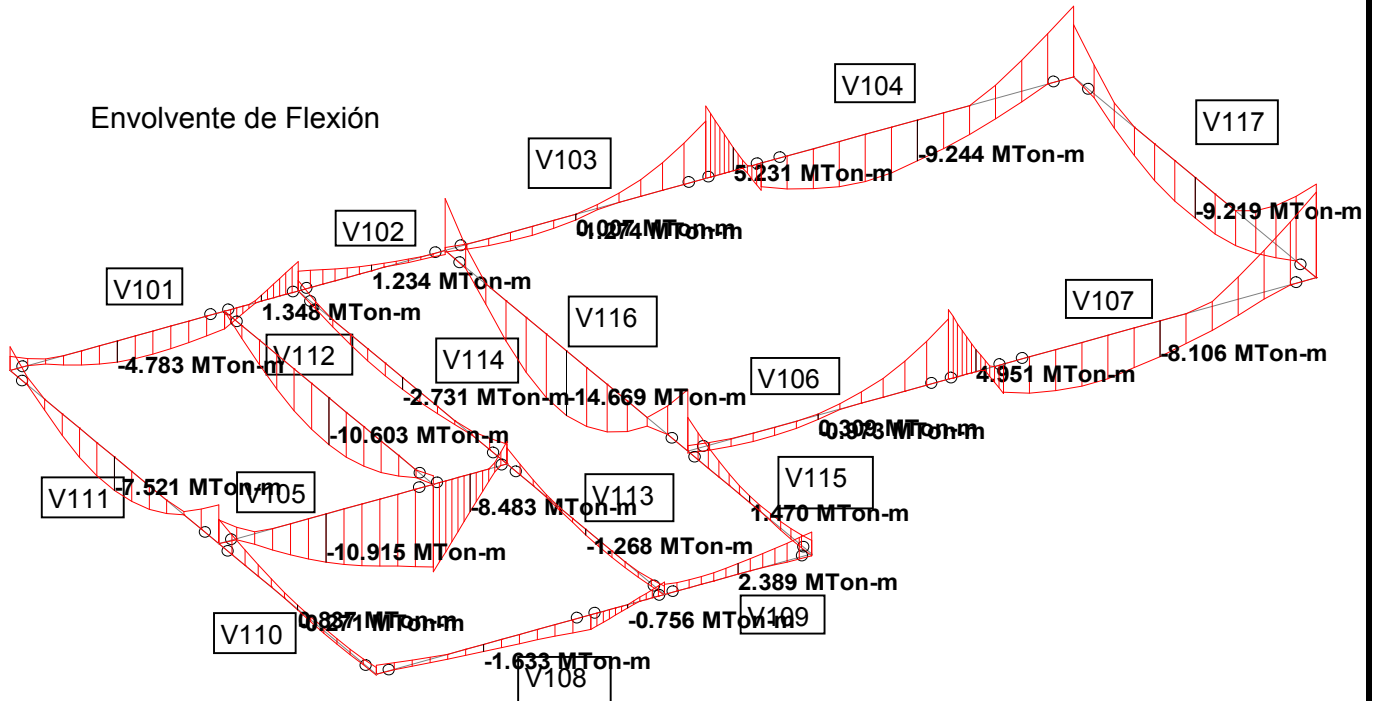
Dimensionamiento a Corte

Recubrimiento = **0.020** m

Sección	Q	M	d	h	b ₀	k ₁	k ₂	τ ₀	k ₂ x τ ₀₁₁	F _e	Adoptado
	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[ton/m ²]		[cm ² /m ²]	
Apoyo A-B	1.97	0.00	0.20	0.18	1.00	1.00	1.00	13.23	60.0	----	---

5.2 Nivel Vestuarios-Sala de transformadores

5.2.1 Vigas



Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = **0.025** m

Viga nro.	Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
		[tonm]	[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]			[cm ²]	
V101	Ap. Máx.	-5.59	0.00	5.6	0.50	0.45	0.20	8.51	0.452	5.61	4 φ 16 [sup]
	Tr. Máx.	5.21	0.00	5.2	0.50	0.45	0.20	8.82	0.452	5.23	4 φ 16 [inf]
V102	Ap. Máx.	-4.12	0.00	4.1	0.50	0.45	0.20	9.91	0.448	4.10	3 φ 16 [sup]
	Tr. Máx.	1.03	0.00	1.0	0.50	0.45	0.20	19.83	0.431	0.99	3 φ 16 [inf]
V103	Ap. Máx.	-11.22	0.00	11.2	0.60	0.55	0.25	8.21	0.456	9.30	3 φ 20 [sup]
	Tr. Máx.	2.09	0.00	2.1	0.60	0.55	0.25	19.02	0.431	1.64	3 φ 20 [inf]
V104	Ap. Máx.	-12.74	0.00	12.7	0.60	0.55	0.25	7.70	0.461	10.68	3 φ 20 [sup]
	Tr. Máx.	10.70	0.00	10.7	0.60	0.55	0.25	8.41	0.452	8.79	1 φ 16 [inf]
V105	Ap. Máx.	-5.89	0.00	5.9	0.70	0.65	0.25	13.39	0.439	3.98	3 φ 16 [sup]
	Tr. Máx.	19.20	0.00	19.2	0.70	0.65	0.25	7.42	0.461	13.62	3 φ 25 [inf]
V106	Ap. Máx.	-10.13	0.00	10.1	0.60	0.55	0.25	8.64	0.452	8.33	3 φ 20 [sup]
	Tr. Máx.	2.18	0.00	2.2	0.60	0.55	0.25	18.63	0.431	1.71	3 φ 20 [inf]
V107	Ap. Máx.	-18.43	0.00	18.4	0.60	0.55	0.25	6.41	0.474	15.88	5 φ 20 [sup]
	Tr. Máx.	9.27	0.00	9.3	0.60	0.55	0.25	9.03	0.452	7.62	3 φ 20 [inf]
V108	Ap. Máx.	-2.87	0.00	2.9	0.50	0.45	0.20	11.88	0.444	2.83	3 φ 16 [sup]
	Tr. Máx.	3.48	0.00	3.5	0.50	0.45	0.20	10.79	0.444	3.43	3 φ 16 [inf]

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO -
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : M.M.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Viga nro.	Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
		[tonm]	[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]			[cm ²]	
V109	Ap. Máx.	-4.09	0.00	4.1	0.50	0.45	0.20	9.95	0.448	4.07	3 φ 16 [sup]
	Tr. Máx	0.72	0.00	0.7	0.50	0.45	0.20	23.72	0.431	0.69	3 φ 16 [inf]
V110	Ap. Máx.	-5.13	0.00	5.1	0.50	0.45	0.20	8.89	0.452	5.15	3 φ 16 [sup]
	Tr. Máx	0.67	0.00	0.7	0.50	0.45	0.20	24.59	0.431	0.64	3 φ 16 [inf]
V111	Ap. Máx.	-7.60	0.00	7.6	0.50	0.45	0.20	7.30	0.461	7.79	3 φ 16 [sup]
	Tr. Máx	7.52	0.00	7.5	0.50	0.45	0.20	7.34	0.461	7.70	3 φ 16 [inf]
V112	Ap. Máx.	-2.39	0.00	2.4	0.50	0.45	0.20	13.02	0.439	2.33	3 φ 20 [sup]
	Tr. Máx	10.70	0.00	10.7	0.50	0.45	0.20	6.15	0.478	11.37	3 φ 20 [inf]
V113	Ap. Máx.	-3.16	0.00	3.2	0.50	0.45	0.15	9.80	0.448	3.15	2 φ 16 [sup]
	Tr. Máx	1.49	0.00	1.5	0.50	0.45	0.15	14.28	0.439	1.45	2 φ 16 [inf]
V114	Ap. Máx.	-3.82	0.00	3.8	0.50	0.45	0.15	8.92	0.452	3.84	2 φ 16 [sup]
	Tr. Máx	2.89	0.00	2.9	0.50	0.45	0.15	10.25	0.448	2.88	2 φ 16 [inf]
V115	Ap. Máx.	-6.78	0.00	6.8	0.50	0.45	0.20	7.73	0.461	6.95	3 φ 20 [sup]
	Tr. Máx	0.90	0.00	0.9	0.50	0.45	0.20	21.21	0.431	0.86	3 φ 20 [inf]
V116	Ap. Máx.	-11.87	0.00	11.9	0.60	0.55	0.25	7.98	0.456	9.84	4 φ 20 [sup]
	Tr. Máx	14.60	0.00	14.6	0.60	0.55	0.25	7.20	0.465	12.34	4 φ 20 [inf]
V117	Ap. Máx.	-17.49	0.00	17.5	0.60	0.55	0.25	6.58	0.469	14.91	5 φ 20 [sup]
	Tr. Máx	9.15	0.00	9.2	0.60	0.55	0.25	9.09	0.452	7.52	3 φ 20 [inf]

Dimensionamiento a Corte

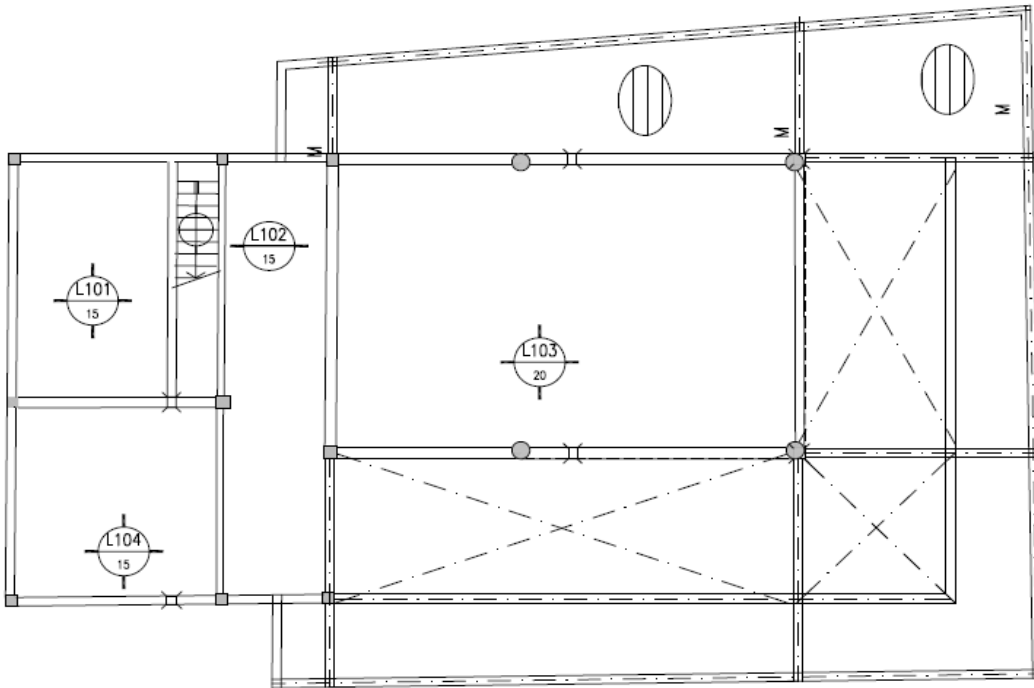
Recubrimiento = 0.025 m

Viga nro.	Sección	Q	M	d	h	b ₀	τ ₀	Zona	τ _c	F _e	Adoptado
		[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ² /m]	
V101	Apoyo máx.	9.45	5.59	0.50	0.45	0.20	113.9	II	54.0	4.50	2r. φ 8c/15
V102	Apoyo máx.	3.67	4.12	0.50	0.45	0.20	43.8	I	17.5	1.46	2r. φ 8c/15
V103	Apoyo máx.	11.00	11.22	0.60	0.55	0.25	87.6	I	35.0	3.65	2r. φ 8c/15
V104	Tramo	10.30	12.74	0.60	0.55	0.25	82.8	I	33.1	3.45	2r. φ 8c/15
	Apoyo Apeo	25.50	12.74	0.60	0.55	0.25	204.9	II	175.0	18.23	2r. φ 8c/5
V105	Tramo	9.47	19.20	0.70	0.65	0.25	64.4	I	25.8	2.68	2r. φ 8c/10
	Apoyo Apeo	19.90	19.20	0.70	0.65	0.25	135.3	II	76.3	7.95	2r. φ 8c/10
V106	Apoyo máx.	11.60	10.13	0.60	0.55	0.25	91.5	I	36.6	3.81	4r. φ 10c/15
V107	Tramo	11.10	18.43	0.60	0.55	0.25	91.7	I	36.7	3.82	2r. φ 8c/15
	Apoyo Apeo	26.20	18.43	0.60	0.55	0.25	216.5	II	195.4	20.35	2r. φ 10c/7.5
V108	Apoyo máx.	5.43	4.88	0.50	0.45	0.20	65.4	I	26.2	2.18	2r. φ 8c/15
V109	Apoyo máx.	2.56	4.09	0.50	0.45	0.20	30.6	I	12.2	1.02	2r. φ 8c/15
V110	Apoyo máx.	3.09	5.13	0.50	0.45	0.20	37.2	I	14.9	1.24	2r. φ 8c/15
V111	Apoyo máx.	8.81	7.60	0.50	0.45	0.20	108.2	II	48.7	4.06	2r. φ 8c/15
V112	Apoyo máx.	8.78	2.39	0.50	0.45	0.20	102.9	II	44.1	3.68	2r. φ 8c/16
V113	Apoyo máx.	3.55	3.16	0.50	0.45	0.15	56.6	I	22.6	1.41	2r. φ 8c/15
V114	Apoyo máx.	4.30	3.82	0.50	0.45	0.15	69.1	I	27.6	1.73	2r. φ 8c/15
V115	Apoyo máx.	5.73	6.78	0.50	0.45	0.20	70.3	I	28.1	2.34	2r. φ 8c/15
V116	Apoyo máx.	13.20	11.87	0.60	0.55	0.25	105.1	II	46.1	4.80	2r. φ 10c/15
V117	Apoyo máx.	11.70	17.49	0.60	0.55	0.25	95.8	I	38.3	3.99	2r. φ 10c/15

5.2.2 Losas

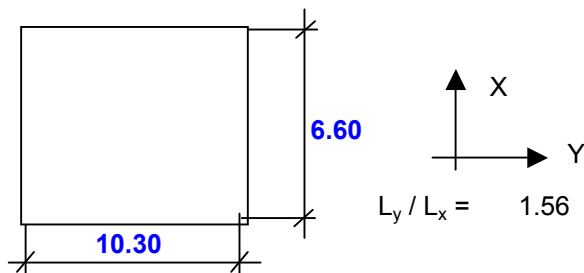
Esquema

NIVEL VESTUARIO-TRANSF



Losa L103

Esquemá estático



Cargas Actuantes

- $g_{pp} = 0.48 \text{ ton/m}^2$ (Peso Propio)
- $g_1 = 0.30 \text{ ton/m}^2$ (Contrapiso, carpeta y solado, mayor espesor en vestuarios por instalaciones)
- $p = 0.25 \text{ ton/m}^2$ (Sobrecarga Vestuarios)

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO -
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : M.M.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Solicitaciones dimensionantes (De Tabla 2.2.1. Betton Calender) - Esquema 1

Tramo X: $m_{xm} = 13.20 \implies M_{xm} = 3.40$ tonm/m
 Tramo Y: $m_{ym} = 35.40 \implies M_{ym} = 1.27$ tonm/m
 Esfuerzo de Corte X: $q_{xrm} = 1.94 \implies Q_{xrm} = 3.50$ ton/m
 Esfuerzo de Corte Y: $q_{yrm} = 2.74 \implies Q_{yrm} = 2.48$ ton/m

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = 0.020 m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Tramo X.	3.40	0.00	3.4	0.20	0.18	1.00	9.49	0.448	8.70	φ 12 c / 10 cm [inf/sup]
Tramo Y.	1.27	0.00	1.3	0.20	0.18	1.00	15.54	0.435	3.15	φ 10 c / 15 cm [inf/sup]

Dimensionamiento a Corte

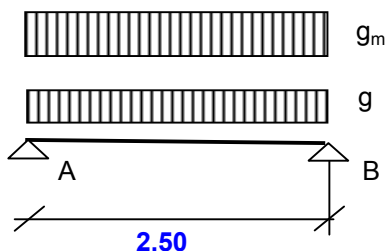
Recubrimiento = 0.020 m

Sección	Q	M	d	h	b ₀	k ₁	k ₂	τ ₀	k ₂ × τ ₀₁₁	F _e	Adoptado
	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[ton/m ²]		[cm ² /m ²]	
Apoyo X	3.50	0.00	0.20	0.18	1.00	1.00	1.00	23.56	60.0	----	---
Apoyo Y	2.48	0.00	0.20	0.18	1.00	1.00	1.00	16.68	60.0	----	---

Flecha Max: $\frac{p l x^4}{E d^3} = 0.0963 = 1.06937$ cm

Losa L102

Esquema estático



Cargas Actuantes

$g_{pp} = 0.36$ ton/m² (Peso Propio)
 $g_1 = 0.20$ ton/m² (Contrapiso, carpeta y solado)
 $p = 0.50$ ton/m² (Sobrecarga Depósitos)

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO -
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : M.M.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

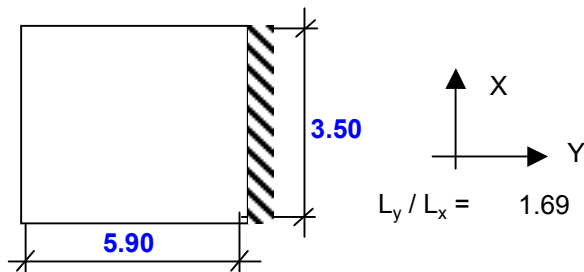
Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = 0.020 m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Tr. MaX.	0.83	0.00	0.8	0.15	0.13	1.00	13.74	0.439	2.91	φ10c/15 cm [inf/sup]

Losa L101

Esquemá estático



Cargas Actuantes

$g_{pp} = 0.36 \text{ ton/m}^2$ (Peso Propio)
 $g_1 = 0.20 \text{ ton/m}^2$ (Contrapiso, carpeta y solado)
 $p = 1.00 \text{ ton/m}^2$ (Sobrecarga sala transf. y baterías)

Solicitaciones dimensionantes (De Tabla 2.2.2. Betton Calender) - Esquema 1

Tramo X: $m_{xm} = 13.80$ \Rightarrow $M_{xm} = 1.38 \text{ tonm/m}$
 Tramo Y: $m_{ym} = 34.90$ \Rightarrow $M_{ym} = 0.55 \text{ tonm/m}$
 Empotramiento: $m_{xerm} = 8.50$ \Rightarrow $M_{ym} = 2.25 \text{ tonm/m}$

 Esfuerzo de Corte X: $q_{xrm} = 1.99$ \Rightarrow $Q_{xrm} = 2.74 \text{ ton/m}$
 Esfuerzo de Corte Y: $q_{yrm} = 1.89$ \Rightarrow $Q_{yrm} = 2.89 \text{ ton/m}$
 Esfuerzo de Corte Emp.: $q_{yrm} = 1.40$ \Rightarrow $Q_{yrm} = 3.90 \text{ ton/m}$

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = 0.020 m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Tramo X.	1.38	0.00	1.4	0.15	0.13	1.00	10.62	0.444	4.92	φ 10c / 15cm [inf/sup]
Tramo Y.	0.55	0.00	0.5	0.15	0.13	1.00	16.89	0.435	1.91	φ 10 c / 15 cm [inf/sup]
Empotramiento	2.25	0.00	2.2	0.15	0.13	1.00	8.34	0.456	8.20	φ10 c/15cm + φ10 c/15cm[sup]

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO -
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : M.M.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Dimensionamiento a Corte

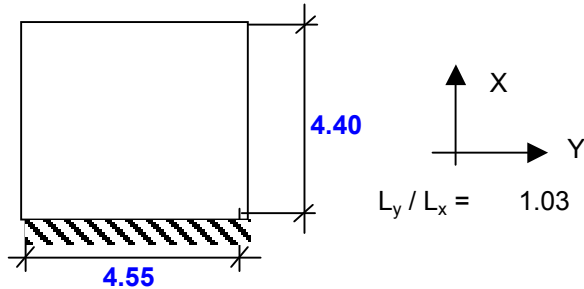
Recubrimiento = 0.020 m

Sección	Q	M	d	h	b ₀	k ₁	k ₂	τ ₀	k ₂ x τ ₀₁₁	F _e	Adoptado
	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[ton/m ²]		[cm ² /m ²]	
Apoyo X	2.74	0.00	0.15	0.13	1.00	1.00	1.00	25.82	60.0	----	---
Apoyo Y	2.89	0.00	0.15	0.13	1.00	1.00	1.00	27.19	60.0	----	---

$$\text{Flecha Max: } \frac{p l x^2}{E d^3} = 0.0926 = 0.1048$$

Losa L104

Esquemá estático



Cargas Actuales

- g_{pp} = 0.36 ton/m² (Peso Propio)
g₁ = 0.20 ton/m² (Contrapiso, carpeta y solado)
ρ = 1.00 ton/m² (Sobrecarga sala transf. y baterías)

Solicitaciones dimensionantes (De Tabla 2.2.2. Betton Calender) - Esquema 2

Tramo X:	m _{xm} = 29.20	⇒	M _{xm} = 1.03 tonm/m
Tramo Y:	m _{ym} = 43.20	⇒	M _{ym} = 0.70 tonm/m
Empotramiento:	m _{xerm} = 11.30	⇒	M _{ym} = 2.67 tonm/m
Esfuerzo de Corte X:	q _{xrm} = 2.44	⇒	Q _{xrm} = 2.81 ton/m
Esfuerzo de Corte Y:	q _{yrm} = 2.56	⇒	Q _{yrm} = 2.68 ton/m
Esfuerzo de Corte Emp.:	q _{yrm} = 1.69	⇒	Q _{yrm} = 4.06 ton/m

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = 0.020 m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Tramo X.	1.03	0.00	1.0	0.15	0.13	1.00	12.29	0.439	3.63	φ 10c / 15cm [inf/sup]
Tramo Y.	0.70	0.00	0.7	0.15	0.13	1.00	14.95	0.435	2.43	φ 10 c / 15 cm [inf/sup]
Empotramiento	2.67	0.00	2.7	0.15	0.13	1.00	7.65	0.461	9.86	φ10 c/15cm + φ10 c/15cm[sup]

Dimensionamiento a Corte

Recubrimiento = **0.020** m

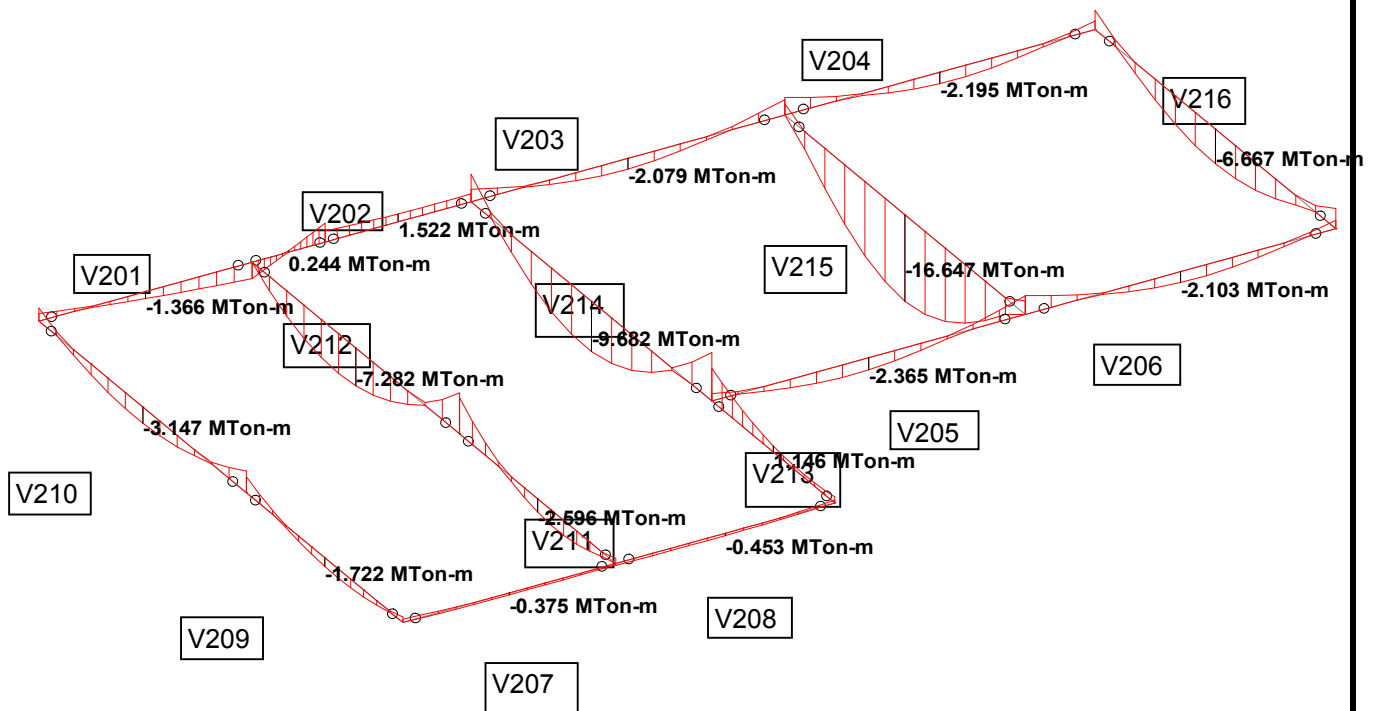
Sección	Q	M	d	h	b ₀	k ₁	k ₂	τ ₀	k ₂ × τ ₀₁₁	F _e	Adoptado
	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[ton/m ²]		[cm ² /m ²]	
Apoyo X	2.81	0.00	0.15	0.13	1.00	1.00	1.00	26.48	60.0	----	---
Apoyo Y	2.68	0.00	0.15	0.13	1.00	1.00	1.00	25.24	60.0	----	---

Flecha Max: $\frac{\rho l x^2}{E d^3} \mathbf{0.0926} = 0$

5.3 Nivel Cubierta

5.3.1 Vigas

Envolvente de Flexión



VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO -
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : M.M.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = **0.025** m

Viga nro.	Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado	
		[tonm]	[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]			[cm ²]		
V201	Ap. Máx.	-3.91	0.00	3.9	0.40	0.35	0.15	6.86	0.465	5.19	2 φ 20	[sup]
	Tr. Máx	3.66	0.00	3.7	0.40	0.35	0.15	7.09	0.465	4.86	2 φ 20	[inf]
V202	Ap. Máx.	-3.03	0.00	3.0	0.40	0.35	0.15	7.79	0.456	3.95	2 φ 20	[sup]
	Tr. Máx	-2.56	0.00	2.6	0.40	0.35	0.15	8.47	0.452	3.31	2 φ 20	[sup]
V203	Ap. Máx.	-3.28	0.00	3.3	0.40	0.35	0.15	7.48	0.461	4.32	2 φ 20	[sup]
	Tr. Máx	2.58	0.00	2.6	0.40	0.35	0.15	8.44	0.452	3.33	2 φ 20	[inf]
V204	Ap. Máx.	-2.73	0.00	2.7	0.40	0.35	0.15	8.20	0.456	3.56	2 φ 20	[sup]
	Tr. Máx	2.94	0.00	2.9	0.40	0.35	0.15	7.91	0.456	3.83	2 φ 20	[inf]
V205	Ap. Máx.	-3.11	0.00	3.1	0.40	0.35	0.15	7.69	0.461	4.10	2 φ 20	[sup]
	Tr. Máx	3.41	0.00	3.4	0.40	0.35	0.15	7.34	0.461	4.49	2 φ 20	[inf]
V206	Ap. Máx.	-3.43	0.00	3.4	0.40	0.35	0.15	7.32	0.461	4.52	2 φ 20	[sup]
	Tr. Máx	2.69	0.00	2.7	0.40	0.35	0.15	8.26	0.456	3.50	2 φ 20	[inf]
V207	Ap. Máx.	-0.90	0.00	0.9	0.40	0.35	0.15	14.29	0.439	1.13	2 φ 12	[sup]
	Tr. Máx	1.29	0.00	1.3	0.40	0.35	0.15	11.93	0.444	1.64	2 φ 12	[inf]
V208	Ap. Máx.	-0.71	0.00	0.7	0.40	0.35	0.15	16.09	0.435	0.88	2 φ 12	[sup]
	Tr. Máx	1.33	0.00	1.3	0.40	0.35	0.15	11.75	0.444	1.69	2 φ 12	[inf]
V209	Ap. Máx.	-2.63	0.00	2.6	0.40	0.35	0.15	8.36	0.456	3.43	2 φ 16	[sup]
	Tr. Máx	1.83	0.00	1.8	0.40	0.35	0.15	10.02	0.448	2.34	2 φ 16	[inf]
V210	Ap. Máx.	-3.65	0.00	3.7	0.40	0.35	0.15	7.10	0.465	4.85	2 φ 16	[sup]
	Tr. Máx	3.15	0.00	3.2	0.40	0.35	0.15	7.64	0.461	4.15	2 φ 16	[inf]
V211	Ap. Máx.	-5.71	0.00	5.7	0.40	0.35	0.20	6.55	0.474	7.73	3 φ 20	[sup]
	Tr. Máx	3.55	0.00	3.6	0.40	0.35	0.20	8.31	0.456	4.63	2 φ 20	[inf]
V212	Ap. Máx.	-6.72	0.00	6.7	0.40	0.35	0.20	6.04	0.482	9.25	3 φ 20	[sup]
	Tr. Máx	8.35	0.00	8.4	0.40	0.35	0.20	5.42	0.499	11.90	4 φ 20	[inf]
V213	Ap. Máx.	-7.10	0.00	7.1	0.50	0.45	0.20	7.55	0.461	7.27	3 φ 20	[sup]
	Tr. Máx	0.03	0.00	0.0	0.50	0.45	0.20	116	0.421	0.03	4 φ 20	[inf]
V214	Ap. Máx.	-7.98	0.00	8.0	0.50	0.45	0.20	7.12	0.465	8.25	3 φ 20	[sup]
	Tr. Máx	9.68	0.00	9.7	0.50	0.45	0.20	6.47	0.474	10.20	4 φ 20	[inf]
V215	Ap. Máx.	-4.69	0.00	4.7	0.65	0.60	0.20	12.39	0.439	3.43	3 φ 16	[sup]
	Tr. Máx	16.65	0.00	16.7	0.65	0.60	0.20	6.58	0.469	13.01	4 φ 20	[inf]
V216	Ap. Máx.	-3.37	0.00	3.4	0.40	0.35	0.20	8.53	0.452	4.35	3 φ 16	[sup]
	Tr. Máx	8.16	0.00	8.2	0.40	0.35	0.20	5.48	0.495	11.54	4 φ 20	[inf]

Dimensionamiento a Corte

Recubrimiento = **0.025** m

Viga nro.	Sección	Q	M	d	h	b ₀	τ ₀	Zona	τ _C	F _e	Adoptado
		[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ² /m]	
V201	Apoyo máx.	6.40	3.91	0.40	0.35	0.15	136.1	II	77.1	4.82	2r. φ 8c/15
V202	Apoyo máx.	0.78	3.03	0.40	0.35	0.15	16.3	I	6.5	0.41	2r. φ 8c/15
V203	Apoyo máx.	3.46	3.28	0.40	0.35	0.15	72.8	I	29.1	1.82	2r. φ 8c/15
V204	Apoyo máx.	1.41	2.73	0.40	0.35	0.15	29.4	I	11.8	0.74	2r. φ 8c/15

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO -
MEMORIA DE CÁLCULO

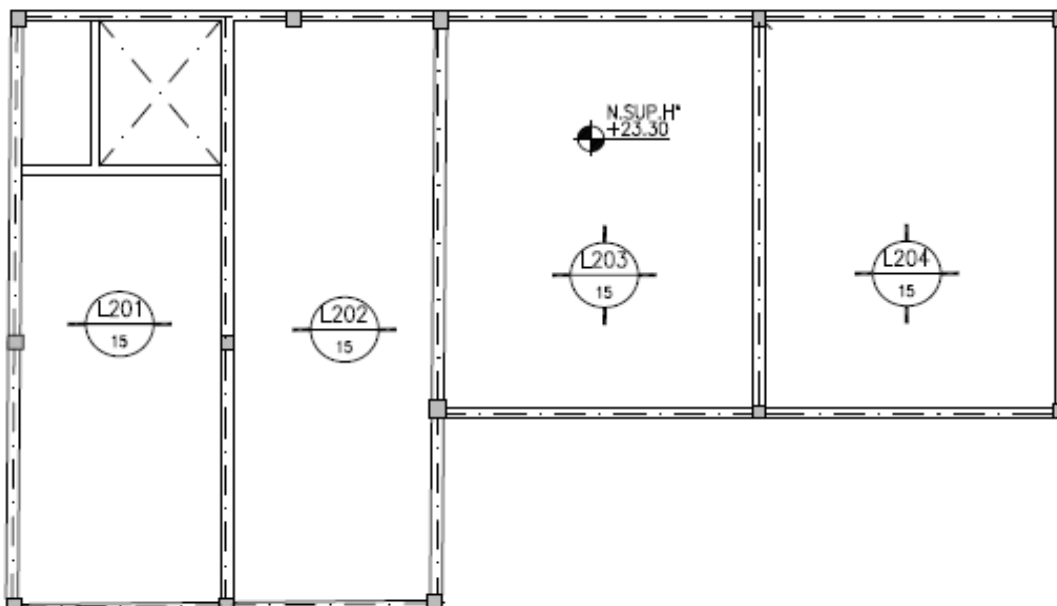
Preparo : M.M.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Viga nro.	Sección	Q	M	d	h	b ₀	τ ₀	Zona	τ _C	F _e	Adoptado
		[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ² /m]	
V205	Apoyo máx.	3.66	3.11	0.40	0.35	0.15	77.0	I	30.8	1.93	2r. φ 8c/15
V206	Apoyo máx.	3.54	3.43	0.40	0.35	0.15	74.5	I	29.8	1.86	2r. φ 8c/15
V207	Apoyo máx.	1.23	0.90	0.40	0.35	0.15	24.7	I	9.9	0.62	2r. φ 8c/15
V208	Apoyo máx.	1.19	0.71	0.40	0.35	0.15	23.7	I	9.5	0.59	2r. φ 8c/15
V209	Apoyo máx.	4.07	2.63	0.40	0.35	0.20	62.5	I	25.0	2.08	2r. φ 8c/15
V210	Apoyo máx.	4.91	3.65	0.40	0.35	0.20	76.8	I	30.7	2.56	2r. φ 8c/16
V211	Apoyo máx.	6.91	5.71	0.40	0.35	0.20	112.2	II	52.4	4.37	2r. φ 8c/15
V212	Apoyo máx.	8.83	6.72	0.40	0.35	0.20	146.0	II	88.8	7.40	2r. φ 8c/10
V213	Apoyo máx.	4.67	7.10	0.40	0.35	0.20	77.2	I	30.9	2.57	2r. φ 8c/15
V214	Apoyo máx.	9.51	7.98	0.50	0.45	0.20	117.9	II	57.9	4.83	2r. φ 8c/15
V215	Apoyo máx.	8.30	4.69	0.60	0.55	0.20	80.4	I	32.1	2.68	2r. φ 8c/15
V216	Apoyo máx.	5.12	3.37	0.40	0.35	0.20	79.3	I	31.7	2.64	2r. φ 8c/15

5.3.2 Losas

Esquema

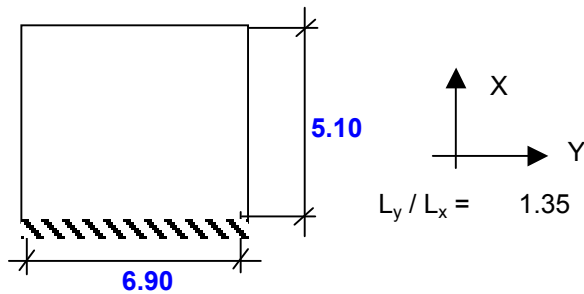
NIVEL CUBIERTA



5.3.2 Losas

Losa L204

Esquema Estático



Cargas Actuantes

$$g_{pp} = 0.36 \text{ ton/m}^2 \text{ (Peso Propio)}$$

$$g_{1+g_2} = 0.22 \text{ ton/m}^2 \text{ (Contrapiso, carpeta y solado + cielorraso suspendido)}$$

$$p = 0.10 \text{ ton/m}^2 \text{ (Sobrecarga en cubiertas)}$$

Solicitaciones dimensionantes (De Tabla 2.2.2. Betton Calender) - Esquema 1

Tramo X:	$m_{xm} = 21.60$	\Rightarrow	$M_{xm} = 0.82$	tonm/m
Tramo Y:	$m_{ym} = 53.20$	\Rightarrow	$M_{ym} = 0.33$	tonm/m
Empotramiento:	$m_{xerm} = 9.40$	\Rightarrow	$M_{ym} = 1.88$	tonm/m
Esfuerzo de Corte X:	$q_{xrm} = 1.60$	\Rightarrow	$Q_{xrm} = 2.17$	ton/m
Esfuerzo de Corte Y:	$q_{yrm} = 2.49$	\Rightarrow	$Q_{yrm} = 1.39$	ton/m
Esfuerzo de Corte Emp.:	$q_{yrm} = 1.60$	\Rightarrow	$Q_{yrm} = 2.17$	ton/m

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = 0.020 m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F_e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Tramo X.	0.82	0.00	0.8	0.15	0.13	1.00	13.81	0.439	2.88	ϕ 10c / 15cm [inf/sup]
Tramo Y.	0.33	0.00	0.3	0.15	0.13	1.00	21.68	0.431	1.15	ϕ 10 c / 15 cm [inf/sup]
Empotramiento	1.88	0.00	1.9	0.15	0.13	1.00	9.11	0.452	6.80	ϕ 10 c/15cm + ϕ 8 c/15cm[sup]

Dimensionamiento a Corte

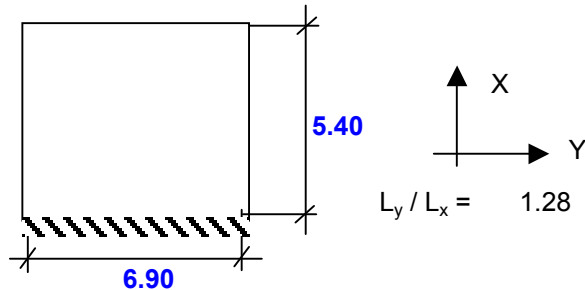
Recubrimiento = 0.020 m

Sección	Q	M	d	h	b ₀	k ₁	k ₂	τ_0	k ₂ x τ_{011}	F_e	Adoptado
	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[ton/m ²]		[cm ² /m ²]	
Apoyo X	2.17	0.00	0.15	0.13	1.00	1.00	1.00	20.40	60.0	----	---
Apoyo Y	1.39	0.00	0.15	0.13	1.00	1.00	1.00	13.11	60.0	----	---

$$\text{Flecha Max: } \frac{p l x^2}{E d^3} = 0.0472 = 0.24943$$

Losa L203

Esquema Estático



Cargas Actuantes

$g_{pp} = 0.36 \text{ ton/m}^2$ (Peso Propio)
 $g_{1+g_2} = 0.22 \text{ ton/m}^2$ (Contrapiso, carpeta y solado + cielorraso suspendido)
 $p = 0.10 \text{ ton/m}^2$ (Sobrecarga en cubiertas)

Solicitaciones dimensionantes (De Tabla 2.2.2. Betton Calender) - Esquema 1

Tramo X: $m_{xm} = 22.40$ \Rightarrow $M_{xm} = 0.89 \text{ tonm/m}$
 Tramo Y: $m_{ym} = 51.80$ \Rightarrow $M_{ym} = 0.38 \text{ tonm/m}$
 Empotramiento: $m_{xerm} = 9.70$ \Rightarrow $M_{ym} = 2.04 \text{ tonm/m}$

 Esfuerzo de Corte X: $q_{xrm} = 1.61$ \Rightarrow $Q_{xrm} = 2.28 \text{ ton/m}$
 Esfuerzo de Corte Y: $q_{yrm} = 2.40$ \Rightarrow $Q_{yrm} = 1.53 \text{ ton/m}$
 Esfuerzo de Corte Emp.: $q_{yrm} = 1.91$ \Rightarrow $Q_{yrm} = 1.92 \text{ ton/m}$

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = 0.020 m

Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Tramo X.	0.89	0.00	0.9	0.15	0.13	1.00	13.29	0.439	3.11	φ 10c / 15cm [inf/sup]
Tramo Y.	0.38	0.00	0.4	0.15	0.13	1.00	20.20	0.431	1.32	φ 10 c / 15 cm [inf/sup]
Empotramiento	2.04	0.00	2.0	0.15	0.13	1.00	8.74	0.452	7.39	φ10 c/15cm + φ8 c/15cm[sup]

Dimensionamiento a Corte

Recubrimiento = 0.020 m

Sección	Q	M	d	h	b ₀	k ₁	k ₂	τ ₀	k ₂ x τ ₀₁₁	F _e	Adoptado
	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[ton/m ²]		[cm ² /m ²]	
Apoyo X	2.28	0.00	0.15	0.13	1.00	1.00	1.00	21.47	60.0	----	---
Apoyo Y	1.53	0.00	0.15	0.13	1.00	1.00	1.00	14.40	60.0	----	---

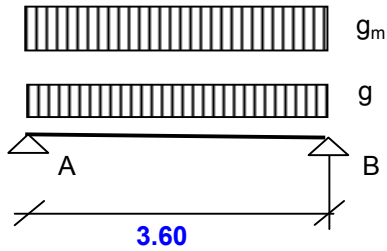
Flecha Max: $\frac{p l x^2}{E d^3} = 0.0455 = 0.30222$

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO -
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : M.M.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Losa L201-L202

Esquema estático



Cargas Actuantes

- $g_{pp} = 0.36$ ton/m² (Peso Propio)
 $g_1+g_2 = 0.22$ ton/m² (Contrapiso, carpeta y solado + cielorraso suspendido)
 $p = 0.10$ ton/m² (Sobrecarga en cubierta)

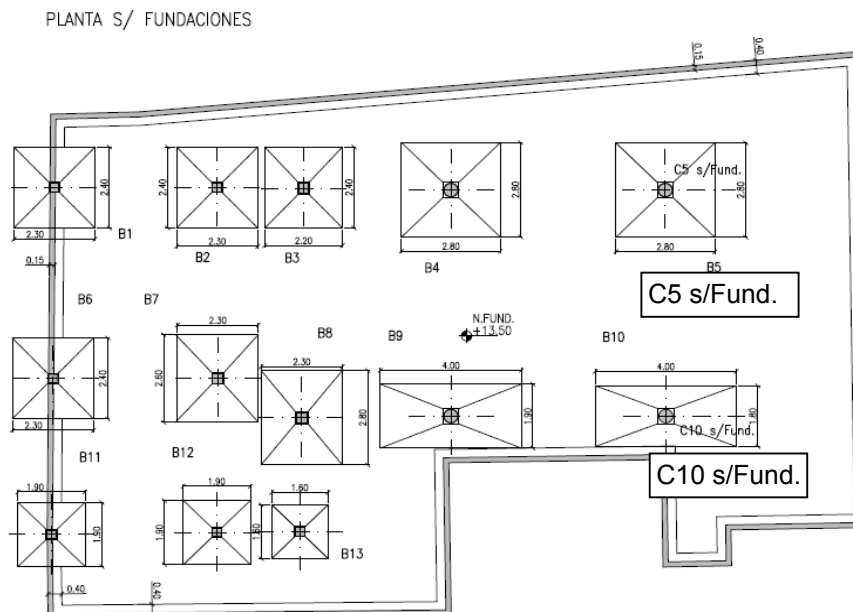
Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = 0.020 m

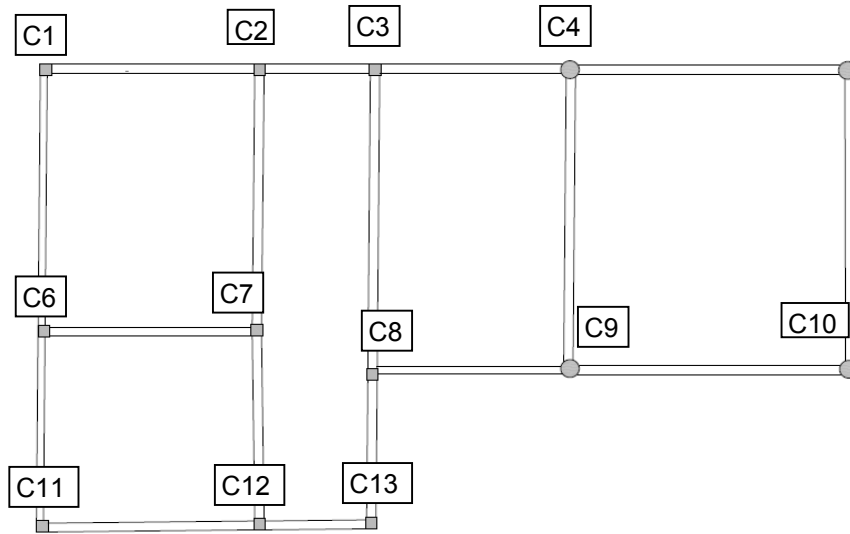
Sección	M	N	Me	d	h	b	kh	ke	F _e	Adoptado
	[tonm/m]	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[cm ² /m]	
Tr. MaX.	0.62	0.00	0.6	0.15	0.13	1.00	15.92	0.435	2.14	φ10 c / 15 cm [inf/sup]
Ap. max.	-1.10	0.00	1.1	0.15	0.13	1.00	11.91	0.444	3.91	φ 10 c / 15 cm [inf/sup]

5.4 Dimensionamiento de Columnas

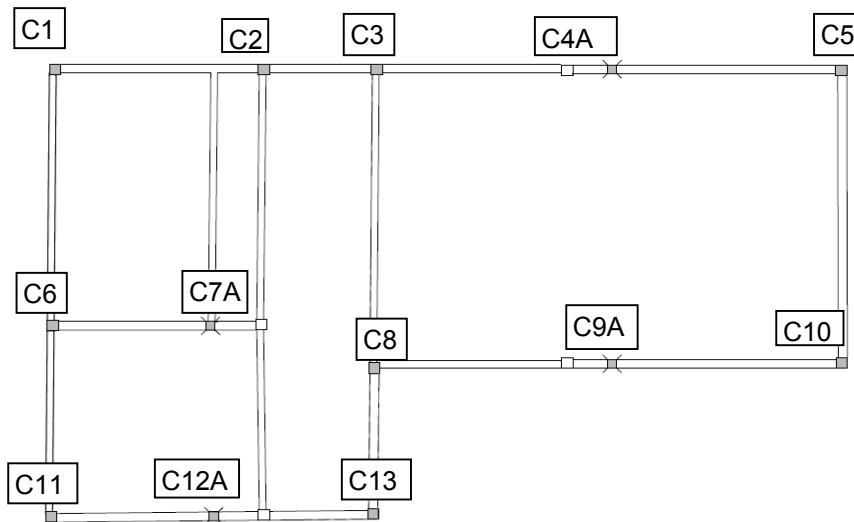
Esquemas



Sobre PB



Sobre 1er Piso



5.4.1 Columnas Circulares

Las solicitaciones dimensionantes corresponden a las combinaciones más desfavorables e incluyen los efectos de Segundo Orden.

Se utiliza la Tabla 1.27 del Cuaderno 220.

Diámetro de Columnas = **0.40** m \implies Area = 0.126 m²

$\beta_r = 2300.00$ ton/m²

Recubrimiento = **0.025** m

COLUMNA	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	fe _{nec.}	ϕ	Cant	fe _{adop}
C4	8.65	-65.8	0.075	-0.23	0.20	0.011	13.73	16	6.83	7Ø16
C5 s/F	11.37	-59.1	0.098	-0.20	0.35	0.019	24.02	16	11.95	12Ø16
C9	9.48	-68.8	0.082	-0.24	0.20	0.011	13.73	16	6.83	7Ø16
C10 F	10.88	-66.2	0.094	-0.23	0.35	0.019	24.02	16	11.95	12Ø16
C5 s/PB	6.65	-32.5	0.058	-0.11	0.10	0.008	10.05	16	5.00	5Ø16
C10 s/PB	6.21	-38.1	0.054	-0.13	0.10	0.008	10.05	16	5.00	5Ø16

Columnas Rectangulares

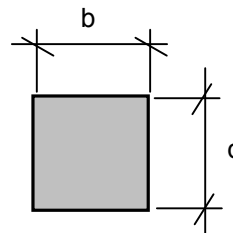
Las solicitaciones dimensionantes corresponden a las combinaciones más desfavorables e incluyen los efectos de Segundo Orden.

Se utiliza la Tabla 1.19 a/b del Cuaderno 220.

$\beta_r = 2300.00$ ton/m²

Recubrimiento = **0.025** m

Esquema



Sección	M _y ^{II}	M _z ^{II}	N _{col}	b	d	n	m _y	m _z	ω_o	F _e	Adoptado
	[tonm]	[tonm]	[ton]	[m]	[m]					[cm ²]	
C1	2.06	1.63	-34.80	0.25	0.25	-0.2	0.06	0.05	0.15	5.12	4Ø16 [total]
C11	1.87	0.71	-18.30	0.25	0.25	-0.1	0.05	0.02	0.08	5.00	4Ø16 [total]
C13	0.10	1.30	-10.01	0.25	0.25	-0.1	0.00	0.04	0.05	5.00	4Ø16 [total]
C8	1.80	3.80	-58.00	0.30	0.30	-0.3	0.03	0.06	0.10	7.20	4Ø16 [total]
C2	2.82	0.74	-44.86	0.25	0.25	-0.3	0.08	0.02	0.20	6.83	4Ø16 [total]
C3	4.68	0.35	-12.28	0.30	0.25	-0.1	0.11	0.01	0.28	11.27	4Ø20 [total]
C6	2.98	2.32	-29.19	0.25	0.25	-0.2	0.08	0.06	0.20	6.83	4Ø16 [total]
C7	4.18	0.79	-27.60	0.30	0.30	-0.1	0.07	0.01	0.10	7.20	4Ø16 [total]
C12	2.32	1.44	-27.01	0.25	0.25	-0.2	0.06	0.04	0.15	5.12	4Ø16 [total]
C5	1.87	1.30	-7.50	0.25	0.25	-0.1	0.05	0.04	0.10	5.00	4Ø16 [total]
C10	2.86	1.46	-6.71	0.25	0.25	-0.1	0.08	0.04	0.15	5.12	4Ø16 [total]

(*) Distribuir armadura en 4 esquinas

PROYECTO

EJECUTIVO

**VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO -
MEMORIA DE CÁLCULO**

Hoja:..38..de..56..

01

Preparo : M.M.

Fecha : 07/12/2016

Reviso : R.P.

Apeos (sobre 1er piso)

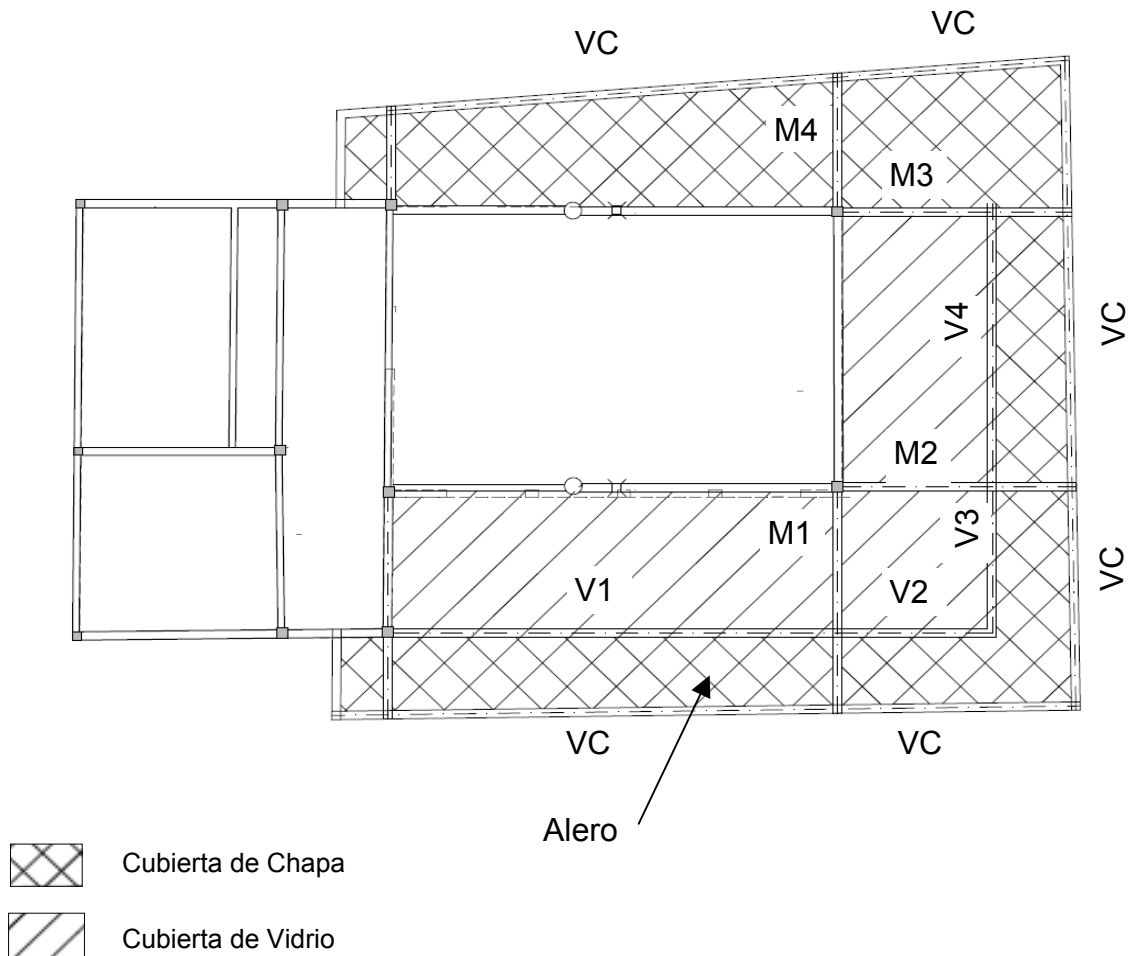
Sección	M_y^I	M_z^I	N_{col}	b	d	n	m_y	m_z	ω_o	F_e	Adoptado
	[tonm]	[tonm]								[ton]	
C4a-C9a	3.08	0.25	-15.08	0.20	0.25	-0.1	0.11	0.01	0.25	6.83	4φ16 [total]
C7a	1.69	1.48	-15.10	0.20	0.25	-0.1	0.06	0.06	0.18	4.92	4φ16 [total]
C12a	1.11	0.07	-5.46	0.25	0.20	-0.1	0.05	0	0.10	4.00	4φ16 [total]

(*) Distribuir en 4 esquinas

5.5 Dimensionamiento de Alero Metálico

5.5.1 Esquema

Planta 1er Nivel



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO - MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..40..de..56..	01
		Preparo :	M.M.
		Fecha :	07/12/2016
		Reviso :	R.P.

5.5.2 Combinaciones de Carga

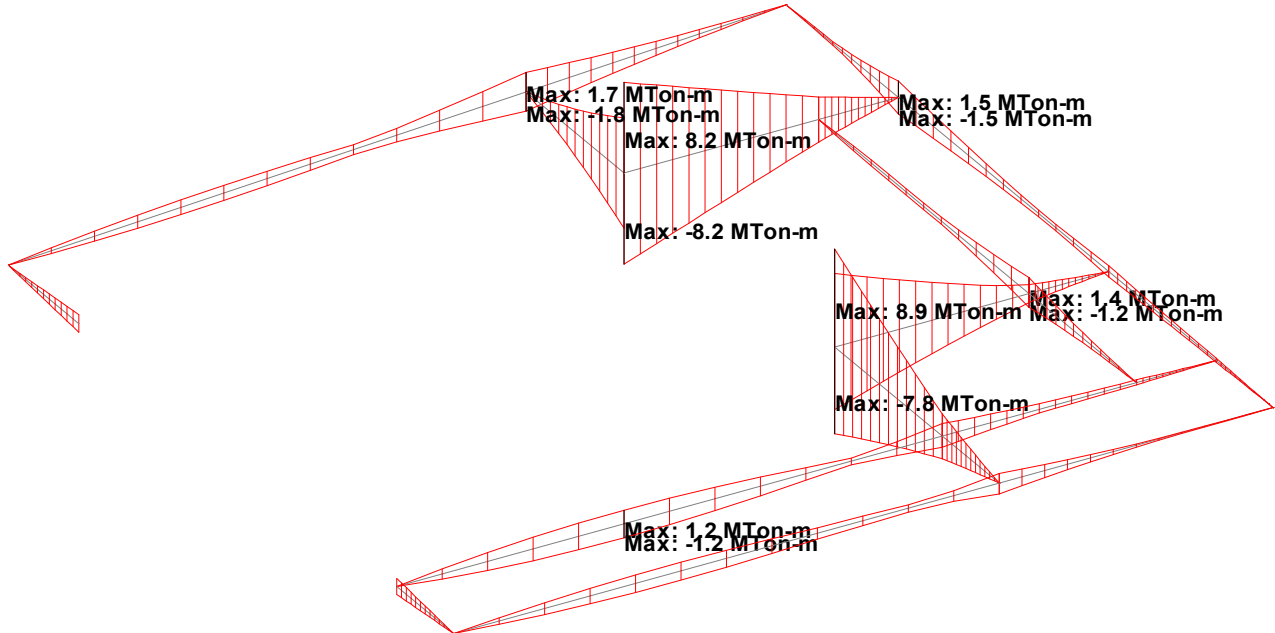
Las combinaciones de carga para estados último son:

- C100: 1.4D
- C102: 1.2D+1.6Lr+0.8WI+
- C103: 1.2D+1.6Lr+0.8Wt+
- C104: 1.2D+1.6Lr+0.8WI-
- C105: 1.2D+1.6Lr+0.8Wt-
- C106: 1.2D+0.5Lr+1.5WI+
- C107: 1.2D+0.5Lr+1.5Wt+
- C108: 1.2D+0.5Lr+1.5WI-
- C109: 1.2D+0.5Lr+1.5Wt-
- C112: 0.9D+1.5WI+
- C113: 0.9D+1.5Wt+
- C114: 0.9D+1.5WI-
- C115: 0.9D+1.5Wt-

Las combinaciones de carga para estados de servicio son:

- C200: D+Lr
- C201: D+WI+
- C202: D+Wt+
- C203: D+WI-
- C204: D+Wt-
- C301: D+0.7(Lr+WI++S)
- C302: D+0.7(Lr+Wt++S)
- C303: D+0.7(Lr+WI+S)
- C304: D+0.7(Lr+Wt+S)

5.5.3 Envolvente de Flexión



5.5.4 Mensula M1-M2-M3-M4

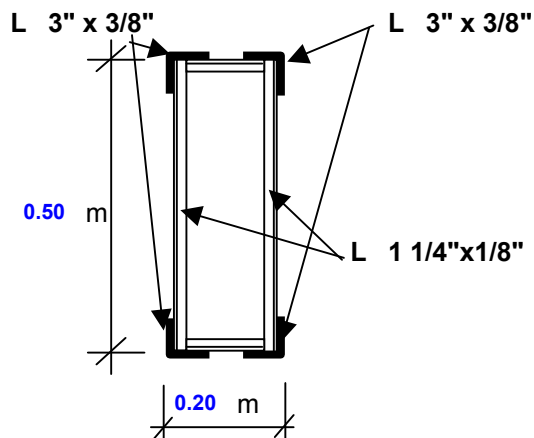
Solicitaciones

Mz (eje mayor)	=	8.90	ton.m
My (eje Menor)	=	1.98	ton.m
N	=	0.00	ton.m
Qy	=	2.03	ton

Dimensionamiento y verificación

Esquema de la sección adoptada

Características mecánicas



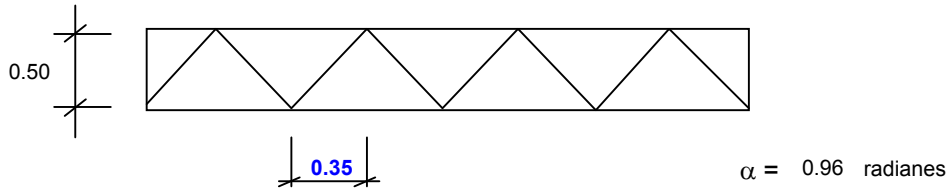
$$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad (F24)$$

$$F_u = 3700 \text{ kg/cm}^2 \quad (F24)$$

$$E = 2020000 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 780000 \text{ kg/cm}^2$$

Esquema de reticulado



Características geométricas perfil individual

Angular L 3" x 3/8"

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS										
b	t	$e_x = e_y$	A_g	$J_z = J_y$	$S_z = S_y$	$r_x = r_y$	J_{\min}	S_{\min}	J_D	C_w
[mm]	[mm]	[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁶]
76.20	10	2	14	71	13.21	2.28	28	9	4.08	17.37

Características geométricas perfil compuesto

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS										
A_g	J_x	J_y	S_x	S_y	r_x	r_y	Z_x	Z_y	J_D	C_w
[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁶]
54.56	28597	3587	1144	359	22.89	8.11	1243	424	16.34	0.00

Long. No arriostrada = $L_z = 5.35$ m $L_y = 5.35$ m

Coef. De long. Efectiva = $k_z = 2$ $k_y = 2$

Esbeltez

$\lambda_z = 46.7 < 200$ Verifica $\lambda_y = 132 < 200$ Verifica

Resistencia de diseño a la flexión

Según z-z

Estado límite de plastificación:

Coeficiente de resistencia flexión: $\phi_b = 0.90$

Momento elástico: $M_y = F_y \times S_x = 27.45$ ton.m

Momento plástico: $M_p = F_y \times Z < 1.5 \times M_y = 29.83$ ton.m

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO - MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..43..de..56..	01
		Preparo :	M.M.
		Fecha :	07/12/2016
		Reviso :	R.P.

Long. Lateralmente no arriostrada límite: $L_p = 2.13 \text{ m}$

Resistencia de diseño a flexión por plastificación: $\phi_b \times M_p = 26.85 \text{ ton.m}$

Estado límite de pandeo lateral torsional:

Distancia entre puntos de arriostramiento contra el desplazamiento lateral: $L_b = 5.35 \text{ m}$

Momento límite para pandeo lateral torsional: $M_r = 27.45 \text{ ton.m}$

Longitud lateralmente no arriostrada límite: $L_r = 3.21 \text{ m}$

Factor de modificación de diagrama de momento flexor: $C_b = 1.00$

Resistencia nominal a flexión: $M_n = 18.28 \text{ ton.m}$

Resistencia de diseño a flexión: $\phi_b \times M_n = 16.45 \text{ ton.m}$

Según y-y

Estado límite de plastificación:

Coeficiente de resistencia flexión: $\phi_b = 0.90$

Momento elástico: $M_y = F_y \times S_x = 8.61 \text{ ton.m}$

Momento plástico: $M_p = F_y \times Z < 1.5 \times M_y = 10.19 \text{ ton.m}$

Long. Lateralmente no arriostrada límite: $L_p = 17.62 \text{ m}$

Resistencia de diseño a flexión por plastificación: $\phi_b \times M_p = 9.17 \text{ ton.m}$

Estado límite de pandeo lateral torsional:

Distancia entre puntos de arriostramiento contra el desplazamiento lateral: $L_b = 5.35 \text{ m}$

Momento límite para pandeo lateral torsional: $M_r = 8.61 \text{ ton.m}$

Longitud lateralmente no arriostrada límite: $L_r = 28.87 \text{ m}$

Factor de modificación de diagrama de momento flexor: $C_b = 1.00$

Resistencia nominal a flexión: $M_n = 10.19 \text{ ton.m}$

	PROYECTO EJECUTIVO	Hoja:..44..de..56..	01
	VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR	Preparo : M.M.	
	ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO - MEMORIA DE CÁLCULO	Fecha : 07/12/2016	
		Reviso : R.P.	

Resistencia de diseño a flexión:

$$\phi_b \times M_n = 9.17 \text{ ton.m}$$

Resistencia de diseño a la compresión

Factor de resistencia a compresión

$$\phi_c = 0.85$$

Esbeltéz de comparación

$$\lambda_c = k \times L / (\pi \times r) \times (F_y / E)^{0.5} = 1.45$$

Tensión Crítica

$$F_{cr} = 998.0 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia nominal a la compresión

$$P_n = 54.5 \text{ ton}$$

Resistencia de diseño a la compresión:

$$P_d = 46.3 \text{ ton}$$

Resistencia de diseño a la tracción

Fluencia en la sección bruta

Factor de resistencia a la fluencia

$$\phi_t = 0.90$$

Resistencia nominal a la fluencia

$$P_n = A_g \times F_y = 130.9 \text{ ton}$$

Resistencia de diseño a la fluencia

$$P_{df} = P_n \times \phi_t = 117.8 \text{ ton}$$

Rotura en la sección neta

Factor de resistencia a la rotura

$$\phi_t = 0.75$$

Resistencia nominal a la rotura

$$P_n = A_e \times F_u = 201.9 \text{ ton}$$

Resistencia de diseño a la rotura

$$P_{dr} = P_n \times \phi_t = 151.4 \text{ ton}$$

Resistencia de diseño a tracción:

$$P_d = 117.8 \text{ ton}$$

Verificación máximo coeficiente de interacción

Máximo coeficiente de interacción Para $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0,2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1,0$$

Para $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1,0$$

$$0.84 < 1$$

Verifica

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO -
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : M.M.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Análisis local

Cordones L 3" x 3/8"

Resistencia de diseño a la compresión

Factor de resistencia a compresión $\phi_c = 0.85$

Pandeo según eje mínimo

$$\lambda_c = \frac{k \times l}{r \times \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.53$$

$$F_{cr} = 2132 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g \times F_{cr} = 29.08 \text{ ton}$$

Pandeo según X-X e Y-Y

$$\lambda_c = \frac{k \times l}{r \times \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.34$$

$$F_{cr} = 2289 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación de Resistencia

$$\gamma \times Q < \phi_c \times P_n$$

$$22.2 \text{ ton} < 24.7 \text{ ton} \implies \text{Verifica}$$

Diagonales L1 1/4"x1/8"

Resistencia de diseño a la compresión

Factor de resistencia a compresión $\phi_c = 0.85$

Pandeo según X-X

$$\lambda_c = \frac{k \times l}{r \times \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.07$$

$$F_{cr} = 2395 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g \times F_{cr} = 4.60 \text{ ton}$$

Pandeo según Y-Y

$$\lambda_c = \frac{k \times l}{r \times \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.07$$

$$F_{cr} = 2395 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación de Resistencia

$$\gamma \times Q < \phi_c \times P_n$$

$$2.4 \text{ ton} < 3.9 \text{ ton} \implies \text{Verifica}$$

5.5.5 Vigas V1-V2-V3-V4

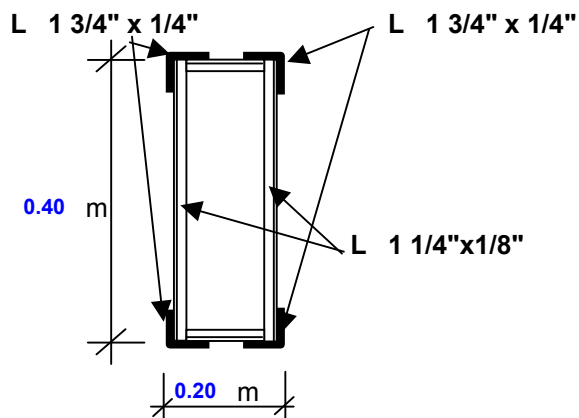
Solicitaciones

Mz (eje mayor)	=	1.72	ton.m
My (eje Menor)	=	0.16	ton.m
N	=	0.00	ton.m
Qy	=	0.80	ton

Dimensionamiento y verificación

Esquema de la sección adoptada

Características mecánicas



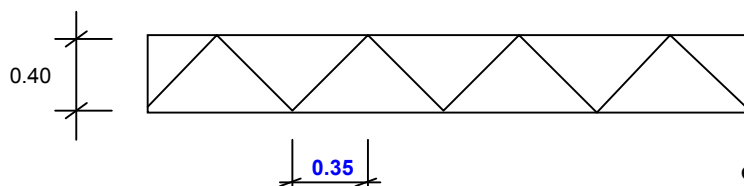
$$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad (F24)$$

$$F_u = 3700 \text{ kg/cm}^2 \quad (F24)$$

$$E = 2020000 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 780000 \text{ kg/cm}^2$$

Esquema de reticulado



$$\alpha = 0.852 \text{ radianes}$$

Características geométricas perfil individual

Angular L 1 3/4" x 1/4"

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS										
b	t	$e_x = e_y$	A_g	$J_z = J_y$	$S_z = S_y$	$r_x = r_y$	J_{\min}	S_{\min}	J_D	C_w
[mm]	[mm]	[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁶]
44.40	6	1	5	10	3.06	1.34	4	2	0.72	1.02

Características geométricas perfil compuesto

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS										
A_g	J_x	J_y	S_x	S_y	r_x	r_y	Z_x	Z_y	J_D	C_w
[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ⁴]	[cm ⁶]
21.60	7560	1659	378	166	18.71	8.76	403	187	2.88	0.00

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO - MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..48..de..56.. 01
		Preparo : M.M. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.

Momento plástico: $M_p = F_y \times Z < 1.5 \times M_y = 4.49 \text{ ton.m}$

Long. Lateralmente no arriostrada límite: $L_p = 8.63 \text{ m}$

Resistencia de diseño a flexión por plastificación: $\phi_b \times M_p = 4.04 \text{ ton.m}$

Estado límite de pandeo lateral torsional:

Distancia entre puntos de arriostramiento contra el desplazamiento lateral: $L_b = 10.25 \text{ m}$

Momento límite para pandeo lateral torsional: $M_r = 3.98 \text{ ton.m}$

Longitud lateralmente no arriostrada límite: $L_r = 13.48 \text{ m}$

Factor de modificación de diagrama de momento flexor: $C_b = 1.00$

Resistencia nominal a flexión: $M_n = 4.32 \text{ ton.m}$

Resistencia de diseño a flexión: $\phi_b \times M_n = 3.89 \text{ ton.m}$

Resistencia de diseño a la compresión

Factor de resistencia a compresión $\phi_c = 0.85$

Esbeltéz de comparación $\lambda_c = k \times L / (\pi \times r) \times (F_y / E)^{0.5} = 1.28$

Tensión Crítica $F_{cr} = 1204.5 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia nominal a la compresión $P_n = 26.0 \text{ ton}$

Resistencia de diseño a la compresión: $P_d = 22.1 \text{ ton}$

Resistencia de diseño a la tracción

Fluencia en la sección bruta

Factor de resistencia a la fluencia $\phi_t = 0.90$

Resistencia nominal a la fluencia $P_n = A_g \times F_y = 51.8 \text{ ton}$

Resistencia de diseño a la fluencia $P_{df} = P_n \times \phi_t = 46.7 \text{ ton}$

Rotura en la sección neta

Factor de resistencia a la rotura $\phi_t = 0.75$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO - MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..49..de..56.. 01
		Preparo : M.M. Fecha : 07/12/2016 Reviso : R.P.

Resistencia nominal a la rotura $P_n = A_e \times F_u = 79.9 \text{ ton}$

Resistencia de diseño a la rotura $P_{dr} = P_n \times \phi_t = 59.9 \text{ ton}$

Resistencia de diseño a tracción: $P_d = 46.7 \text{ ton}$

Verificación máximo coeficiente de interacción

Máximo coeficiente de interacción

Para $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0,2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1,0$$

Para $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1,0$$

0.83 < 1

Verifica

Análisis local

Cordones L 1 3/4" x 1/4"

Resistencia de diseño a la compresión

Factor de resistencia a compresión $\phi_c = 0.85$

Pandeo según eje mínimo

$$\lambda_c = \frac{k \times l}{r \times \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.90$$

$F_{cr} = 1705 \text{ kg/cm}^2$

$P_n = A_g \times F_{cr} = 9.21 \text{ ton}$

Pandeo según X-X e Y-Y

$$\lambda_c = \frac{k \times l}{r \times \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.57$$

$F_{cr} = 2092 \text{ kg/cm}^2$

Verificación de Resistencia

$\gamma \times Q < \phi_c \times P_n$

4.7 ton < 7.8 ton \implies Verifica

Diagonales L1 1/4"x1/8"

Resistencia de diseño a la compresión

Factor de resistencia a compresión $\phi_c = 0.85$

Pandeo según X-X

$$\lambda_c = \frac{k \times l}{r \times \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.06$$

$$F_{cr} = 2396 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g \times F_{cr} = 4.60 \text{ ton}$$

Pandeo según Y-Y

$$\lambda_c = \frac{k \times l}{r \times \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.06$$

$$F_{cr} = 2396 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación de Resistencia

$$\gamma \times Q < \phi_c \times P_n$$

$$1.0 \text{ ton} < 3.9 \text{ ton} \implies \text{Verifica}$$

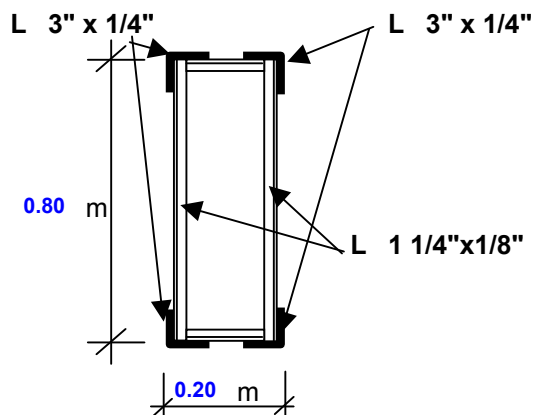
5.5.6 Viga Cenefa

Solicitaciones

Mz (eje mayor) = 2.59 ton.m
My (eje Menor) = 0.62 ton.m
N = 0.00 ton.m
Qy = 0.90 ton

Dimensionamiento y verificación

Esquema de la sección adoptada



Características mecánicas

$$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad (F24)$$

$$F_u = 3700 \text{ kg/cm}^2 \quad (F24)$$

$$E = 2020000 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 780000 \text{ kg/cm}^2$$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO - MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..52..de..56..	01
		Preparo :	M.M.
		Fecha :	07/12/2016
		Reviso :	R.P.

Long. Lateralmente no arriostrada límite: $L_p = 0.87 \text{ m}$

Resistencia de diseño a flexión por plastificación: $\phi_b \times M_p = 30.89 \text{ ton.m}$

Estado límite de pandeo lateral torsional:

Distancia entre puntos de arriostramiento contra el desplazamiento lateral: $L_b = 10.30 \text{ m}$

Momento límite para pandeo lateral torsional: $M_r = 32.65 \text{ ton.m}$

Longitud lateralmente no arriostrada límite: $L_r = 1.27 \text{ m}$

Factor de modificación de diagrama de momento flexor: $C_b = 1.00$

Resistencia nominal a flexión: $M_n = 4.48 \text{ ton.m}$

Resistencia de diseño a flexión: $\phi_b \times M_n = 4.04 \text{ ton.m}$

Según y-y

Estado límite de plastificación:

Coeficiente de resistencia flexión: $\phi_b = 0.90$

Momento elástico: $M_y = F_y \times S_x = 6.15 \text{ ton.m}$

Momento plástico: $M_p = F_y \times Z < 1.5 \times M_y = 7.16 \text{ ton.m}$

Long. Lateralmente no arriostrada límite: $L_p = 19.33 \text{ m}$

Resistencia de diseño a flexión por plastificación: $\phi_b \times M_p = 6.44 \text{ ton.m}$

Estado límite de pandeo lateral torsional:

Distancia entre puntos de arriostramiento contra el desplazamiento lateral: $L_b = 10.30 \text{ m}$

Momento límite para pandeo lateral torsional: $M_r = 6.15 \text{ ton.m}$

Longitud lateralmente no arriostrada límite: $L_r = 31.17 \text{ m}$

Factor de modificación de diagrama de momento flexor: $C_b = 1.00$

Resistencia nominal a flexión: $M_n = 7.16 \text{ ton.m}$

Resistencia de diseño a flexión: $\phi_b \times M_n = 6.44 \text{ ton.m}$

	PROYECTO EJECUTIVO	Hoja:..53..de..56..	01
	VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO - MEMORIA DE CÁLCULO	Preparo : M.M.	Fecha : 07/12/2016
		Reviso : R.P.	

Resistencia de diseño a la compresión

Factor de resistencia a compresión	$\phi_c =$	0.85
Esbeltéz de comparación	$\lambda_c = k \times L / (\pi \times r) \times (F_y / E)^{0.5} =$	1.37
Tensión Crítica	$F_{cr} =$	1092.4 kg/cm ²
Resistencia nominal a la compresión	$P_n =$	41.2 ton
Resistencia de diseño a la compresión:	$P_d =$	35.0 ton

Resistencia de diseño a la tracción

Fluencia en la sección bruta

Factor de resistencia a la fluencia	$\phi_t =$	0.90
Resistencia nominal a la fluencia	$P_n = A_g \times F_y =$	90.5 ton
Resistencia de diseño a la fluencia	$P_{df} = P_n \times \phi_t =$	81.5 ton

Rotura en la sección neta

Factor de resistencia a la rotura	$\phi_t =$	0.75
Resistencia nominal a la rotura	$P_n = A_e \times F_u =$	139.6 ton
Resistencia de diseño a la rotura	$P_{dr} = P_n \times \phi_t =$	104.7 ton
Resistencia de diseño a tracción:	$P_d =$	81.5 ton

Verificación máximo coeficiente de interacción

Máximo coeficiente de interacción	Para	$\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0,2$	
		$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1,0$	
	Para	$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2$	
		$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1,0$	0.82 < 1

Verifica

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO -
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : M.M.
Fecha : 07/12/2016
Reviso : R.P.

Análisis local

Cordones L 3" x 1/4"

Resistencia de diseño a la compresión

Factor de resistencia a compresión $\phi_c = 0.85$

Pandeo según eje mínimo

$$\lambda_c = \frac{k \times l}{r \times \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.53$$

$$F_{cr} = 2130 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g \times F_{cr} = 20.08 \text{ ton}$$

Pandeo según X-X e Y-Y

$$\lambda_c = \frac{k \times l}{r \times \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.33$$

$$F_{cr} = 2291 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación de Resistencia

$$\gamma \times Q < \phi_c \times P_n$$

$$4.9 \text{ ton} < 17.1 \text{ ton} \implies \text{Verifica}$$

Diagonales L1 1/4"x1/8"

Resistencia de diseño a la compresión

Factor de resistencia a compresión $\phi_c = 0.85$

Pandeo según X-X

$$\lambda_c = \frac{k \times l}{r \times \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.10$$

$$F_{cr} = 2390 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g \times F_{cr} = 4.59 \text{ ton}$$

Pandeo según Y-Y

$$\lambda_c = \frac{k \times l}{r \times \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.10$$

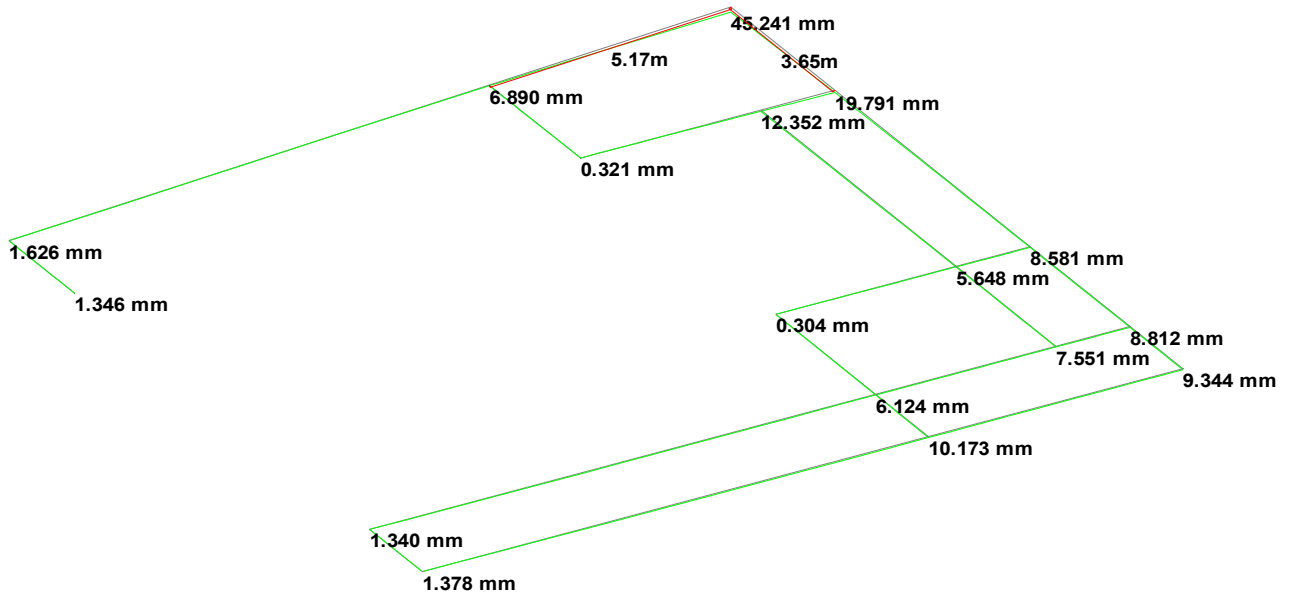
$$F_{cr} = 2390 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación de Resistencia

$$\gamma \times Q < \phi_c \times P_n$$

$$0.7 \text{ ton} < 3.9 \text{ ton} \implies \text{Verifica}$$

5.5.7 Verificación de deformaciones



$\delta_{lim} : k.L/300 = 34.5 \text{ mm}$

$\delta = 38.3 \text{ mm}$ se acepta el defecto

5.6 Dimensionamiento de Bases de Hormigón

Propiedades del suelo

Tensión admisible del suelo (*)

$\sigma_{adm} = 15 \text{ ton/m}^2$

Cota de fundación (*)

-1.50 m

Nota (*): La tensión admisible y la cota de fundación son parámetros adoptados conservadoramente. Los mismos deberán ser confirmados mediante un estudio de suelos.

Cuadro resumen de area de bases

Col	Nx1.2(*) (ton)	Lado a (m)	Lado b (m)	Area Base (m2)	σ_{suelo} (ton/m2)
C1	65.9	3.0	1.6	4.8	13.72
C2	79.5	2.4	2.3	5.5	14.41
C3	76.5	2.4	2.2	5.3	14.48
C4	105.3	2.8	2.8	7.7	13.67
C5	94.7	2.8	2.8	7.6	12.53
C6	83.1	3.5	1.8	6.1	13.57
C7	87.3	2.6	2.4	6.2	13.99
C8	96.8	2.8	2.4	6.7	14.41
C9	108.0	3.8	2.0	7.6	14.21
C10	101.2	3.8	2.0	7.6	13.32
C11	47.1	2.6	1.3	3.4	13.93
C12	52.1	1.9	1.9	3.6	14.42
C13	35.7	1.6	1.6	2.6	13.95

(*) Esfuerzo normal mayorado para considerar peso propio de la base

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO ANEXO I: DIMENSIONAMIENTO DE BASES	Hoja:..1..de..1..		1
		Preparo :	M.M.	
		Fecha :	30/11/2016	
		Reviso :	R.P.	

**PROYECTO EJECUTIVO
VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN CONSTITUCIÓN - EDIFICIO
ANEXO I: DIMENSIONAMIENTO DE BASES**

nov-16



Ministerio de Transporte
Unidad Ejecutora Central

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

TÍTULO:

INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ - ESTRUCTURAS NUEVAS
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0150-01
ELAB.	J.R.			
APROB.	R.P.			

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ - ESTRUCTURAS NUEVAS MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..2..de..41	01
		Preparo : J.R.	Fecha : 30/10/2016
		Reviso : R.P.	

INDICE

I.- GENERALIDADES

II.- SUPERESTRUCTURA

1. Geometría
2. Esquema estático
3. Características geométricas de la sección transversal
4. Análisis de cargas para superestructura
5. Cálculo de solicitaciones
6. Dimensionamiento de Secciones
7. Análisis de cargas para infraestructura

III.- INFRAESTRUCTURA

1. Pila
2. Estribo

	PROYECTO EJECUTIVO	Hoja:..3..de..41	01
	VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ - ESTRUCTURAS NUEVAS MEMORIA DE CÁLCULO	Preparo : J.R.	Fecha : 30/10/2016
		Reviso : R.P.	

I.- GENERALIDADES

La presente memoria de cálculo contempla el diseño estructural de la losa nueva de hormigón armado que comunicará la calzada con el puente Ituzaingó, además de la infraestructura correspondiente para sostener la nueva estructura y la estructura existente. La nueva estructura, que soportará el tránsito vial y peatonal, se apoyará sobre un estribo que actuará a su vez como muro de contención; y sobre una pila, diseñada para soportar las cargas del puente metálico existente.

La losa es de espesor constante y soporta una tapada formada por aislaciones hidráulicas, contrapisos y la carpeta de rodamiento así como las cargas de tránsito.

El estribo se materializa mediante pilotes ejecutados "in-situ", terminados en una viga cabezal, donde apoya la superestructura de hormigón armado. Además de soportar las cargas provenientes de la losa y su peso propio, los pilotes deberán soportar el empuje de suelo.

Para la pila, se adopta utilizar una fundación directa debido a la dificultad de ejecutar pilotes debajo de la estructura metálica existente. Para evitar flexiones excesivas en las columnas producidas por desbalanceo de cargas, se hará coincidir el eje de apoyo del puente metálico con el eje de la pila.

El cálculo de solicitaciones se realiza de acuerdo con los lineamientos de las "Bases para el Diseño de Puentes Carreteros" de la Dirección nacional de Vialidad. 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 Losas in situ:	H- 30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Infraestructura:	H- 30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ - ESTRUCTURAS NUEVAS
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : J.R.

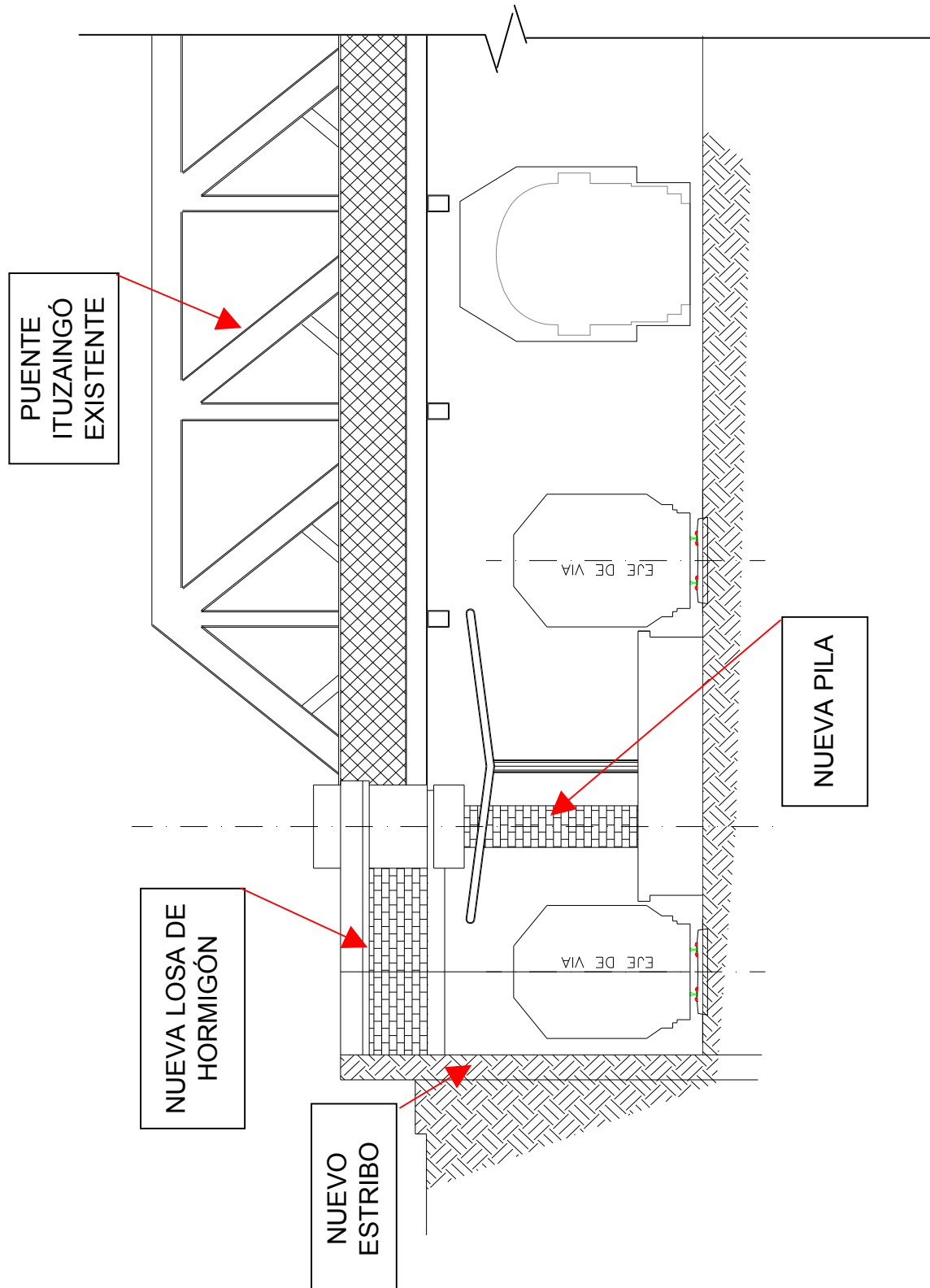
Fecha : 30/10/2016

Reviso : R.P.

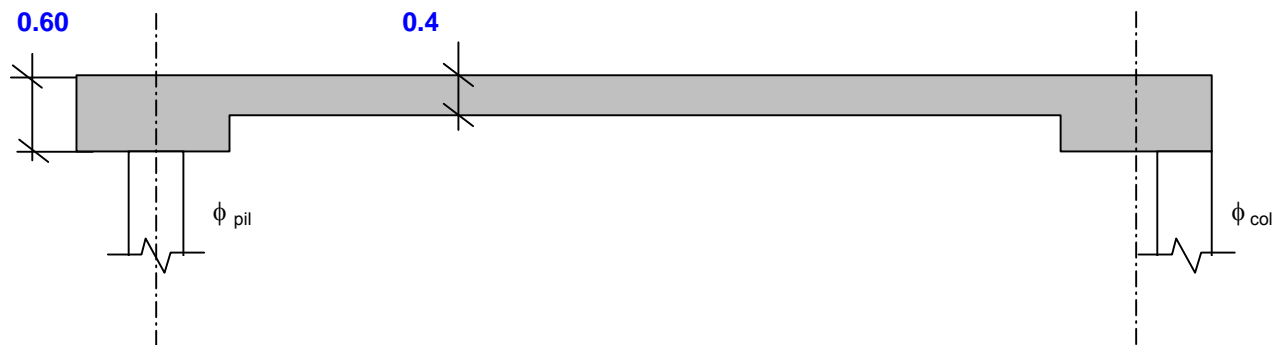
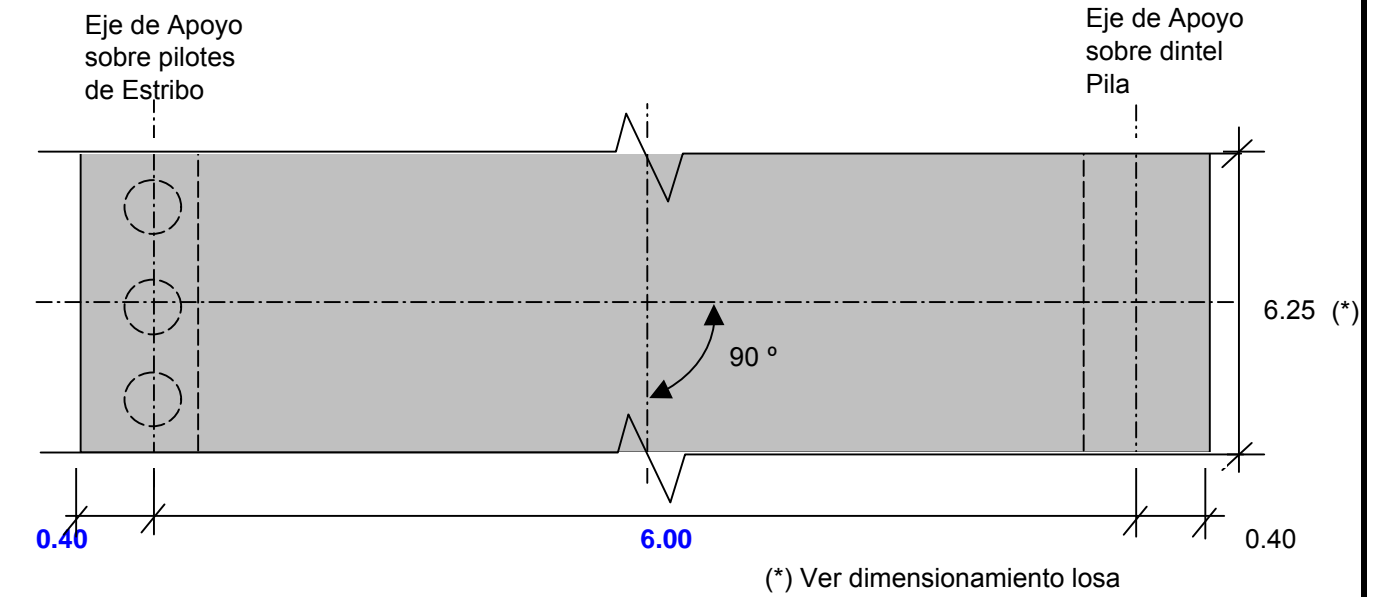
II.- SUPERESTRUCTURA

1.- Geometría

Sección Transversal.



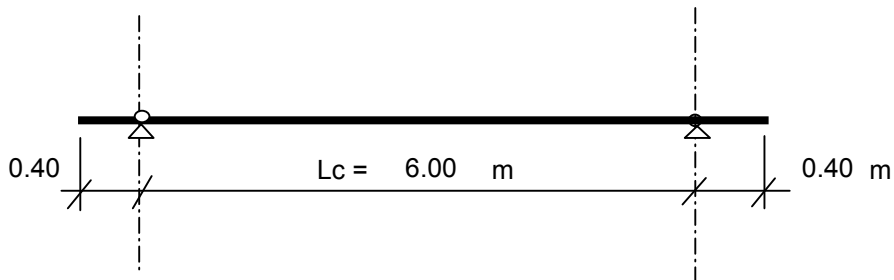
Planta General.



Cantidad de tramos = **1**
Luz total de Puente = **6.80** m

Inclinación de apoyos = **90** ° = 1.57 rad

2.- Esquema estático



	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ - ESTRUCTURAS NUEVAS MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..6..de..41	01
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

3.- Características geométricas de la Sección Transversal

Planilla de Cálculo de Características Geométricas de una sección

Elemento: Losa - Sección Centro de tramo

Altura total de la sección	Ht=	0.400	m
Superficie	F=	2.500	m ²
Distancia de baricentro a fibra superior	ys=	0.200	m
Distancia de baricentro a fibra inferior	yi=	0.200	m
Momento de inercia baricéntrico	Jg=	0.033	m ⁴
Módulo resistente superior	Ws=	0.167	m ³
Módulo resistente inferior	Wi=	0.167	m ³
Momento estático	S=	0.125	m ³

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ - ESTRUCTURAS NUEVAS MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..7..de..41	01
		Preparo : J.R.	Fecha : 30/10/2016
		Reviso : R.P.	

4.- Análisis de cargas

4.1. Generalidades

Categoría	A-30	(0=A30 / 1=A25 / 2=A20)	0
Ancho de calzada (AnC):			6.25 m
Ancho de veredas (AnVer):			0.00 m
Luz tramo (LP):			6.00 m
Luz cálculo (LC):			6.00 m

4.2. Cargas Permanentes

Datos de la sección transversal

Número de vigas (NV):		1	
Área viga (AV):		0.00	m ² $\gamma_{H^o} =$ 2.50 ton/m ³
Área losa (AL):		2.50	m ² $\gamma_{H^o} =$ 2.50 ton/m ³
Área veredas (AVer):		0.00	m ² $\gamma_{H^o} =$ 2.40 ton/m ³
Solado (e):		0.40	m $\gamma_{C.R.} =$ 2.00 ton/m ³
Peso cordón (gCP):		0.00	ton/m
Peso baranda (gDM):		0.00	ton/m
Defensa 1/2 New Jersey (gO):		0.00	ton/m

Resumen carga permanente

$$g = \gamma_{H^o} \times (NV \cdot AV + AL + AVer) + e \times \gamma_{AS} \times AC + g_{CP} + g_{DM} + g_O$$

$$g = 11.25 \text{ ton/m}$$

4.3. Cargas de tránsito

Coefficiente de impacto (Tipo de Estructura 2 de Tabla N°2)

LC	ϕ
5.00	1.40
9.99	1.40
10.00	1.30
20.00	1.25
30.00	1.20
50.00	1.10

$$\phi = 1.40$$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ - ESTRUCTURAS NUEVAS MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..8..de..41	01
		Preparo : J.R.	
		Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

Multitud compacta sobre calzada

$$pMC = 365 + \frac{80 \times 10^6}{LC^3 + LC^2 + 334000}$$

$$pMC = 0.60 \text{ ton/m}^2$$

$$p'MC = pMC \times \phi \times AC$$

$$p'MC = 5.28 \text{ ton/m}$$

Sobrecarga en veredas

$$pVer = 0.40 \text{ ton/m}^2$$

$$pVer = 0.00 \text{ ton/m}$$

Aplanadoras

Peso de aplanadora de acuerdo a categorías (en Ton)

CAT	EJE DEL.	EJE TRAS.	TOTAL
A-30	13.0	8.5	30.0
A-25	10.0	7.5	25.0
A-20	8.0	6.0	20.0

Rodillo delantero: 13.00 ton
 Rodillo trasero: 8.50 ton
 Carga total: 30.00 ton

Número de fajas de tránsito

3

Reducción por aplanadoras múltiples

95%

Ejes delanteros $N_{apl} \times \phi \times (A_{30} - mc(2.5mx6m)) Rd / A_{30}$

$$R'd = 36.23 \text{ ton}$$

Ejes traseros $N_{apl} \times \phi \times (A_{30} - mc(2.5mx6m)) 2 Rt / A_{30}$

$$R't = 47.38 \text{ ton}$$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ - ESTRUCTURAS NUEVAS MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..9..de..41	01
		Preparo : J.R.	
		Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

5.- Cálculo de solicitaciones

5.1 Solicitaciones en sentido longitudinal

PLANILLA MAXIMOS MOMENTOS FLEXORES Y CORTES ASOCIADOS

Sección (%LC)	0.00	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50
x (Dist. Apoyo)	0.00	0.3	0.6	1.2	1.8	2.40	3
M _{máx.}	0.00	32.53	61.06	106.13	135.22	148.33	145.45
Q _{asoc.}	115.08	105.94	96.8	78.53	60.25	41.97	23.69

Momentos en ton m. Cortes en ton

PLANILLA MAXIMOS MOMENTOS FLEXORES Y CORTES ASOCIADOS PARA CARGAS PERMANENTES

Sección (%LC)	0.00	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50
x (Dist. Apoyo)	0.00	0.3	0.6	1.2	1.8	2.40	3
M _{máx.}	0.00	9.62	18.23	32.40	42.53	48.60	50.63
Q _{asoc.}	33.75	30.38	27.00	20.25	13.50	6.75	0.00

Momentos en ton m. Cortes en ton

PLANILLA MAXIMOS MOMENTOS FLEXORES Y CORTES ASOCIADOS P/ PESO PROPIO LOSA Y VIGA

Sección (%LC)	0.00	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50
x (Dist. Apoyo)	0.00	0.3	0.6	1.2	1.8	2.40	3
M _{máx.}	0.00	5.34	10.13	18.00	23.63	27.00	28.13
Q _{asoc.}	18.75	16.88	15.00	11.25	7.50	3.75	0.00

Momentos en ton m. Cortes en ton

6.- Dimensionamiento de Secciones

6.1. Fórmulas utilizadas para el dimensionamiento de los elementos de Hormigón Armado.

DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN

Tablas kh

$$M_e = M - N \times \left(h - \frac{d}{2} \right) \quad \text{donde} \quad \left\{ \begin{array}{l} M: \text{ Momento Flexor} \\ N: \text{ Esfuerzo Normal. } N > 0 \text{ para tracción} \\ d: \text{ Altura de la sección} \\ h: \text{ Altura útil : } d - \text{ recubrimiento} \end{array} \right.$$

$$kh = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} \quad \text{Coeficiente dimensional}$$

$$F_e = \frac{M_e}{h} \times k_e - \frac{N}{\sigma_e} \quad \text{Armadura de Tracción} \quad \text{donde} \quad \left\{ \begin{array}{l} k_e: \text{ Coeficiente de Armadura} \\ \sigma_e: \beta_s / 1.75 \end{array} \right.$$

DIMENSIONAMIENTO A CORTE

General

$$\tau_0 = \frac{Q}{z \times b_0} \quad \text{Tensión básica de Corte} \quad \text{dónde} \quad \left\{ \begin{array}{l} Q: \text{ Esfuerzo de Corte} \\ z: \text{ Brazo de palanca : } h \times k_z / 0.85 h \\ b_0: \text{ Menor ancho de la sección} \end{array} \right.$$

$$F_e = \frac{\tau_0 \times b}{\sigma_e} \quad \text{Armadura de Corte} \quad \text{dónde} \quad \left\{ \begin{array}{l} \tau_0: \text{ Tensión básica de Corte} \\ b: \text{ Menor ancho de la sección} \\ \sigma_e: \beta_s / 1.75 \end{array} \right.$$

Losas

$$k_1 = \frac{0.2}{d} + 0.33 \quad 0.5 > k_1 \leq 1 \quad k_2 = \frac{0.12}{d} + 0.6 \quad 0.7 \geq k_2 < 1$$

	PROYECTO EJECUTIVO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ - ESTRUCTURAS NUEVAS MEMORIA DE CÁLCULO	Hoja:..11..de..41	01
		Preparo : J.R. Fecha : 30/10/2016 Reviso : R.P.	

6.2. Dimensionamiento de Losa

Ancho de Colaboración según Cuaderno 240 - tabla 2.1:

$$\begin{aligned}
 t_y &= 2.50 \text{ m (trans.)} & X &= 3.00 \text{ m} \\
 t_x &= 6.00 \text{ m (long)} & L &= 6.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_m &= t_y + 2.5 X (1-X/L) = 6.25 \text{ m (Momentos de tramo)} \\
 b_Q &= t_y + 0.5 X = 4.00 \text{ m (Esfuerzos de Corte)}
 \end{aligned}$$

Se consideran las solicitaciones por unidad de ancho.

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = 0.035 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]	
Tr. Máx	23.73	0.00	23.7	0.40	0.36	1.00	7.3	0.461	30.8	Ø20c/20+Ø16c/20[inf.]

Armadura de repartición adoptada: Ø 10c/15 cm

Dimensionamiento a Corte

Recubrimiento = 0.035 m

Sección	Q	M	d	h	b ₀	k ₁	k ₂	τ ₀	k ₁ x τ ₀₁₁	F _e	Adoptado
	[ton/m]	[tonm/m]	[m]	[m]	[m]			[ton/m ²]		[cm ² /m ²]	
Apoyo máx	26.49	32.53	0.40	0.36	1.00	0.83	0.90	85.56	49.8	35.65	----- (*)

(*) Valor del Corte considerado a Filo de viga de borde.

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ - ESTRUCTURAS NUEVAS
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : J.R.
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

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

Referencias:

Tensión en el Acero:

$$\sigma_s = \frac{1}{A_s} \times \left(\frac{M_s}{z} + N \right)$$

A_s : Sección de Armadura Tractionada
 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:

$$d_s \leq r \times \frac{\mu_z}{\sigma_s}$$

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

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

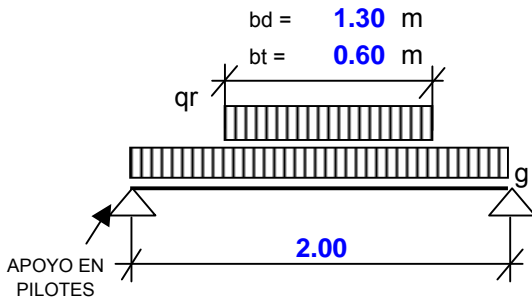
$\mu_z \leq 0.3\%$ (Según 17.6.2)
 $d_{\text{máx}} = 20 / 12 \text{ mm}$ (tabla 19 para condición ambiental 2)
 $r = 80$ (tabla 20 para condición ambiental 2)

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	16.61	0.00	16.6	0.40	0.36	1.00	0.31	25.8	0.84%	197	20	17

6.3. Dimensionamiento de viga de borde

Esquema estático:

Cargas actuantes:



$q_{rd} = 14.00$ ton/m (rodillo delantero)

$q_{rt} = 19.83$ ton/m (rodillo trasero)

$g_{losa} = 5.40$ ton/m (reacción losa cargas perm.)

Solicitaciones dimensionantes

$M_{m\acute{a}x} = 8.84$ ton m

$Q_{m\acute{a}x} = 12.77$ ton

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = 0.035 m

Sección	M	N	M_e	d	h	b	k_h	k_e	F_e	Adoptado
	[tonm]	[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]			[cm ²]	
Tr. Máx	8.84	0.00	8.8	0.60	0.54	1.00	18.2	0.435	7.12	2Ø25+2Ø16 [inf./sup]

Dimensionamiento a Corte

Recubrimiento = 0.035 m

Sección	Q	M	d	h	b_0	τ_0	Zona	τ_c	F_e	Adoptado
	[ton]	[tonm]	[m]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ² /m]	
Apoyo	12.77	0.00	0.60	0.54	1.00	27.8	I	11.1	4.64	4r.-Ø8c/20cm

**ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO**

Hoja:..14..de..41	01
Preparo : J.R.	
Fecha : 14/08/2015	
Reviso : R.P.	

7. Análisis de carga

7.1. Geometría

7.1.1. Puente metálico

Longitud entre ejes de apoyo	L = 43.7 m
Oblicuidad	$\alpha =$ 0.0 °
Ancho total	AT = 20.0 m
Ancho de calzada	AC = 10.5 m
Ancho de veredas	AV = 7.0 m
Carriles de circulación	3

7.1.2. Puente hormigón (nuevo)

Longitud entre ejes de apoyo	L = 6.0 m
Oblicuidad	$\alpha =$ 0.0 °
Ancho total	AT = 20.0 m
Ancho de calzada	AC = 10.5 m
Ancho de veredas	AV = 7.0 m
Carriles de circulación	3

7.2. Cargas Verticales

7.2.1. Cargas Permanentes

Peso estructura metálica	200 ton
Espesor equivalentepaquete losa+calzada+vereda (*)	0.40 m
Peso específico paquete equivalente losa+calzada+vereda (*)	2.00 ton/m ³
Barandas, defensas y parapetos	0.10 ton/m

Cargas permanentes puente metálico $g_{\text{metálico}} =$ 20.68 ton/m

Reacción por eje de apoyo puente metálico $R_{\text{metálico}} =$ **451.79** ton

Cargas permanentes puente hormigón $g_{\text{hormigón}} =$ 49.43 ton/m

Reacción por eje de apoyo puente hormigón $R_{\text{hormigón}} =$ **148.30** ton

7.2.2. Cargas de Tránsito

7.2.2.1. Multitud compacta y sobrecarga de vereda

Multitud compacta

$$pMC = 365 + \frac{80 \times 10^6}{LC^3 + LC^2 + 334000} \qquad pMC \times AC = 5.47 \text{ ton/m}$$

(*) Valores utilizados para estimar la carga permanente del puente existente.

**ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO**

Hoja:..15..de..41	01
Preparo : J.R.	
Fecha : 14/08/2015	
Reviso : R.P.	

Sobrecarga vereda

pVer = 0.400 t/m²

pVer = 2.80 ton/m

Reacción por eje de apoyo puente metálico

R_{metálico} = 180.70 ton

Reacción por eje de apoyo puente hormigón

R_{hormigón} = 24.81 ton

7.2.2.2. Aplanadoras

Peso de aplanadoras según categoría de puente:

CAT	EJE DEL.	EJE TRAS.	TOTAL
A-30	13	8.5	30
A-25	10	7.5	25
A-20	8	6	20

Rodillo delantero: 13.00 ton
 Rodillo trasero: 8.50 ton
 Carga total: 30.00 ton

Reducción por aplanadoras múltiples

95%

Rodillo delantero reducido:

Rd = 27.40 ton

Rodillo trasero reducido:

Rt = 17.91 ton

Reacción por eje de apoyo

R = 22.66 ton

7.3. Cargas Horizontales

7.3.1. Frenado

Longitud de tramo

Lt = **49.7** m

Fuerza de frenado 1

HF1t = 13.50 ton

Fuerza de frenado 2

HF2t = 10.87 ton

Fuerza de frenado adoptada

HFt = 13.50 ton

Cantidad de ejes de apoyo

3.00

Reacción por eje de apoyo

HF = 4.50 ton

7.3.2 Viento

7.3.2.1. Puente Cargado

Reacción por eje de apoyo puente metálico

HWC_{metálico} = 11.14 ton

Reacción por eje de apoyo puente hormigón

HWC_{hormigón} = 1.08 ton

**ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO**

Hoja:..16..de..41

01

Preparo : J.R.
Fecha : 14/08/2015
Reviso : R.P.

7.3.2.2. Puente Descargado

Reacción por eje de apoyo puente metálico

HWd_{metálico} = 13.66 ton

Reacción por eje de apoyo puente hormigón

HWd_{hormigón} = 1.13 ton

7.4. Resumen - Cargas puente metálico

$\alpha = 0^\circ 0.000 \text{ rad}$

Nº	Estado	V ton	HL ton	HT ton	Hx ton	Hy ton
1	Puente Vacío	451.79	0.00	13.66	13.66	0.00
2	Puente Cargado	655.14	4.50	11.14	11.14	4.50

7.5. Resumen - Cargas puente hormigón

$\alpha = 0^\circ 0.000 \text{ rad}$

Nº	Estado	V ton	HL ton	HT ton	Hx ton	Hy ton
1	Puente Vacío	148.30	0.00	1.13	1.13	0.00
2	Puente Cargado	195.77	4.50	1.08	1.08	4.50

7.6. Resumen - Cargas pila

$\alpha = 0^\circ 0.000 \text{ rad}$

Nº	Estado	V ton	HL ton	HT ton	Hx ton	Hy ton
1	Puente Vacío	600.09	0.00	14.78	14.78	0.00
2	Puente Cargado	850.91	9.00	12.22	12.22	9.00

**ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO**

Hoja:..17..de..41

01

Preparo : J.R.
Fecha : 14/08/2015
Reviso : R.P.

7.7. Resumen - Cargas estribo

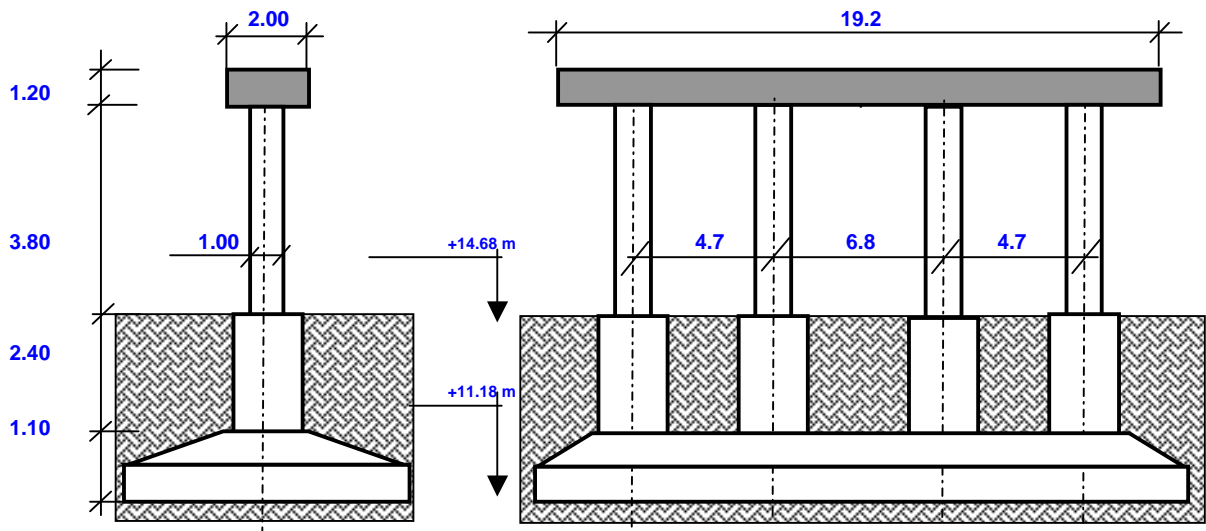
$\alpha = 0^\circ 0.000 \text{ rad}$

Nº	Estado	V ton	HL ton	HT ton	Hx ton	Hy ton
1	Puente Vacío	148.30	0.00	1.13	1.13	0.00
2	Puente Cargado	195.77	4.50	1.08	1.08	4.50

III.- INFRAESTRUCTURA

1. Pila

1.1 Geometría



Nº COLUMNAS = **4**

1.2 Análisis de Cargas

1.2.1. Cargas Permanentes (Peso propio pila) Peso específico= 2.50 t/m³

Elemento	Sección m ²	Peso (Ge) ton
Dintel	2.40	115.20
Columna	0.79	29.85
Fundaciones	-	148.26
Totales/Resultante	-	293.30

**ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO**

Hoja:..19..de..41	01
Preparo : J.R.	
Fecha : 14/08/2015	
Reviso : R.P.	

1.2.2. Cargas Provenientes de tablero

Las cargas indicadas en la planilla corresponden a las totales por pila

Nº	Estado	V ton	HL ton	HT ton
1	Vacío	600.09	0.00	14.78
2	Carga Máxima	850.91	9.00	12.22

Estados a considerar



1.3. Características mecánicas del suelo

Se extraen del estudio de suelos n°4498.271/39.A del Ing. Guerrero, considerando que el nivel +/-0.00, coincide con el nivel superior de pavimento sobre el puente metálico. De esta manera se obtiene que el nivel del terreno es igual a -5.00 m.

Profundidad [m]	Tensión de trabajo [kg/cm ²]
3.50 a 5.50	1.50
5.50 a 8.50	3.00
Mayor a 8.50	3.50

Se fundará a una profundidad de 3.50m del nivel del terreno (a una profundidad de 8.50m según referencia de estudio de suelos).

Profundidad de fundación	-3.50 m
Tensión admisible del terreno a nivel de fundación	$\sigma_{adm} =$ 30 ton/m ²
Coeficiente de balasto vertical a nivel de fundación	$K_v =$ 5.5 kg/cm ³

ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO

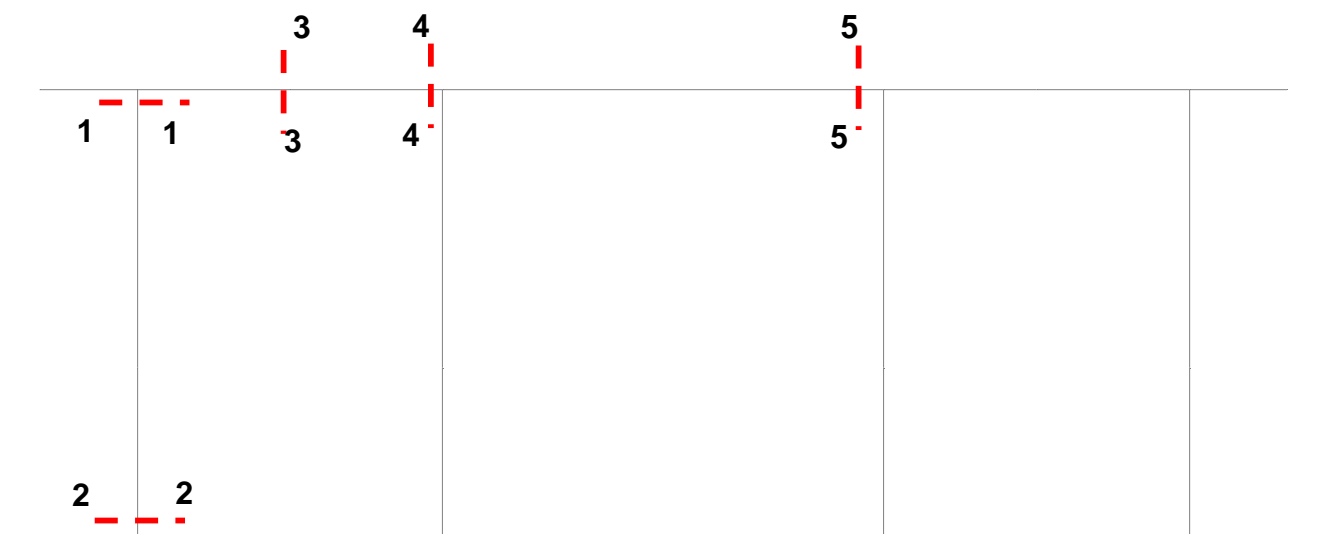
1.4. Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

Materiales

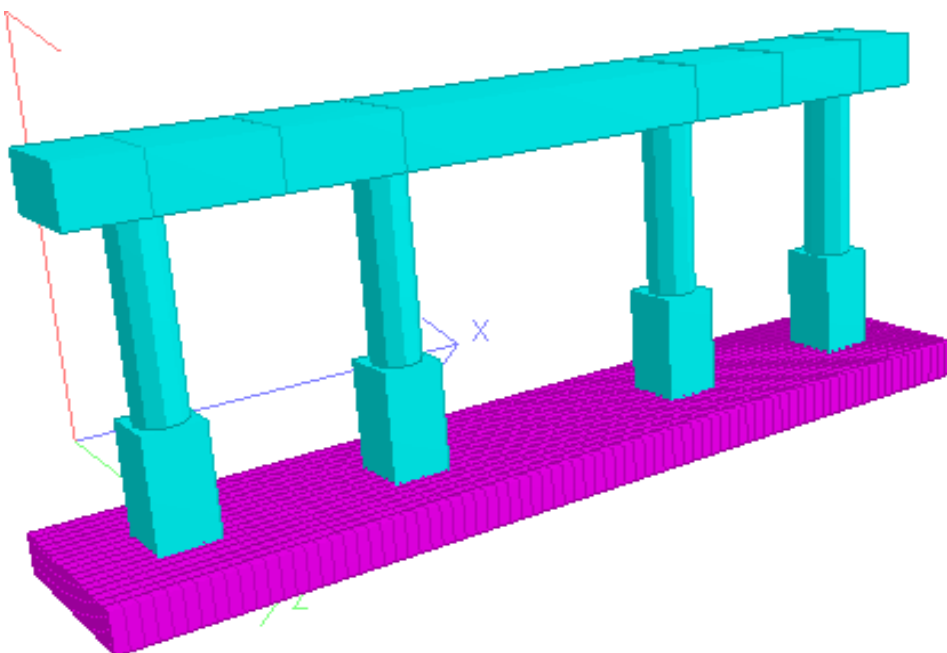
Hormigón H-30
Acero ADN-420

Modelo para el cálculo electrónico

Portico espacial, mediante proceso STAAD PRO '05



Render 3D



ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..21..de..41

01

Preparo : J.R.
Fecha : 14/08/2015
Reviso : R.P.

Nº APOYOS = 2.00

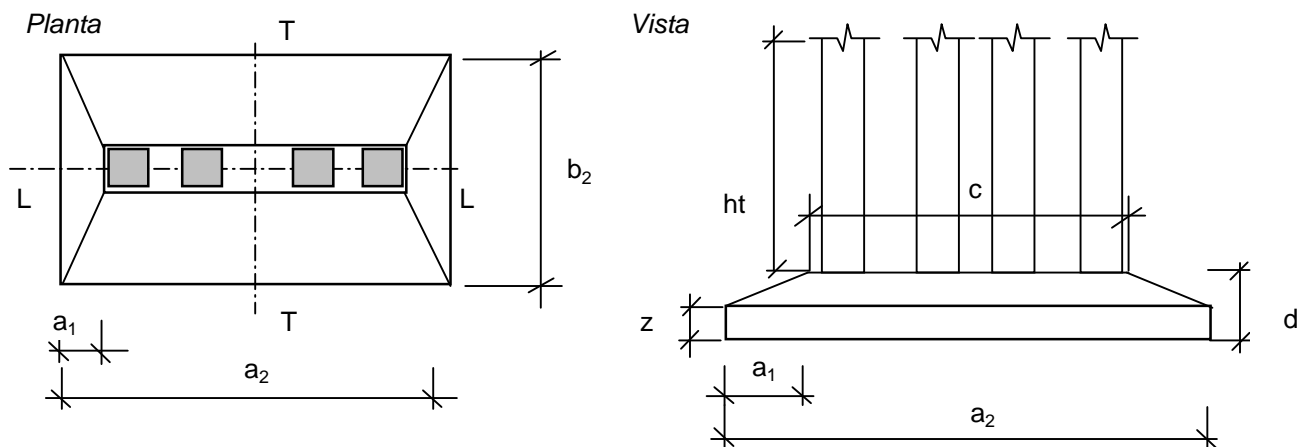
Resumen estados considerados sobre las pilas

Estado de Carga	Puente Vacio	Puente Cargado
Vt	300.04	425.46
H _T	0.00	4.50
H _L	7.39	6.11

**ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO**

1.4. Dimensionamiento de las fundaciones

1.4.1. Geometría de la fundación



CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS									
a_2	b_2	a_1	b_1	c_a	c_b	d	h	z	h_t
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
20.0	3.0	9.40	0.90	1.20	1.20	1.1	1.04	0.25	2.4

Peso Propio Base de H° A°

Peso Propio Relleno de Suelo. $\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3$

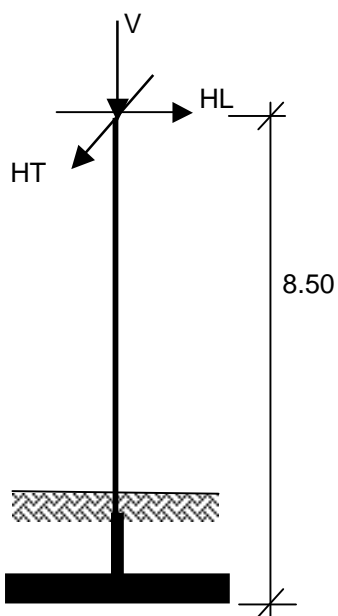
Peso Propio Base troncos de H° A°

$D_{\text{base}} = 115.1 \text{ ton}$

$D_{\text{relleno}} = 264.7 \text{ ton}$

$D_{\text{troncos}} = 33.2 \text{ ton}$

1.4.2. Cálculo de solicitaciones a nivel de fundación



Hipótesis I

Carga Vertical $V = 446.7 \text{ ton}$
 Carga transversal $HT = 7.4 \text{ ton}$
 Carga Longitudinal $HL = 0.0 \text{ ton}$

Esfuerzo vertical (+Peso propio) $V = 893.4 \text{ ton.m}$
 Momento longitudinal $ML = 125.6 \text{ ton.m}$
 Momento transversal $MT = 0.0 \text{ ton.m}$

Hipótesis II

Carga Vertical $V = 499.6 \text{ ton}$
 Carga transversal $HT = 6.1 \text{ ton}$
 Carga Longitudinal $HL = 4.5 \text{ ton}$

Esfuerzo vertical (+Peso propio) $V = 999.2 \text{ ton.m}$
 Momento longitudinal $ML = 103.9 \text{ ton.m}$
 Momento transversal $MT = 76.5 \text{ ton.m}$

**ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO**

Hoja:..23..de..41	01
Preparo : J.R.	
Fecha : 14/08/2015	
Reviso : R.P.	

1.4.3. Verificación de estabilidad global al volcamiento

Máxima excentricidad en el sentido longitudinal el máx = 0.14 m

Excentricidad admisible en el sentido longitudinal $b_2/3 = 1.00$ m

Verifica seguridad al volcamiento en el sentido longitudinal

Máxima excentricidad en el sentido transversal et máx = 0.08 m

Excentricidad admisible en el sentido transversal $a_2/3 = 6.67$ m

Verifica seguridad al volcamiento en el sentido transversal

1.4.4. Verificación de las tensiones en el suelo

Hipótesis I

Excentricidad relativa en sentido longitudinal el /a2 = 0.01 m

Excentricidad relativa en sentido transversal et /b2 = 0.00 m

Coefficiente de mayoración de presiones por excentricidad 1

Tensión en el terreno $\sigma_t = 14.9$ ton/m²

Verifica presiones en el terreno para Hipótesis I

Hipótesis II

Excentricidad relativa en sentido longitudinal el /a2 = 0.01 m

Excentricidad relativa en sentido transversal et /b2 = 0.03 m

Coefficiente de mayoración de presiones por excentricidad 1.24

Tensión en el terreno $\sigma_t = 20.6$ ton/m²

Verifica presiones en el terreno para Hipótesis II

**ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO**

Hoja:..24..de..41 **01**

Preparo : J.R.
Fecha : 14/08/2015
Reviso : R.P.

1.4.5. Dimensionamiento de las columnas

Solicitaciones dimensionantes para cada sección

Diámetro Columna 1.00 m \Rightarrow Area = 0.79 m²

1.4.5.1. Dimensionamiento a flexión

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_0	μ	fe nec.	\emptyset	Cant	Adoptado
	[ton.m]	[ton]					[cm ²]	[mm]		
2	50.8	-199.4	0.03	-0.11	0.10	0.008	62.8	20	20.0	20Ø20

1.4.5.1. Dimensionamiento a corte

nº ramas = **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	Adoptado
	[ton]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ²]	[m]	
1-2	10.97	0.00	1.00	18.64	Zona I	7.46	0.25	0.20	2r. Ø10c/20

1.4.7. Dimensionamiento del Dintel

1.4.7.1. Flexión Vertical

Armadura mínima $fe_{min} = 36.00 \text{ cm}^2$ ($\mu_{min} = 0.15\%$)

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe nec.	fe calc.	\emptyset	cant.	Adoptado
	[ton.m]	[ton]	[m]	[ton.m]		[cm ²]	[cm ²]	[mm]		
3	230.0	0.00	1.20	230.00	10.72	86.54	86.54	25	17.64	18Ø25 [inf.]
4	-110.0	0.00	1.20	-110.00	15.51	40.55	40.55	25	8.27	9Ø25 [sup.]

**ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO**

Hoja:..25..de..41 **01**
Preparo : J.R.
Fecha : 14/08/2015
Reviso : R.P.

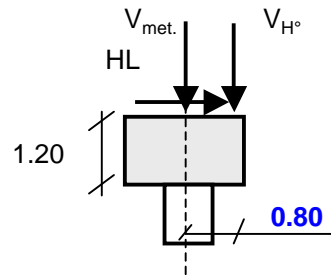
1.4.7.2. Corte

nº ramas= **6**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				Adoptado
	Q	b	d	τ_0	Zona	τ red	fe (rama)	sep	
	[ton]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ²]	[m]	
3	188.0	2.00	1.20	96.16	Zona I	38.47	1.34	0.25	6ramas Ø16c/25
4	222.0	2.00	1.20	113.55	Zona II	53.73	0.93	0.125	6ramas Ø16c/12.5
5	47.5	2.00	1.20	24.30	Zona I	9.72	0.34	0.25	6ramas Ø16c/25

1.4.7.3. Torsión y Corte

d	b	d/b	β
[m]	[m]		
1.20	2.00	0.60	0.208



Dimensionado de la armadura Transversal

SECCIÓN	M _T	τ_T	Fe _T	Q	τ_C	Fe _c	$\tau_c + \tau_T$	$\tau_c + \tau_T < 1.3\tau_{02}$?	Adoptado
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
4	8.30	0.60	0.77	222	53.7	44.77	54.33	ok	2 r. Ø16c/12.5[ext] 2 r. Ø16c/12.5[int]

Dimensionado de la armadura Longitudinal [en laterales]

SECCIÓN	M _T	τ_T	Fe _T	Adoptado
	[ton m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	
4	8.30	0.60	0.77	4Ø12 p/cara

**ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO**

Hoja:..26..de..41

01

Preparo : J.R.
Fecha : 14/08/2015
Reviso : R.P.

1.4.8. Dimensionamiento de la fundación

1.4.8.1. Flexión (losa)

SECCION	SOLICITACIONES						ARMADURAS			
	M	N	d	b	M _E	h	k _h	k _e	Fe	Adoptado
	[ton.m/m]	[ton/m]	[m]	[m]	[ton.m/m]	[m]			[cm ²]	
Transv.	8.36	0.00	1.10	1.00	8.36	1.04	36.0	0.4	3.43	Ø12c/15cm [inf.]

Se adopta Ø12c/15cm [inf.] en ambas direcciones

1.4.8.2. Flexión (viga)

Ancho colaborante

$$bm = \text{Mín} [6.8/3 ; 3] = 2.27 \text{ m}$$

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe nec.	fe calc.	Ø	cant.	Adoptado
	[ton.m]	[ton]	[m]	[ton.m]		[cm ²]	[cm ²]	[mm]		
Long.	52.5	0.00	1.10	52.50	21.82	20.95	20.95	20	6.67	7Ø20 [sup.]

1.4.8.3. Corte (viga)

nº ramas= 4

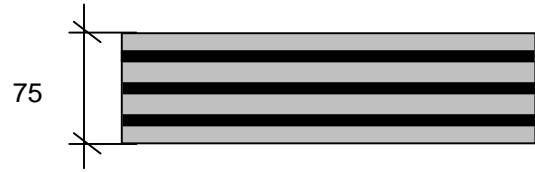
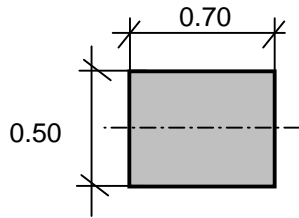
SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ _o	Zona	τ red	fe (rama)	sep	Adoptado
	[ton]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ²]	[m]	
-	69.4	1.20	1.10	64.80	Zona I	25.92	0.65	0.2	4ramas Ø10c/20

**ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO**

Hoja:..27..de..41	01
Preparo : J.R.	
Fecha : 14/08/2015	
Reviso : R.P.	

1.5. Apoyos de neopreno Armado

Geometría



Dureza Shore **60**

Solicitaciones (por neopreno)

$V_{\text{máx}} = 329 \text{ ton}$

$H_{V \text{ máx}} = 0.00 \text{ ton}$

$V_{\text{mín}} = 227 \text{ ton}$

$H_{V \text{ máx}} = 2.25 \text{ ton}$

Adoptado por eje de apoyo: pastillas: **0.50** m x **0.70** m en 1 pastilla de 0.5 x 0.7

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

$h_{\text{total}}: 75.00 \text{ mm}$

- | | |
|--------------------------|-----------------|
| Recubrimiento exterior = | 3 mm |
| Espesor placas = | 3 mm |
| Espesor capas de goma = | 8 mm c/u |
| cantidad de capas | 6 |

$\sigma_{\text{máx}} = 939 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm máx}} = 1000 \text{ ton/m}^2$

$\sigma_{\text{mín}} = 648 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{\text{adm mín}} = 250 \text{ ton/m}^2$

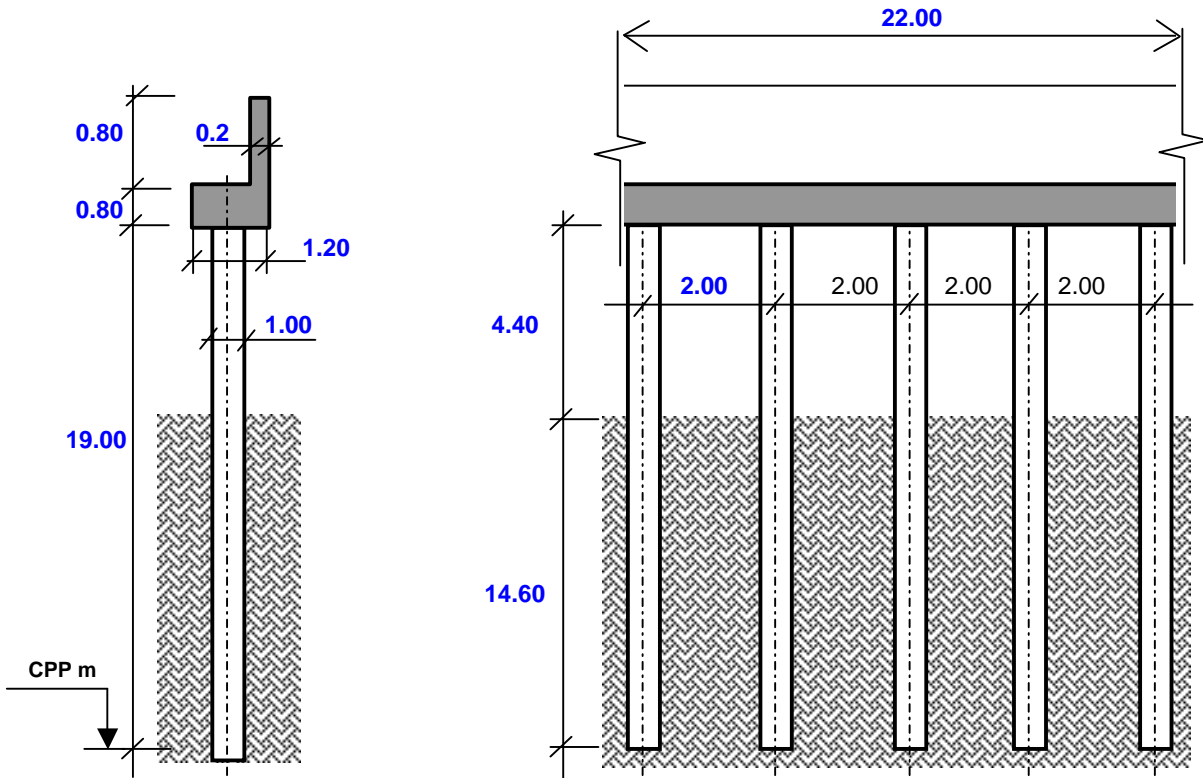
**ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO**

Hoja:..28..de..41 **01**

Preparo : J.R.
Fecha : 14/08/2015
Reviso : R.P.

2. Estribo

2.1 Geometría



2.2. Análisis de Cargas

Nº PILOTES = **11**

2.2.1. Cargas Permanentes (Peso propio estribo)

Peso específico = **2.50** ton/m³

ELEMENTO	SECCIÓN	PESO (Ge)
	m ²	ton
Dintel	0.96	52.80
Espaldón	0.16	8.64
Pilotes	0.79	410.37
Totales/Resultante	-	471.81

**ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO**

Hoja:..29..de..41 **01**

Preparo : J.R.
Fecha : 14/08/2015
Reviso : R.P.

2.2.2. Cargas Provenientes de tablero

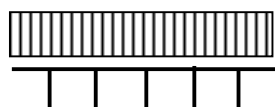
Las cargas indicadas en la planilla corresponden a las totales.

Nº	Estado	V ton	HL ton	HT ton
1	Vacío	148.30	0.00	13.66
2	Carga Máxima	195.77	4.50	1.08

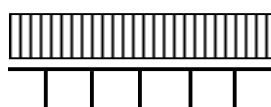
Estados a considerar

ES1) Puente Vacío

ES2) Puente Carga máxima



Puente Vacío



Puente Carga máxima

2.3. Características mecánicas del suelo

Se extraen del estudio de suelos n°4498.271/39.A del Ing. Guerrero perforación n°17

Profundidad [m]	Tensión ad. fricción [ton/m ²]	Balasto horizontal [kg/cm ³]	Coef. Del resorte [ton/m]
1.50 a 5.50	1.50	0.30	75
5.50 a 8.00	2.50	0.40	100
8.00 a 29.00	3.00	0.50	125

Separación entre resortes

$$l_i = 0.25 \text{ m}$$

Profundidad de fundación

$$-20.00 \text{ m}$$

Tensión admisible por punta

$$\sigma_{adm} = 150 \text{ ton/m}^2$$

2.2.3. Empujes

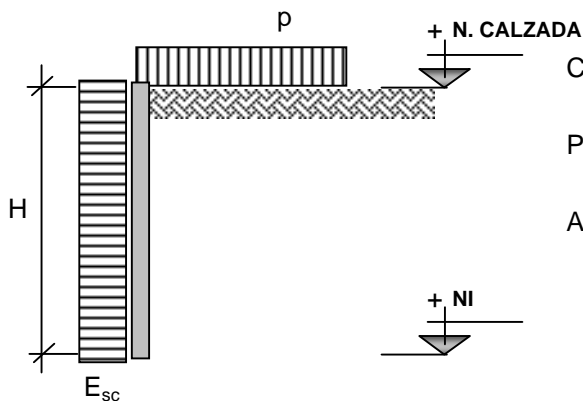
Empujes del relleno y sobrecargas sobre el mismo

Se considera de acuerdo a los estudios de suelo para estructuras que puedan experimentar rotaciones, los empujes de Suelos se deberán calcularse bajo la hipótesis de Rankine.

Parámetros y geometría del relleno

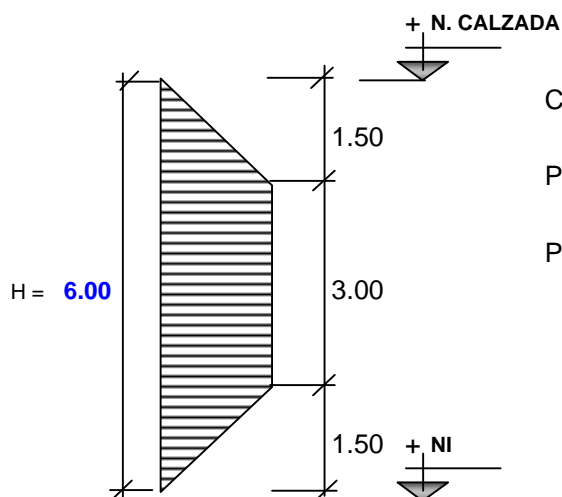
Angulo fric.interna terreno	$\phi =$	30	$^{\circ}$	0.5236	rad
Cohesión	$C =$	0.0	ton/m ²		
Coef. De empuje activo	$k_a =$	0.333			
Coef.de empuje pasivo	$k_p =$	3.000			

2.2.3.1. Empuje de de sobrecargas



Coeficiente de empuje activo:	$K_a =$	0.33
Peso específico del suelo:	$\gamma_s =$	1.80 ton/m ³
Altura equivalente de suelo:	$h =$	1.50 m
	$E_{sc1} =$	0.90 ton/m ²

2.2.3.2. Empuje para estructuras que se vean impedidas de experimentar rotaciones



Coeficiente de empuje activo:	$K_a =$	0.30
Peso específico del suelo:	$\gamma_s =$	1.80 ton/m ³
Presión máxima	$K_a \times \gamma_s \times H =$	3.24 ton/m ²

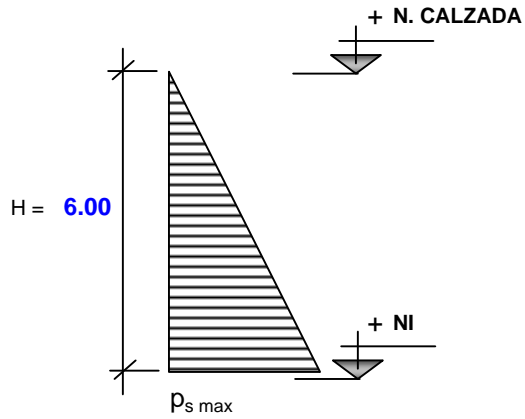
ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..31..de..41

01

Preparo : J.R.
Fecha : 14/08/2015
Reviso : R.P.

2.2.3.3. Empuje para estructuras que puedan experimentar rotaciones



Peso específico del suelo: $\gamma_s = 1.80 \text{ ton/m}^3$

Cohesión $C = 0.00 \text{ ton/m}^2$

Ángulo de Fricción Interna $\phi = 30.00^\circ$

Coefficiente de empuje activo: $K_a = \text{tg}^2(45 - \phi/2) = 0.333$

Presión máxima $p_{s\text{máx}} = 3.6 \text{ ton/m}^2$

ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..32..de..41

01

Preparo : J.R.
Fecha : 14/08/2015
Reviso : R.P.

2.4. Cálculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

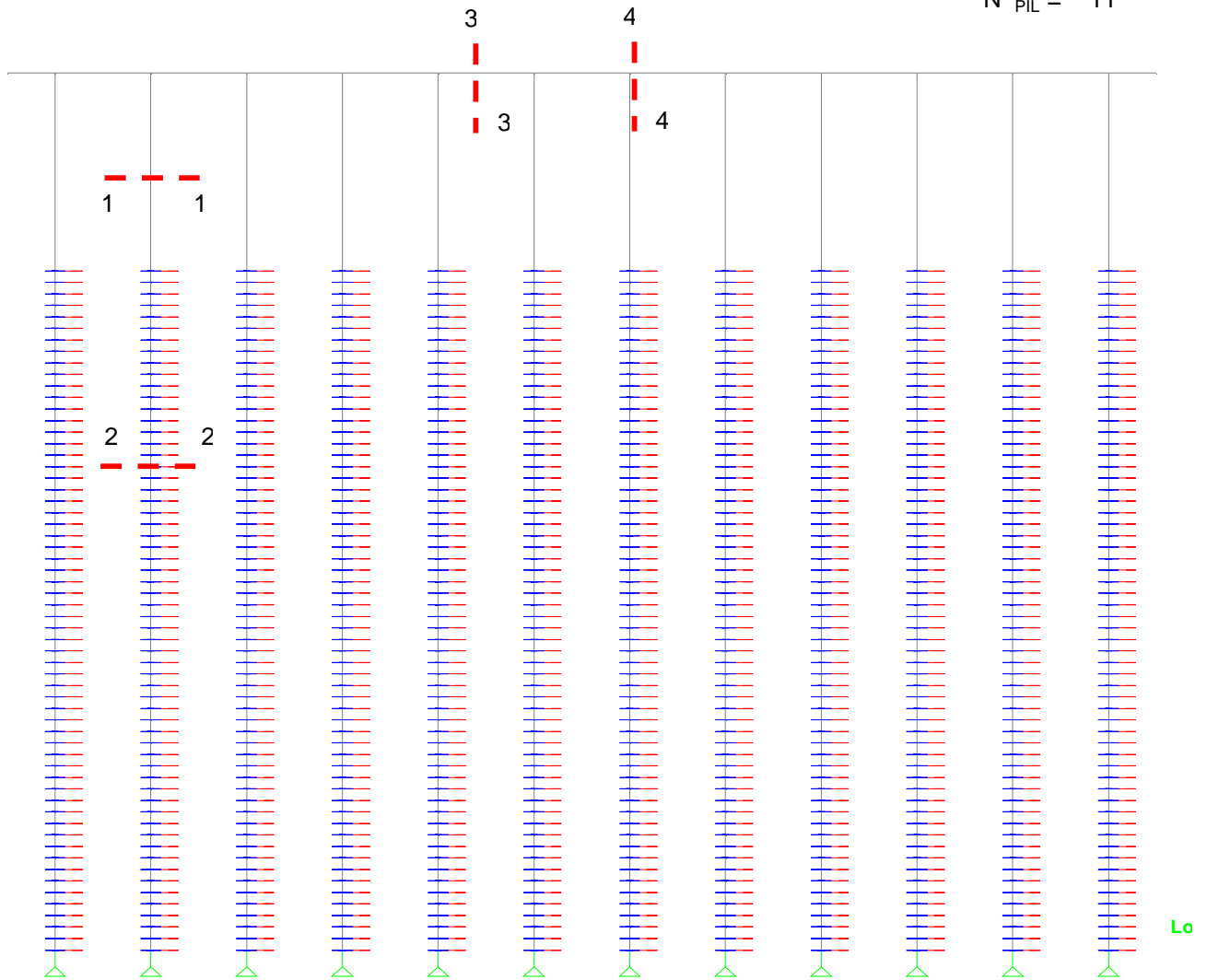
Materiales

Hormigón H-30
Acero ADN-420

Modelo para el cálculo electrónico

Pórtico espacial, mediante proceso STAAD PRO '05

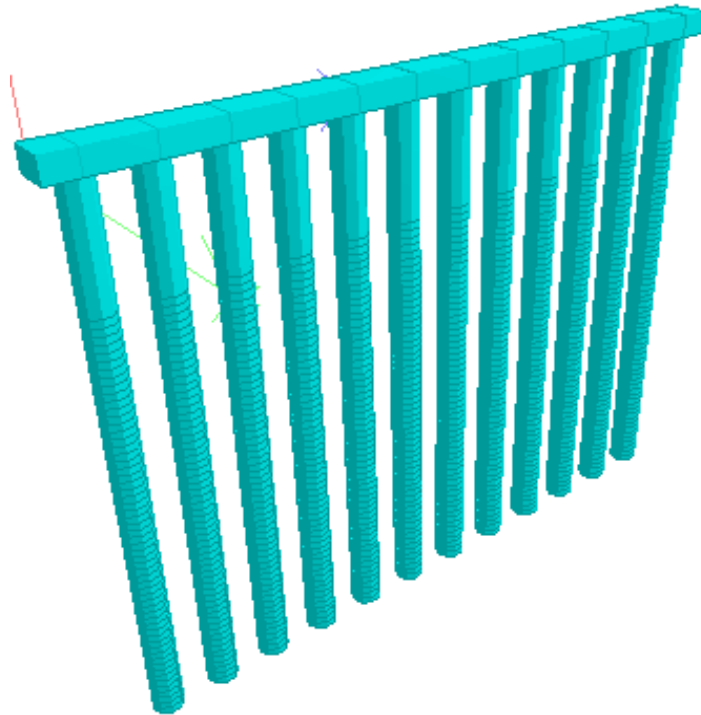
Nº_{PIL} = 11



**ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO**

Hoja:..33..de..41	01
Preparo :	J.R.
Fecha :	14/08/2015
Reviso :	R.P.

Render 3D



2.4.1. Verificaciones Geotécnicas

2.4.1.1. Capacidad portante

Carga máxima en pilote $Q_{m\acute{a}x} =$ **59** ton

Carga admisible

Tensión admisible por punta **150** ton/m²

Tensión admisible por fricción **2.50** ton/m² profundidades de 5.50 m a 8.00 m
3.00 ton/m² profundidades de 8.00 m a 29.00 m

Longitud de fricción **2.0** m profundidades de 1.50 m a 8.00 m
12.8 m profundidades de 8.00 m a 29.00 m

Capacidad admisible $Q_{adm} = q \text{ punta} \times \text{area pil.} + q \text{ fric} \times \text{perim. pil.} \times \text{long. de fricc.}$

$Q_{adm} =$ **254** ton

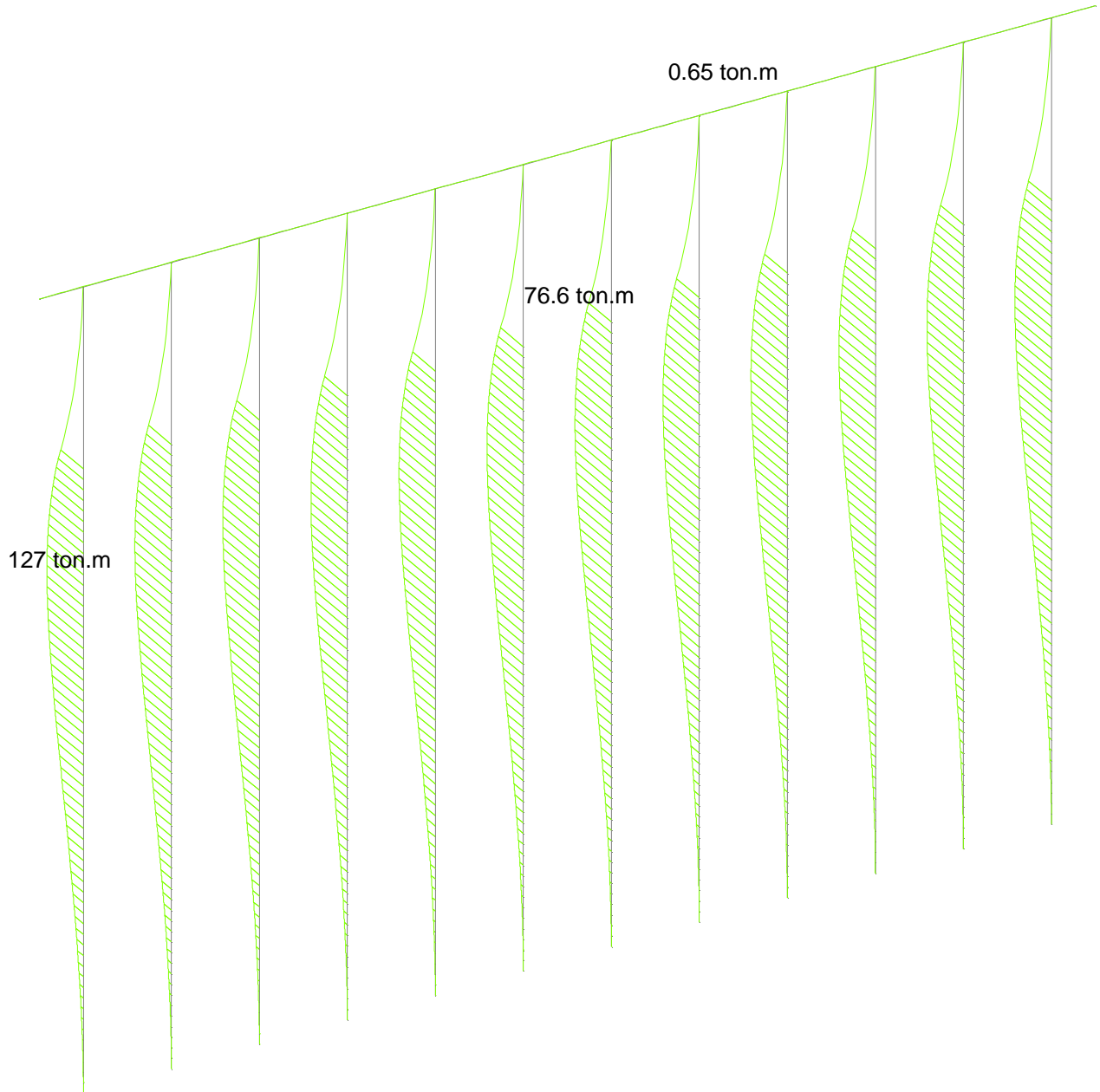
Capacidad $Q_{m\acute{a}x} < Q_{adm}$ \Rightarrow VERIFICA

ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..34..de..41	01
Preparo : J.R.	
Fecha : 14/08/2015	
Reviso : R.P.	

2.4.2. Solicitaciones Dimensionantes

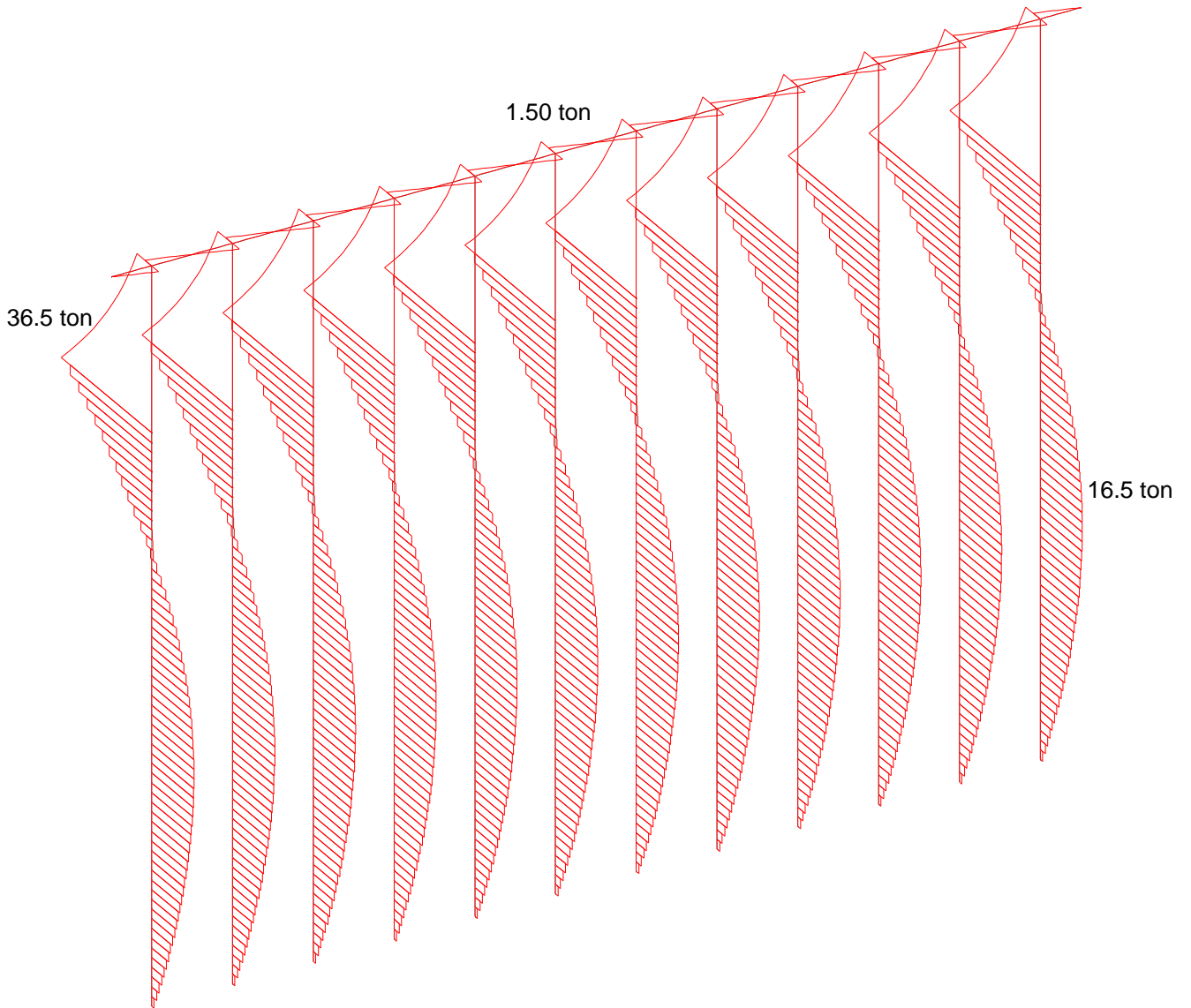
Flexión Longitudinal (Envolvente)



ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..35..de..41	01
Preparo : J.R.	
Fecha : 14/08/2015	
Reviso : R.P.	

Corte Longitudinal (Envolvente)



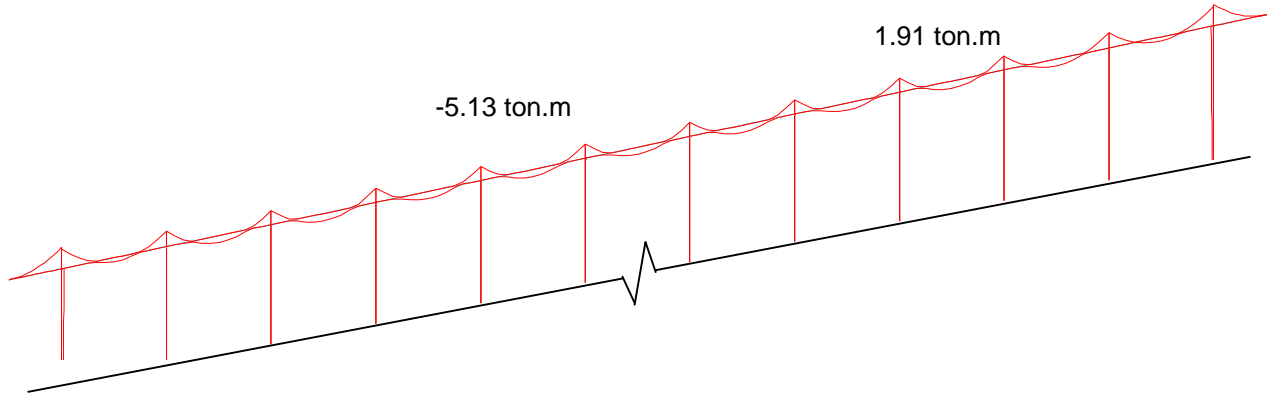
ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..36..de..41

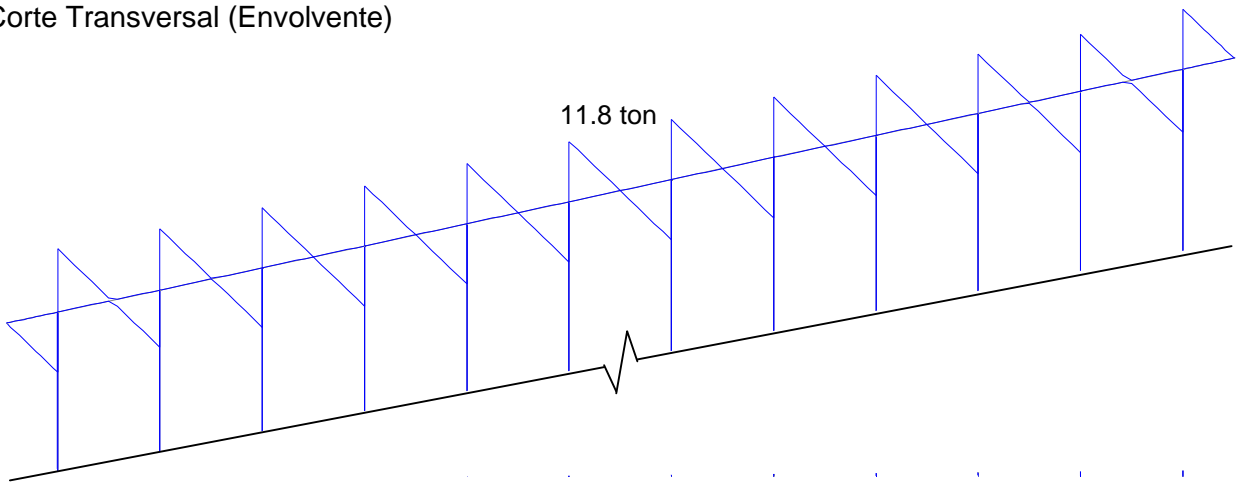
01

Preparo : J.R.
Fecha : 14/08/2015
Reviso : R.P.

Flexión Transversal (Envolvente)



Corte Transversal (Envolvente)



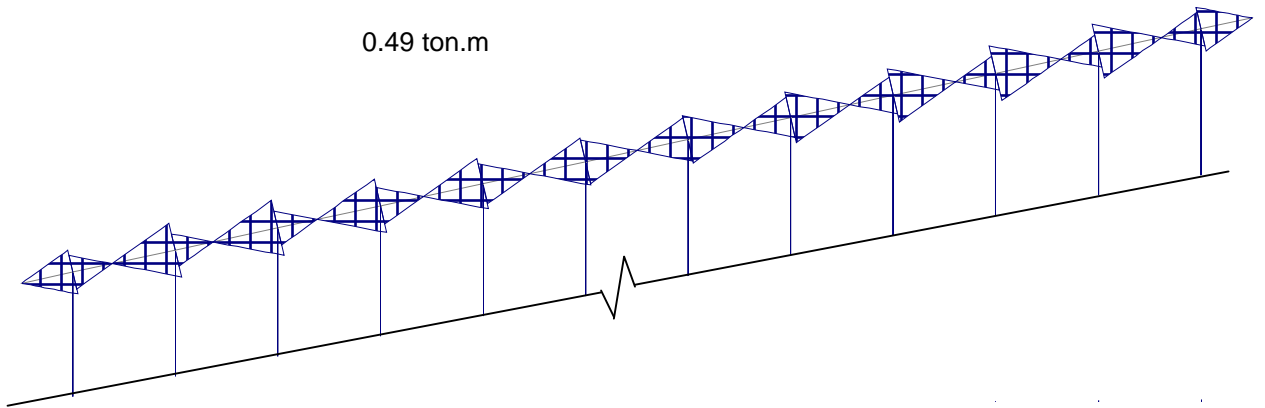
ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO

Hoja:..37..de..41

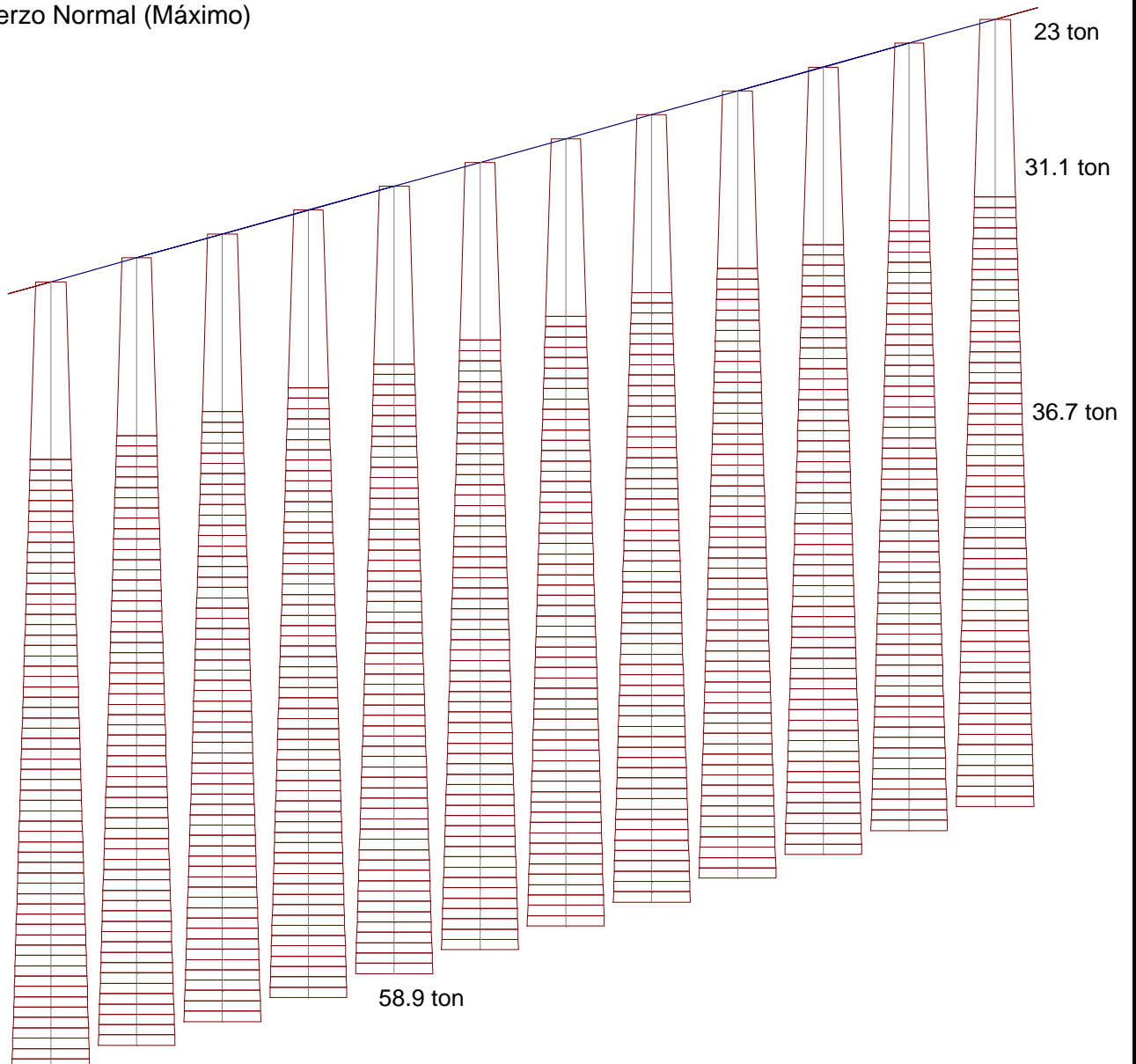
01

Preparo : J.R.
Fecha : 14/08/2015
Reviso : R.P.

Momento Torsor (Máximo)



Esfuerzo Normal (Máximo)



**ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO**

Hoja:..38..de..41	01
Preparo : J.R.	
Fecha : 14/08/2015	
Reviso : R.P.	

2.4.3. Dimensionamiento de la Columna/Pilote

2.4.3.1. Verificación a Flexocompresión

Diámetro Columna sección 1 y 2 = **1.00** m \implies Area = 0.7854 m²

SECCIÓN	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	$f_{e\ nec.}$	ϕ	Cant	Adoptado
	[ton.m]	[ton]					[cm ²]	[mm]		
1	89.90	-31.1	0.05	-0.02	0.25	0.014	107.29	25	21.9	22Ø25
2	143.00	-36.7	0.08	-0.02	0.45	0.025	193.13	25	39.3	40Ø25

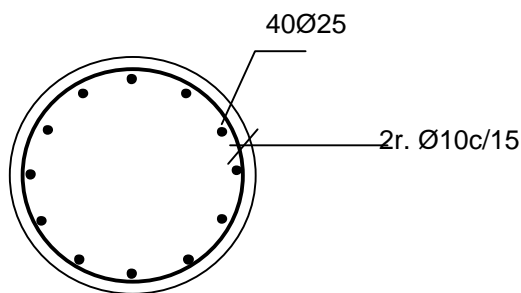
2.4.3.2. Verificación al Corte

nº ramas = **2**

SECCIÓN	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	f_e (rama)	sep	Adoptado
	[ton]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ²]	[m]	
1	39.60	0.00	1.00	67.23	Zona I	26.89	0.67	0.15	2r. Ø10c/15
2	18.5	0.00	1.00	31.41	Zona I	12.56	0.63	0.30	2r. Ø10c/30

Adoptado Estribos **Ø10c/30cm con refuerzo en máximo corte Ø10c/30cm**

Esquema de Armado Columna / Pilote



**ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO**

Hoja:..39..de..41 **01**

Preparo : J.R.
Fecha : 14/08/2015
Reviso : R.P.

2.4.4. Dimensionamiento del Dintel

2.4.4.1. Flexión Vertical

$h = 0.75$ m $b = 1.20$ m

Armadura mínima $fe_{min} = 14.40$ cm² ($\mu_{min} = 0.15\%$)

SECCIÓN	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe nec.	fe calc.	Ø	cant.	Adoptado
	[ton.m]	[ton]	[m]	[ton.m]		[cm ²]	[cm ²]	[mm]		
3	1.91	0.00	0.80	1.91	59.45	0.01	14.40	16	7.16	8Ø16 [inf.]
4	-5.13	0.00	0.80	5.13	36.27	0.03	14.40	16	7.16	8Ø16 [sup.]

2.4.4.2. Flexión Horizontal

$h = 1.15$ m $b = 0.80$ m

SECCIÓN	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe nec.	fe calc.	Ø	cant.	Adoptado
	[ton.m]	[ton]	[m]	[ton.m]		[cm ²]	[cm ²]	[mm]		
Máx	3.06	0.00	1.20	3.06	58.80	0.01	0.01	12	0.01	4Ø12 [a/c]

2.4.4.3 Verificación al Corte

nº ramas= 6

SECCIÓN	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τo	Zona	τ red	fe (rama)	sep	Adoptado
	[ton]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ²]	[m]	
Máx	11.80	1.20	0.80	15.42	Zona I	6.17	0.10	0.2	6ramas Ø8c/20

**ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO**

Hoja:..40..de..41 **01**

Preparo : J.R.
Fecha : 14/08/2015
Reviso : R.P.

2.4.4.4. Torsión y Corte

d	b	d/b	β
[m]	[m]		
0.80	1.20	0.67	0.208

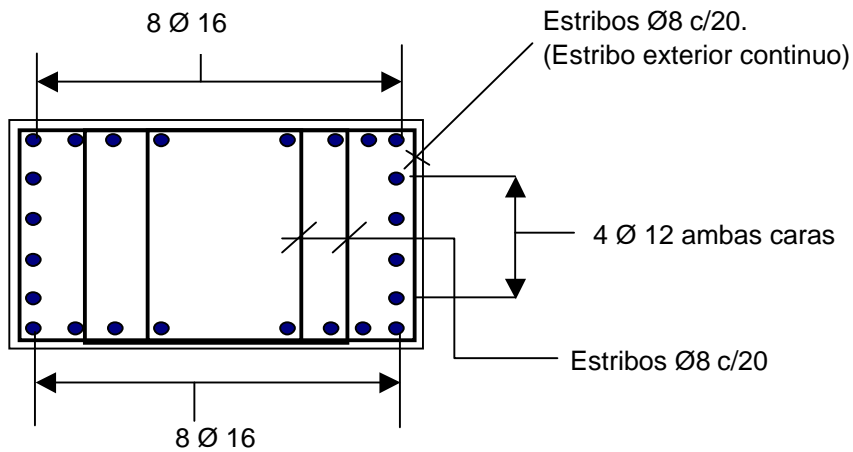
Dimensionado de la armadura Transversal

SECCIÓN	M_T	τ_T	Fe_T	Q	τ_c	Fe_c	$\tau_c + \tau_T$	$\tau_c + \tau_T < 1.3\tau_{02}?$	Adoptado
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]				[ton/m ²]		
4	0.49	0.13	0.12	11.8	6.2	3.08	6.30	ok	2 r. Ø8c/20[ext] 4 r. Ø8c/20[int]

Dimensionado de la armadura Longitudinal [en laterales]

SECCIÓN	M_T	τ_T	Fe_T	Adoptado
	[ton m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	
4	0.49	0.13	0.12	4Ø12 p/cara

Esquema de Armado Dintel



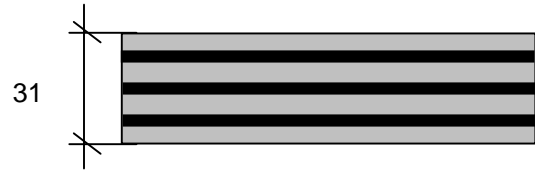
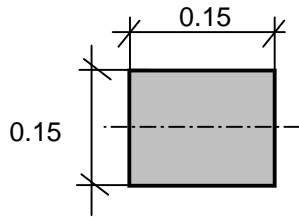
**ANTEPROYECTO VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ
MEMORIA DE CÁLCULO**

Hoja:..41..de..41 **01**

Preparo : J.R.
Fecha : 14/08/2015
Reviso : R.P.

1.5. Apoyos de neopreno Armado

Geometría



Dureza Shore **60**

Solicitaciones (por neopreno)

$V_{\text{máx}} = 19.6 \text{ ton}$

$H_{V \text{ máx}} = 0.45 \text{ ton}$

$V_{\text{mín}} = 14.8 \text{ ton}$

$H_{V \text{ máx}} = 0.00 \text{ ton}$

Adoptado por eje de apoyo: pastillas: **0.15** m x **0.15** m en 1 pastilla de 0.15 x 0.15

$h_{\text{neta}}: 16.00 \text{ mm}$

$h_{\text{total}}: 31.00 \text{ mm}$

- | | | |
|---|--------------------------|-----------------|
| } | Recubrimiento exterior = | 3 mm |
| | Espesor placas = | 3 mm |
| | Espesor capas de goma = | 8 mm c/u |
| | cantidad de capas | 2 |

$\sigma_{\text{máx}} = 870 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm máx}} = 1000 \text{ ton/m}^2$

$\sigma_{\text{mín}} = 659 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{\text{adm mín}} = 250 \text{ ton/m}^2$



República Argentina - Poder Ejecutivo Nacional
2019 - Año de la Exportación

Hoja Adicional de Firmas
Anexo

Número:

Referencia: VIADUCTO BELGRANO SUR-05 MEMORIAS

El documento fue importado por el sistema GEDO con un total de 790 pagina/s.