

MEMORIA DE DISEÑO CIMENTACIÓN



ANT PUERTO MURILLO

TTR H=45.0M



MEDELLÍN, ABRIL DE 2025

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	3
2. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA	3
3. DISEÑO ESTRUCTURAL	4
3.1 NORMAS Y PARÁMETROS UTILIZADOS.....	4
3.2 REACCIONES.....	4
3.3 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO.....	5
3.4 MATERIALES ESTRUCTURALES	6
ANEXOS	7

1. INTRODUCCIÓN

El siguiente informe comprende el diseño y cálculo estructural de la cimentación de una torre triangular riendada de 45.0m, en el cual se presentan los resultados de los cálculos realizados a partir de las características del suelo de fundación según estudio de suelos. Adicionalmente se presenta el cálculo de la cimentación de anclajes para las riendas.

En el informe se encuentran todos los criterios, análisis y resultados obtenidos de los cálculos realizados para el diseño de la estructura.

2. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

De acuerdo con las características del suelo y las reacciones obtenidas del diseño de la torre, se plantea una estructura con las siguientes características:

Torre

Tipo de fundación	Zapata Cuadrada
Lado	2.00m
Altura	0.50m
Pedestal	0.60mx0.60mx1.80m

Riendas

Tipo de fundación	Zapata Cuadrada
Lado	2.10m
Altura	0.50m

3. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 NORMAS Y PARÁMETROS UTILIZADOS

En el diseño estructural de se utilizaron las siguientes normas:

- ❖ NSR-10
- ❖ SAE
- ❖ AISC
- ❖ ACI 318
- ❖ ASCE, Manual 52
- ❖ ASTM (normas aplicables)
- ❖ AWS

3.2 REACCIONES

Torre

<i>Location</i>	<i>Condition</i>	<i>Gov.</i>	<i>Vertical</i>	<i>Horizontal, X</i>	<i>Horizontal, Z</i>
		<i>Load</i>	<i>N</i>	<i>N</i>	<i>N</i>
		<i>Comb.</i>			
Mast	Max. Vert	2	118579.91	0.54	692.03
	Max. H _x	13	116736.10	547.17	-309.33
	Max. H _z	2	118579.91	0.54	692.03
	Max. M _x	1	0	0.01	5.01
	Max. M _z	1	0	0.01	5.01
	Max. Torsion	14	150	532.85	-3.36
	Min. Vert	1	102174.13	0.01	5.01
	Min. H _x	38	105515.70	-1801.72	-894.86
	Min. H _z	42	105514.94	-900.85	-1795.74
	Min. M _x	1	0	0.01	5.01
	Min. M _z	1	0	0.01	5.01

Riendas

Guy C @ 15 m	Max. Vert	13	-10148.30	-6813.00	3936.21
Elev 0 m					
Azimuth 240 deg					
	Max. H _x	13	-10148.30	-6813.00	3936.21
	Max. H _y	4	-51286.53	-24312.61	14208.35
	Min. Vert	4	-51286.53	-24312.61	14208.35
	Min. H _x	4	-51286.53	-24312.61	14208.35
	Min. H _y	13	-10148.30	-6813.00	3936.21
Guy B @ 15 m	Max. Vert	7	-10019.52	6778.38	3917.77
Elev 0 m					
Azimuth 120 deg					
	Max. H _x	15	-50457.85	24145.32	13926.22
	Max. H _y	16	-50655.68	24123.40	14105.65
	Min. Vert	16	-50655.68	24123.40	14105.65
	Min. H _x	7	-10019.52	6778.38	3917.77
	Min. H _y	7	-10019.52	6778.38	3917.77
Guy A @ 15 m	Max. Vert	2	-9424.71	0.66	-7421.01
Elev 0 m					
Azimuth 0 deg					
	Max. H _x	14	-30658.43	590.51	-18068.88
	Max. H _y	2	-9424.71	0.66	-7421.01
	Min. Vert	10	-51233.42	0.83	-28339.31
	Min. H _x	6	-30783.21	-585.84	-18106.44
	Min. H _y	10	-51233.42	0.83	-28339.31

3.3 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

Torre

CRITERIO	VALOR
Tipo de suelo	Arcilla café con presencia de arena, plasticidad media, consistencia media y compresibilidad baja
Capacidad Portante (MPa)	0.2199
Capacidad Portante afectada por factor de reducción (MPa)	0.073
Peso Unitario γ (kN/m ³)	16.0
Asentamiento (cm)	2.54

Riendas

CRITERIO	VALOR
Tipo de suelo	Arcilla café con presencia de arena, plasticidad media, consistencia media y compresibilidad baja
Capacidad Portante (MPa)	0.2199
Capacidad Portante afectada por factor de reducción (MPa)	0.073
Peso Unitario γ (kN/m ³)	16.0
Asentamiento (cm)	2.54

Se detectó el NAF a partir de 1.80 metros. Se requiere abatimiento del NAF en este sitio.
Se debe colocar un espesor de material de mejoramiento de mínimo 0.50 metros y de piedra rajón de 0.20 metros.

3.4 MATERIALES ESTRUCTURALES

MATERIAL	CALIDAD/RESISTENCIA
Concreto	$f'c=21$ MPa
Acero de Refuerzo	Grado 60 $f_y=420$ MPa

ANEXOS

Medellín, abril de 2025

Señores:

OFICINA DE PLANEACIÓN MUNICIPAL Y/O CURADURIA URBANA
Puerto Berrio, Antioquia.

Referencia: Memorial de Responsabilidad. Diseño Cimentación para Torre Riendada de 45.0m para ANT PUERTO MURILLO.

Yo, Juliana Pineda Lara, Ingeniera Civil, identificada con la Cédula de Ciudadanía No. 1.049.626.061 de Tunja y Matrícula Profesional M.P. 15202 309114 BYC, expedida por el Consejo Profesional Nacional de Ingeniería, presento el diseño de la Cimentación de la Torre Riendada de ANT PUERTO MURILLO, de acuerdo al informe antes presentado y certifico que todo el análisis y chequeos han sido elaborados de acuerdo con el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (Decreto 926 de 2010).

De tal manera asumo la responsabilidad por el diseño de la estructura en cuestión, exonerando al municipio de cualquier responsabilidad y perjuicio ocasionado, siempre y cuando los trabajos se realicen de acuerdo a lo especificado en el informe antes presentado.

Atentamente,



JULIANA PINEDA LARA
Ingeniera Civil
C.C.: 1.049.626.061 de Tunja
M.P. 15202-309114 BYC



**CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA**

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que ERIKA JULIANA PINEDA LARA, identificado(a) con Cedula de Ciudadanía 1049626061, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 15202-309114 desde el 05 de Agosto de 2015, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 882.
2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.
3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**
4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.
5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los diecinueve (19) días del mes de Enero del año dos mil veinticinco (2025).

Rubén Darío Ochoa Arbeláez

Firmal del titular (*)

(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado.
El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.
Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.

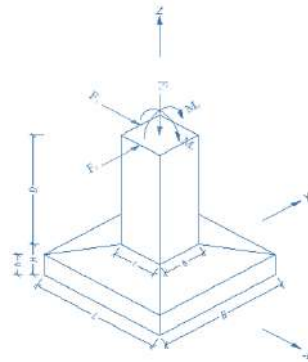


DISEÑO CIMENTACIÓN TORRE
TORRE TRIANGULAR RIENDADA 45m ANT PUERTO MURILLO

DATOS DE ENTRADA

Fuerza Lateral X:	1.81 KN
Fuerza Lateral Y:	1.80 KN
Mx:	3.620 KN-m
My:	3.590 KN-m
Fz:	118.58 KN
Tracción:	0.00 KN
b:	0.60 m
l:	0.60 m
D:	1.50 m
H:	0.50 m
h:	0.50 m
$\sigma_{\text{Admisible}}$:	0.2199 MPa
Φ_s :	0.33
$\sigma_{\text{Contemplado}}$:	0.073 MPa
γ_{suelo} :	16.00 KN/m ³
γ_{Concreto} :	22.00 KN/m ³
f'_c :	21.10 MPa
f_y :	420.00 MPa
Ángulo fricción interna:	35.00 °

Location	Condition	Gov.	Vertical	Horizontal, X	Horizontal, Z
		Load	N	N	N
Comb.					
Mast	Max. Vert	2	118579.91	0.54	692.03
	Max. H _x	13	116736.10	547.17	-309.33
	Max. H _z	2	118579.91	0.54	692.03
	Max. M _x	1	0	0.01	5.01
	Max. M _z	1	0	0.01	5.01
	Max. Torsion	14	150	532.85	-3.36
	Min. Vert	1	102174.13	0.01	5.01
	Min. H _x	38	105515.70	-1801.72	-894.86
	Min. H _z	42	105514.94	-900.85	-1795.74
	Min. M _x	1	0	0.01	5.01
	Min. M _z	1	0	0.01	5.01



PREDIMENSIONAMIENTO

DIMENSIONES				CARGAS	
L:	2.00 m	l:	0.60 m	Mu:	3.62 KN-m
B:	2.00 m	b:	0.60 m	Pu:	118.58 KN
H-h:	0.00 m	L/2-l/2:	0.70 m	Vol. Concreto:	2.54 m ³
e:	0.01 m	A req.:	3.61 m ²	Vol. Relleno:	5.46 m ³
a:	0.99 m	L = B:	1.90 m	Peso propio Cimiento:	143.24 KN
3a:	2.96 m	Lado prom:	2.00 m	Carga Última Axial:	261.82 KN
		Área:	4.00 m ²	Carga de diseño:	0.07 MPa CUMPLE

Se verifica que $\Phi_{qu} > q_a$

ESFUERZOS EN EL SUELO

σ Máximo:	0.068	MPa	CUMPLE
σ Mínimo:	0.063	MPa	CUMPLE

DISEÑO DE LA ZAPATA CONCENTRICA

Aprovechamiento = 94%

M en el borde de la col.	17.12 KN-m
Mu en el borde de la col.	23.97 KN-m

Cálculo del acero de refuerzo por metro lineal

Altura efectiva d:	0.43 m
Cuantía mínima:	0.00180
Cuantía de diseño:	0.00180
Area de acero requerida:	7.65 cm ² /m
Area de acero por retracción:	7.65 cm ² /m

ACERO DE REFUERZO A FLEXIÓN	
Varilla:	# 5
Area de la Varilla:	1.99 cm ²
Separación:	0.26 m

ACERO DE REFUERZO POR RETRACCIÓN	
Varilla:	# 5
Area de la Varilla:	1.99 cm ²
Separación:	0.26 m

Colocar el siguiente acero de refuerzo a flexión en la cara **inferior** de la zapata:

Son 10 # 5 L= 2.35 m c/ 0.20 m en las dos direcciones

Colocar el siguiente acero de refuerzo por retracción en la cara **superior** de la zapata:

Son 10 # 5 L= 2.35 m c/ 0.20 m en las dos direcciones

EXCENTRICIDAD

The maximum eccentricity of loading shall not exceed 45% of the foundation base dimension in the direction of loading.

e=	0.01	m	
e max=	0.90	m	CUMPLE

VERIFICACIÓN A CORTANTE

En una dirección (d)

L :	2.00	m
L/2-l/2:	0.70	m
(L/2-l/2)-d:	0.28	m
V (d) =	37.29	KN
V _u (d)=	52.20	KN
h´=	0.43	m
n _u (d)=	0.06	MPa
fn _c :	0.65	MPa OK

En dos direcciones (d/2)

L =	2.00	m
d/2=	0.21	m
l - d/2 =	0.49	m
V (d) =	65.82	KN
V _u (d)=	85.57	KN
h´=	0.43	m
n _u (d)=	0.10	MPa
fn _c :	0.65	MPa OK

DESlizAMIENTO

Se verifica que $\Phi Fr > Fa$

Coefficiente fricción suelo concreto = 0.5

F vertical = 128.92 KN
Fuerza fricción = 21.27 KN
Fuerza lateral = 1.80 KN

CUMPLE

Aprovechamiento = **8%**

* Tomado de capitulo 15,6 (COMPROBACION DE DESLIZAMIENTO A LO LARGO DE LA BASE)- "FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTECNICA BRAJA M DAS" Cuarta Edicion.

$$\sum F_{R'} = (\sum V) \tan \phi'_2 + Bc'_2 + P_p$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D^2 K_p + 2c'_2 D \sqrt{K_p}$$

F vertical Efectiva (Σv) = **128.9** KN
Fuerza fricción resistente (FR) = **1352.88** KN
Fuerza lateral Aplicada (Ph) = **1.80** KN
 $\tan \phi =$ **0.700**

γ suelo: = **16.00** KN/m³
D = **2.00** m
Kp = **3.6902**
c'₂ = **59.1** KN/m²
L (lado zapata) = **2.00** m

Aprovechamiento = **0%**

Pp = **1144.41** KN

CUMPLE

VOLCAMIENTO

DATOS DE ENTRADA VOLCAMIENTO

M: **3.59** KN-m
 Lado zapata: **2.00** m
 Alto zapata: **0.50** m
 Lado pedestal: **0.60** m
 Alto pedestal: **1.50** m
 Profundidad total: **2.00** m
 $\sigma_{\text{Contemplado}}$: **0.073** MPa
 γ_{suelo} : **16.00** KN/m³
 γ_{Concreto} : **22.00** KN/m³
 Peso de la torre: **6.90** KN
 Ángulo cono de arran.: **17.50** °

① Zapata

② Torre

①

Vol pedestal = 0.54 m³
 FC peso cimient = 0.9
 Peso pedestal = 10.69 KN

 Vol zapata = 2 m³
 FC peso cimient = 0.9
 Peso zapata = 39.6 KN

 Vol relleno = 5.46 m³
 FC peso relleno = 0.9
 Peso relleno = 78.62 KN

Peso de ① **128.92 KN**

MOMENTOS

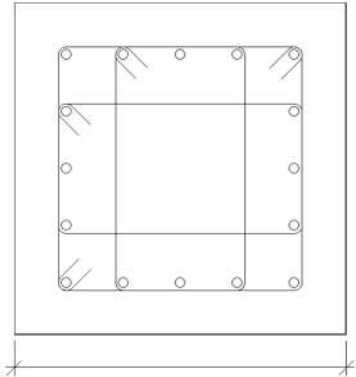
REF	W(KN)	BRAZO (m)	MOMENTO (KN-m)
①	128.92	1.00	128.92
②	6.90	1.00	6.90
Suma			135.81

Se verifica que $\phi M_r > M_a$

CUMPLE

Aprovechamiento = 3%

DISEÑO PEDESTAL
TORRE TRIANGULAR ARRIOSTRADA 45.0m

Datos del pilar		
 60	Geometría	
	Dimensiones : 60x60 cm	
	Recubrimiento geométrico : 7.5 cm	
	Tamaño máximo de árido : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'_c=210$	Plano ZX : 0.50 m
	Acero : Grade 60	Plano ZY : 0.50 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal	
Esquina : 4#6	Estribos : 1e#3+3e#3	
Cara X : 6#6	Separación : 10 cm	
Cara Y : 6#6		
Cuantía : 1.27 %		

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$s_l \geq s_{l,min}$$

$$84 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 = 1.5 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{29} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{19.0} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Estribos

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{t,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$s_t \geq s_{t,min}$$

$$50 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{t,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 = 1.5 \cdot d_{b,t}$$

$$s_1 : \underline{14} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

DISEÑO PEDESTAL
TORRE TRIANGULAR ARRIOSTRADA 45.0m

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{\quad 20 \quad} \text{ mm}$$

Siendo:

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$d_{b,t} : \underline{\quad 9.5 \quad} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{\quad 15 \quad} \text{ mm}$$

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

$$s_t \leq s_{t,max}$$

$$50 \text{ mm} \leq \underline{\quad 305 \text{ mm} \quad} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{t,max} : \underline{\quad 305 \quad} \text{ mm}$$

$$s_1 = 16 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{\quad 305 \quad} \text{ mm}$$

$$s_2 = 48 \cdot d_{b,t}$$

$$s_2 : \underline{\quad 457 \quad} \text{ mm}$$

$$s_3 = b_{min}$$

$$s_3 : \underline{\quad 600 \quad} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$d_b : \underline{\quad 19.0 \quad} \text{ mm}$$

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{b,t} : \underline{\quad 9.5 \quad} \text{ mm}$$

b_{min} : Menor dimensión del elemento sometido a compresión.

$$b_{min} : \underline{\quad 600 \quad} \text{ mm}$$

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos diámetro No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm), para barras longitudinales No. 10 (1-1/4") ó 32M (32 mm) o menores; y diámetro No. 4 (1/2") ó 12M (12 mm) como mínimo, para barras longitudinales No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm), No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm) y paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

$$d_b \leq 1-1/4" \text{ ó } 32 \text{ mm} \rightarrow d_{b,t} \geq 3/8" \text{ ó } 10 \text{ mm}$$

$$\#3 \geq \underline{\quad 3/8" \text{ ó } 10 \text{ mm} \quad} \quad \checkmark$$

Donde:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$d_b : \underline{\quad \#6 \quad}$$

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{b,t} : \underline{\quad \#3 \quad}$$

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01 \cdot A_g$ ni mayor que $0.04 \cdot A_g$ (Artículo 10.9.1):

$$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$$

$$45.60 \text{ cm}^2 \geq \underline{\quad 36.00 \text{ cm}^2 \quad} \quad \checkmark$$

$$A_{st} \leq 0.04 \cdot A_g$$

$$45.60 \text{ cm}^2 \leq \underline{\quad 144.00 \text{ cm}^2 \quad} \quad \checkmark$$

Donde:

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{\quad 3600.00 \quad} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

$\eta : \underline{0.719}$ ✓

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{u,x} : \underline{54.06} \text{ kN}$

$V_{u,y} : \underline{39.47} \text{ kN}$

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$\phi \cdot V_n : \underline{93.12} \text{ kN}$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{simos} se producen en '-1.8 m', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CM+V2".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$V_n : \underline{124.16} \text{ kN}$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a tracción axial (Artículo 11.2.2.3):

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \not\leq 0$$

$V_c : \underline{124.16} \text{ kN}$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$N_u : \underline{-480.05} \text{ kN}$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$A_g : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$f'_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$

$$\sqrt{f'_c} \not\geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$b_w : \underline{600} \text{ mm}$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$d : \underline{437} \text{ mm}$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$V_n : \underline{124.16} \text{ kN}$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a tracción axial (Artículo 11.2.2.3):

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \not\leq 0$$

$V_c : \underline{124.16} \text{ kN}$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$N_u : \underline{-480.05} \text{ kN}$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$A_g : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$

f_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

f_c : 20.60 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 600 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 437 mm

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

η : 0.173 ✓

Donde:

V_u: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

V_{u,x} : 32.14 kN

V_{u,y} : 3.35 kN

φ·V_n: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

φ·V_{n,x} : 186.70 kN

φ·V_{n,y} : 272.54 kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '-1.8 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SX-0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

V_n : 248.94 kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : 248.94 kN

([MPa] f_c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : 363.38 kN

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

f_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

f_c : 20.60 MPa

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.010

Siendo:

DISEÑO PEDESTAL
TORRE TRIANGULAR ARRIOSTRADA 45.0m

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

A_s : 25.65 cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 600 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 437 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : 10.50 kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección.

M_u : -43.11 kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

N_u : 132.93 kN

h: Altura de un elemento.

h : 600.00 mm

A_g: Área total de la sección de hormigón.

A_g : 3600.00 cm²

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

V_n : 363.38 kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : 363.38 kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

f'_c : 20.60 MPa

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 600 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 437 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : -26.36 kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección.

M_u : 6.25 kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

N_u : 132.93 kN

h: Altura de un elemento.

h : 600.00 mm

A_g: Área total de la sección de hormigón.

A_g : 3600.00 cm²

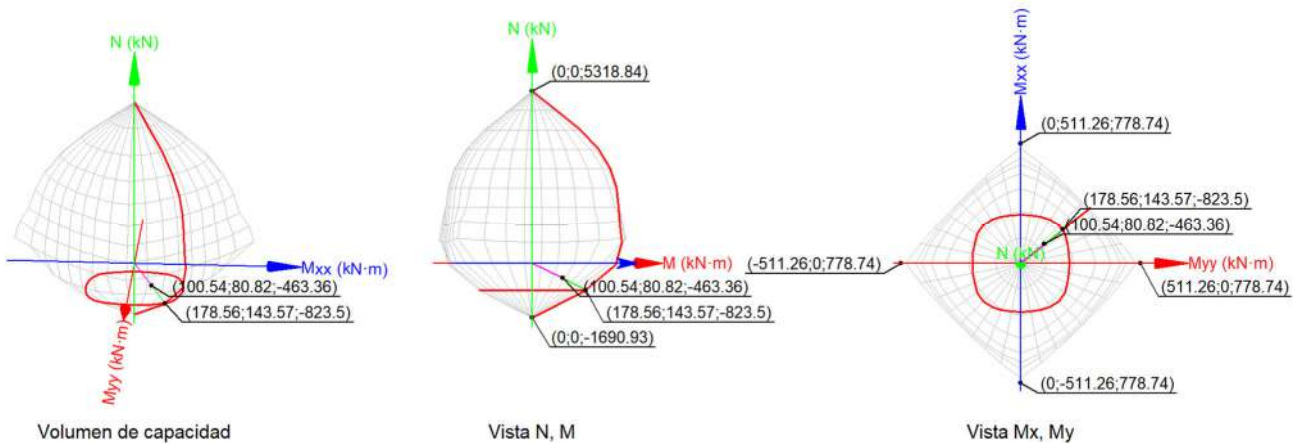
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CM+V2".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$\eta : 0.563$ ✓



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$P_u : -463.36$ kN

$M_{u,x} : 80.82$ kN·m

$M_{u,y} : 100.54$ kN·m

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot P_n : -823.50$ kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$\phi \cdot M_{n,x} : 143.57$ kN·m

$\phi \cdot M_{n,y} : 178.56$ kN·m

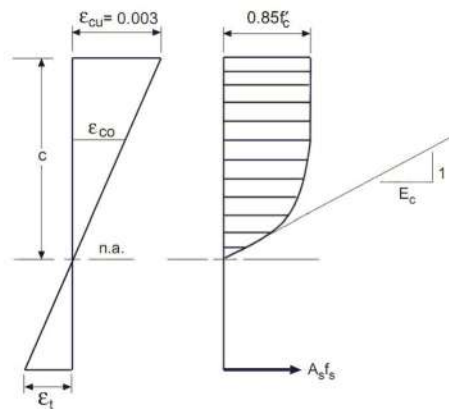
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

DISEÑO PEDESTAL
TORRE TRIANGULAR ARRIOSTRADA 45.0m



f_c: Resistencia específica a compresión del hormigón.

f_c : 20.60 MPa

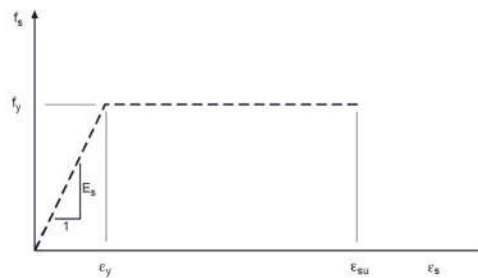
ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ε_{cu} : 0.0030

ε_{co}: Deformación unitaria bajo carga máxima.

ε_{co} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

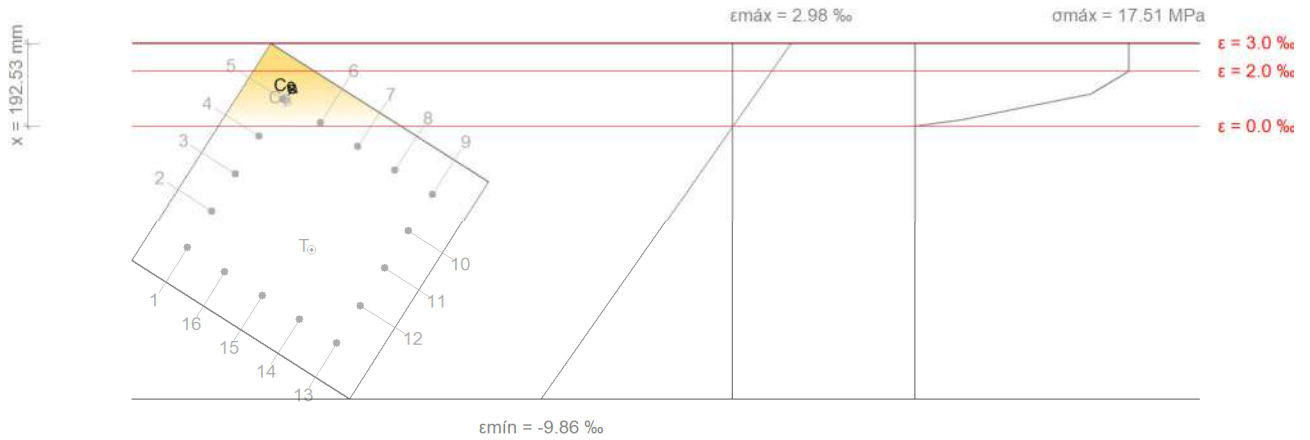


f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

DISEÑO PEDESTAL
TORRE TRIANGULAR ARRIOSTRADA 45.0m

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	#6	-205.95	205.96	-412.02	-0.004416
2	#6	-102.98	205.96	-412.02	-0.003069
3	#6	0.00	205.96	-344.45	-0.001722
4	#6	102.98	205.96	-74.99	-0.000375
5	#6	205.96	205.96	+194.47	+0.000972
6	#6	205.96	102.98	+23.07	+0.000115
7	#6	205.96	0.00	-148.32	-0.000742
8	#6	205.96	-102.98	-319.71	-0.001598
9	#6	205.96	-205.95	-412.02	-0.002455
10	#6	102.98	-205.95	-412.02	-0.003802
11	#6	0.00	-205.95	-412.02	-0.005149
12	#6	-102.98	-205.95	-412.02	-0.006497
13	#6	-205.95	-205.95	-412.02	-0.007844
14	#6	-205.95	-102.98	-412.02	-0.006987
15	#6	-205.95	0.00	-412.02	-0.006130
16	#6	-205.95	102.98	-412.02	-0.005273

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	450.19	236.51	200.18
C _s	62.00	205.96	195.03
T	1427.19	-55.46	-40.16

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n : -914.99 \text{ kN}$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : 159.53 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

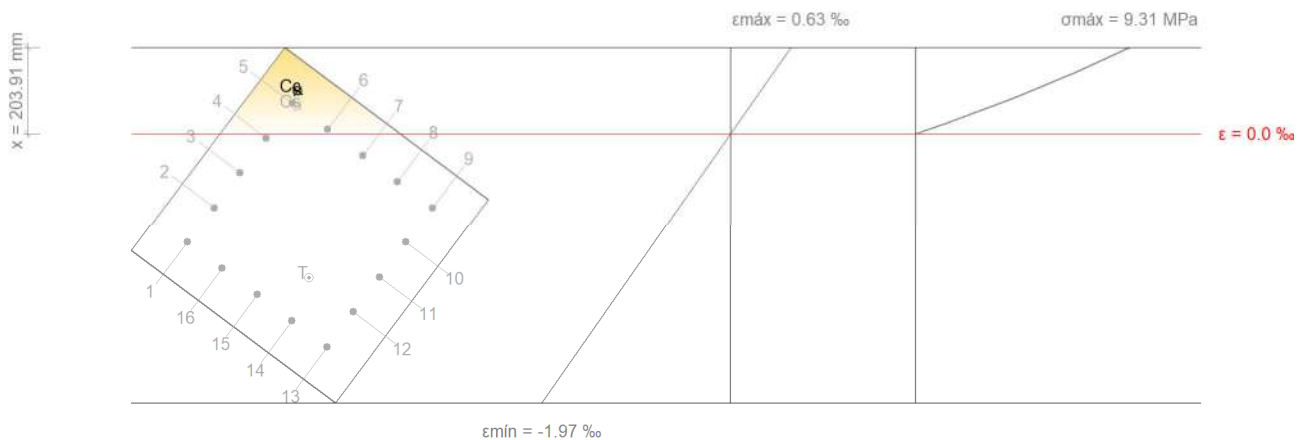
$$M_{n,y} : 198.40 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

DISEÑO PEDESTAL
TORRE TRIANGULAR ARRIOSTRADA 45.0m

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : <u>450.19</u> kN
C_s : Resultante de compresiones en el acero.	C_s : <u>62.00</u> kN
T : Resultante de tracciones en el acero.	T : <u>1427.19</u> kN
e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cc,x} : <u>236.51</u> mm
	e_{cc,y} : <u>200.18</u> mm
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cs,x} : <u>205.96</u> mm
	e_{cs,y} : <u>195.03</u> mm
e_t : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{t,x} : <u>-55.46</u> mm
	e_{t,y} : <u>-40.16</u> mm
ε_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} : <u>0.0030</u>
ε_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} : <u>0.0078</u>
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : <u>17.51</u> MPa
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : <u>412.02</u> MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	#6	-205.95	205.96	-159.48	-0.000797
2	#6	-102.98	205.96	-108.42	-0.000542
3	#6	0.00	205.96	-57.35	-0.000287
4	#6	102.98	205.96	-6.29	-0.000031
5	#6	205.96	205.96	+44.77	+0.000224
6	#6	205.96	102.98	+6.51	+0.000033
7	#6	205.96	0.00	-31.75	-0.000159
8	#6	205.96	-102.98	-70.01	-0.000350
9	#6	205.96	-205.95	-108.28	-0.000541
10	#6	102.98	-205.95	-159.34	-0.000797
11	#6	0.00	-205.95	-210.40	-0.001052
12	#6	-102.98	-205.95	-261.47	-0.001307
13	#6	-205.95	-205.95	-312.53	-0.001562
14	#6	-205.95	-102.98	-274.27	-0.001371
15	#6	-205.95	0.00	-236.00	-0.001180
16	#6	-205.95	102.98	-197.74	-0.000989

DISEÑO PEDESTAL
TORRE TRIANGULAR ARRIOSTRADA 45.0m

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	147.12	235.21	213.53
Cs	14.62	205.96	192.88
T	625.10	-100.67	-74.53

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : -463.36 \text{ kN}$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,x} : 80.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{u,y} : 100.54 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 147.12 \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 14.62 \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 625.10 \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : 235.21 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 213.53 \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : 205.96 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 192.88 \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : -100.67 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : -74.53 \text{ mm}$$

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : 0.0006$$

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : 0.0016$$

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : 9.31 \text{ MPa}$$

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : 312.53 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SX-0.3·SY".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2} \leq 1$$

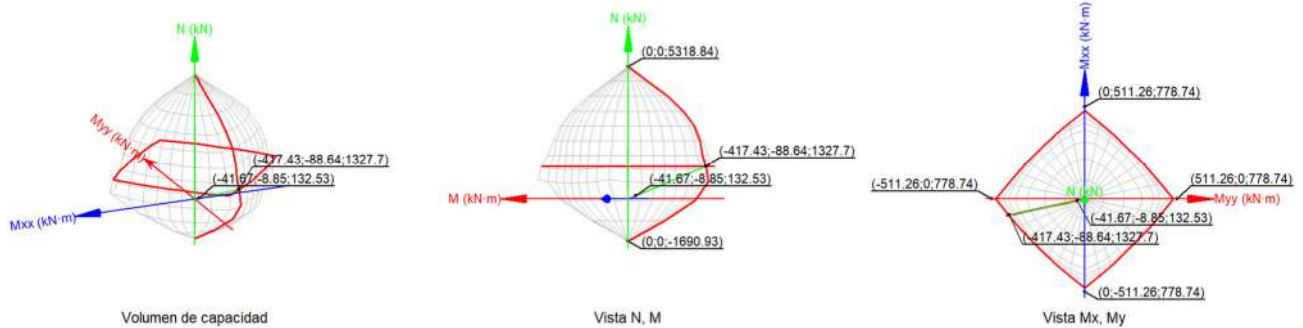
$$\eta : 0.100$$



$$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$$

$$132.53 \text{ kN} \leq 3950.15 \text{ kN}$$





Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\begin{aligned} P_u &: 132.53 \text{ kN} \\ M_{u,x} &: -8.85 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{u,y} &: -41.67 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi \cdot P_n &: 1327.70 \text{ kN} \\ \phi \cdot M_{n,x} &: -88.64 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \phi \cdot M_{n,y} &: -417.43 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$12.1 \leq 22.0 \quad \checkmark$$

$$\begin{aligned} kl_u &: 2.100 \text{ m} \\ r &: 17.32 \text{ cm} \end{aligned}$$

En el eje y:

Se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$12.1 \leq 22.0 \quad \checkmark$$

$$\begin{aligned} kl_u &: 2.100 \text{ m} \\ r &: 17.32 \text{ cm} \end{aligned}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}]$$

$$\phi \cdot P_{n,max} : \underline{3950.15 \text{ kN}}$$

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{20.60 \text{ MPa}}$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{412.02 \text{ MPa}}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{3600.00 \text{ cm}^2}$$

A_{st} : Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.

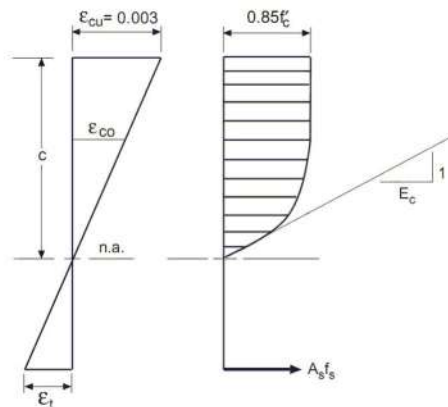
$$A_{st} : \underline{45.60 \text{ cm}^2}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{20.60 \text{ MPa}}$$

ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0030}$$

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$$\epsilon_{co} : \underline{0.0020}$$

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

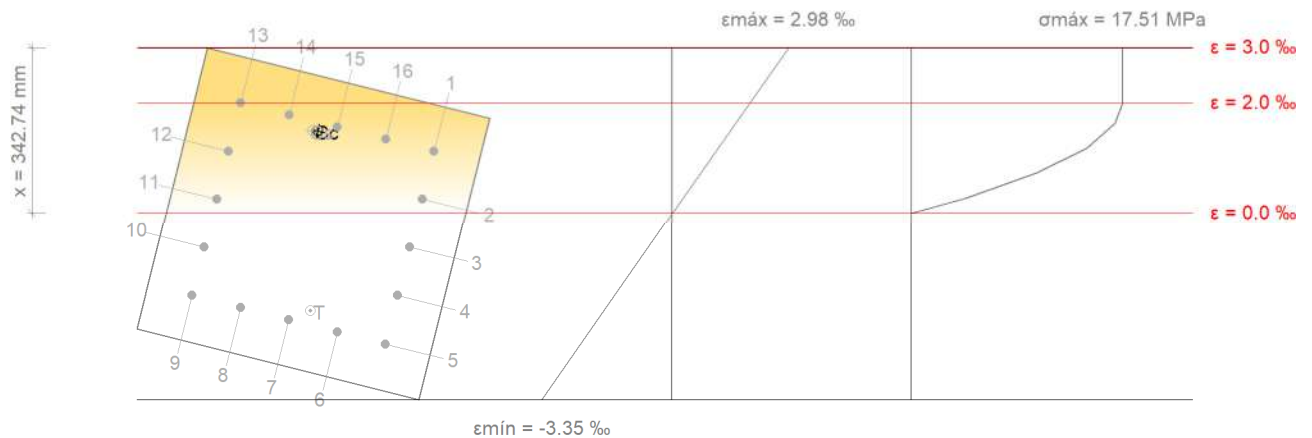
DISEÑO PEDESTAL
TORRE TRIANGULAR ARRIOSTRADA 45.0m



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ϵ
1	#6	-205.95	205.96	+225.23	+0.001126
2	#6	-102.98	205.96	+51.15	+0.000256
3	#6	0.00	205.96	-122.93	-0.000615
4	#6	102.98	205.96	-297.01	-0.001485
5	#6	205.96	205.96	-412.02	-0.002355
6	#6	205.96	102.98	-412.02	-0.002139
7	#6	205.96	0.00	-384.45	-0.001922
8	#6	205.96	-102.98	-341.12	-0.001705
9	#6	205.96	-205.95	-297.80	-0.001489
10	#6	102.98	-205.95	-123.72	-0.000618
11	#6	0.00	-205.95	+50.37	+0.000252
12	#6	-102.98	-205.95	+224.45	+0.001122
13	#6	-205.95	-205.95	+398.53	+0.001992
14	#6	-205.95	-102.98	+355.20	+0.001776
15	#6	-205.95	0.00	+311.88	+0.001559
16	#6	-205.95	102.98	+268.55	+0.001343

DISEÑO PEDESTAL
TORRE TRIANGULAR ARRIOSTRADA 45.0m

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	2097.78	-187.74	-37.38
Cs	537.33	-185.40	-48.10
T	681.45	177.25	38.41

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n : 1953.66 \text{ kN}$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : -130.43 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{n,y} : -614.23 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 2097.78 \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 537.33 \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 681.45 \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : -187.74 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -37.38 \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : -185.40 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -48.10 \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : 177.25 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 38.41 \text{ mm}$$

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : 0.0030$$

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : 0.0024$$

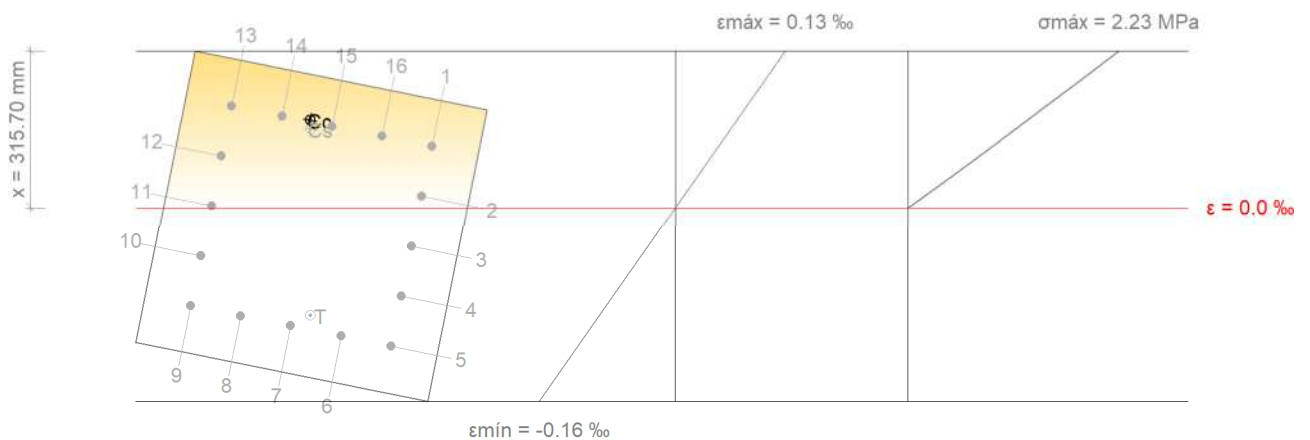
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : 17.51 \text{ MPa}$$

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : 412.02 \text{ MPa}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
1	#6	-205.95	205.96	+10.30	+0.000052
2	#6	-102.98	205.96	+1.86	+0.000009

DISEÑO PEDESTAL
TORRE TRIANGULAR ARRIOSTRADA 45.0m

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (MPa)	ε
3	#6	0.00	205.96	-6.58	-0.000033
4	#6	102.98	205.96	-15.02	-0.000075
5	#6	205.96	205.96	-23.45	-0.000117
6	#6	205.96	102.98	-21.75	-0.000109
7	#6	205.96	0.00	-20.04	-0.000100
8	#6	205.96	-102.98	-18.33	-0.000092
9	#6	205.96	-205.95	-16.63	-0.000083
10	#6	102.98	-205.95	-8.19	-0.000041
11	#6	0.00	-205.95	+0.25	+0.000001
12	#6	-102.98	-205.95	+8.69	+0.000043
13	#6	-205.95	-205.95	+17.13	+0.000086
14	#6	-205.95	-102.98	+15.42	+0.000077
15	#6	-205.95	0.00	+13.72	+0.000069
16	#6	-205.95	102.98	+12.01	+0.000060

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	146.95	-209.38	-45.21
C _s	22.62	-191.61	-40.51
T	37.04	177.15	34.76

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : \underline{132.53} \text{ kN}$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,x} : \underline{-8.85} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{u,y} : \underline{-41.67} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{146.95} \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{22.62} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{37.04} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-209.38} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-45.21} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-191.61} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-40.51} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{177.15} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{34.76} \text{ mm}$$

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0001}$$

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0001}$$

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : \underline{2.23} \text{ MPa}$$

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{23.45} \text{ MPa}$$

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Capítulo C.21)

La dimensión menor de la sección transversal medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300 mm (Artículo C.21.6.1.1).

$$b_1 \geq 300 \text{ mm}$$

$$600 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que $R_{\min}$ (Artículo C.21.6.1.2).

$$\frac{b}{h} \geq R_{\min}$$

$$1.00 \geq 0.20 \quad \checkmark$$

Donde:

b: Dimensión menor de la sección del soporte

$$b : 600 \text{ mm}$$

h: Dimensión perpendicular

$$h : 600 \text{ mm}$$

$$R_{\min} = 0,35 \rightarrow b \leq 300 \text{ mm}$$

$$R_{\min} = 0,25 \rightarrow 300 \text{ mm} < b \leq 500 \text{ mm}$$

$$R_{\min} = 0,20 \rightarrow b > 500 \text{ mm}$$

$$R_{\min} : 0.20$$

El área del refuerzo longitudinal A_{st} , no debe ser menor que $A_{st,\min}$ (Artículo C.21.6.3.1).

$$A_{st} \geq A_{st,\min}$$

$$4560.00 \text{ mm}^2 \geq 3600.00 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{st,\min} = 0,01 \cdot A_g$$

$$A_{st,\min} : 3600.00 \text{ mm}^2$$

Siendo:

A_g : Área bruta de la sección de concreto.

$$A_g : 360000.00 \text{ mm}^2$$

El área del refuerzo longitudinal A_{st} , no debe ser mayor que $A_{st,\max}$ (Artículo C.21.6.3.1).

$$A_{st} \leq A_{st,\max}$$

$$4560.00 \text{ mm}^2 \leq 14400.00 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{st,\max} = 0,04 \cdot A_g$$

$$A_{st,\max} : 14400.00 \text{ mm}^2$$

Siendo:

A_g : Área bruta de la sección de concreto.

$$A_g : 360000.00 \text{ mm}^2$$

El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos h_x , no debe exceder 350 mm centro a centro en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento (Artículo C.21.6.4.2).

$$h_x \leq 350 \text{ mm}$$

$$206 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares A_{sh} , no debe ser menor que $A_{sh,\min}$ (Artículo C.21.6.4.4).

En el eje X:

$$A_{sh} \geq A_{sh,\min}$$

$$427.09 \text{ mm}^2 \geq 282.29 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_{sh,\min}$: Valor máximo entre A_1 , y A_2 .

$$A_{sh,\min} : 282.29 \text{ mm}^2$$

$$A_1 = 0,3 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_1 : \underline{282.29} \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 0,09 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_2 : \underline{99.00} \text{ mm}^2$$

Siendo:

s: Espaciamiento medido de centro a centro de la armadura transversal.

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

b_c: Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal.

$$b_c : \underline{440} \text{ mm}$$

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

A_g: Área bruta de la sección de concreto.

$$A_g : \underline{360000.00} \text{ mm}^2$$

A_{ch}: Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal.

$$A_{ch} : \underline{194022.63} \text{ mm}^2$$

En el eje Y:

$$A_{sh} \geq A_{sh,min}$$

$$427.09 \text{ mm}^2 \geq 282.29 \text{ mm}^2 \checkmark$$

Donde:

A_{sh,min}: Valor máximo entre A₁, y A₂.

$$A_{sh,min} : \underline{282.29} \text{ mm}^2$$

$$A_1 = 0,3 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_1 : \underline{282.29} \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 0,09 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_2 : \underline{99.00} \text{ mm}^2$$

Siendo:

s: Espaciamiento medido de centro a centro de la armadura transversal.

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

b_c: Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal.

$$b_c : \underline{440} \text{ mm}$$

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

A_g: Área bruta de la sección de concreto.

$$A_g : \underline{360000.00} \text{ mm}^2$$

A_{ch}: Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal.

$$A_{ch} : \underline{194022.63} \text{ mm}^2$$

La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder de s_{max} (Artículo C.21.6.4.3)

$$s_0 \leq s_{max}$$

$$50 \text{ mm} \leq 114 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂ y s₃.

$$s_{max} : \underline{114} \text{ mm}$$

$$s_1 = 6 \cdot \phi_{min}$$

$$s_1 : \underline{114} \text{ mm}$$

$$s_2 = \frac{b_{min}}{4}$$

$$s_2 : \underline{150} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{148} \text{ mm}$$

$$s_3 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \rightarrow \begin{cases} s_3 \leq 150 \text{ mm} \\ s_3 \geq 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Siendo:

Ø_{min}: Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas.

Ø_{min} : 19.0 mm

b_{min}: Dimensión mínima del elemento.

b_{min} : 600 mm

h_x: Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

h_x : 206 mm

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

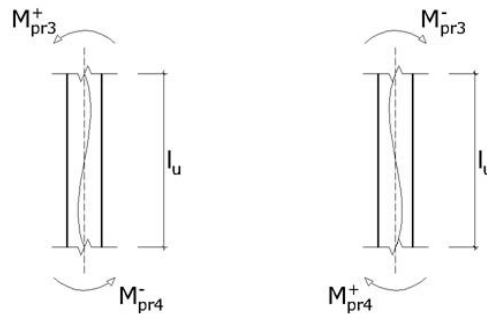
En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad.



Cortante de diseño para columnas. (NSR-10, Título C)

La fuerza cortante de diseño, V_e , se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento (Artículo 21.6.5.1).

No es necesario que las fuerzas cortantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en M_{pr} de los elementos transversales que llegan al nudo.



Se debe satisfacer:

$$\phi \cdot V_n \geq V_e$$

Donde:

φ: Factor de reducción de resistencia

φ : 0.75

V_n: Resistencia nominal a cortante.

V_e: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1} , V_{e2} .

$$V_{e1} = \frac{M_{pr3}^- + M_{pr4}^+}{l_u}$$

$$V_{e2} = \frac{M_{pr3}^+ + M_{pr4}^-}{l_u}$$

Siendo:

l_u: Longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión.

DISEÑO PEDESTAL
TORRE TRIANGULAR ARRIOSTRADA 45.0m

M_{pr}: Resistencia probable a la flexión del elemento, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1.25 \cdot f_y$.

	l_u (m)	M_{pr4}^+ (t·m)	M_{pr4}^- (t·m)	M_{pr3}^+ (t·m)	M_{pr3}^- (t·m)	V_{e1} (t)	V_{e2} (t)	V_e (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	2.10	48.17	48.17	28.01	28.01	36.28	36.28	36.28	60.70	✓ *
Cortante en el eje Y	2.10	48.17	48.17	16.04	16.04	30.58	30.58	30.58	60.70	✓

(*): pésimo

DISEÑO CIMENTACIÓN ANCLAJE RIENDAS
TORRE TRIANGULAR RIENDADA 45m ANT PUERTO MURILLO

		Guy C @ 15 m	Max. Vert	13	-10148.30	-6813.00	3936.21
		Elev 0 m					
		Azimuth 240 deg					
		Max. H _x	13	-10148.30	-6813.00	3936.21	
		Max. H _y	4	-51286.53	-24312.61	14208.35	
		Min. Vert	4	-51286.53	-24312.61	14208.35	
		Min. H _x	4	-51286.53	-24312.61	14208.35	
		Min. H _y	13	-10148.30	-6813.00	3936.21	
		Guy B @ 15 m	Max. Vert	7	-10019.52	6778.38	3917.77
		Elev 0 m					
		Azimuth 120 deg					
		Max. H _x	15	-50457.85	24145.32	13926.22	
		Max. H _y	16	-50655.68	24123.40	14105.65	
		Min. Vert	16	-50655.68	24123.40	14105.65	
		Min. H _x	7	-10019.52	6778.38	3917.77	
		Min. H _y	7	-10019.52	6778.38	3917.77	
		Guy A @ 15 m	Max. Vert	2	-9424.71	0.66	-7421.01
		Elev 0 m					
		Azimuth 0 deg					
		Max. H _x	14	-30658.43	590.51	-18068.88	
		Max. H _y	2	-9424.71	0.66	-7421.01	
		Min. Vert	10	-51233.42	0.83	-28339.31	
		Min. H _x	6	-30783.21	-555.84	-18106.44	
		Min. H _y	10	-51233.42	0.83	-28339.31	

DATOS DE ENTRADA	
Fuerza Lateral:	24.31 KN
Momento Actuante:	59.93 KN-m
Arrancamiento:	51.29 KN
b dentellón:	0.30 m
l dentellón:	2.10 m
D dentellón:	0.30 m
D:	1.50 m
H:	0.50 m
h:	0.50 m
σ Admisible:	0.220 MPa
Φ _s :	0.33
σ Contemplado:	0.073 MPa
γ suelo:	16.00 KN/m³
γ Concreto:	22.00 KN/m³
f'c:	21.10 MPa
fy:	420.00 MPa
Ángulo fricción interna:	0.00 °

PREDIMENSIONAMIENTO

DIMENSIONES				CARGAS	
L:	2.10 m	l:	2.10 m	Mu:	59.93 KN-m
B:	2.10 m	b:	0.30 m	Pu:	0.00 KN
H-h:	0.00 m	L/2-l/2:	0.00 m	Vol. Concreto:	2.39 m ³
e:	0.42 m	A req.:	1.98 m ²	Vol. Relleno:	5.67 m ³
α:	0.63 m	L = B:	1.41 m	Peso propio Cimiento:	143.39 KN
3α:	1.90 m	Lado prom:	2.10 m	Carga Última Axial:	143.39 KN
		Área:	4.41 m ²	Carga de diseño:	0.03 MPa CUMPLE

ESFUERZOS EN EL SUELO

σ Máximo:	0.072	MPa CUMPLE
σ Mínimo:	0.000	MPa CUMPLE

DISEÑO DE LA ZAPATA CONCENTRICA

Aprovechamiento = **99%**

M en el borde de la col.	0.00 KN-m
Mu en el borde de la col.	0.00 KN-m

Cálculo del acero de refuerzo por metro lineal

Altura efectiva d: 0.43 m
 Cuantía mínima: 0.00180
 Cuantía de diseño: 0.00180
 Area de acero requerida: 7.65 cm²/m
 Area de acero por retracción: 7.65 cm²/m

ACERO DE REFUERZO A FLEXIÓN	
Varilla:	# 5
Area de la Varilla:	1.99 cm ²
Separación:	0.26 m

ACERO DE REFUERZO POR RETRACCIÓN	
Varilla:	# 5
Area de la Varilla:	1.99 cm ²
Separación:	0.26 m

Colocar el siguiente acero de refuerzo a flexión en la cara **inferior** de la zapata:

Son 11 # 5 L= 2.45 m c/ 0.20 m en las dos direcciones

Colocar el siguiente acero de refuerzo por retracción en la cara **superior** de la zapata:

Son 11 # 5 L= 2.45 m c/ 0.20 m en las dos direcciones

EXCENTRICIDAD

The maximum eccentricity of loading shall not exceed 45% of the foundation base dimension in the direction of loading.

e= 0.42 m
 e max= 0.95 m **CUMPLE**

VERIFICACIÓN A CORTANTE

En una dirección (d)

L : 2.10 m
 L/2-l/2: 0.00 m
 (L/2-l/2)-d: -0.43 m
 V (d) = -70.78 KN
 V_u (d)= -99.09 KN
 h'= 0.43 m
 n_u (d)= -0.11 MPa
 f_{nc}: 0.65 MPa OK

En dos direcciones (d/2)

L = 2.10 m
 d/2= 0.21 m
 l - d/2 = -0.21 m
 V (d) = -33.76 KN
 V_u (d)= -43.89 KN
 h'= 0.43 m
 n_u (d)= -0.05 MPa
 f_{nc}: 0.65 MPa OK

DESlizAMIENTO

Se verifica que $\Phi Fr > Fa$

* Tomado de capítulo 15,6 (COMPROBACION DE DESLIZAMIENTO A LO LARGO DE LA BASE)- "FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTECNICA BRAJA M DAS" Cuarta Edicion.

$$\sum F_{R'} = (\sum V) \tan \phi'_2 + Bc'_2 + P_p$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D^2 K_p + 2c'_2 D \sqrt{K_p}$$

F vertical Efectiva (ΣV) = **129.0 KN**
 Fuerza fricción resistente (FR) = **200.09 KN**
 Fuerza lateral Aplicada (Ph) = **59.93 KN**
 $\tan \phi =$ **0.000**

γ suelo: = **16.00 KN/m³**
 D = **0.30 m**
 Kp = **1**
 $c'_2 =$ **59.1 KN/m²**
 L (lado zapata) = **2.10 m**

Aprovechamiento = **30%**

Pp = **75.98 KN**

CUMPLE

VOLCAMIENTO

DATOS DE ENTRADA VOLCAMIENTO

① Zapata

M: **59.93 KN-m**
 Lado zapata: **2.10 m**
 Alto zapata: **0.50 m**
 b dentellón: **0.30 m**
 l dentellón: **2.10 m**
 D dentellón: **0.30 m**
 Profundidad nivel sup lc **1.50 m**
 Profundidad total: **2.00 m**
 $\sigma_{\text{Contemplado}}$: **0.073 MPa**
 γ_{suelo} : **16.00 KN/m³**
 γ_{Concreto} : **22.00 KN/m³**
 Ángulo cono de arran.: **0.00 °**

①
 Vol dentellón = **0.189 m³**
 FC peso dentellón = **0.9**
 Peso dentellón = **3.742 KN**
 Vol zapata = **2.205 m³**
 FC peso cimiento = **0.9**
 Peso zapata = **43.66 KN**
 Vol relleno = **5.67 m³**
 FC peso relleno = **0.9**
 Peso relleno = **81.65 KN**

Peso de ① **129.05 KN**

MOMENTOS

REF	W(KN)	BRAZO (m)	MOMENTO (KN-m)
①	129.05	1.05	135.50
Suma			135.50

Se verifica que $\Phi M_r > M_a$

CUMPLE

Aprovechamiento = **44%**

VERIFICACIÓN POR ARRANCAMIENTO

$$(0.9W_R + 0.9W_C) > U_p \quad \text{En donde:}$$

W_R = Resistencia del suelo/Peso Relleno

W_C = Peso del Concreto

U_p = Máxima reacción de arrancamiento

H' = 2.00 m

I = 1.15 m

L' = 2.31 m

A_1 = 19.44 m² Area mayor cono

A_2 = 4.41 m² Area menor cono

V_{conc} = 2.39 m³ Volúmen de concreto

$V_{relleno}$ = 5.67 m³ Volúmen suelo de relleno

V_{nc} = 15.79 m³ Volúmen neto cono de arrancamiento alrededor del dado

$FC_{relleno}$ = 0.90

$W_{relleno}$ = 81.65 KN Peso suelo de relleno

FC_{cimien} = 0.90

W_C = 47.40 KN Peso del Concreto

U_p = 0.00 KN Arrancamiento

Fuerza resistente $(0.9W_R + 0.9W_C)$ = 129.05 KN **$(0.9W_R + 0.9W_C) > U_p$**

CUMPLE