

00	07/12/2016	EMISIÓN ORIGINAL	F.O.	F.O.	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:

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.			

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - INFRAESTRUCTURA DE CUBIERTA
MEMORIA DE CÁLCULOPreparo : F.O
Fecha : 01/09/2016
Reviso : R.P.**ÍNDICE**

1. Generalidades.
2. Esquemáticos
3. Análisis de Cargas.
4. Cálculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

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

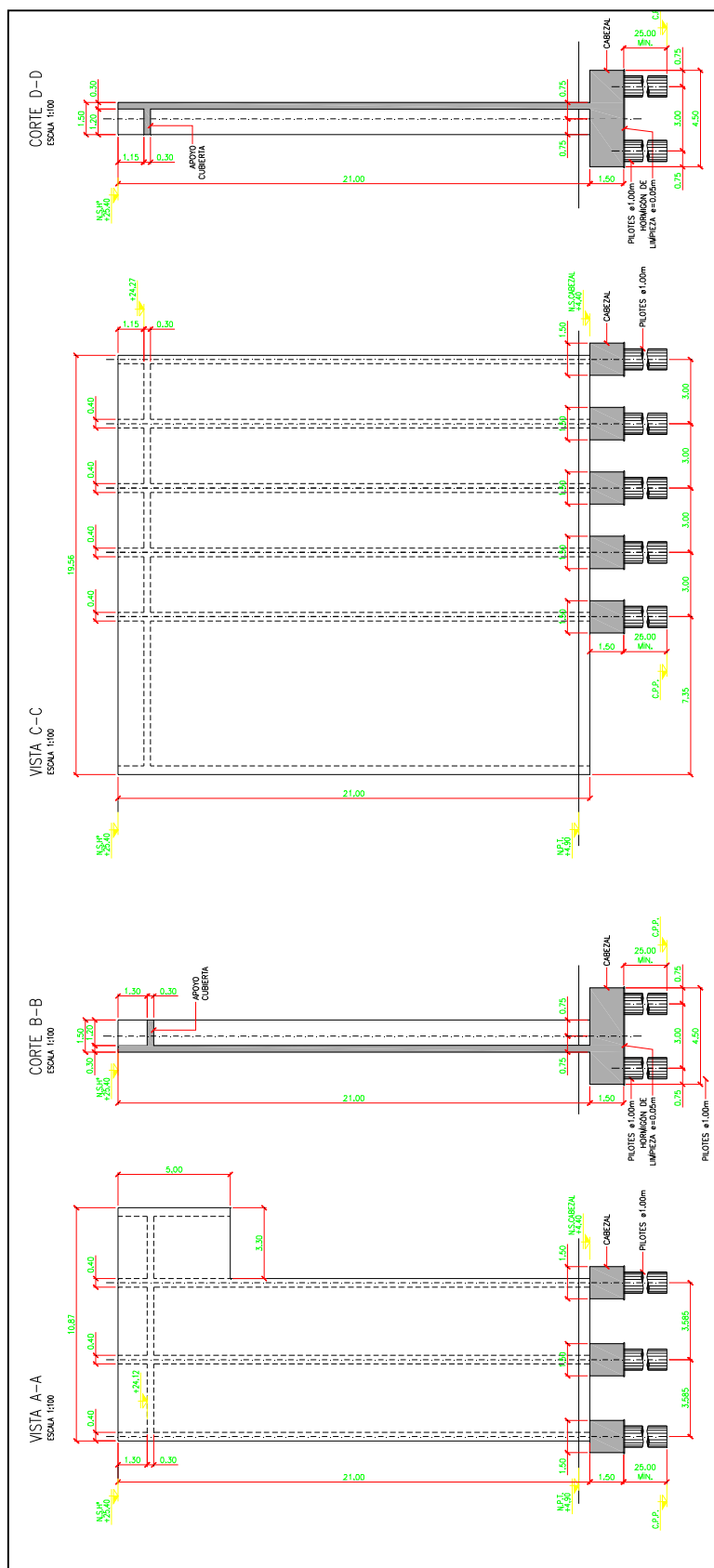
Para el cálculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones estructurales metálicas se utiliza el software de cálculo Staad Pro 2005

Los materiales previstos en este proyecto son:

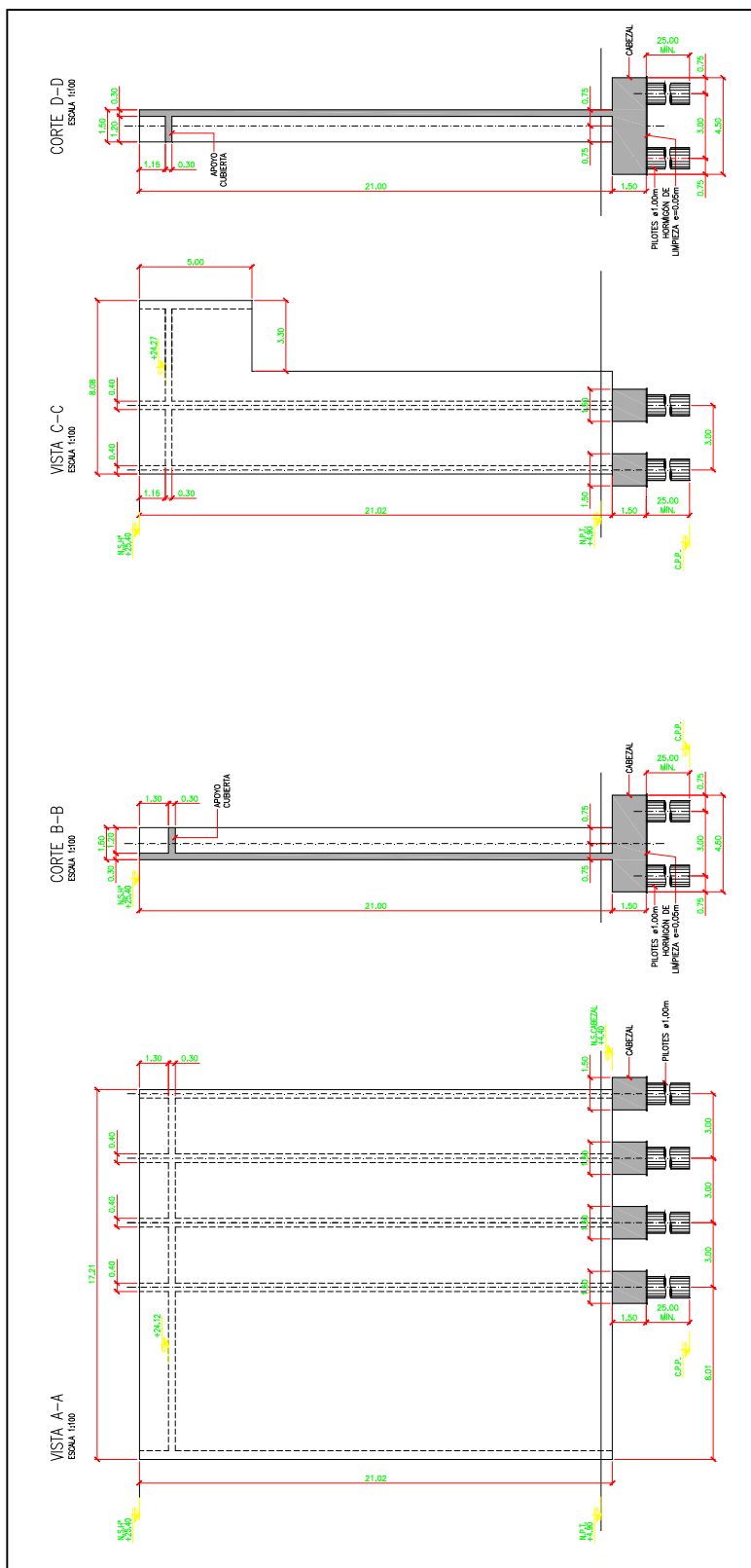
Hormigón armado	H- 30	$\sigma'_{bk} =$	30 MPa	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s =$	420 MPa	(Conformado en barras)
Perfiles Laminados	F- 24	$F_y =$	2400 kg/cm ²	
Perfiles ángulo mayores a 3"	F- 36	$F_y =$	3600 kg/cm ²	
Acero de perfiles armados	F- 36	$F_y =$	3600 kg/cm ²	
Bulones calidad	ISO 8.8	$F_y =$	6400 kg/cm ²	

2.- ESQUEMÁTICOS

INFRAESTRUCTURA SECCIÓN OESTE



INFRAESTRUCTURA SECCIÓN ESTE



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) $g_1 = 6.00 \text{ kg/m}^2$

Correas

Peso Perfil C 160 x 60 x 20 x 2.5 $g_{co} = 5.96 \text{ kg/m}$

Separación entre correas $s_{co} = 1.00 \text{ m}$

Peso Correas ($g_2 = g_{co} / s_{co}$) $g_2 = 5.96 \text{ kg/m}^2$

Medios de Unión y Aislaciones $g_3 = 3.00 \text{ kg/m}^2$

Peso Cubierta ($g_{cu} = \sum g_i$) $g_{cu} = 14.96 \text{ kg/m}^2$

3.1.2. Sobrecargas

3.1.2.1. Sobrecarga de Cubierta

Del CIRSOC 101 para cubiertas livianas $\alpha = 10^\circ \leq 10.00^\circ$ $p_1 = 30.0 \text{ kg/m}^2$

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

Coefficiente 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 $q_z = c_z \times c_d \times q_0$

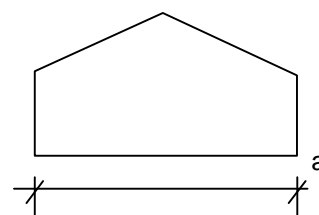
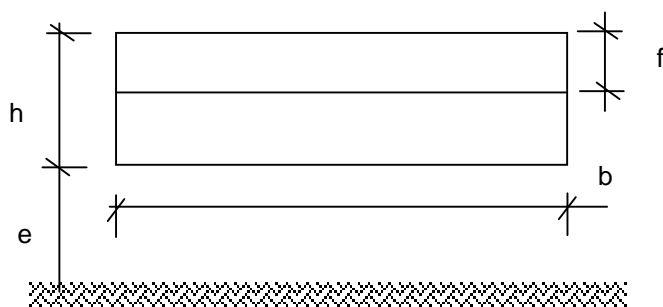
c_d coeficiente de dimensión (tabla 5) $c_d = 1.00$

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

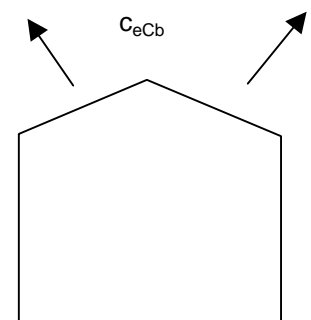
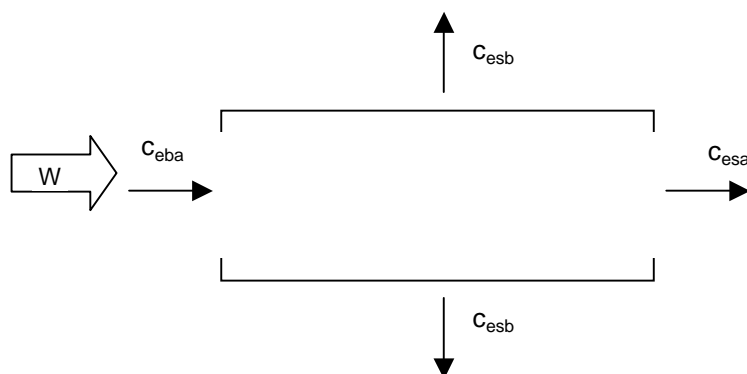
Viento sobre Cara Mayor (a)

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)

α	= 0.00 °
C_{eCb}	= -0.45

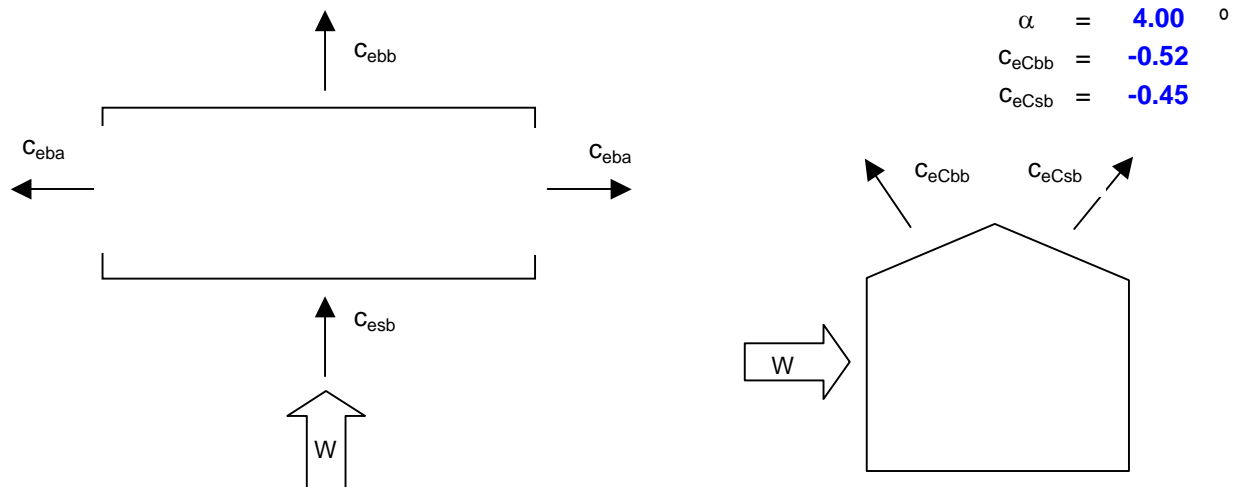


Viento sobre Cara Menor (b)

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

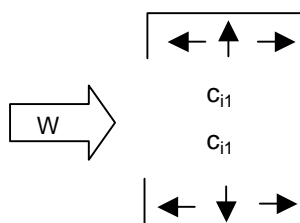
Coeficientes de empuje en cubierta (según Tabla 7 y Figuras 17 y 18)



Paredes (Permeabilidad > 35%)

Coeficientes de Presión Interiores (De Tabla 8)

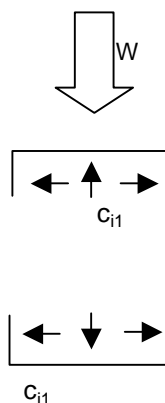
Viento en el sentido de la pared abierta



Paredes o construcciones situadas fuera de la corriente

$C_{i1} = \max(0.6 (1.8 - 1.3 \gamma); +0.15)$	=	0.30
$C_{i1} = \min(-0.6 (1.3 \gamma - 0.8); -0.20)$	=	-0.30

Viento perpendicular a la pared abierta

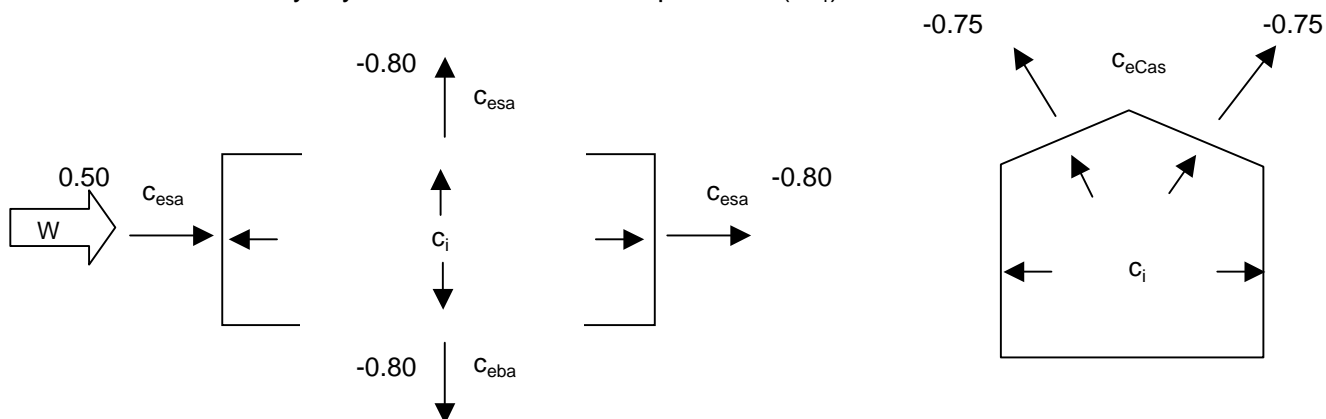


Sobre todas la paredes y construcciones interiores

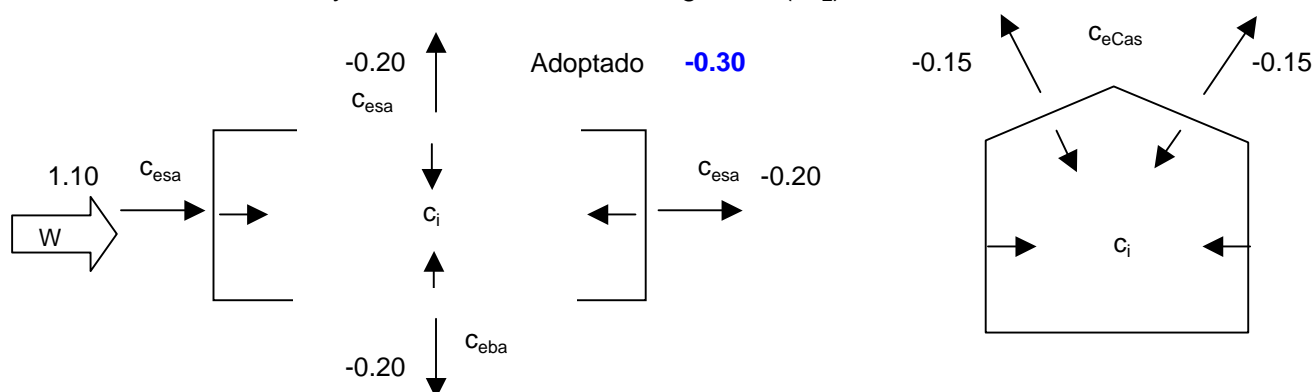
$C_{i1} = \max(0.6 (1.8 - 1.3 \gamma); +0.15)$	=	0.30
$C_{i1} = \min(- (1.3 \gamma - 0.8); -0.20)$	=	-0.30

Coeficientes de presión resultantes (signos correspondientes a la cara exterior)

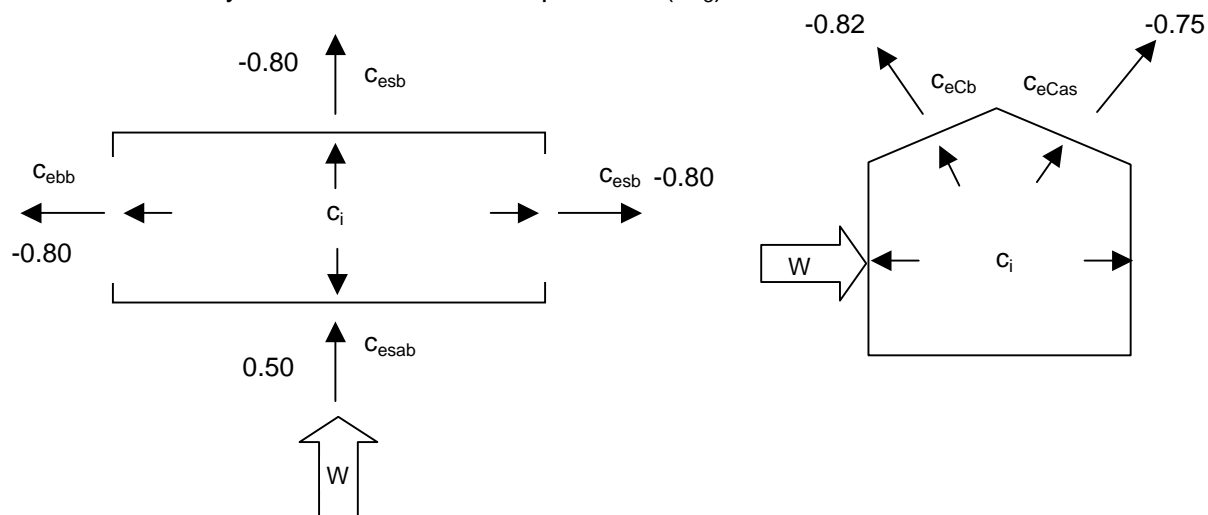
Viento sobre cara mayor y coeficientes interiores positivos (W_1)



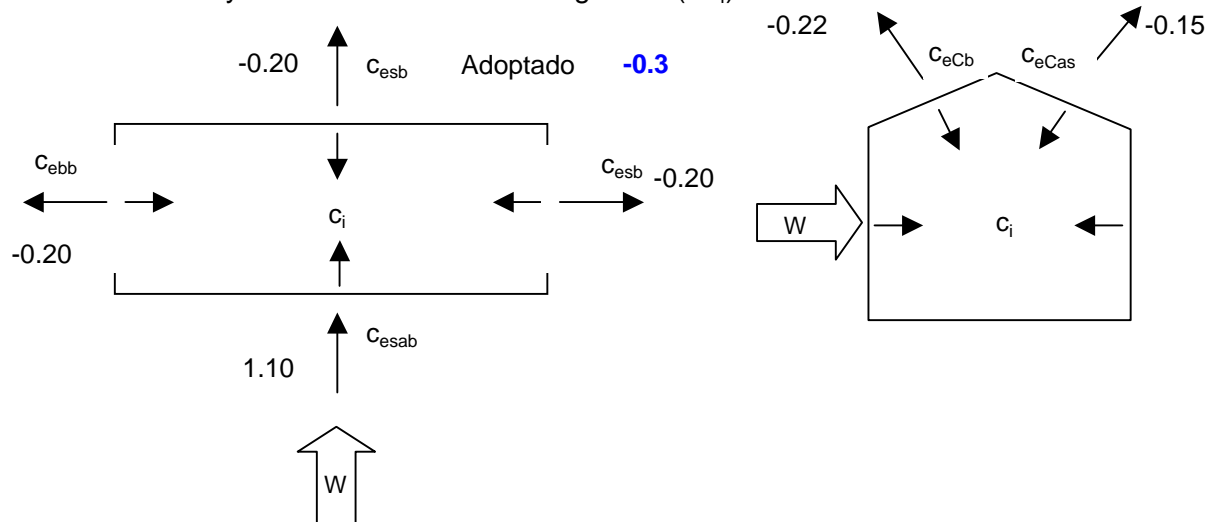
Viento sobre cara menor y coeficientes interiores negativos (W_2)



Viento sobre cara menor y coeficientes interiores positivos (W_3)



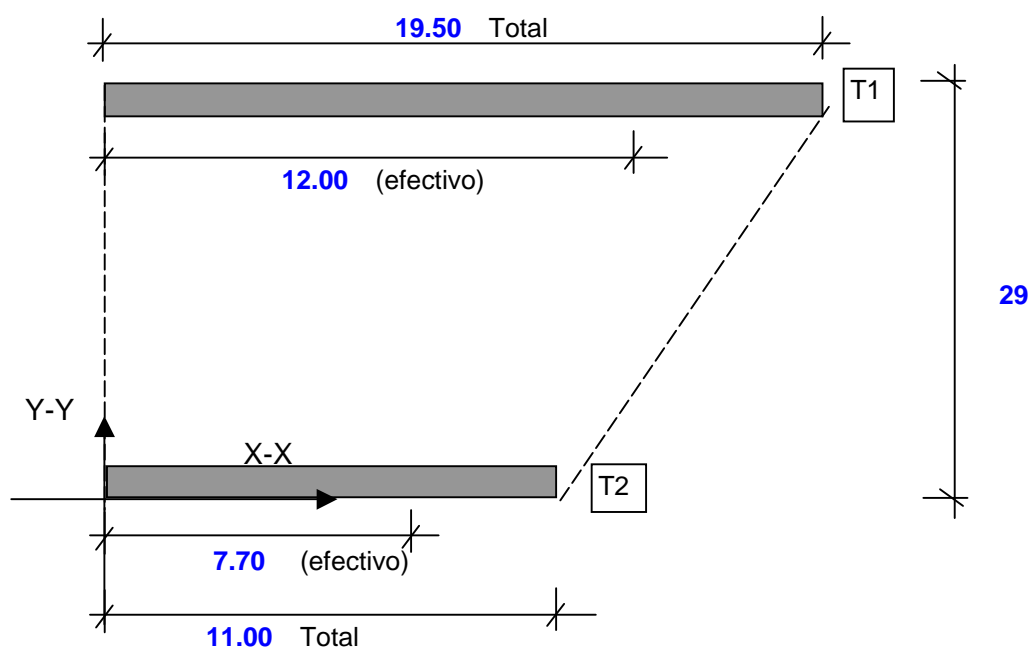
Viento sobre cara menor y coeficientes interiores negativos (W_4)



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
2	8.50	139.54	4.74

Cenefa cubierta
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)

$M_x = 284.31 \text{ ton m}$
 $M_y = 614.28 \text{ ton m}$

Sistema Resistente a Esfuerzos Horizontales

TABIQUE	d	L	INERCIA	BARICENTRO INERCIAS			
	[m]	[m]	[m ⁴]	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

Determinacion 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)

$$\text{Viento X-X} \quad M_x = 284.31 \text{ tonm}$$

$$\text{Torsión Viento X-X} \quad M_t = 134.47 \text{ tonm}$$

$$F_{xT1} = -0.11 \text{ ton} \quad M_{xT} = -1.86 \text{ tonm}$$

$$F_{xT2} = 0.41 \text{ ton} \quad M_{xT} = 6.90 \text{ tonm}$$

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.

Viento Y-Y $M_Y = 614.28 \text{ tonm}$

Torsión Viento Y-Y $M_t = -266.14 \text{ tonm}$
 $F_{YT1} = 0.22 \text{ ton} \quad M_{YT} = 2.31 \text{ tonm}$
 $F_{YT2} = -0.82 \text{ ton} \quad M_{YT} = -8.59 \text{ tonm}$

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]	[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 $\beta_r/2.10 \quad \sigma_b = -833.33 \text{ ton/m}^2$

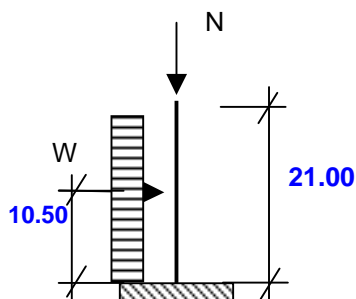
Para las tensiones admisibles en tracción (Solo armadura) $\sigma_{Tadm} = F_e[\text{cm}^2/\text{m}] \times \sigma_e[\text{ton}/\text{cm}^2] / d[\text{m}]$

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

Verificación como elemento Flexocomprimido (T1)

Esquemático

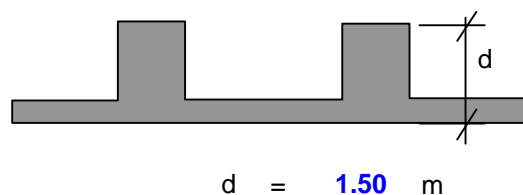


Cargas Actuantes

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	Coeficiente 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

$$\lambda = \beta \times L / i = 124 > 70 \quad \text{Esbeltez de la barra}$$

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)

$$\beta_r = \mathbf{2300} \text{ ton/m}^2 \quad \text{nnervios} = 5 \quad \text{Recubrimiento} = \mathbf{0.025} \text{ m}$$

Sección	M_{col} [tonm]	N_{col} [ton]	d [m]	b [m]	A [m ²]	n	m	ω	μ_{total}	F_e [cm ²]	Adoptado
Nervio	81.42	-60.46	1.50	0.40	0.6	-0.04	0.04	0.15	0.8%	49.29	14φ25 [total]

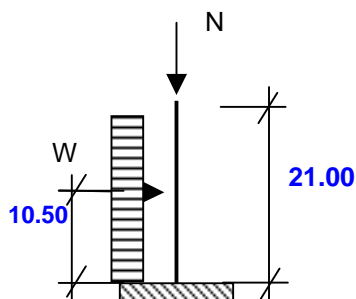
(*) Se dimensiona cada nervio en el estado más desfavorable.

Dimensionamiento a Corte Columna

Sección	Q [ton]	M [tonm]	d [m]	h [m]	b_0 [m]	τ_0 [ton/m ²]	Zona	τ_c [ton/m ²]	F_e [cm ² /m]	Adoptado
Máx.	7.35	81.42	1.50	1.45	0.40	13.6	I	5.5	0.91	φ10c/20cm

Verificación como elemento Flexocomprimido (T2)

Esquemático

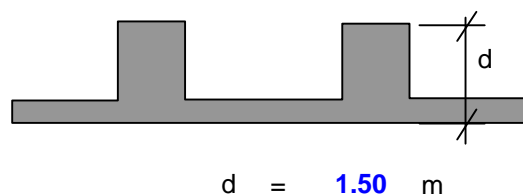


Cargas Actuales

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	m ²	Área de la sección Transversal
J	=	0.41	m ⁴	Momento de Inercia
i	=	0.33	m	Radio de giro



Verificación a FlexoCompresión (Procedimiento simplificado Cuaderno 240)

β	=	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

$$\lambda = \beta \times L / i = 127 > 70 \quad \text{Esbeltez de la barra}$$

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 Flexocompresión (nomogramas de interacción)

$$\beta_r = 2300 \text{ ton/m}^2 \quad n_{\text{nervios}} = 3 \quad \text{Recubrimiento} = 0.025 \text{ m}$$

Sección	M_{col} [tonm]	N_{col} [ton]	d [m]	b [m]	A [m ²]	n	m	ω	μ_{total}	F_e [cm ²]	Adoptado
Nervio	80.52	-62.97	1.50	0.40	0.6	-0.05	0.04	0.18	1.0%	59.14	14 ϕ 25 [total]

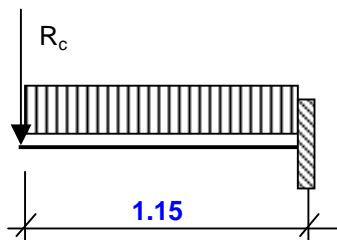
(*) Se dimensiona cada nervio en el estado más desfavorable.

Dimensionamiento a Corte Columna

Sección	Q [ton]	M [tonm]	d [m]	h [m]	b_0 [m]	τ_0 [ton/m ²]	Zona	τ_c [ton/m ²]	F_e [cm ² /m]	Adoptado
Máx.	7.25	80.52	1.50	1.45	0.40	13.4	I	5.4	0.90	ϕ 10c/20cm

Ménsula Soporte Cabriada

Esquemático



Cargas actuantes

$$\begin{aligned} g_{pp} &= 1.32 \text{ ton/m}^2 && \text{(Peso Propio Viga)} \\ R_{cG} &= 1.90 \text{ ton} && \text{(Reacción Cabriada G)} \\ R_{cL} &= 2.20 \text{ ton} && \text{(Reacción Cabriada Lr)} \\ R_{cW} &= -6.30 \text{ ton} && \text{(Reacción Cabriada W máx succión)} \end{aligned}$$

Ancho colaborante S/Cuaderno 220

$$b_m = ty + 1.5X = 0.17\text{m} + 1.5 \times L = 1.90 \text{ m}$$

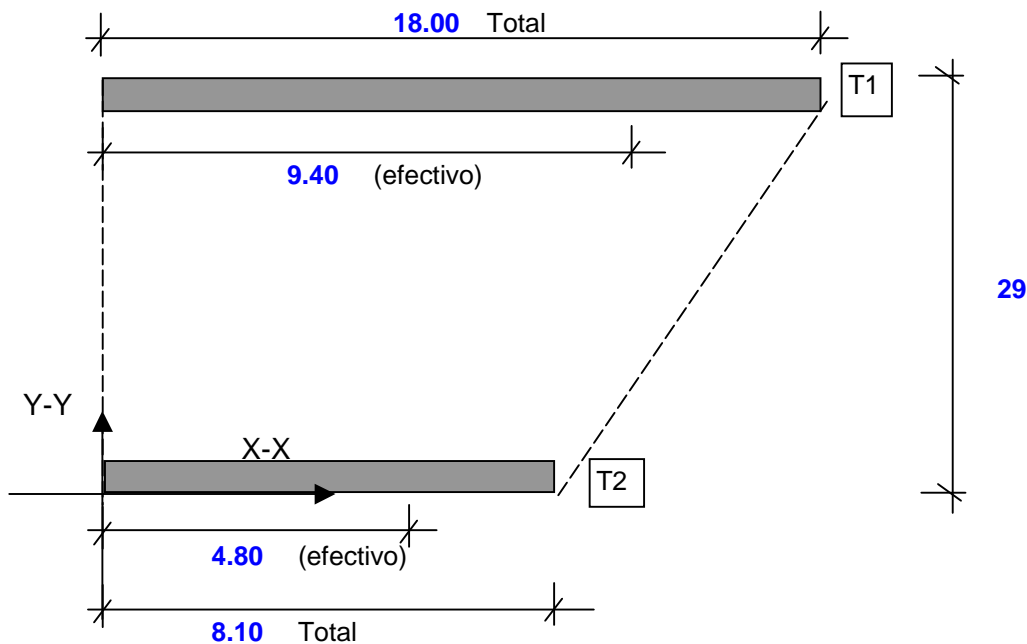
Dimensionamiento a Flexión

$$\text{Recubrimiento} = 0.025 \text{ m}$$

Sección	M [tonm/m]	N [ton/m]	Me [tonm]	d [m]	h [m]	b [m]	kh	ke	F _e [cm ² /m]	Adoptado
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	ton/m ²	Cargas Permanentes Cubierta
g_{tabS}	=	-11.376	ton/m	Peso propio tabique Sur
g_{tabN}	=	-5.760	ton/m	Peso propio tabique Norte
p_c	=	-0.030	ton/m ²	Sobrecarga de Cubierta
W_c	=	0.081	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)

$$F_x = 17.02 \text{ ton} \quad h_w = 16.71 \text{ m}$$

$$F_y = 54.00 \text{ ton} \quad h_w = 10.50 \text{ m}$$

Momento Total X-X (Longitudinal)
Momento total Y-Y (Transversal)

$$M_x = 284.31 \text{ ton m}$$

$$M_y = 567.03 \text{ ton m}$$

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
ESTACIÓN BUENOS AIRES - INFRAESTRUCTURA DE CUBIERTA
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : F.O
Fecha : 01/09/2016
Reviso : R.P.

Sistema Resistente a Esfuerzos Horizontales

TABIQUE	d	L	INERCIA	BARICENTRO INERCIAS			
	[m]	[m]	[m ⁴]	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
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

25.48

3.94

24.36

Solicitaciones

Determinacion del punto de aplicación de las resultantes horizontales

Centro de Presión

Viento en X-X

Viento en Y-Y

$$X_G = 0.00 \text{ m}$$

$$X_G = 9.00 \text{ m}$$

$$Y_G = 14.95 \text{ m}$$

$$Y_G = 0.00 \text{ m}$$

$$e = 10.53 \text{ m}$$

$$e = -5.06 \text{ m}$$

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.

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]	[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 $\beta_r/2.10$ $\sigma_b = -833.33 \text{ ton/m}^2$

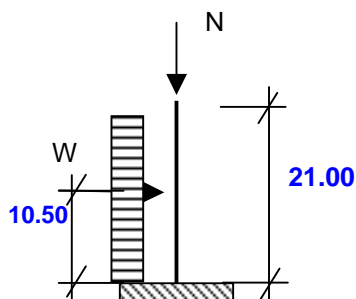
Para las tensiones admisibles en tracción (Solo armadura) $\sigma_{Tadm} = F_e[\text{cm}^2/\text{m}] \times \sigma_e[\text{ton}/\text{cm}^2] / d[\text{m}]$

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	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

Verificación como elemento Flexocomprimido (T1)

Esquemático

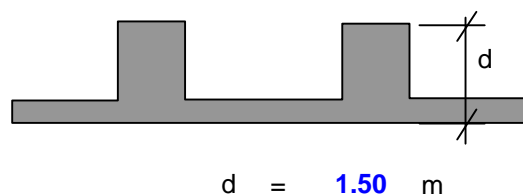


Cargas Actuantes

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	m ²	Área de la sección Transversal
J	=	0.55	m ⁴	Momento de Inercia
i	=	0.34	m	Radio de giro



Verificación a FlexoCompresión (Procedimiento simplificado Cuaderno 240)

β	=	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

$$\lambda = \beta \times L / i = 123 > 70 \quad \text{Esbeltez de la barra}$$

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)

$$\beta_r = 2300 \text{ ton/m}^2 \quad \text{nnervios} = 4 \quad \text{Recubrimiento} = 0.025 \text{ m}$$

Sección	M_{col} [tonm]	N_{col} [ton]	d [m]	b [m]	A [m ²]	n	m	ω	μ_{total}	F_e [cm ²]	Adoptado
Nervio	98.82	-59.69	1.50	0.40	0.6	-0.04	0.05	0.20	1.1%	65.71	14 ϕ 25 [total]

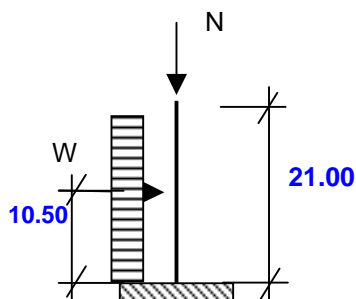
(*) Se dimensiona cada nervio en el estado más desfavorable.

Dimensionamiento a Corte Columna

Sección	Q [ton]	M [tonm]	d [m]	h [m]	b_0 [m]	τ_0 [ton/m ²]	Zona	τ_c [ton/m ²]	F_e [cm ² /m]	Adoptado
Máx.	9.01	98.82	1.50	1.45	0.40	16.9	I	6.7	1.12	ϕ 10c/20cm

Verificación como elemento Flexocomprimido (T2)

Esquemático

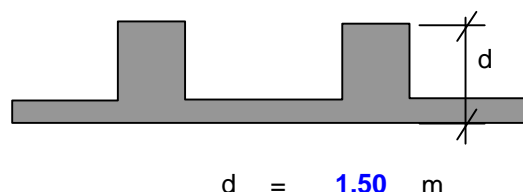


Cargas Actuales

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	m ²	Área de la sección Transversal
J	=	0.28	m ⁴	Momento de Inercia
i	=	0.34	m	Radio de giro



Verificación a FlexoCompresión (Procedimiento simplificado Cuaderno 240)

β	=	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

$$\lambda = \beta \times L / i = 124 > 70 \quad \text{Esbeltez de la barra}$$

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)

$$\beta_r = 2300 \text{ ton/m}^2 \quad n_{\text{nervios}} = 2 \quad \text{Recubrimiento} = 0.025 \text{ m}$$

Sección	M_{col} [tonm]	N_{col} [ton]	d [m]	b [m]	A [m ²]	n	m	ω	μ_{total}	F_e [cm ²]	Adoptado
Nervio	98.47	-60.44	1.50	0.40	0.6	-0.04	0.05	0.20	1.1%	65.71	14 ϕ 25 [total]

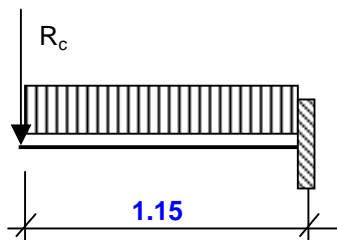
(*) Se dimensiona cada nervio en el estado más desfavorable.

Dimensionamiento a Corte Columna

Sección	Q [ton]	M [tonm]	d [m]	h [m]	b_0 [m]	τ_0 [ton/m ²]	Zona	τ_c [ton/m ²]	F_e [cm ² /m]	Adoptado
Máx.	8.97	98.47	1.50	1.45	0.40	16.6	I	6.7	1.11	ϕ 10c/20cm

Ménsula Soporte Cabriada

Esquemático



Cargas actuantes

g_{pp}	=	1.32	ton/m	(Peso Propio Viga)
R_{cG}	=	1.90	ton	(Reacción Cabriada G)
R_{cL}	=	2.20	ton	(Reacción Cabriada Lr)
R_{cW}	=	-6.30	ton	(Reacción Cabriada $W_{máxsucción}$)

Ancho colaborante S/Cuaderno 220

$$b_m = ty + 1.5X = 0.17m + 1.5 \times L = 1.90 \text{ m}$$

Dimensionamiento a Flexión

$$\text{Recubrimiento} = 0.025 \text{ m}$$

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

4.3. Fundaciones

4.3.1. Capacidad Portante Pilotes

Según el estudio de Suelos, tenemos:

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	$L_{\text{Fricc.}}$ [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

$$L_{\text{pil.mín}} = 25.00 \text{ m}$$

Diámetro mínimo de pilote

$$\varnothing_{\text{pil.mín}} = 1.00 \text{ m}$$

Verificación de la capacidad portante de los pilotes

Diámetro de pilote adoptado

$$\varnothing_{\text{pil}} = 1.00 \text{ m}$$

Sección del pilote

$$A_{\text{pil}} = 0.79 \text{ m}^2$$

Perímetro del pilotes

$$\text{Per.pil} = 3.14 \text{ m}$$

Capacidad admisible

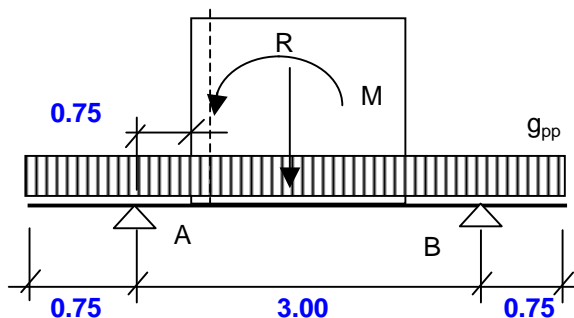
$$P_{\text{adm}} = (\sigma_{\text{adm.punta}} \times A_{\text{pil}} + \sigma_{\text{adm.fricción}} \times \text{Per}_{\text{pil}} \times L_{\text{Fricc.}})$$

$$P_{\text{adm}} = 316 \text{ ton}$$

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

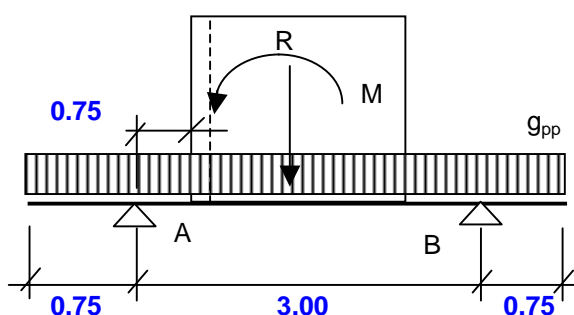
$$R_{m\acute{a}x} = 69.52 \text{ ton Reacción Máxima}$$

$$R_{min} = 15.24 \text{ ton Reacción Mínima}$$

Capacidad pilotes de $\phi = 1.00m = 316 \text{ ton} \Rightarrow \text{Verifica}$

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

$$R_{m\acute{a}x} = 70.48 \text{ ton Reacción Máxima}$$

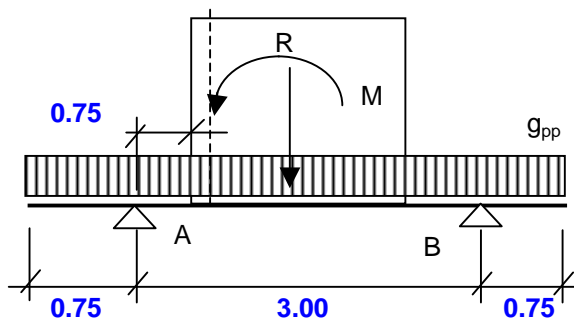
$$R_{min} = 16.79 \text{ ton Reacción Mínima}$$

Capacidad pilotes de $\phi = 1.00m = 316 \text{ ton} \Rightarrow \text{Verifica}$

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

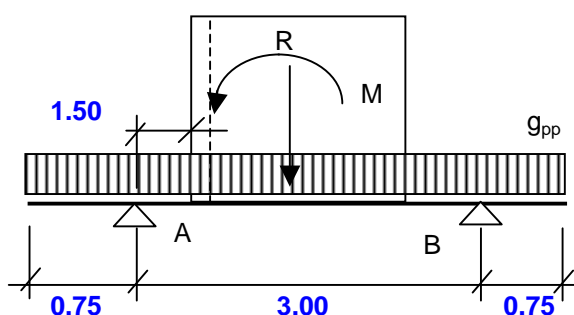
$$R_{m\acute{a}x} = 74.94 \text{ ton Reacción Máxima}$$

$$R_{min} = 9.06 \text{ ton Reacción Mínima}$$

Capacidad pilotes de $\phi = 1.00m = 316 \text{ ton} \Rightarrow \text{Verifica}$

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 $\phi = 1.00m = 316 \text{ ton} \Rightarrow \text{Verifica}$