

MEMORIA DE CÁLCULO

OBRA:

PARQUE POLIDEPORTIVO JULIO A. ROCA – PABELLON B

Buenos Aires, 29 de Agosto de 2016

OBRA: PARQUE POLIDEPORTIVO JULIO A. ROCA – PABELLON B

Memoria de Cálculo

INDICE

1)	Consideraciones generales.....	Pág. 2
	a. Introducción.....	Pág. 2
	b. Combinaciones de estados de carga.....	Pág. 2
2)	Análisis de Cargas	Pág. 5
	a. Cargas Permanentes.....	Pág. 5
	b. Sobrecarga de uso.....	Pág. 7
	c. Acción del viento.....	Pág. 8
3)	Verificación Estados Resistentes.....	Pág. 15
	a. Nave principal.....	Pág. 15
	b. Sector tribunas.....	Pág. 24
4)	Verificación Estados de Servicio.....	Pág. 27
	a. Nave principal.....	Pág. 28
5)	Dimensionamiento y verificación de Fundaciones.....	Pág. 33

1) **CONSIDERACIONES DE DISEÑO:**

a. Introducción

- El cálculo fue realizado de acuerdo a reglamentación CIRSOC 101-2005/102/201/301/302, correspondiente a los nuevos reglamentos según LRFD para estados límites últimos, aplicando factores de mayoración de carga y de minoración de resistencias.

- Estados de Carga a considerar:
 - o D: carga permanente
 - o L: sobrecarga
 - o WPC+: viento paralelo a la cumbrera (mayor dirección), con presión interior
 - o WPC-: viento paralelo a la cumbrera (mayor dirección), con succión interior
 - o WNC+: viento normal a la cumbrera (mayor dirección), con presión interior
 - o WNC-: viento normal a la cumbrera (mayor dirección), con succión interior

- Software empleado para análisis estructural:
 - o STRAP: Structural Analysis Programs

b. Combinaciones de estados de carga

- Estados Resistentes
 - o CR1: 1,4.D
 - o CR2: 1,2.D + 0,5.L
 - o CR3: 1,2.D + 1,6.L
 - o CR4: 1,2.D + 1,6.L + 0,8.(WPC+)
 - o CR5: 1,2.D + 1,6.L + 0,8.(WPC-)
 - o CR6: 1,2.D + 1,6.L + 0,8.(WNC+)
 - o CR7: 1,2.D + 1,6.L + 0,8.(WNC-)

-
- CR8: 1,2.D + 1,6.(WPC+) + 0,5.L
 - CR9: 1,2.D + 1,6.(WPC-) + 0,5.L
 - CR10: 1,2.D + 1,6.(WNC+) + 0,5.L
 - CR11: 1,2.D + 1,6.(WNC-) + 0,5.L
 - CR12: 0,9.D + 1,6.(WPC+)
 - CR13: 0,9.D + 1,6.(WPC-)
 - CR14: 0,9.D + 1,6.(WNC+)
 - CR15: 0,9.D + 1,6.(WNC-)
 - CR16: 1,2.D + 0,5.L + 0,8.(WPC+)
 - CR17: 1,2.D + 0,5.L + 0,8.(WPC-)
 - CR18: 1,2.D + 0,5.L + 0,8.(WNC+)
 - CR19: 1,2.D + 0,5.L + 0,8.(WNC-)
- Estados de Servicio
- CS1: D + L
 - CS2: D + (WPC+)
 - CS3: D + (WPC-)
 - CS4: D + (WNC+)
 - CS5: D + (WNC-)
 - CS6: D + 0,7.L + (WPC+)
 - CS7: D + 0,7.L + (WPC-)
 - CS8: D + 0,7.L + (WNC+)
 - CS9: D + 0,7.L + (WNC-)
 - CS10: D + 0,7.(WPC+)
 - CS11: D + 0,7.(WPC-)
 - CS12: D + 0,7.(WNC+)
 - CS13: D + 0,7.(WNC-)
 - CS14: D + 0,7.L

- CS15: D + 0,6.L + 0,6.(WPC+)
- CS16: D + 0,6.L + 0,6.(WPC-)
- CS17: D + 0,6.L + 0,6.(WNC+)
- CS18: D + 0,6.L + 0,6.(WNC-)

2) ANÁLISIS DE CARGAS:

a. Cargas Permanentes

Geometría							
	61.75			0			
				14		14	
		136					
				Ángulo de la cubierta=	0.000	°	

Según Capítulo 3, se tienen los siguientes pesos propios:

Chapa:	0.07 kN/m ² ó	7 kg/m ²
Correas:	0.1 kN/m ó	10 kg/m
Largueros:	0.1 kN/m ó	10 kg/m

Separación entre pórticos:	9 m
Separación entre correas:	1.5 m
Separación entre largueros:	2 m

2.1 - Carga distribuida debida a la chapa sobre la viga

$$q_1 = 63 \text{ kg/m}$$

2.2 - Carga puntual debida a las correas sobre la viga

$$P_1 = 90 \text{ kg} \quad \text{cada} \quad 1.5 \text{ m}$$

La carga distribuida equivalente es:

$$q = 60 \text{ kg/m}$$

La carga distribuida total en la viga debido a chapa y correas es:

$$q = 135.3 \text{ kg/m}$$

2.3 - Carga distribuida debida a largueros y chapa sobre columnas

q2= 118.8 kg/m

2.4 - Carga distribuida debido a largueros y chapa sobre parantes largos

q3= 118.8 kg/m

b. Sobrecarga de uso

Sobrecarga de uso

Lr= 0.96 kN/m²

Se puede reducir por superficie e inclinación

At=

Pórtico	555.75 m ²	R1=	0.6
Correa	13.5 m ²	R1=	1
Chapas	1.5 m ²	R1=	1

F= 0.00% R2= 1

Con lo cual se tiene que las sobrecargas son:

Pórtico:	0.576 kN/m ²
Correa:	0.96 kN/m ²
Chapas:	0.96 kN/m ²

Con lo cual para el pórtico la sobrecarga a emplear es:

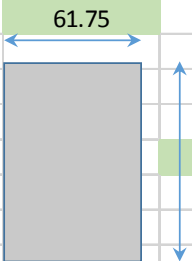
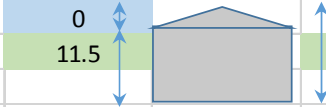
q= 5.184 kN/m
518.4 kg/m

Sobrecarga debida a peso de instalaciones, u artefactos a colgar

q= 10 kg/m²

q lineal= 90 kg/m

c. Acción del viento

1 - Geometría					
					
				Ángulo de la cubierta=	0.000 °
				Altura media h:	
				Cómo el ángulo es <10° se utiliza la altura del alero:	
				h =	11.50 m

2 - Velocidad básica del viento

Según Art. 5.4, Figura N° 1B

CIUDAD: Buenos Aires

V= 45 m/s

3 - Factor direccionalidad del viento

Según Art. 5.4.4, tabla N° 6

Para edificios y para el sist. ppal. resistente a la fuerza de viento, se tiene que:

Kd= 0.85

4 - Factor de Importancia

Según Art. 5.5, Apéndice A, tabla N° A1

La clasificación del edificio corresponde a:

CATEGORIA: III

Por tratarse de edificio y estructuras donde se reúnen mas de 300 personas en un área.

Según Art. 5.5, Tabla N° 1

Por tratarse de la categoría mencionada, corresponde:

Factor de importancia I = 1.15

5 - Categoría de Exposición

Según Art. 5.6, de acuerdo al tipo de exposición corresponde:

EXPOSICIÓN: C

Por tratarse de terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, con alturas generalmente < 10m.

6 - Efecto topográficos

Según Art. 5.7.2, el factor topográfico Kzt resulta:

$$Kzt = (1 + K1 \cdot K2 \cdot K3)^2$$

Según Figura 2, se tiene:

Se adopta relación H/Lh=	0.5	y	topografía:	Escarpa
Se adopta relación x/Lh=	0.5			
Se adopta relación z/Lh=	1			

K1= 0.43

K2= 0.88

K3= 0.08

Con lo cual se obtiene el siguiente factor topográfico:

Kzt = 1.06

7 - Coeficiente de exposición para la presión dinámica

Se determinan los valores de alfa y zg por Tabla N° 4.

Por tratarse de exposición C, se tienen los siguientes valores:

alfa= 9.5 °

zg= 274 m

Según Art. 5.6.4, Tabla N°5, Notas, se tiene:

Corresponde caso 1, por ser edificio de baja altura diseñado con Figura 4.

Barlovento (la nomenclatura es kz)

Para z= 11.5

Kz= 1.031

Para z= 11.5

Para SPRFV

Kz= 1.031 (Sistema principal resistente a la fuerza de viento)

Sotavento (la nomenclatura es kh)

h= 11.50

Kh= 1.031

Sotavento (la nomenclatura es kh)

h= 11.50

Kh= 1.031

Para C y R

(Componentes y revestimientos)

8 - Clasificación de edificio

Según capítulo 2, se define:

Ao=	área total de aberturas en una pared que recibe presión positiva
Aoi=	suma de áreas de aberturas de paredes y techos, salvo Ao
Ag=	área de pared asociada con Ao
Agi=	suma de áreas de paredes y cubiertas, salvo Ag

- Edificio abierto: tiene cada pared abierta en mínimo un 80%, es decir $Ao > 0,8 \cdot Ag$ para cada pared.

- Edificio parcialmente cerrado: debe cumplir las 2 condiciones siguientes:

$Ao >$

$1,1 \cdot Aoi$

$Ao > 0,4 \text{ m}^2$ ó $> 0,01 \cdot Ag$, el que sea menor, y

$Aoi/Agi < 0,20$

- Edificio cerrado: no cumple con los requisitos de edificio abierto o parcialmente cerrado.

Por lo tanto, corresponde al edificio la categoría de edificio cerrado.

8 - Presión dinámica

Según Art. 5.10 la presión dinámica resulta:

$$qz = 0,613 \cdot Kz \cdot Kzt \cdot Kd \cdot V^2 \cdot I$$

qz= 1287.97 . Kz N/m²

qh= 1287.97 . Kh N/m²

9 - Coeficientes de presión

Según Art. 5.12.2.1, para edificios rígidos de todas las alturas, se calcula la presión de diseño:

$$p = q \cdot G \cdot C_p - q_i \cdot (G \cdot C_{pi}) \quad (\text{N/m}^2)$$

Factor efecto de ráfaga

Para estructuras rígidas, se puede adoptar:

$$G = 0.85$$

Coefficientes de presión en paredes

Pared a Barlovento:	$C_p =$	0.8
Paredes Laterales:	$C_p =$	-0.7
Pared a Sotavento:		
* Viento paralelo	$L/B =$	1.89
	$C_p =$	-0.32
* Viento perpendicular	$L/B =$	0.53
	$C_p =$	-0.5

Coefficientes de presión en cubierta

* Viento paralelo

$h/L =$	0.10	
$C_p =$	-0.9	de 0 a h
	-0.5	de h a 2h
	-0.3	> a 2h

* Viento perpendicular

$h/L =$	0.19	
$C_p =$	-0.9	de 0 a h
	-0.5	de h a 2h
	-0.3	> a 2h

Coefficiente de presión interna

Se utiliza la Tabla N°7

Se trata de edificio cerrado, con lo cual corresponde:

$$G \cdot C_{pi} = 0.18 \text{ presión (+)}$$

-0.18 succión (-)

10 - Cargas de viento de diseño

10.1 - Viento PARALELO a la cumbrera

10.1.1 - Pared de Parantes:

* A Barlovento

qh= 1328 N/m²
 G= 0.85
 Cp= 0.8
 qh= 1328 N/m²
 G.Cpi= 0.18
 -0.18

Con presión interior positiva:

p= 664 N/m²

Con presión interior negativa:

p= 1142 N/m²

* A Sotavento

qh= 1328 N/m²
 G= 0.85
 Cp= -0.32
 qh= 1328 N/m²
 G.Cpi= 0.18
 -0.18

Con presión interior positiva:

p= -600 N/m²

Con presión interior negativa:

p= -122 N/m²

10.1.2 - Cubierta de pórticos

qh= 1328
 G= 0.85
 Cp= -0.9
 -0.5
 -0.3
 qh= 1328 N/m²
 G.Cpi= 0.18
 -0.18

Con presión interior positiva:

p= -1255 N/m²

-803 N/m²

-578 N/m²

Con presión interior negativa:

p= -777 N/m²

-325 N/m²

-100 N/m²

10.1.3 - Paredes de pórticos

qh= 1328
 G= 0.85
 Cp= -0.7
 qh= 1328 N/m²
 G.Cpi= 0.18
 -0.18

Con presión interior positiva:

p= -1029 N/m²

Con presión interior negativa:

p= -551 N/m²

10.2 - Viento PERPENDICULAR a la cumbrera

10.2.1 - Pared de parantes

* Viento lateral

qh= 1328

G= 0.85
 Cp= -0.7
 qh= 1328 N/m²
 G.Cpi= 0.18
 -0.18

Con presión interior positiva:

p= -1029 N/m²

Con presión interior negativa:

p= -551 N/m²

10.2.2 - Pared de pórticos

* Barlovento

qz= 1328
 G= 0.85
 Cp= 0.8
 qh= 1328 N/m²
 G.Cpi= 0.18
 -0.18

Con presión interior positiva:

p= 664 N/m²

Con presión interior negativa:

p= 1142 N/m²

* Sotavento

qh= 1328
 G= 0.85
 Cp= -0.5
 qh= 1328 N/m²
 G.Cpi= 0.18
 -0.18

Con presión interior positiva:

p= -803 N/m²

Con presión interior negativa:

p= -325 N/m²

10.2.3 - Cubierta de pórticos

* de 0 a h

qh= 1328
 G= 0.85
 Cp= -0.9
 qh= 1328 N/m²
 G.Cpi= 0.18
 -0.18

Con presión interior positiva:

p= -1255 N/m²

Con presión interior negativa:

p= -777 N/m²

* de h a 2h

qh= 1328
 G= 0.85
 Cp= -0.5
 qh= 1328 N/m²
 G.Cpi= 0.18
 -0.18

Con presión interior positiva:

p= -803 N/m²

Con presión interior negativa:

p= -325 N/m²

* > a 2h

qh= 1328
 G= 0.85
 Cp= -0.3

qh= 1328 N/m²

G.Cpi= 0.18

-0.18

Con presión interior positiva:

p= -578 N/m²

Con presión interior negativa:

p= -100 N/m²

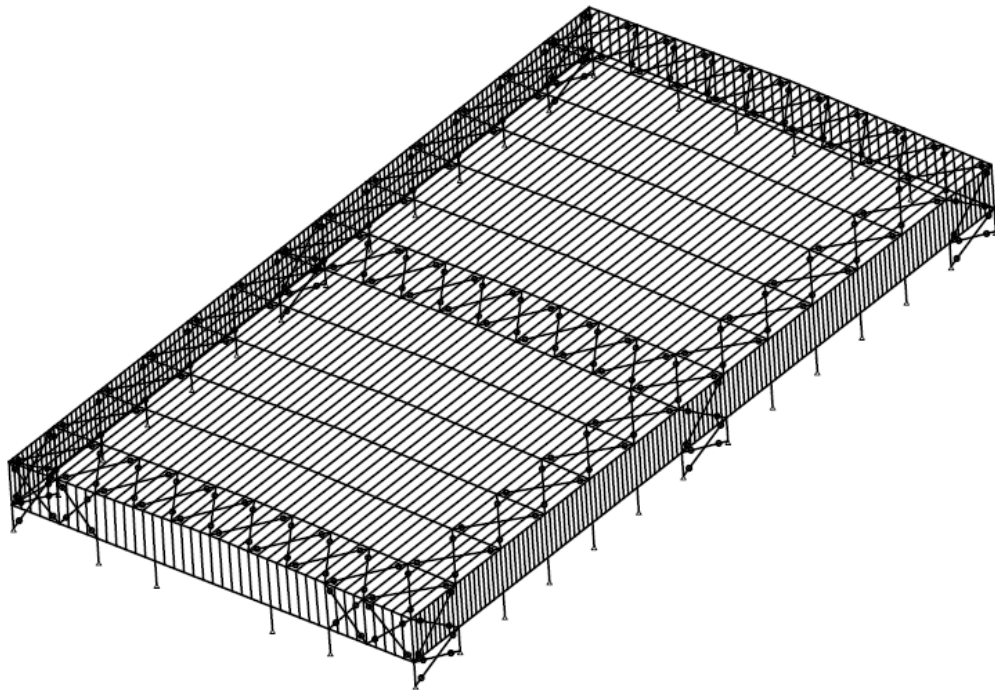
3) **VERIFICACIÓN DE ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA:**

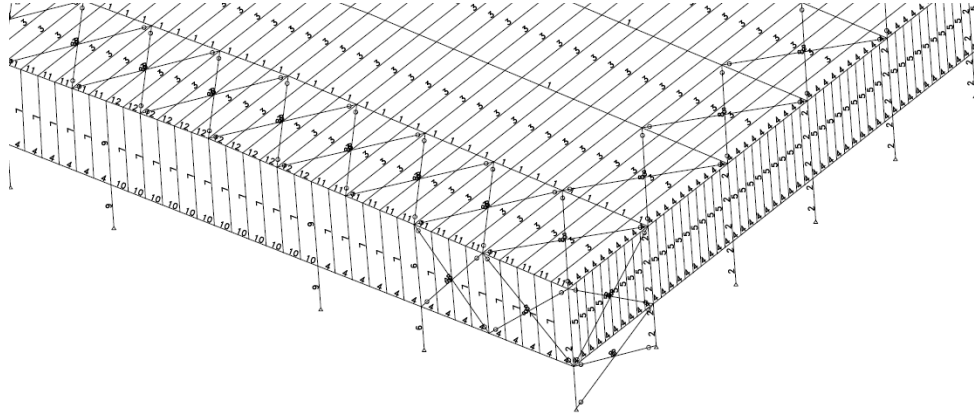
Se procederá a verificar la situación para estados resistentes de la estructura, contemplando que las solicitaciones bajo las combinaciones más desfavorables tengan valores admisibles de acuerdo a las disposiciones reglamentarias según CIRSOC 301-2005.

Se realizarán las verificaciones pertinentes tanto para la nave principal, como para la estructura del sector de tribunas.

a. **Nave Principal**

Se adoptaron las siguientes secciones para el dimensionado y verificación que se detallará en la presente memoria:





Built-up Sections Data (units=cm, dimensions=mm)							
Prop	Area	lx	ly	Zx	Zy	J	Cw
1 1	521.93	4136097.5	8680.8	40875.76	1021.41	483.3	0.1446E+09
2 2	412.90	1322425.2	8685.7	20705.83	1001.94	506.2	0.5427E+08
4 4	74.35	18904.7	2957.0	1088.88	363.52	22.2	0.7877E+06
6 6	149.17	43677.2	13553.1	2413.02	1031.10	81.0	0.5082E+07

9 9	185.74	53556.3	16972.3	2981.77	1295.27	158.5	0.6260E+07
10 10	123.77	49019.2	7668.6	2262.33	755.42	65.6	0.3181E+07

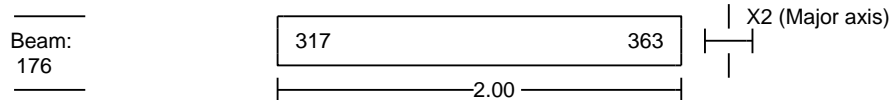
Built-up Sections Data (units=cm, dimensions=mm)							
Prop	Area	Ix	Iy	Zx	Zy	J	Cw
11 11	123.77	63889.8	1703.1	2540.02	277.17	67.4	0.1469E+07
12 12	153.94	78566.2	2139.0	3140.77	353.91	131.7	0.1824E+07

A continuación se detallan los estados resistentes analizados para cada barra y su correspondiente verificación mediante la capacidad, que representa el cociente entre cargas últimas (mayoradas) y cargas de diseño (carga nominal minorada) para cada caso, cuyo valor debe ser inferior a 1.

Columna más solicitada: barra tipo 2

Detailed Results Table

Moments: ton*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.



CONSTRAINTS

- Sections : Check
- Steel Grade: Fy 34

DESIGN DATA

- Kx = 1.00 - Ky = 1.00
- Allow. Slend. : 200 (compr.) 300 (tens.)
- Allowable Deflection : 1/250
- Tension Area Reduction Factor : 1.00
- Building type : Unbraced

Section: Property no. 2

$I_x = 1322425$ $I_y = 8685.69\text{cm}^4$ $Z_x = 20705$ $Z_y = 1001\text{cm}^3$ Area = 412.9
 $h_w = 1600.00$ $b_f = 300.00\text{mm}$ $t_w = 19.10$ $t_f = 19.10\text{mm}$
 $J = 506.25$ $C_w = 54.27\text{dm}^6$

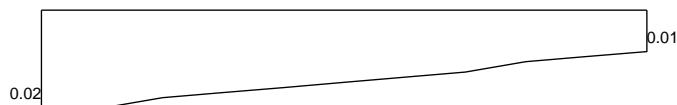
DESIGN COMBINATION = 3

M2 Moment Diagram



Max. AXIAL Force = -51.93 (compr.) Max. SHEAR Force = 38.64

M3 Moment Diagram



Max. AXIAL Force = -51.93 (compr.) Max. SHEAR Force = 0.01

SECTION CLASSIFICATION: *** COMPACT ***

Limiting Ratios: Compac Non-Compact
 d/t= 81.77 < 92.2 159.2 (Fy= 239.5 R = 0.052)
 b/t= 7.85 < 11.1 12.4

DESIGN	EQUATION	FACTORS	VALUES	RESUL
V3 Shear G2.1.b-ii	$V_u/0.9V_n < 1.00$ $V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_v \cdot 1.1 \cdot \sqrt{(K_v E / F_y) / (h / t_w)}$	$A_v = 298.30$	$V_u = 38.64$ $V_n = 375.78$	0.11
M2 Moment (F2-1) without LTB	$M / 0.9M_n < 1.00$	$Z = 20705.83$	$M = 386.41$ $M_n = 496.00$	0.87

Detailed Results Table

Moments: ton*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.

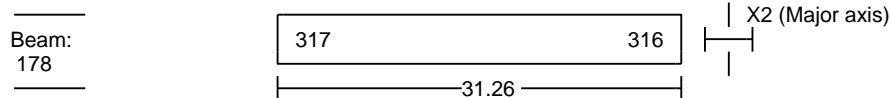
DESIGN	EQUATION	FACTORS	VALUES	RESUL
Deflection	$\frac{\text{defl.}}{L / 250} < 1.00$		defl = 0.00063	0.08
Axial Force (E3-1)	$\frac{P_u}{0.9A_g F_{cr}} < 1.00$	$(kL/r)_x = 4$ $(kL/r)_y = 44$	$P_u = 51.93$ $A_g = 412.90$ $F_{cr} = 217.63$	0.06
Lateral Torsional Buckling	$\frac{M}{0.9M_n} < 1.00$ Critical Segment from 0.00 to 2.00 on -z flange Segment End Moments: -386.41 and -309.13	$L_b = 2.00$ $L_p = 2.36$	$M = 386.41$ $M_n = 496.00$	0.87
Combined Forces (compress.) (H1-1b)	$\frac{P_r}{2\phi P_n} + \frac{M_{rx}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi M_{ny}} < 1.00$	$C_{mx} = 1.00$ $C_{my} = 1.00$ $P_{ex} = 522133.78$ $P_{ey} = 4315.16$	$M_{rx} = 386.45$ $M_{ry} = 0.02$ $B1_x = 1.00$ $B1_y = 1.01$	0.90

Como se observa en el cuadro anterior, el mayor factor para el estado de diseño más desfavorable es 0,90<1,00 → con lo cual la sección planteada VERIFICA.

Viga más solicitada: barra tipo 1

Detailed Results Table

Moments: ton*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.



CONSTRAINTS

- Sections : Check
- Steel Grade: Fy 34

DESIGN DATA

- Kx = 1.00 - Ky = 1.00
- Allow. Slend. : 200 (compr.) 300 (tens.)
- Allowable Deflection : 1/250
- Tension Area Reduction Factor : 1.00
- Building type : Unbraced

INTERMEDIATE SUPPORTS

L =		1.50	3.00	4.50	6.00	7.50	9.00	10.50	12.0
Lat.-Tors.	Continuous	+-	+-	+-	+-	+-	+-	+-	+-
Compress.	Continuous	XY	XY	XY	XY	XY	XY	XY	XY

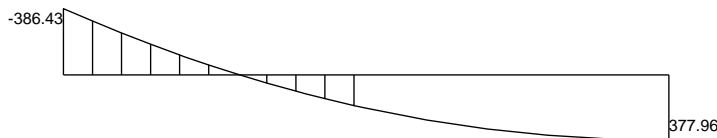
L =		13.50	15.00
Lat.-Tors.	Continuous	+-	+-
Compress.	Continuous	XY	XY

Section: Property no. 1

Ix = 4136097 ly = 8680.81cm⁴ Zx = 40875 Zy = 1021cm³ Area = 521.9
 hw = 2600.00 bf = 300.00mm tw = 15.90 tf = 19.10mm
 J = 483.30 Cw = 144.56dm⁶

DESIGN COMBINATION = 3

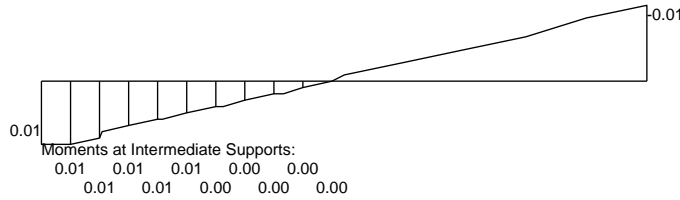
M2 Moment Diagram



Moments at Intermediate Supports:

-313.46 -58.16 94.90
 -244.14 -3.48 138.60
 -178.49 47.54 178.65
 -116.50

Max. AXIAL Force = -39.89 (compr.) Max. SHEAR Force = 49.87
 M3 Moment Diagram



Detailed Results Table

Moments: ton*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.

Max. AXIAL Force = -39.89 (compr.) Max. SHEAR Force = 0.00

SECTION CLASSIFICATION: *** NON-COMPACT ***

Limiting Ratios: Compac Non-Compact
 d/t=161.12 < 99.1 162.0 (Fy= 239.5 R = 0.032)
 b/t= 7.85 < 11.1 11.1

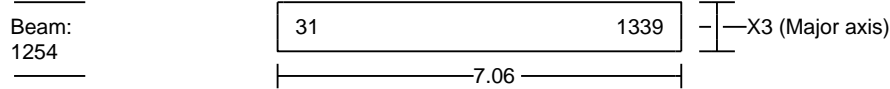
DESIGN	EQUATION	FACTORS	VALUES	RESUL
V3 Shear G2.1.b-iii	$V_u/0.9V_n < 1.00$ $V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_v \cdot 1.51 \cdot E \cdot K_v / (h/t_w)^2 \cdot F_y$	$A_v = 407.33$	$V_u = 49.87$ $V_n = 145.75$	0.38
M2 Moment (F4-1) WLB	$\frac{M}{0.9M_n} < 1.00$	$\lambda = 161.12$ $R_p = 1.004$ $\lambda_p = 99.06$ $\lambda_r = 161.99$	$M = 386.43$ $M_n = 765.14$ $M_p = 979.17$ $M_r = 762.15$	0.56
Deflection	$\frac{\text{defl.}}{L / 250} < 1.00$		$\text{defl} = 0.02503$	0.20
Axial Force (E3-1)	$\frac{P_u}{0.9A_g F_{cr}} < 1.00$	$(kL/r)_x = 0$ $(kL/r)_y = 0$	$P_u = 39.89$ $A_g = 521.93$ $F_{cr} = 239.55$	0.04
Combined Forces (compress.) (H1-1b)	$\frac{P_r}{2\phi P_n} + \frac{M_{rx}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi M_{ny}} < 1.00$	$C_{mx} = 1.00$ $C_{my} = 1.00$ $P_{ex} = 0.13E+09$ $P_{ey} = 0.13E+09$	$M_{rx} = 386.43$ $M_{ry} = 0.01$ $B1x = 1.00$ $B1y = 1.00$	0.58

Como se observa en el cuadro anterior, el mayor factor para el estado de diseño más desfavorable es 0,58 < 1,00 → con lo cual la sección planteada VERIFICA.

Parantes frontales más desfavorables: barra tipo 9

Detailed Results Table

Moments: ton*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.



CONSTRAINTS

- Sections : Check
- Steel Grade: Fy 34

DESIGN DATA

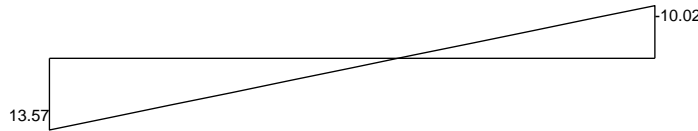
- Kx = 1.00 - Ky = 1.00
- Allow. Slend. : 200 (compr.) 300 (tens.)
- Allowable Deflection : 1/250
- Tension Area Reduction Factor : 1.00
- Building type : Unbraced

Section: Property no. 9

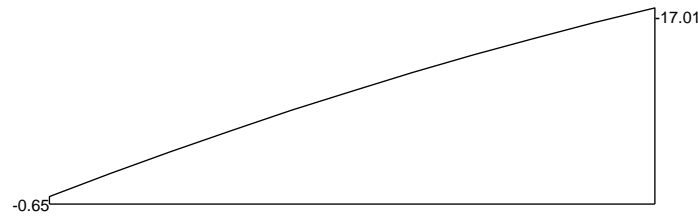
$I_x = 53556.3$ $I_y = 16972.3\text{cm}^4$ $Z_x = 2981$ $Z_y = 1295\text{cm}^3$ Area = 185.7
 $h_w = 400.00$ $b_f = 400.00\text{mm}$ $t_w = 15.90$ $t_f = 15.90\text{mm}$
 $J = 158.51$ $C_w = 6.26\text{dm}^6$

DESIGN COMBINATION = 12

M2 Moment Diagram



Max. AXIAL Force = 19.62 (tens.) Max. SHEAR Force = 3.35
 M3 Moment Diagram



Max. AXIAL Force = 19.62 (tens.) Max. SHEAR Force = 2.88

SECTION CLASSIFICATION: *** NON-COMPACT ***

Limiting Ratios:	Compac	Non-Compact	
d/t= 23.16	< 124.5	166.4	(Fy= 239.5 R = -0.044)
b/t= 12.58	< 11.1	16.3	

DESIGN	EQUATION	FACTORS	VALUES	RESUL
V2 Shear (G2.1.b-i)	$V_u/0.9V_n < 1.00$ $V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w$	$A_v = 58.54$	$V_u = 2.88$ $V_n = 84.14$	0.04
M3 Moment (F3-1) FLB	$\frac{M}{0.9M_n} < 1.00$	$\lambda = 12.58$ $\lambda_p = 11.15$ $\lambda_r = 29.01$	$M = 17.01$ $M_n = 69.30$ $M_p = 71.43$ $M_r = 44.90$	0.27

Detailed Results Table

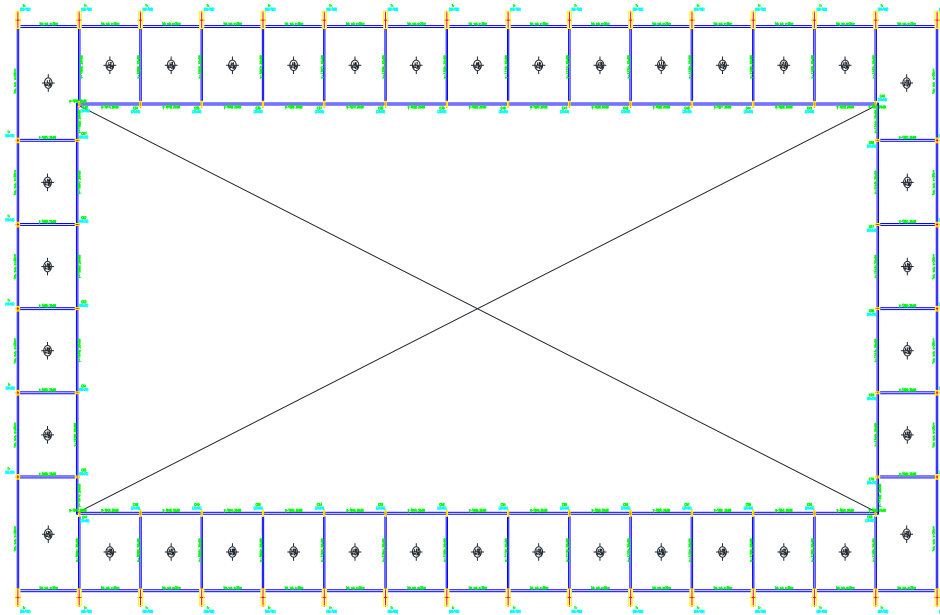
Moments: ton*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.

DESIGN	EQUATION	FACTORS	VALUES	RESUL
V3 Shear (G2.1.b-i)	$V_u/0.9V_n < 1.00$ $V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w$	$A_v = 127.20$	$V_u = 3.35$ $V_n = 182.82$	0.02
M2 Moment (F6-2) FLB	$\frac{M}{0.9M_n} < 1.00$	$\lambda = 12.58$ $\lambda_p = 11.15$ $\lambda_r = 29.01$	$M = 13.57$ $M_n = 29.68$ $M_p = 31.03$ $M_r = 14.23$	0.51
Deflection	$\frac{\text{defl.}}{L / 250} < 1.00$		$\text{defl} = 0.00732$	0.26
Axial Force (D2-1)	$\frac{P_u}{0.9A_g F_y} < 1.00$	$(kL/r)_x = 42$ $(kL/r)_y = 74$	$P_u = 19.62$ $A_g = 185.74$ $F_y = 239.55$	0.05
Lateral Torsional Buckling (F2-2)	$\frac{M}{0.9M_n} < 1.00$ Critical Segment from 0.00 to 7.06 on -z flange Segment End Moments: -0.65 and -17.01	$L_b = 7.06$ $L_p = 4.92$ $L_r = 16.97$ $C_b = 1.53$	$M = 17.01$ $M_n = 69.30$ $M_r = 44.90$ $M_p = 71.43$	0.27
Combined Forces (tension) (H1-1b)	$\frac{P_r}{2\phi P_n} + \frac{M_{rx}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi M_{ny}} < 1.00$		$M_{rx} = 17.01$ $M_{ry} = 13.57$	0.81

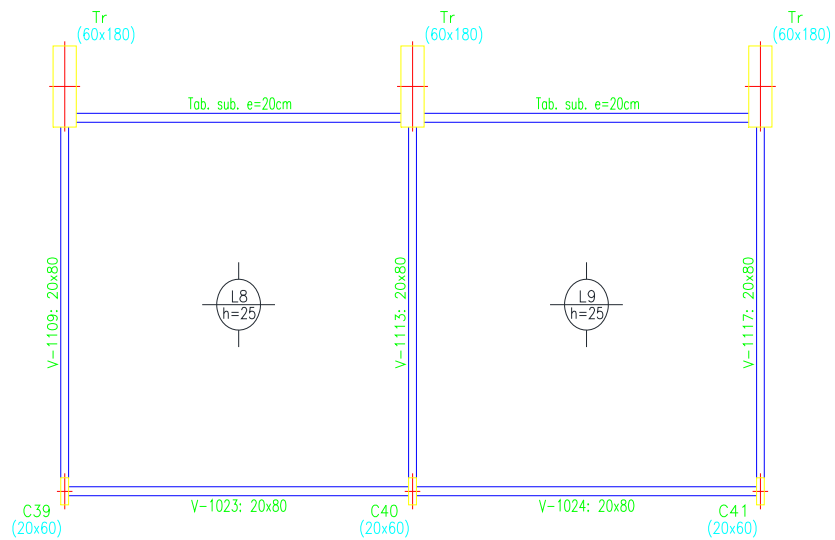
Como se observa en el cuadro anterior, el mayor factor para el estado de diseño más desfavorable es **0,81 < 1,00** → con lo cual la sección planteada VERIFICA.

b. Sector tribunas

Esquema general de pórticos en tribunas



Patrón estructural



A continuación se detallan los resultados del patrón planteado, solicitaciones y armado obtenidos para las secciones propuestas.

Pórtico 30 --- Grupo de plantas: 1

Viga	Sección	Luz	M.Izq.	M.Cent.	M.Der.	A.Izq.	A.Cent.	A.Der.	Cort.Izq.	Cort.Der.
V-1109(C39-)	20 X 80	7.61	-1.90	-----	-4.80	0.66	-----	5.08	26.27	-23.09
			33.10	54.50	31.40	12.84	23.37	12.08		
Arm.Superior: ----- 2Ø20(1.70>>)										
Arm.Montaje: 2Ø8(0.13P+8.37=8.50)										
Arm.Piel: 2Ø10(0.30P+8.20=8.50), 2Ø10(0.30P+8.20=8.50)										
Arm.Inferior: 3Ø25(0.40P+8.40=8.80), 2Ø25(6.25)										
Estribos: 5x1eØ10c/0.29(1.45), 15x1eØ10c/0.3(4.30), 6x1eØ10c/0.26(1.54)										
V-1110(-C24)	20 X 80	1.38	-4.80	-----	0.00	5.08	5.08	-----	11.81	-11.13
			-----	1.50	0.60	-----	0.54	0.19		
Arm.Superior: 2Ø20(<<1.70+0.65=2.35) -----										
Arm.Montaje: 3Ø16(2.00)										
Arm.Piel: 4Ø10(2.00)										
Arm.Inferior: 2Ø12(2.81+0.19P=3.00), 1Ø10(1.85)										
Estribos: 2x1eØ10c/0.3(0.46)										

Pórtico 32 --- Grupo de plantas: 1

Viga	Sección	Luz	M.Izq.	M.Cent.	M.Der.	A.Izq.	A.Cent.	A.Der.	Cort.Izq.	Cort.Der.
V-1113(C40-)	20 X 80	7.61	-1.90	-----	-4.80	0.66	-----	5.08	26.27	-23.09
			33.10	54.50	31.40	12.84	23.37	12.08		
Arm.Superior: ----- 2Ø20(1.70>>)										
Arm.Montaje: 2Ø8(0.13P+8.37=8.50)										
Arm.Piel: 2Ø10(0.30P+8.20=8.50), 2Ø10(0.30P+8.20=8.50)										
Arm.Inferior: 3Ø25(0.40P+8.40=8.80), 2Ø25(6.25)										
Estribos: 5x1eØ10c/0.29(1.45), 15x1eØ10c/0.3(4.30), 6x1eØ10c/0.26(1.54)										
V-1114(-C25)	20 X 80	1.38	-4.80	-----	0.00	5.08	5.08	-----	11.81	-11.13
			-----	1.50	0.60	-----	0.54	0.19		
Arm.Superior: 2Ø20(<<1.70+0.65=2.35) -----										
Arm.Montaje: 3Ø16(2.00)										
Arm.Piel: 4Ø10(2.00)										
Arm.Inferior: 2Ø12(2.81+0.19P=3.00), 1Ø10(1.85)										
Estribos: 2x1eØ10c/0.3(0.46)										

Pórtico 34 --- Grupo de plantas: 1

Viga	Sección	Luz	M.Izq.	M.Cent.	M.Der.	A.Izq.	A.Cent.	A.Der.	Cort.Izq.	Cort.Der.
V-1117(C41-)	20 X 80	7.61	-1.90	-----	-4.80	0.66	-----	5.08	26.26	-23.09
			33.10	54.50	31.40	12.84	23.37	12.08		
Arm.Superior: ----- 2Ø20(1.70>>)										
Arm.Montaje: 2Ø8(0.13P+8.37=8.50)										
Arm.Piel: 2Ø10(0.30P+8.20=8.50), 2Ø10(0.30P+8.20=8.50)										
Arm.Inferior: 3Ø25(0.40P+8.40=8.80), 2Ø25(6.25)										
Estribos: 5x1eØ10c/0.29(1.45), 15x1eØ10c/0.3(4.30), 6x1eØ10c/0.26(1.54)										
V-1118(-C26)	20 X 80	1.38	-4.80	-----	0.00	5.08	5.08	-----	11.81	-11.13
			-----	1.50	0.60	-----	0.54	0.19		
Arm.Superior: 2Ø20(<<1.70+0.65=2.35) -----										
Arm.Montaje: 3Ø16(2.00)										
Arm.Piel: 4Ø10(2.00)										
Arm.Inferior: 2Ø12(2.81+0.19P=3.00), 1Ø10(1.85)										
Estribos: 2x1eØ10c/0.3(0.46)										
V-1023(C39-C40)	20 X 80	9.00	-31.90	-----	-31.90	11.89	-----	11.89	27.88	-27.88
			3.00	22.80	3.00	5.08	8.77	5.08		
Arm.Superior: 1Ø25(<<3.30+3.30=6.60), 1Ø25(<<2.75+2.75=5.50), 1Ø25(<<1.65+1.65=3.30) ----- 1Ø25(3.30>>), 1Ø25(2.75>>), 1Ø25(1.65>>)										
Arm.Montaje: 2Ø8(9.95)										
Arm.Piel: 4Ø10(9.60)										
Arm.Inferior: 2Ø20(10.60), 1Ø20(9.40)										
Estribos: 30x1eØ10c/0.3(8.80)										
V-1024(C40-C41)	20 X 80	9.00	-31.90	-----	-31.90	11.89	-----	11.88	27.88	-27.88
			3.00	22.80	3.00	5.08	8.77	5.08		
Arm.Superior: 1Ø25(<<3.30+3.30=6.60), 1Ø25(<<2.75+2.75=5.50), 1Ø25(<<1.65+1.65=3.30) ----- 1Ø25(3.30>>), 1Ø25(2.75>>), 1Ø25(1.65>>)										
Arm.Montaje: 2Ø8(9.95)										
Arm.Piel: 4Ø10(9.60)										
Arm.Inferior: 2Ø20(10.60), 1Ø20(9.40)										
Estribos: 30x1eØ10c/0.3(8.80)										

4) **VERIFICACIÓN DE ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO:**

Se procederá a verificar la situación en servicio de la estructura, contemplando que las deformaciones bajo las combinaciones más desfavorables tengan valores admisibles de acuerdo a las disposiciones reglamentarias según CIRSOC 101-2005.

Se realizarán las verificaciones pertinentes tanto para la nave principal, como para la estructura del sector de tribunas.

a. **Nave Principal**

El reglamento especifica lo siguiente:

Tabla A-L.4.1. Valores límites para deformaciones y desplazamientos laterales (a) (b)

EDIFICIOS INDUSTRIALES				
	Elemento	Flecha total	Flecha por carga variable	
			Por	
Deformaciones verticales	Barras soportando cubiertas rígidas	L/200	Sobrecarga Útil	L/240
	Barras soportando cubiertas flexibles	L/150	Sobrecarga Útil	L/180
	Barras soportando pisos	L/250	Sobrecarga Útil	L/300
	Vigas carril para grúas de capacidad ≥ 200 Kn		Rueda sin impacto	L/800 (c)
	Vigas carril para grúas de capacidad < 200 Kn		Rueda sin impacto	L/600 (c)
Desplazamiento lateral (d)	Vigas carril		Frenado transversal	L/600 (c)
	Desplazamiento de columnas con respecto a base por acción de viento	H/150	Viento	H/160
	Desplazamiento de columnas con respecto a base por acción de puente grúa.		Frenado puente Grúa	H/400 (c)
PARA OTROS EDIFICIOS				
Deformaciones verticales	Techos en general	L/200	Sobrecarga Útil	L/250
	Techos con carga frecuente de personas (no mantenimiento)	L/250	Sobrecarga Útil	L/300
	Pisos en general	L/250	Sobrecarga Útil	L/300
	Barras de pisos o techos que soporten elementos y revestimientos susceptibles de fisuración	L/300	Sobrecarga Útil	L/350
	Pisos que soporten columnas	L/400	Sobrecarga Útil	L/500
	Donde la deformación puede afectar el aspecto	L/250		
Desplazamiento lateral (d)	Desplazamiento total del edificio referido a su altura total		Viento	$H_T/300$
	Desplazamiento relativo de pisos cuando cerramientos y divisiones no tienen previsiones especiales para independizarse de las deformaciones de la estructura		Viento	$H_P/400$
	Desplazamiento relativo de pisos cuando cerramientos y divisiones tienen previsiones especiales para independizarse de las deformaciones de la estructura		Viento	$H_P/300$
OBSERVACIONES				
(a) La deformación vertical debida a acciones de servicio $f(m_{\max})$ a comparar con los valores límites de la tabla será: $f(m_{\max}) = f - f_0$ f = deformación total calculada con la combinación de acciones más desfavorable incluyendo eventuales deformaciones por efectos de larga duración (fluencia lenta). f_0 = contraflecha adoptada.				
(b) L = distancia entre apoyos. Para ménsulas L= 2 veces la longitud del voladizo. H = altura de la columna. H_T = altura total del edificio. H_P = altura del piso.				
(c) Los valores para grúas son orientativos. Para operación de grúa sensible a deformaciones verticales o desplazamientos laterales deberán fijarse límites más rigurosos.				
(d) Para combinaciones con acciones sísmicas ver el Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2005				

Datos:

Luz entre apoyos:	L=	61.75	m
		6175	cm
Altura columna:	H=	11.45	m
		1145	cm

Según tabla anterior, las deformación máximas admisibles son:

	Flecha total		Flecha por carga variable		
Def. Vertical	L/	200	L/	250	por sobrecarga
Def. Horizontal			H/	300	por viento

	Flecha total adm (cm)	Flecha adm por carga variable (cm)	
Def. Vertical	30.875	24.7	por sobrecarga
Def. Horizontal		3.8	por viento

De acuerdo al análisis estructural, se tienen los siguientes valores:

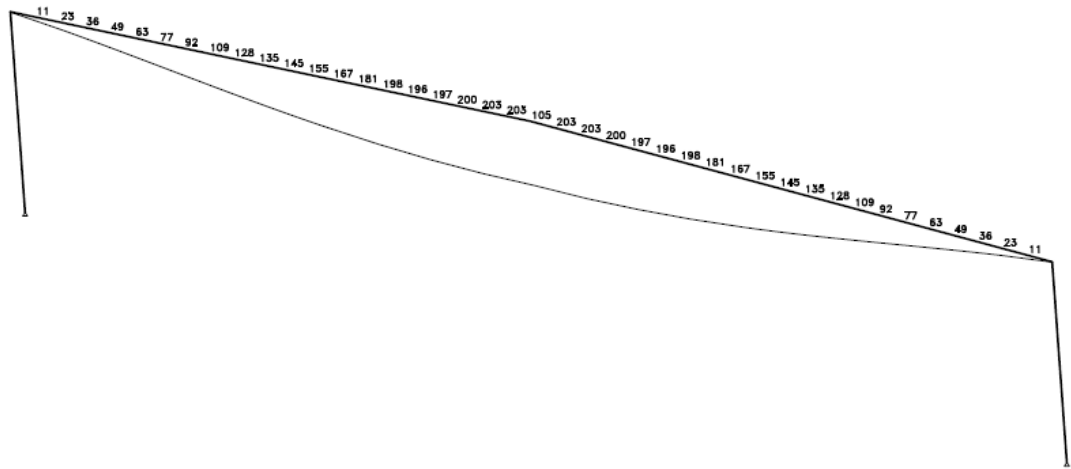
	Flecha total obtenida (cm)	Flecha obtenida por carga variable (cm)	
Def. Vertical	20.3	20.3	por sobrecarga
Def. Horizontal		3.03	por viento

Conclusiones:

	Flecha total adm (cm)	Flecha adm por carga variable (cm)	
Def. Vertical	VERIFICA	VERIFICA	por sobrecarga
Def. Horizontal		VERIFICA	por viento

Deformaciones obtenidas por análisis estructural:

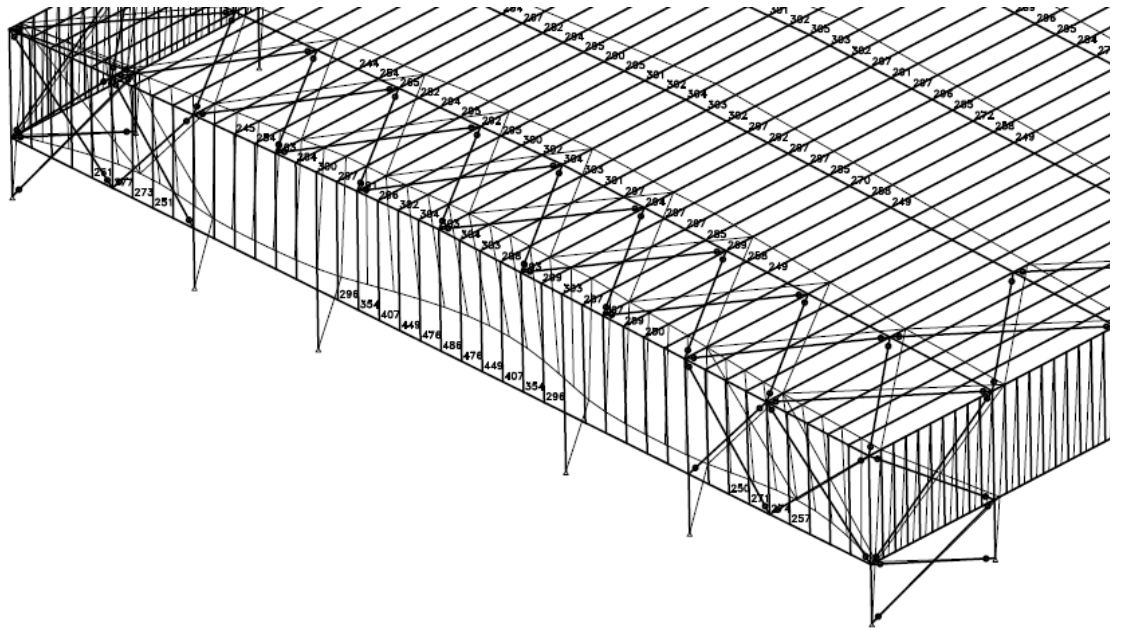
- FLECHA VERTICAL:
 - Dirección X3:



VALUES ARE * 10⁻³ IN X3 DIRECTION
DISPLACEMENTS LOAD NO. 1 CS1: D + L

Valor máximo: 20,3cm < Flecha vertical adm.: 24,7cm → **VERIFICA**

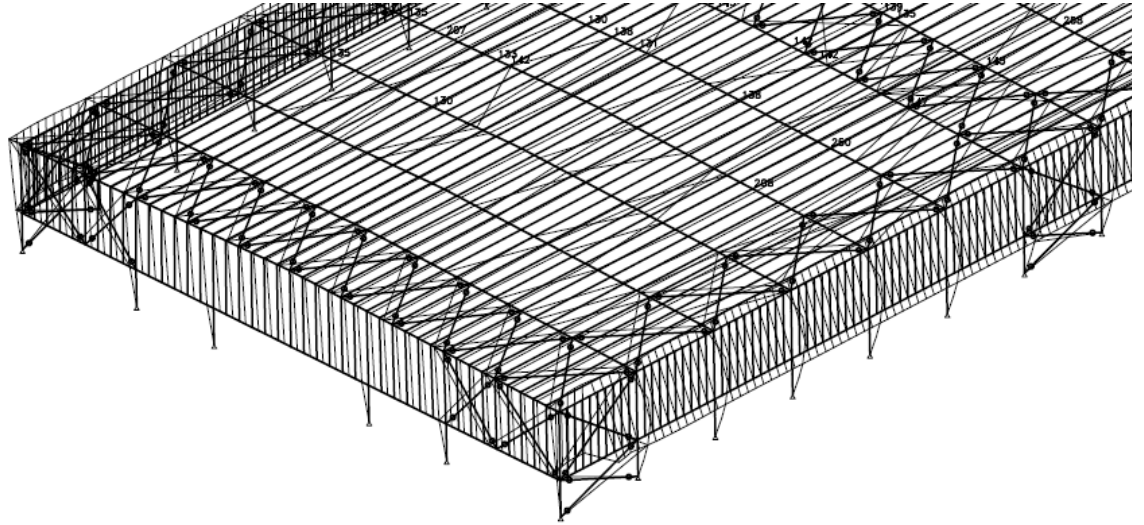
- FLECHAS HORIZONTALES:
 - Dirección X2 – Longitudinal:



VALUES ARE * 10-4 IN X2 DIRECTION
DISPLACEMENTS MAXIMUM LOADS ENVELOPE

Valor máximo: 3,03cm < Flecha horizontal adm.: 3,8cm → **VERIFICA**

- Dirección X1 – Transversal:



VALUES ARE * 10⁻⁴ IN X1 DIRECTION
DISPLACEMENTS MAXIMUM LOADS ENVELOPE

Valor máximo: 2,5cm < Flecha horizontal adm.: 3,8cm → VERIFICA

5) CÁLCULO DE FUNDACIONES:

Valores admisibles

			Pilotes in situ		Pilotes hincados	
			Fricción Lateral	Punta a - 28.50	Fricción Lateral	Punta a - 28.50
			Fr [t/m ²]	Pp [t/m ²]	Fr [t/m ²]	Pp [t/m ²]
-0.5	a	-9.5	0	160	0	240
-9.5	a	-14.5	2		3	
-14.5	a	-26.5	0.2		0.3	
-26.5	a	-28.5	3		4.5	

Diámetro adoptado

∅=	40	cm
Sup. Punta	1257	cm ²
Long. Circ	126	cm

Nivel sup pilote	-6	m
Nivel cota fundación	-28.5	m

Carga por fricción

Estratos			Longitud [m]	Sup [m ²]	Fricción [t/m ²]	Carga [t]
-10	a	-14.5	4.5	5.7	3	17.0
-14.5	a	-26.5	12	15.1	0.3	4.5
-26.5	a	-28.5	2	2.5	4.5	11.3
						32.8

Carga por punta

Fricción [t/m ²]	Sup [m ²]	Carga [t]
240	0.126	30.2

CARGA TOTAL = PUNTA + FRICCIÓN

Qt	63.0	t
----	-------------	---

Comparar contra la carga vertical más desfavorable (envolvente) de las combinaciones de los estados de servicio

De acuerdo al cálculo estructural se obtiene:

N= **42** t

Como $N < Q_t$ **VERIFICA**

Coefficiente de balasto horizontal según Estudio de Suelos

			Coef balasto hor	Resortes
			kh [t/m ³]	[t/m]
-0.5	a	-9.5	800	320
-9.5	a	-14.5	2800	1120
-14.5	a	-26.5	1200	480
-26.5	a	-28.5	3500	1400

Diámetro adoptado

∅=	40	cm
Sep. Resortes	100	cm
Sup. p/ Resorte	4000	cm ²

Nivel sup pilote	-6.5	m
Nivel cota fundación	-28.5	m

Se adoptan 2 pilotes de ∅40cm



GOBIERNO DE LA CIUDAD DE BUENOS AIRES

**Hoja Adicional de Firmas
Informe gráfico**

Número:

Buenos Aires,

Referencia: MEMORIA DE CÁLCULO PABELLÓN B PARQUE OLÍMPICO

El documento fue importado por el sistema GEDO con un total de 35 pagina/s.