

00	07/12/2016	EMISION CON CORRECCIONES	F.O.	N.S.	R.P.
00	30/10/2016	EMISIÓN ORIGINAL	F.O.	N.S.	R.P.
REV.	FECHA	DESCRIPCION DE LA REVISION	PROY. POR	ELAB. POR	APROB. POR



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

IATASA
INGENIERÍA

atec
Ingenieros Consultores

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

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 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

Reglamento de Argentino de Ferrocarriles

1.3.-Software Utilizado

Staad Pro.

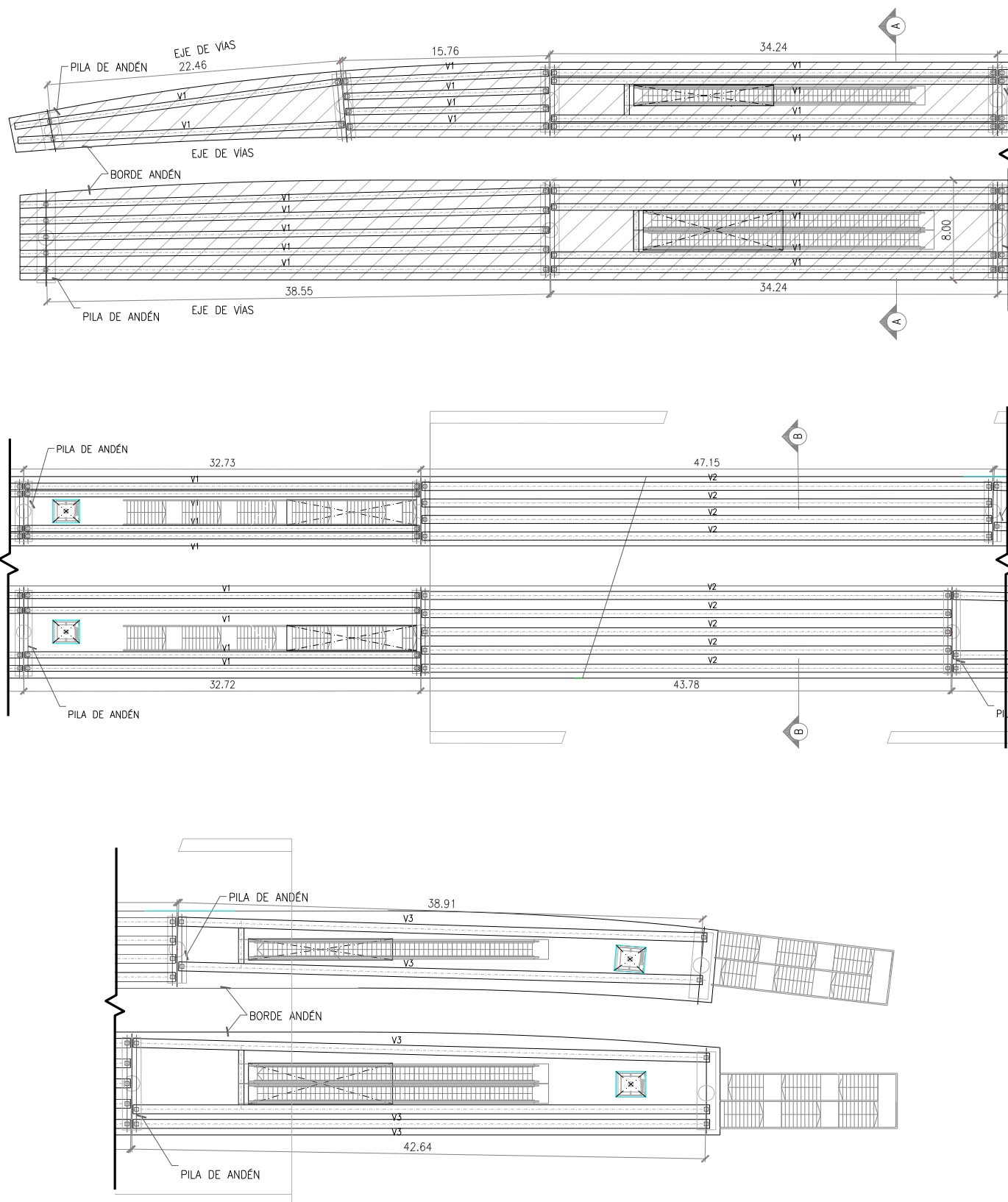
1.4.- Materiales

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	

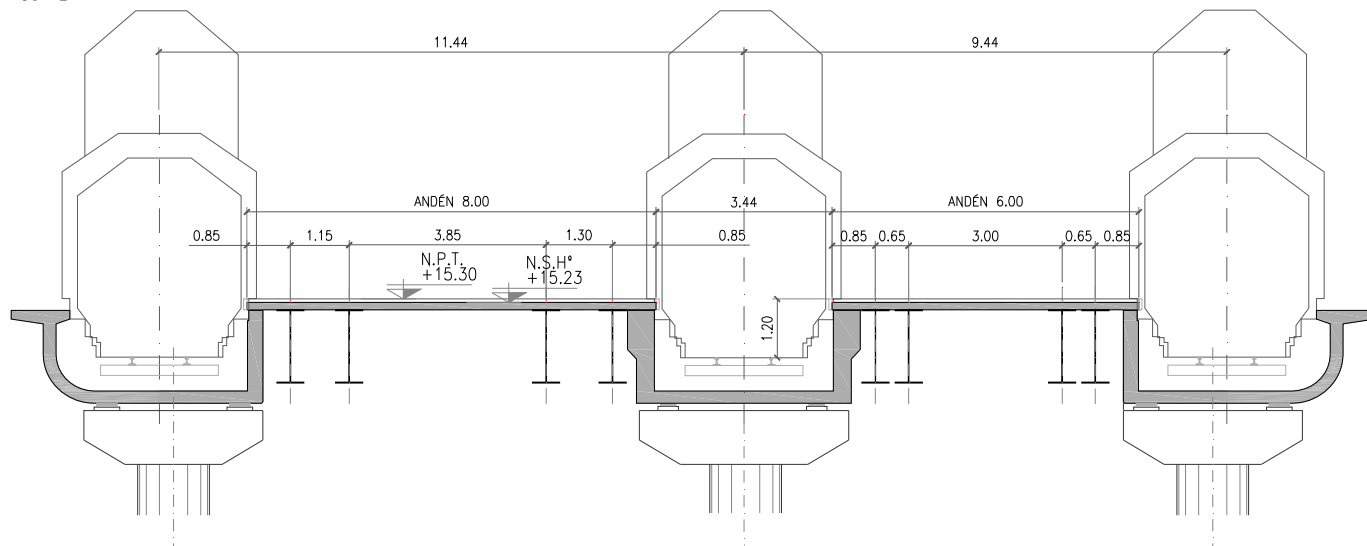
2.- ESQUEMÁTICOS

Planta de Andén.

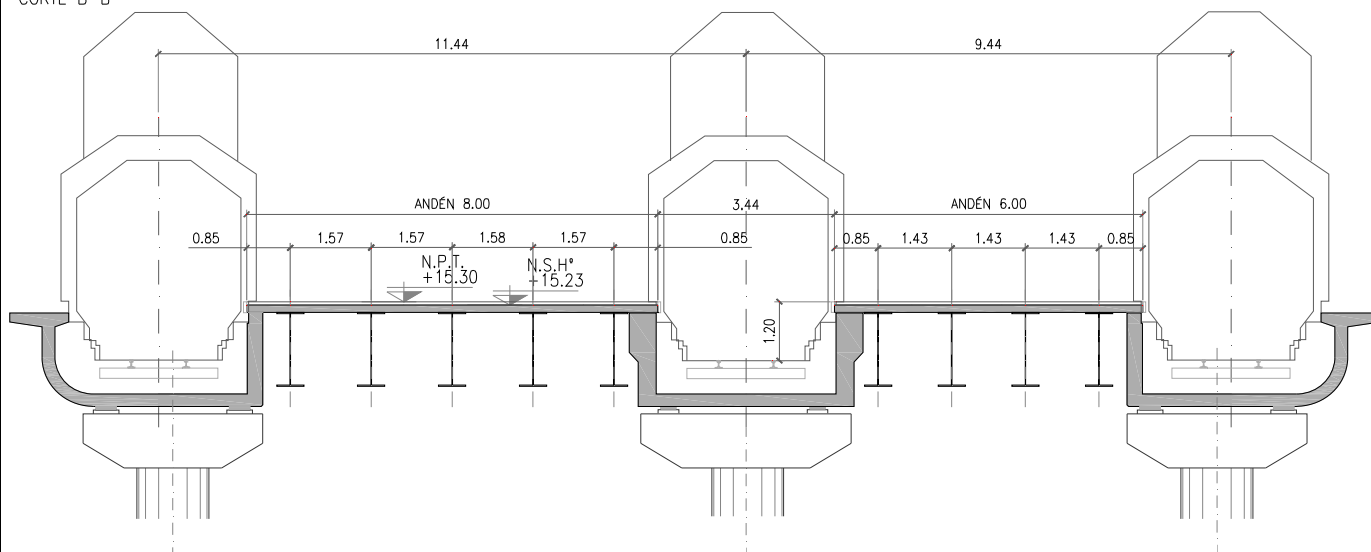


Sección de Andén en Accesos.

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.

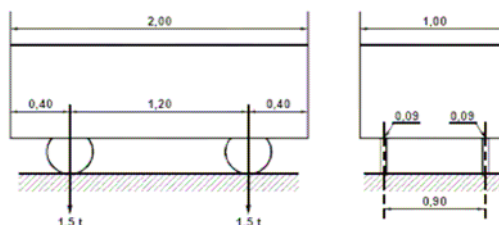
3.1.1.2. Cargas Permanentes Adicionales

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

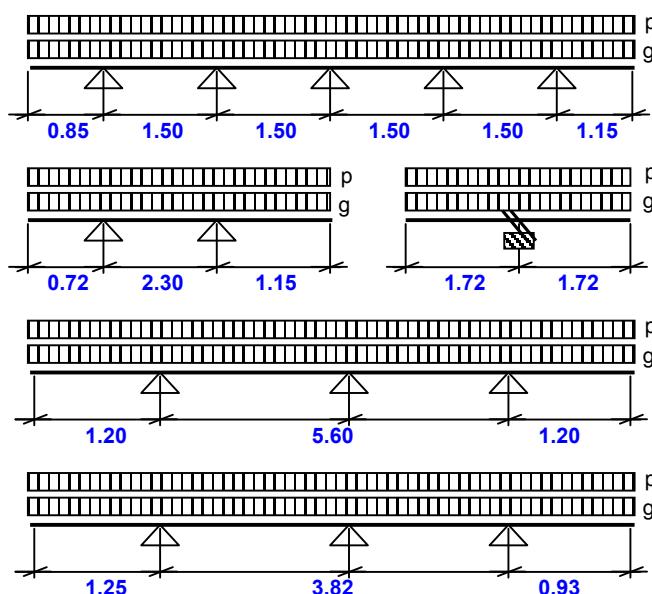
4.- CÁLCULO DE SOLICITACIONES Y DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES

4.1. Losa de Andén

4.1.1. Losa de Andén Típica

Se dimensionan los diferentes esquemas estáticos de los andenes, ubicandose refuerzos cuando sea necesario.

Esquemático



Cargas Actuantes

g_{pp}	=	0.36	ton/m ²	(Peso propio losa)
g_{co}	=	0.08	ton/m ²	(Contrapiso)
g_{so}	=	0.04	ton/m ²	(Solado)
p_1	=	0.50	ton/m ²	(Sobrecarga)
q	=	0.98	ton/m ²	

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = **0.02** m

Sección	M [tonm/m]	N [ton/m]	Me [tonm/m]	d [m]	h [m]	b [m]	kh	ke	F_e [cm ² /m]	Adoptado
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

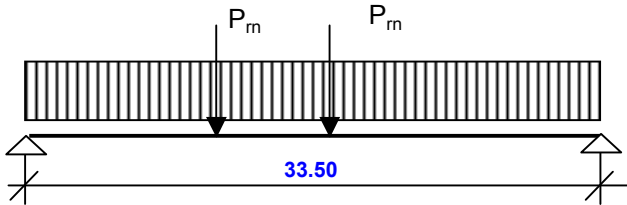
Recubrimiento = **0.02** m

Sección	Q [ton/m]	M [tonm/m]	d [m]	h [m]	b_0 [m]	k_1	k_2	τ_0 [ton/m ²]	$k_2 \times \tau_{011}$	F_e [cm ² /m ²]	Adoptado
Apoyo Ext.	1.69	1.45	0.15	0.13	1.00	1.00	1.00	15.91	60.0	----	---
Apoyo Int.	2.88	0.70	0.15	0.13	1.00	1.00	1.00	27.11	60.0	----	---

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_{MAX}
	[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

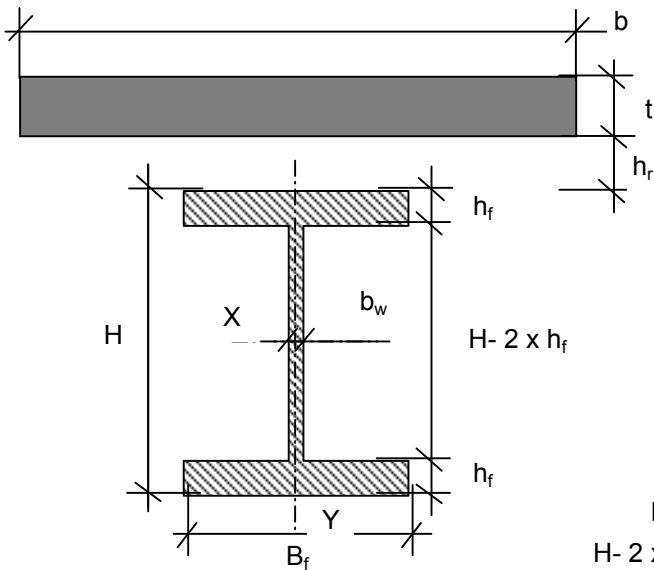
Propiedades mecánicas

$$\begin{aligned} F_y &= 360 \text{ Mpa} & (F_y = F_{yf} = F_{yw}) \\ E_s &= 200000 \text{ Mpa} \\ G &= 77200 \text{ Mpa} \\ f'_c &= 30 \text{ Mpa} \\ \gamma_{H^o} &= 2400 \text{ kg/m}^3 \\ E_{H^o} &= 26403 \text{ MPa} \end{aligned}$$

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)

$$\begin{aligned} b_1 &= L / 4 = 8.38 \text{ m} \\ b_2 &= \text{Sep viga} = 1.00 \text{ m} \\ b_3 &= B_f + 16 t = 2.93 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 1000 \text{ mm} = 100 \text{ cm} \\ t &= 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm} \\ h_r &= 0 \text{ mm} = 0 \text{ cm} \\ H &= 1500 \text{ mm} = 150 \text{ cm} \\ B_f &= 530 \text{ mm} = 53 \text{ cm} \\ h_f &= 25.4 \text{ mm} = 2.54 \text{ cm} \\ b_w &= 12.7 \text{ mm} = 1.27 \text{ cm} \\ H - 2 \times h_f &= 1449.2 \text{ mm} = 145 \text{ cm} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{Alma} \quad \left\{ \begin{aligned} \lambda_p &= 3.76 \times \sqrt{E/F_y} = 88.624 \\ \lambda_r &= 5.70 \times \sqrt{E/F_y} = 134.35 \end{aligned} \right. \quad h / b_w = 114.11 \end{aligned}$$

Alma no compacta

$$\begin{aligned} \text{Ala} \quad \left\{ \begin{aligned} \lambda_p &= 0.38 \times \sqrt{E/F_y} = 8.95669 \\ \lambda_r &= 0.95 \times \sqrt{E/F_y} = 24.3492 \end{aligned} \right. \quad B_f / 2 / h_f = 10.4331 \end{aligned}$$

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

$$\phi_b = \mathbf{0.90} \quad \text{Factor de resistencia para Flexión}$$

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

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 $L_b < L_r$

$$M_n = \min \{ C_b [M_p - (M_p - M_r) \times (L_b - L_p) / (L_r - L_p)] , M_p \}$$

$$C_b = \mathbf{1.14} \quad (\text{Viga simplemente apoyada})$$

$$L_p = 1.56 \times r_y \times \sqrt{E / F_{yf}} = 434 \quad \text{cm}$$

$$L_r = 1.28 \times r_y \times X_1 / F_L = 394 \quad \text{cm}$$

$$X_1 = \pi / S_x \sqrt{E G J A / 2} = 6426 \quad \text{Mpa}$$

$$M_r = F_L \times S_x = 5858 \quad \text{KN m}$$

$$F_L = \min((F_{yf} - F_r), F_{yw}) = 246 \quad \text{Mpa}$$

$$F_r = \mathbf{114} \quad \text{Mpa}$$

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 $\lambda < \lambda_r$

$$M_r = R_e \times F_{yf} \times S_x = 8572.21 \quad \text{KN m}$$

$$R_e = \mathbf{1.00} \quad \text{Viga Armada No híbrida}$$

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	L _b	GLOBAL			LOCAL			M _n	chk
			M _p	M(L _b <L _r)	M _{cr}	ALMA	ALA			
	M(I<I _r)	M(I<I _r)				M _{cr}				
	[ton m]	[cm]	[ton m]	[ton m]	[ton m]	[ton m]	[ton m]	[ton m]	[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

$$f_{adm} = L/400 = 84 \text{ mm}$$

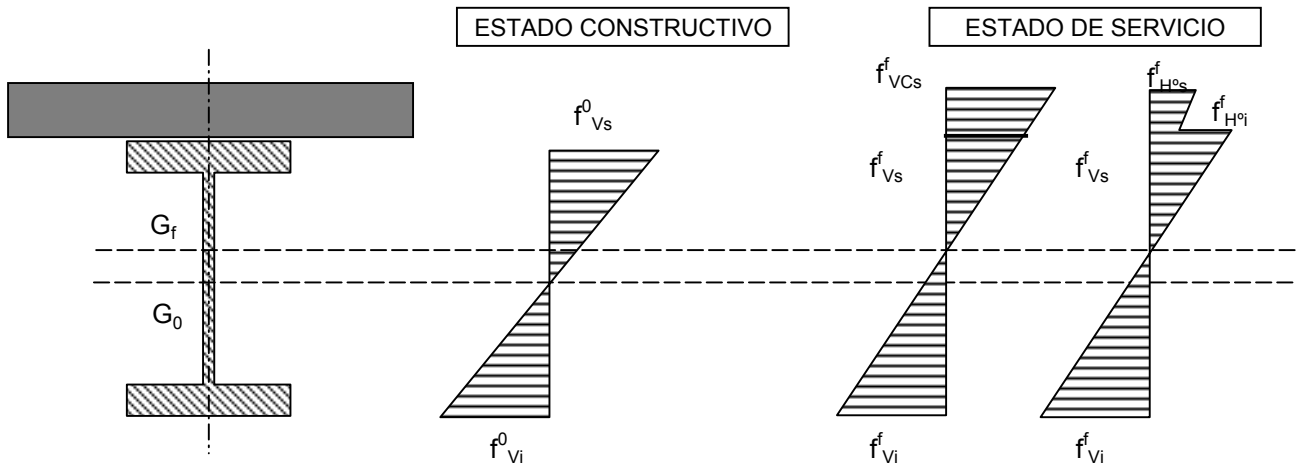
Flecha Máxima (Solo carga permanente)

$$f_{m\acute{a}x} = 51 \text{ mm}$$

⇒ 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)

$$\begin{aligned} \text{Para el ala Superior} \quad M^S_3 &= 1,650.1 \text{ ton m} \\ \text{Para el ala Inferior} \quad M^I_3 &= 802.7 \text{ ton m} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \text{Para el ala Superior} \quad M^S_3 &= 1,650.1 \text{ ton m} \\ \text{Para el ala Inferior} \quad M^I_3 &= 802.7 \text{ ton m} \end{aligned}} \right\} M_3 = 802.7 \text{ ton m}$$

$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3 = 963.7 \text{ ton m}$$

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

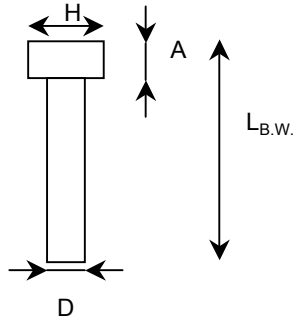
Verificación a Deformación

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

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

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

$$D = 1.588 \text{ cm } 5/8 \text{ "}$$

$$A_{sc} = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.792 \text{ cm}$$

$$H = 2.794 \text{ cm}$$

$$L_{B.W.} = 10.48 \text{ cm}$$

$$L_{A.W.} = 10.16 \text{ cm}$$

Fuerza de Corte Horizontal a transmitir

Caso I : Aplastamiento del hormigón

Caso II : Fluencia del Acero

$$V'_1 = 0.85 f'_c \times b \times t = 383 \text{ ton}$$

$$V'_2 = F_y \times A_s = 1632 \text{ ton}$$

$$V' = \min(V'_1; V'_2) = 383 \text{ ton}$$

Resistencia de los conectores de Corte

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

$$R_g = 1.00 \text{ De tabla}$$

$$R_p = 1.00 \text{ De tabla}$$

$$8.81 \text{ ton} < 8.31 \text{ ton}$$

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

$$n/2 = 47 \text{ Cantidad de conectores en media viga}$$

$$n = 94$$

$$p = 0.36 \text{ m Paso de conectores}$$

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 $e_{mid-ht} \geq 2 \text{ in. (51 mm)}$

Resistencia nominal de la sección a Corte

AISC - Capítulo I - Punto I.3.2.d

$$f_v = 0.90 \text{ Factor de resistencia para Corte}$$

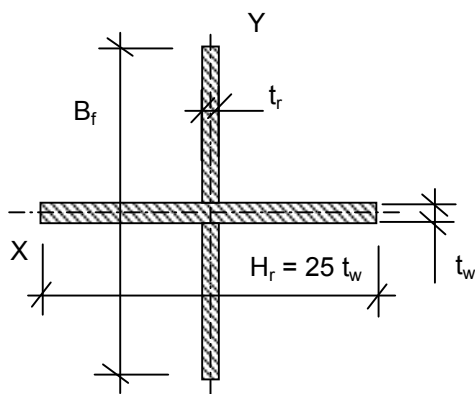
$$h / b_w = 114.11$$

$$V_n = \begin{cases} h / t_w < 2.45 \text{ raiz}(E/F_y) = 57.75 \Rightarrow V_{n1} = 0.6 F_{yw} A_w = 398 \text{ ton} \\ h / t_w < 3.07 \text{ raiz}(E/F_y) = 72.36 \Rightarrow V_{n2} = V_{n1} \times 2.45 \text{ raiz}(E/F_y) / (h/t_w) = 201 \text{ ton} \\ h / t_w < 260 \Rightarrow V_{n3} = 4.52 A_w E / (h/t_w)^2 = 128 \text{ ton} \end{cases}$$

$$V_n = 127.78 \text{ ton Resistencia nominal al corte de la sección}$$

$$\phi_v V_n = 115.00 \text{ ton} > V_u = 38.83 \text{ ton} \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

Rigidizadores de Apoyo



$$\begin{aligned} B_f &= 530 \text{ mm} = 53 \text{ cm} \\ t_w &= 12.70 \text{ mm} = 1.27 \text{ cm} \\ H_r &= 317.5 \text{ mm} = 31.75 \text{ cm} \\ t_r &= 9.53 \text{ mm} = 0.9525 \text{ cm} \end{aligned}$$

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

$$\phi_c = 0.85 \quad \text{Factor de resistencia para Compresión}$$

$$\phi_c \times P_n \quad \text{Resistencia de diseño a Compresión}$$

Estado límite de Pandeo por Flexión

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \left(\frac{K L}{r} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$F_{cr} \begin{cases} \lambda_c < 1.5 & = \left(0.658 \right)^{\lambda_c^2} F_y \\ \lambda_c > 1.5 & = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \end{cases}$$

Estado límite de Pandeo por Torsión

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$F_{cr} \begin{cases} \lambda_e < 1.5 & = \left(0.658 \right)^{\lambda_e^2} F_y \\ \lambda_e > 1.5 & = \left(\frac{0.877}{\lambda_e^2} \right) F_y \end{cases}$$

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w + G J}{\left(\frac{K_z L}{l_x + l_y} \right)^2} \right) \frac{1}{l_x + l_y}$$

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	1.45	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
 R_n = min(Fn1,Fn2)*b*100cm
 R_n = **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	
nb_f =	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

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

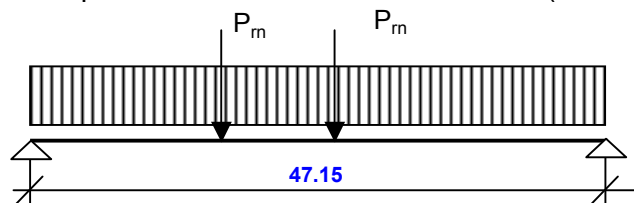
Vb =	19.5	tn	esfuerzo de corte en 1 bulón
np =	2		planos de corte
Ab =	5.07	cm ²	área nominal de 1 bulón
Rn =	33.44	tn	
Ø*Pn =	25.08	tn	OK

Aplastamiento en Chapas

Øap =	0.75		coeficiente de resistencia
Rn =	2.4 * d * t * Fu		
Rn =	28	tn	
Ø*Rn =	21	tn	OK

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

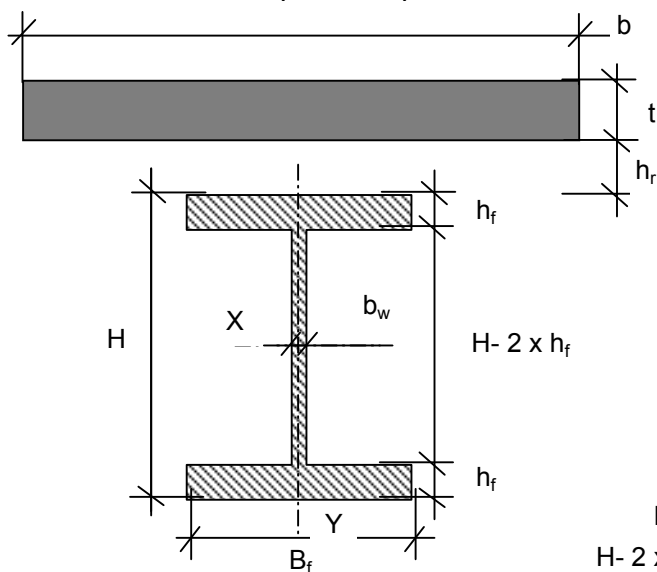
Propiedades mecánicas

$$\begin{aligned} F_y &= 360 \text{ Mpa} & (F_y = F_{yf} = F_{yw}) \\ E_s &= 200000 \text{ Mpa} \\ G &= 77200 \text{ Mpa} \\ f'_c &= 30 \text{ Mpa} \\ \gamma_{H^o} &= 2200 \text{ kg/m}^3 \\ E_{H^o} &= 23173 \text{ MPa} \end{aligned}$$

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)

$$\begin{aligned} b_1 &= L / 4 = 11.79 \text{ m} \\ b_2 &= \text{Sep viga} = 1.45 \text{ m} \\ b_3 &= B_f + 16 t = 3.05 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 1450 \text{ mm} = 145 \text{ cm} \\ t &= 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm} \\ h_r &= 0 \text{ mm} = 0 \text{ cm} \\ H &= 1500 \text{ mm} = 150 \text{ cm} \\ B_f &= 650 \text{ mm} = 65 \text{ cm} \\ h_f &= 38.1 \text{ mm} = 3.81 \text{ cm} \\ b_w &= 19.1 \text{ mm} = 1.905 \text{ cm} \\ H - 2 \times h_f &= 1423.8 \text{ mm} = 142 \text{ cm} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{Alma} \quad \left\{ \begin{aligned} \lambda_p &= 3.76 \times \sqrt{E/F_y} = 88.624 \\ \lambda_r &= 5.70 \times \sqrt{E/F_y} = 134.35 \end{aligned} \right. \quad h / b_w = 74.7402 \end{aligned}$$

Alma compacta

$$\begin{aligned} \text{Ala} \quad \left\{ \begin{aligned} \lambda_p &= 0.38 \times \sqrt{E/F_y} = 8.95669 \\ \lambda_r &= 0.95 \times \sqrt{E/F_y} = 27.0662 \end{aligned} \right. \quad B_f / 2 / h_f = 8.53018 \end{aligned}$$

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

$$\phi_b = \mathbf{0.90} \quad \text{Factor de resistencia para Flexión}$$

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

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 $L_b < L_r$

$$M_n = \min \{ C_b [M_p - (M_p - M_r) \times (L_b - L_p) / (L_r - L_p)] , M_p \}$$

$$C_b = \mathbf{1.14} \quad (\text{Viga simplemente apoyada})$$

$$L_p = 1.56 \times r_y \times \sqrt{E / F_{yf}} = 555 \quad \text{cm}$$

$$L_r = 1.28 \times r_y \times X_1 / F_L = 756 \quad \text{cm}$$

$$X_1 = \pi / S_x \sqrt{E G J A / 2} = 9635 \quad \text{Mpa}$$

$$M_r = F_L \times S_x = 10185 \quad \text{KN m}$$

$$F_L = \min((F_{yf} - F_r), F_{yw}) = 246 \quad \text{Mpa}$$

$$F_r = \mathbf{114} \quad \text{Mpa}$$

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 $\lambda < \lambda_r$

$$M_r = R_e \times F_{yf} \times S_x = 14904.6 \quad \text{KN m}$$

$$R_e = \mathbf{1.00} \quad \text{Viga Armada No híbrida}$$

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	L _b	GLOBAL			LOCAL			M _n	chk
						ALMA	ALA			
	M _p	M(L _b <L _r)	M _{cr}	M(λ<λ _r)	M(λ<λ _r)	M _{cr}				
	[ton m]	[cm]	[ton m]	[ton m]	[ton m]	[ton m]	[ton m]	[ton m]	[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)

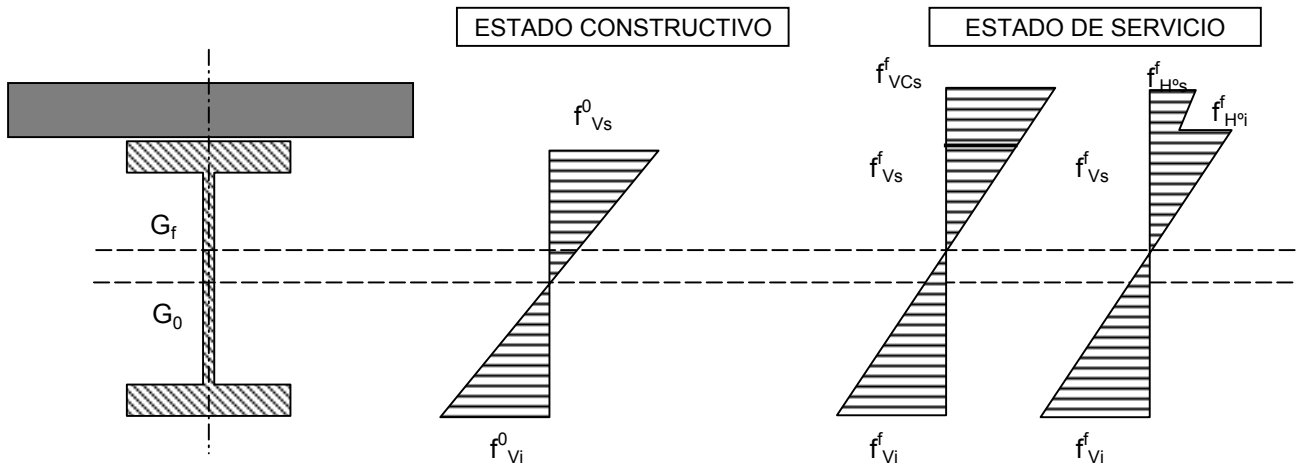
$$f_{m\acute{a}x} = 92 \text{ mm}$$



VERIFICA

Estado de Servicio

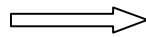
Teniendo en cuenta la esbeltez del Alma se determina el Momento Nominal (M_n) como Momento Flexor que determina la fluencia (M_y). Se tiene en cuenta el procedimiento constructivo no disponiendo apuntalamientos; en tal caso, actúan en la sección de acero (peso propio viga + losa de Hormigón) y en la 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

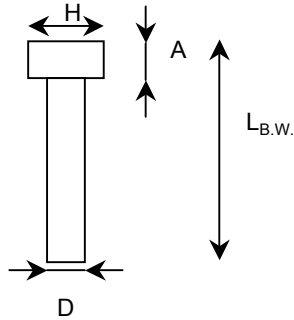
Flecha Admisible $f_{adm} = L/600 = 79 \text{ mm}$

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

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

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

$$D = 1.588 \text{ cm } 5/8 \text{ "}$$

$$A_{sc} = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.792 \text{ cm}$$

$$H = 2.794 \text{ cm}$$

$$L_{B.W.} = 10.48 \text{ cm}$$

$$L_{A.W.} = 10.16 \text{ cm}$$

Fuerza de Corte Horizontal a transmitir

Caso I : Aplastamiento del hormigón

Caso II : Fluencia del Acero

$$V'_1 = 0.85 f'_c \times b \times t = 555 \text{ ton}$$

$$V'_2 = F_y \times A_s = 2760 \text{ ton}$$

$$V' = \min(V'_1; V'_2) = 555 \text{ ton}$$

Resistencia de los conectores de Corte

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

$$R_g = 1.00 \text{ De tabla}$$

$$R_p = 1.00 \text{ De tabla}$$

$$8.25 \text{ ton} < 8.31 \text{ ton}$$

$$Q_n = 8.25 \text{ ton}$$

$$n/2 = 68 \text{ Cantidad de conectores en media viga}$$

$$n = 136$$

$$p = 0.35 \text{ m Paso de conectores}$$

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 $e_{mid-ht} \geq 2 \text{ in. (51 mm)}$

Resistencia nominal de la sección a Corte

AISC - Capítulo I - Punto I.3.2.d

$$f_v = 0.90 \text{ Factor de resistencia para Corte}$$

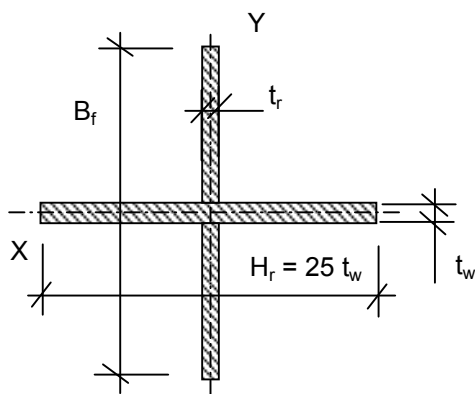
$$h / b_w = 74.74$$

$$V_n = \begin{cases} h / t_w < 2.45 \text{ raiz}(E/F_y) = 57.75 \Rightarrow V_{n1} = 0.6 F_{yw} A_w = 586 \text{ ton} \\ h / t_w < 3.07 \text{ raiz}(E/F_y) = 72.36 \Rightarrow V_{n2} = V_{n1} \times 2.45 \text{ raiz}(E/F_y) / (h/t_w) = 453 \text{ ton} \\ h / t_w < 260 \Rightarrow V_{n3} = 4.52 A_w E / (h/t_w)^2 = 439 \text{ ton} \end{cases}$$

$$V_n = 438.94 \text{ ton Resistencia nominal al corte de la sección}$$

$$\phi_v V_n = 395.05 \text{ ton} > V_u = 56.30 \text{ ton} \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

Rigidizadores de Apoyo



$$\begin{aligned} B_f &= 650 \text{ mm} = 65 \text{ cm} \\ t_w &= 19.05 \text{ mm} = 1.905 \text{ cm} \\ H_r &= 476.25 \text{ mm} = 47.625 \text{ cm} \\ t_r &= 9.53 \text{ mm} = 0.9525 \text{ cm} \end{aligned}$$

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

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \left(\frac{K L}{r} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$F_{cr} \begin{cases} \lambda_c < 1.5 & = \left(0.658 \right)^{\lambda_c^2} F_y \\ \lambda_c > 1.5 & = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \end{cases}$$

Estado límite de Pandeo por Torsión

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$F_{cr} \begin{cases} \lambda_e < 1.5 & = \left(0.658 \right)^{\lambda_e^2} F_y \\ \lambda_e > 1.5 & = \left(\frac{0.877}{\lambda_e^2} \right) F_y \end{cases}$$

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w + G J}{(K_z L)^2} \right) \frac{1}{I_x + I_y}$$

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 = $\phi 1 * 0.60 * F_{exx}$ $\phi 1 = 0.75$ corte en área efectiva. Sobre Electrodo
 Fn 2 = $\phi 2 * F_y$ $\phi 2 = 0.9$ 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 = 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 interior 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 * I_cjf / I_cj	=	1092	tn*m	Esfuerzo de Flexión en cubrejunta de alas
M_cj_w = Mn * I_cjw / I_cj	=	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	
nb_f =	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

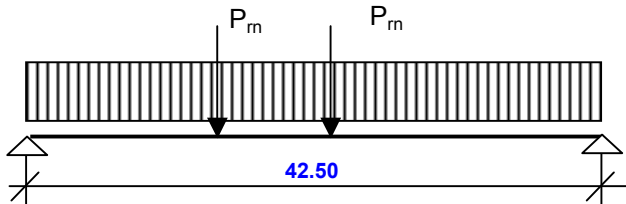
Aplastamiento en Chapas

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

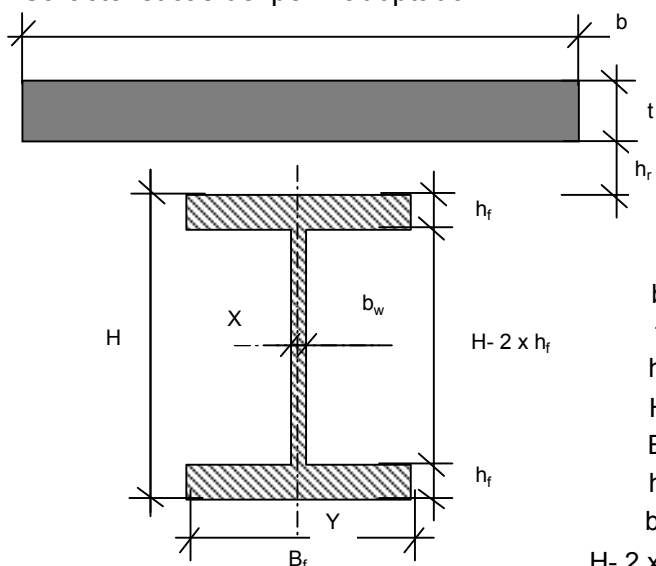
Propiedades mecánicas

$$\begin{aligned} F_y &= 360 \text{ Mpa} & (F_y = F_{yf} = F_{yw}) \\ E_s &= 200000 \text{ Mpa} \\ G &= 77200 \text{ Mpa} \\ f'_c &= 30 \text{ Mpa} \\ \gamma_{H^0} &= 2200 \text{ kg/m}^3 \\ E_{H^0} &= 23173 \text{ MPa} \end{aligned}$$

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): $E_h = 0.043 \cdot \gamma_{H^0}^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c}$

Características del perfil adoptado



Ancho efectivo de losa (s/ACI)

$$\begin{aligned} b_1 &= L / 4 = 10.63 \text{ m} \\ b_2 &= \text{Sep viga} = 2.40 \text{ m} \\ b_3 &= B_f + 16 t = 3.10 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 2400 \text{ mm} = 240 \text{ cm} \\ t &= 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm} \\ h_r &= 0 \text{ mm} = 0 \text{ cm} \\ H &= 1500 \text{ mm} = 150 \text{ cm} \\ B_f &= 700 \text{ mm} = 70 \text{ cm} \\ h_f &= 50.8 \text{ mm} = 5.08 \text{ cm} \\ b_w &= 19.1 \text{ mm} = 1.905 \text{ cm} \\ H - 2 \times h_f &= 1398.4 \text{ mm} = 139.84 \text{ cm} \end{aligned}$$

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 $\left\{ \begin{aligned} \lambda_p &= 3.76 \times \sqrt{E/F_y} = 88.624 \\ \lambda_r &= 5.70 \times \sqrt{E/F_y} = 134.35 \end{aligned} \right. \quad h / b_w = 73.4068 \quad \Rightarrow \text{Alma compacta}$

Ala $\left\{ \begin{aligned} \lambda_p &= 0.38 \times \sqrt{E/F_y} = 8.95669 \\ \lambda_r &= 0.95 \times \sqrt{E/F_y} = 27.1883 \end{aligned} \right. \quad B_f / 2 / h_f = 6.88976 \quad \Rightarrow \text{Ala compacta}$

Sección Compuesta

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN COMPUESTA

A_g	Y_G	J_x	r_x	S_{xinf}	S_{xsup}	$S_{x_{sup}}^V$	n
[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[E_s/E_{H^0}]
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 $L_b < L_r$

$$M_n = \min \{ C_b [M_p - (M_p - M_r) \times (L_b - L_p) / (L_r - L_p)] , M_p \}$$

$$C_b = 1.14 \quad (\text{Viga simplemente apoyada})$$

$$L_p = 1.56 \times r_y \times \sqrt{E / F_{yf}} = 634 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.28 \times r_y \times X_1 / F_L = 1117 \text{ cm}$$

$$X_1 = \pi / S_x \sqrt{E G J A / 2} = 12458 \text{ Mpa}$$

$$M_r = F_L \times S_x = 13677 \text{ KN m}$$

$$F_L = \min((F_{yf} - F_r), F_{yw}) = 246 \text{ Mpa}$$

$$F_r = 114 \text{ Mpa}$$

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 $\lambda < \lambda_r$

$$M_r = R_e \times F_{yf} \times S_x = 20014.9 \text{ KN m}$$

$$R_e = 1.00 \quad \text{Viga Armada No híbrida}$$

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	L _b	GLOBAL			LOCAL			M _n	chk
						ALMA	ALA			
	M _p	M(L _b <L _r)	M _{cr}	M(λ<λ _r)	M(λ<λ _r)	M _{cr}				
	[ton m]	[cm]	[ton m]	[ton m]	[ton m]	[ton m]	[ton m]	[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

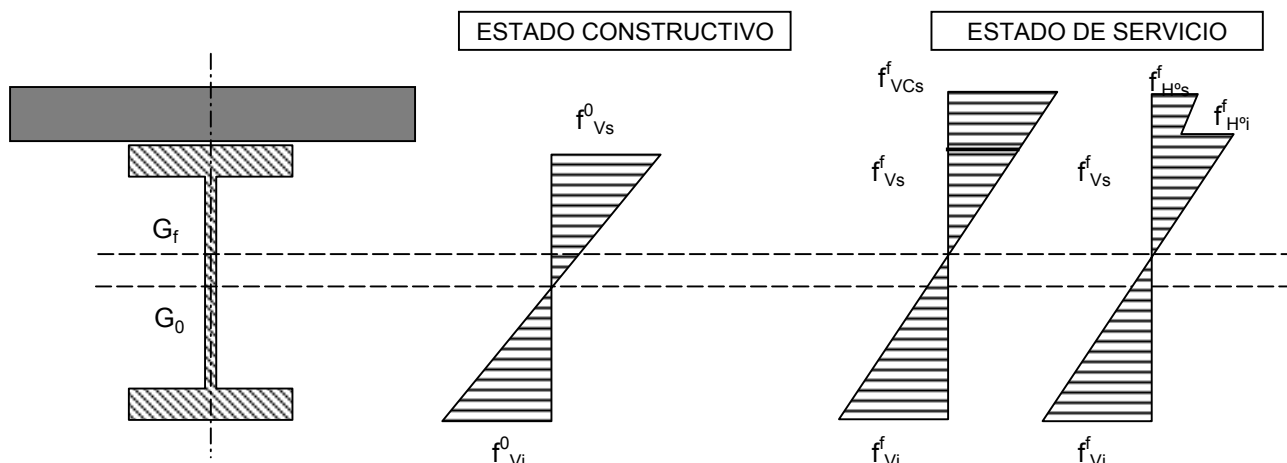
Verificación a Deformación

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

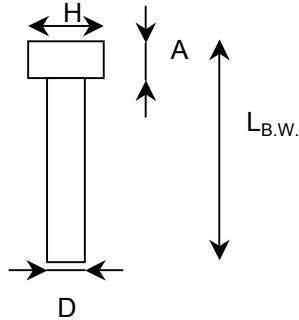
Flecha Admisible $f_{adm} = L/600 = 71 \text{ mm}$

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

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

$$R_g = 1.00 \text{ De tabla}$$

$$R_p = 1.00 \text{ De tabla}$$

$$8.25 \text{ ton} < 8.31 \text{ ton}$$

$$Q_n = 8.25 \text{ ton}$$

$$n/2 = 112 \text{ Cantidad de conectores en media viga}$$

$$n = 224$$

$$p = 0.19 \text{ m Paso de conectores}$$

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 $e_{mid-ht} \geq 2 \text{ in. (51 mm)}$

Resistencia nominal de la sección a Corte

AISC - Capítulo I - Punto I.3.2.d

$$\phi_v = 0.90 \text{ Factor de resistencia para Corte}$$

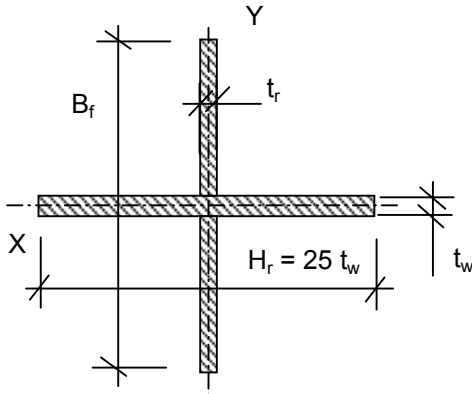
$$h / b_w = 73.41$$

$$V_n = \begin{cases} h / t_w < 2.45 \text{ raiz}(E/F_y) = 57.75 \Rightarrow V_{n1} = 0.6 F_{yw} A_w = 575 \text{ ton} \\ h / t_w < 3.07 \text{ raiz}(E/F_y) = 72.36 \Rightarrow V_{n2} = V_{n1} \times 2.45 \text{ raiz}(E/F_y) / (h/t_w) = 453 \text{ ton} \\ h / t_w < 260 \Rightarrow V_{n3} = 4.52 A_w E / (h/t_w)^2 = 447 \text{ ton} \end{cases}$$

$$V_n = 446.91 \text{ ton Resistencia nominal al corte de la sección}$$

$$\phi_v V_n = 402.22 \text{ ton} > V_u = 176.86 \text{ ton} \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

Rigidizadores de Apoyo



$$\begin{aligned} B_f &= 700 \text{ mm} = 70 \text{ cm} \\ t_w &= 19.05 \text{ mm} = 1.905 \text{ cm} \\ H_r &= 476.25 \text{ mm} = 47.625 \text{ cm} \\ t_r &= 12.70 \text{ mm} = 1.27 \text{ cm} \end{aligned}$$

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

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \left(\frac{K L}{r} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$F_{cr} \begin{cases} \lambda_c < 1.5 & = \left(0.658 \right)^{\lambda_c^2} F_y \\ \lambda_c > 1.5 & = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \end{cases}$$

Estado límite de Pandeo por Torsión

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$F_{cr} \begin{cases} \lambda_e < 1.5 & = \left(0.658 \right)^{\lambda_e^2} F_y \\ \lambda_e > 1.5 & = \left(\frac{0.877}{\lambda_e^2} \right) F_y \end{cases}$$

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w + G J}{(K_z L)^2} \right) \frac{1}{I_x + I_y}$$

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	I_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 = $\phi 1 * 0.60 * F_{exx}$ $\phi 1 = 0.75$ corte en área efectiva. Sobre Electrodo
Fn 2 = $\phi 2 * F_y$ $\phi 2 = 0.9$ 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 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 * I_cjf / I_cj	=	1732	tn*m	Esfuerzo de Flexión en cubrejunta de alas
M_cj_w = Mn * I_cjw / I_cj	=	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	
nb_f =	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

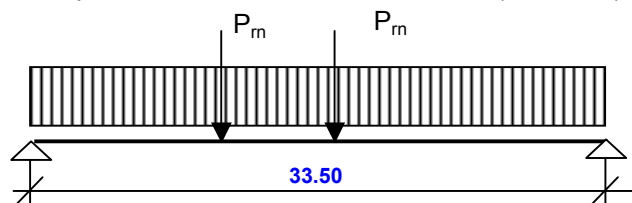
Vb =	24.5 tn	esfuerzo de corte en 1 bulón
np =	2	planos de corte
Ab =	5.07 cm ²	área nominal de 1 bulón
Rn =	33.44 tn	
Ø*Pn =	25.08 tn	OK

Aplastamiento en Chapas

Øap =	0.75	coeficiente de resistencia
Rn =	2.4 * d * t * Fu	
Rn =	42 tn	
Ø*Rn =	31 tn	OK

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

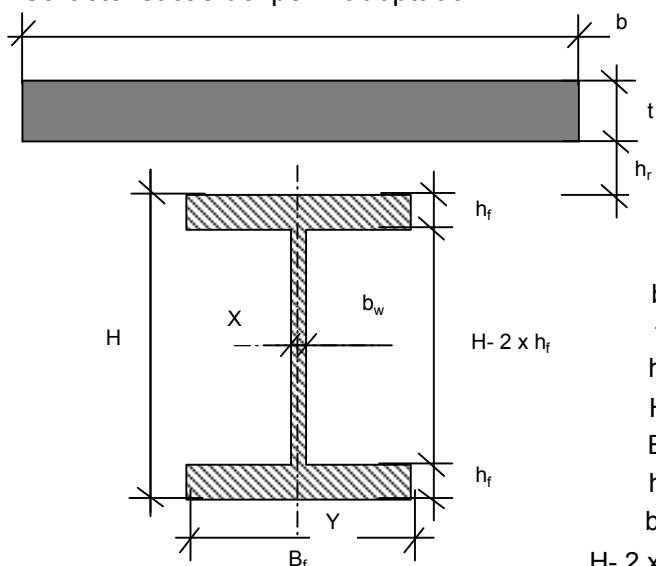
Propiedades mecánicas

$$\begin{aligned} F_y &= 360 \text{ Mpa} & (F_y = F_{yf} = F_{yw}) \\ E_s &= 200000 \text{ Mpa} \\ G &= 77200 \text{ Mpa} \\ f'_c &= 30 \text{ Mpa} \\ \gamma_{H^o} &= 2200 \text{ kg/m}^3 \\ E_{H^o} &= 23173 \text{ MPa} \end{aligned}$$

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)

$$\begin{aligned} b_1 &= L/4 = 8.38 \text{ m} \\ b_2 &= \text{Ancho de inf} = 2.40 \text{ m} \\ b_3 &= B_f + 16t = 3.10 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 2400 \text{ mm} = 240 \text{ cm} \\ t &= 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm} \\ h_r &= 0 \text{ mm} = 0 \text{ cm} \\ H &= 1500 \text{ mm} = 150 \text{ cm} \\ B_f &= 700 \text{ mm} = 70 \text{ cm} \\ h_f &= 50.8 \text{ mm} = 5.08 \text{ cm} \\ b_w &= 19.05 \text{ mm} = 1.905 \text{ cm} \\ H - 2 \times h_f &= 1398.4 \text{ mm} = 139.84 \text{ cm} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{Alma} \quad \left\{ \begin{aligned} \lambda_p &= 3.76 \times \sqrt{E/F_y} = 88.62 \\ \lambda_r &= 5.70 \times \sqrt{E/F_y} = 134.35 \end{aligned} \right. \quad h/b_w = 73.41 \end{aligned}$$

Alma compacta

$$\begin{aligned} \text{Ala} \quad \left\{ \begin{aligned} \lambda_p &= 0.38 \times \sqrt{E/F_y} = 8.96 \\ \lambda_r &= 0.95 \times \sqrt{E/F_y} = 27.19 \end{aligned} \right. \quad B_f/2/h_f = 6.89 \end{aligned}$$

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}]
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

$$\phi_b = \mathbf{0.90} \quad \text{Factor de resistencia para Flexión}$$

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

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 $L_b < L_r$

$$M_n = \min \{ C_b [M_p - (M_p - M_r) \times (L_b - L_p) / (L_r - L_p)] , M_p \}$$

$$C_b = \mathbf{1.14} \quad (\text{Viga simplemente apoyada})$$

$$L_p = 1.56 \times r_y \times \sqrt{E / F_{yf}} = 634 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.28 \times r_y \times X_1 / F_L = 1117 \text{ cm}$$

$$X_1 = \pi / S_x \sqrt{E G J A / 2} = 12458 \text{ Mpa}$$

$$M_r = F_L \times S_x = 13677 \text{ KN m}$$

$$F_L = \min((F_{yf} - F_r), F_{yw}) = 246 \text{ Mpa}$$

$$F_r = \mathbf{114} \text{ Mpa}$$

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 $\lambda < \lambda_r$

$$M_r = R_e \times F_{yf} \times S_x = 20014.9 \text{ KN m}$$

$$R_e = \mathbf{1.00} \quad \text{Viga Armada No híbrida}$$

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 $\lambda < \lambda_r$

$$M_r = F_L \times S_x = 13676.8 \text{ KN m}$$

$$F_L = \min((F_{yf} - F_r), F_{yw}) = 246 \text{ Mpa}$$

$$F_r = 114 \text{ Mpa}$$

 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	L _b	GLOBAL			LOCAL			M _n	chk
						ALMA	ALA			
	M _p	M(L _b <L _r)	M _{cr}	M(λ<λ _r)	M(λ<λ _r)	M _{cr}				
	[ton m]	[cm]	[ton m]	[ton m]	[ton m]	[ton m]	[ton m]	[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

$$f_{adm} = L/400 = 84 \text{ mm}$$

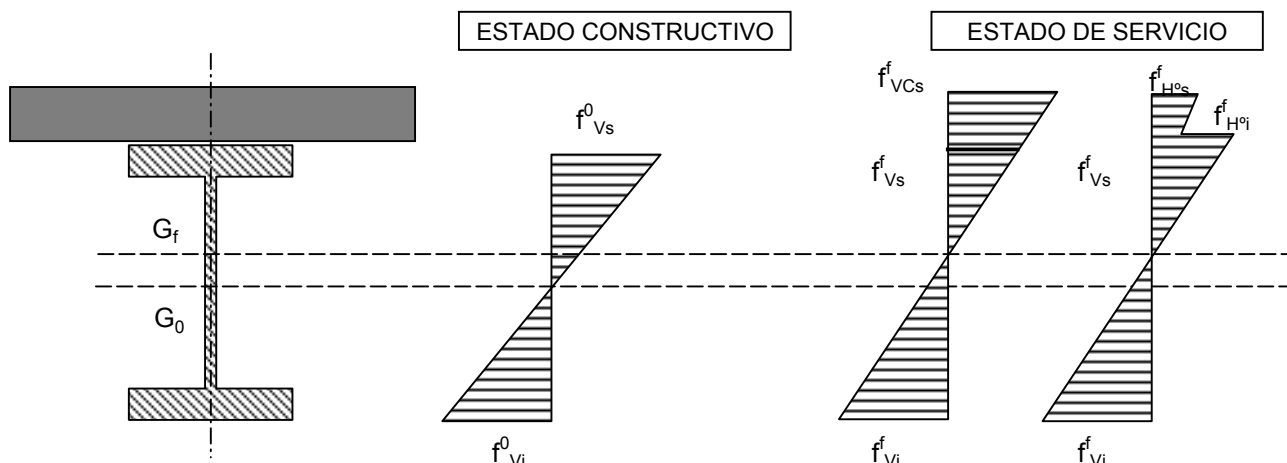
Flecha Máxima (Solo carga permanente)

$$f_{m\acute{a}x} = 64 \text{ mm}$$


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 $M_3^I = 1,944.5 \text{ ton m}$

$M_3 = 1,944.5 \text{ ton m}$

$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_3 = 1,944.5 \text{ ton m}$$

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

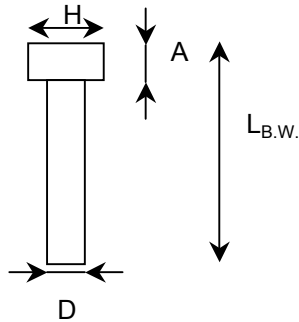
Flecha Admisible $f_{adm} = L/600 = 56 \text{ mm}$

Flecha Máxima (Sobrecarga) $f_{m\acute{a}x} = 27 \text{ mm}$

\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 $e_{mid-ht} \geq 2 \text{ in. (51 mm)}$

Resistencia nominal de la sección a Corte

AISC - Capítulo I - Punto I.3.2.d

$$\phi_v = 0.90 \text{ Factor de resistencia para Corte}$$

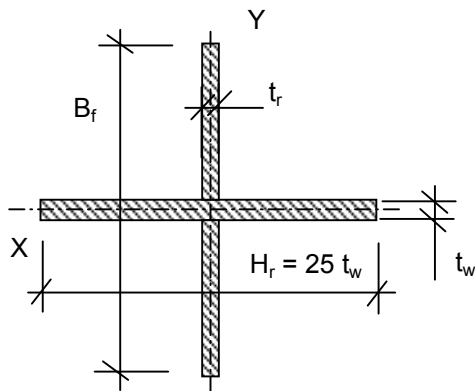
$$h / b_w = 73.41$$

$$V_n = \begin{cases} h / t_w > 2.45 \text{ raiz}(E/F_y) = 57.75 \Rightarrow V_{n1} = 0.6 F_{yw} A_w = 575 \text{ ton} \\ h / t_w > 3.07 \text{ raiz}(E/F_y) = 72.36 \Rightarrow V_{n2} = V_{n1} \times 2.45 \text{ raiz}(E/F_y) / (h/t_w) = 453 \text{ ton} \\ h / t_w < 260 \Rightarrow V_{n3} = 4.52 A_w E / (h/t_w)^2 = 447 \text{ ton} \end{cases}$$

$$V_n = 446.91 \text{ ton Resistencia nominal al corte de la sección}$$

$$\phi_v V_n = 402.22 \text{ ton} > V_u = 147.26 \text{ ton} \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

Rigidizadores de Apoyo



$$\begin{aligned} B_f &= 700 \text{ mm} = 70 \text{ cm} \\ t_w &= 19.05 \text{ mm} = 1.905 \text{ cm} \\ H_r &= 476.25 \text{ mm} = 47.625 \text{ cm} \\ t_r &= 12.70 \text{ mm} = 1.27 \text{ cm} \end{aligned}$$

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

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \left(\frac{K L}{r} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$F_{cr} \begin{cases} \lambda_c < 1.5 & = \left(0.658 \right)^{\lambda_c^2} F_y \\ \lambda_c > 1.5 & = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \end{cases}$$

Estado límite de Pandeo por Torsión

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$F_{cr} \begin{cases} \lambda_e < 1.5 & = \left(0.658 \right)^{\lambda_e^2} F_y \\ \lambda_e > 1.5 & = \left(\frac{0.877}{\lambda_e^2} \right) F_y \end{cases}$$

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w + G J}{(K_z L)^2} \right) \frac{1}{I_x + I_y}$$

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	I_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]		
-147.26	277.66	OK	0.53

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 $\tau = \frac{Q * S}{J * b} = 0.18 \text{ tn/cm}^2$

 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 = $\phi 1 * 0.60 * F_{exx}$ $\phi 1 = 0.75$ corte en área efectiva. Sobre Electrodo
 Fn 2 = $\phi 2 * F_y$ $\phi 2 = 0.9$ 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 = 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
nb_f =	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 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 =	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