

Anejo de cálculo

Código Estructural

Estructuras de Hormigón armado

VIGA XX - SECCION CENTRAL

Geometría

Dimensiones:	40 x 27 cm
Luz libre:	4,3 m
Recubrimiento geométrico superior:	3 cm
Recubrimiento geométrico inferior:	3 cm
Recubrimiento geométrico lateral:	3 cm
Tamaño máximo de árido:	15 mm

Materiales

Hormigón:	HA-25, $\gamma_c=1,5$
Acero:	B 400-S, $\gamma_s=1,15$

Armadura

Armadura superior:	3Ø10
Armadura inferior:	2Ø12 + 3Ø10
Estribos:	Ø8 / c15 cm

ARMADURA MÍNIMA Y MÁXIMA: (Código Estructural, Art. A19.9.2.1)

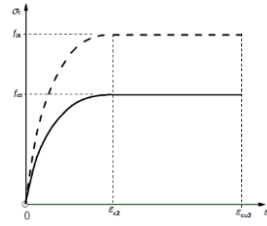
El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$:			
$A_s \geq A_{s,min}$	Cumple		
Donde:			
A_s : Área total de la armadura de tracción.	A_s :	4,62	cm ²
$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ct,m,fl}}{z \cdot f_{yd}}$	$A_{s,min}$:	2,33	cm ²
Siendo:			
z : Brazo mecánico de la armadura ($z = 0,8 \cdot h$).	z :	216	mm
W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.	W :	4860	cm ³
$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.	$f_{ct,m,fl}$:	3,41	MPa
f_{yd} : Límite elástico de la armadura.	f_{yd} :	347,83	MPa

El área de la armadura longitudinal de tracción o compresión no debe superar fuera de las zonas de solape a $A_{s,max}$:			
$A_s \leq A_{s,max}$	Cumple		
A_s : Área total de la armadura de tracción.	A_s :	4,62	cm ²
$A_{s,max}$: Área máxima de las armaduras de tracción y compresión ($0,04 \cdot A_c$).	$A_{s,max}$:	43,2	cm ²
A_c : Área total de la sección de hormigón.	A_c :	1080	cm ²

ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES: (Código Estructural, Art. A19.6.1)

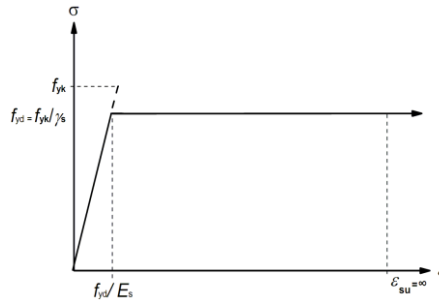
Diagramas de cálculo tensión-deformación del hormigón y del acero:

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón:



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última del hormigón (Tabla A19.3.1).	ϵ_{cu2} :	0,0035	
ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima del hormigón (Tabla A19.3.1).	ϵ_{c2} :	0,0020	
f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	f_{cd} :	16,67	MPa

El diagrama de cálculo para el acero (Art. A19.3.2, Figura A19.3.8):



ϵ_{su} : Deformación unitaria última del acero, conforme al Art. A19.3.2.7(2.b).	ϵ_{su} :	0,01	
f_{yd} : Límite elástico de la armadura.	f_{yd} :	347,83	MPa

Comprobación a flexión simple o compuesta:

Se debe cumplir:

$$\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2} \leq \sqrt{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de cálculo.	N_{Ed} :	---	kN
M_{Ed} : Momento de cálculo de primer orden.	$M_{Ed,x}$:	32,8	kN·m
	$M_{Ed,y}$:	---	kN·m
N_{Rd} : Axil de agotamiento.	N_{Rd} :	---	kN
M_{Rd} : Momentos de agotamiento.	$M_{Rd,x}$:	34,6	kN·m
	$M_{Rd,y}$:	---	kN·m

Posición	Barra	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
Armadura superior	Ø 10	-159.00	94.00	-31.28	-0.000156
	Ø 10	0.00	94.00	-31.28	-0.000156
	Ø 10	159.00	94.00	-31.28	-0.000156
Armadura inferior	Ø 10	159.00	-94.00	-347.83	-0.009950
	Ø 12	79.50	-93.00	-347.83	-0.009898
	Ø 10	0.00	-94.00	-347.83	-0.009950
	Ø 12	-79.50	-93.00	-347.83	-0.009898
	Ø 10	-159.00	-94.00	-347.83	-0.009950

	Resultante (kN)	e_x (mm)	e_y (mm)
Cc	168.00	0.00	120.78

	Resultante (kN)	e _x (mm)	e _y (mm)
C _s	0.00	0.00	0.00
T	168.00	0.00	-85.28

Siendo:

$N_{Rd} = C_c + C_s - T$	N_{Rd}:	---	kN
$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$	M_{Rd,x}:	34,62	kN·m
$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$	M_{Rd,y}:	---	kN·m
C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c:	168	kN
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s:	---	kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	T:	168	kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cc,x}:	--	mm
	e_{cc,y}:	120,78	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cs}:	---	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{T,x}:	---	mm
	e_{T,y}:	-85,28	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax}:	0,002	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax}:	0,01	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax}:	16,66	MPa
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax}:	347,83	MPa

Separación entre barras: (Código Estructural, Art. A19.8.2)

La distancia libre s _b entre barras o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a s _{min} :			
$s_b \geq s_{min}$	<i>Cumple</i>		
Donde:			
s_b: Separación entre barras	s_b:	42	mm
s_{min}: Valor máximo de s ₁ , s ₂ , s ₃ .	s_{min}:	20	mm
$s_1 = \phi_{max}$	s₁:	12	mm
$s_2 = 1,25 \cdot d_g$	s₂:	19	mm
$s_3 = 20 \text{ mm}$	s₃:	20	mm
Siendo:			
Ø_{max}: Diámetro máximo de la armadura.	Ø_{max}:	12	mm
d_g: Tamaño máximo del árido.	d_g:	15	mm

ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE: (Código Estructural, Art. A19.6.2 y A19.9.2.2)

Se debe cumplir:			
$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ $V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$	<i>Cumple</i>		
Donde:			
V_{Ed}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.	V_{Ed}:	58,49	kN
V_{Rd,max}: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.	V_{Rd,max}:	408,6	kN
V_{Ed}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.	V_{Edy}:	58,49	kN
V_{Rd,s}: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.	V_{Rd,s}:	65,73	kN

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma:

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión (Art. A19.6.2.3(3)):			
$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$	V_{Rd,max}:	408,6	kN
α_{cw}: Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.	α_{cw}:	1	
f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	f_{cd}:	16,67	MPa
b_w: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.	b_w:	400	mm

z: Brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado ($z = 0,9 \cdot d$).	z:	204,3	mm
v₁: Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.	v₁:	0,6	
α: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.	α:	90	grados
θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	θ:	45	grados

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma:

El esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:			
$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$	V_{Rd,s}:	65,73	kN
Donde:			
A_{sw}: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.	A_{sw}:	1,51	cm ²
s: Separación entre estribos.	s:	150	mm
z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.	z:	204,3	mm
$f_{ywd} = 0,8 \cdot f_{ywk}$	f_{ywd}:	320	MPa
f_{ywk}: Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.	f_{ywk}:	400	MPa
α: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.	α:	90	grados
θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	θ:	45	grados

Separación máxima entre estribos: (Código Estructural, Art. A19.9.2)

La separación longitudinal máxima entre armaduras de cortante debe cumplir (Art. A19.9.2.2):			
$s \leq s_{l,max}$	Cumple		
Donde:			
s: Separación entre estribos.	s:	150	mm
$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$	s_{l,max}:	170	mm
d: Canto útil de la sección.	d:	227	mm
α: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.	α:	90	grados
La separación transversal entre ramas de armaduras transversales debe cumplir (Art. A19.9.2.2(8)):			
$s_{t,trans} \leq s_{t,max}$	Cumple		
Donde:			
s_{t,trans}: Separación transversal entre ramas del estribo.	s_{t,trans}:	157,5	mm
$s_{t,max} = 0,75 \cdot d \leq 600\text{mm}$	s_{t,max}:	170	mm
d: Canto útil de la sección.	d:	227	mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal: Art. A19.9.2.2(5)

La cuantía mecánica de la armadura transversal debe cumplir::			
$\rho_w \geq \rho_{w,min}$	Cumple		
Donde:			
$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$	ρ_w:	0,0025	
A_{sw}: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.	A_{sw}:	1,51	cm ²
s: Separación entre estribos.	s:	150	mm
b_w: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Art. A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5	b_w:	400	mm
α: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.	α:	90	grados
$\rho_{w,min} = \frac{(0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$	ρ_{w,min}:	0,0010	
f_{ctm}: Resistencia media a tracción. $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	f_{ctm}:	2,56	MPa
f_{ck}: Resistencia característica a compresión del hormigón.	f_{ck}:	25	MPa
f_{yk}: Resistencia característica del acero.	f_{yk}:	400	MPa

CONTROL DE LA FISURACIÓN: (Código Estructural, Art. A19.7.3)

Cálculo del ancho de fisura: Cara inferior (Código Estructural, Art. A19.7.3.4)

Se debe satisfacer:			
$W_k \leq W_{max}$	<i>Cumple</i>		
Donde:			
W_{max}: Abertura máxima de fisura definida en la tabla A19.7.1N.	W_{max}:	0,4	mm
Clase de exposición:	XC1		
W_k: Abertura de fisura.	W_k:	0,188	mm
$W_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$			
Siendo:			
s_{r,max}: Separación máxima entre fisuras.	s_{r,max}:	288,5	mm
$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\sigma_{ctm}}{\rho_{p,eff}}$			
c: Recubrimiento de las armaduras traccionadas.	c:	36	mm
k₁: Coeficiente que tiene en cuenta la capacidad de adherencia de la armadura.	k₁:	0,8	
k₂: Coef. que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal.	k₂:	0,498	
$k_2 = \frac{\sigma_{ctm}}{f_{ctm,fl}}$			
σ_{ctm}: Tensión media de tracción del área de hormigón en la sección no fisurada (estado I).	σ_{ctm}:	1,7	MPa
$\sigma_{ctm} = \frac{F_{ct}}{A_{ct}}$			
F_{ct}: Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).	F_{ct}:	90,11	kN
A_{ct}: Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).	A_{ct}:	53097	mm ²
f_{ctm,fl}: Resistencia media a flexotracción del hormigón.	f_{ctm,fl}:	3,41	MPa
k₃: Coeficiente adimensional.	k₃:	3,4	
k₄: Coeficiente adimensional.	k₄:	0,425	
∅: Diámetro de la barra traccionada o diámetro equivalente en el caso de una sección con varios diámetros.	∅:	10,89	mm
$\emptyset = \frac{\sum_{i=1}^n \emptyset_i^2}{\sum_{i=1}^n \emptyset_i}$			
∅_i: Diámetro de la barra traccionada con índice 'i'.			
ρ_{p,eff}: Relación entre el área de la armadura traccionada y el área eficaz de hormigón sometido a tracción.	ρ_{p,eff}:	0,01	
$\rho_{p,eff} = \frac{\sum A_s}{\sum A_{c,eff}}$			
∑A_{c,eff}: Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).	∑A_{c,eff}:	41655	mm ²
∑A_s: Área de la armadura de tracción.	∑A_s:	461,8	mm ²
El cálculo de (ε _{sm} - ε _{cm}) correspondiente a la barra crítica es el siguiente:			
$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$			(ε_{sm} - ε_{cm}): 0,00065
Donde:			
ε_{sm}: Deformación media en la armadura bajo la correspondiente combinación de cargas, incluyendo el efecto de las deformaciones impuestas y teniendo en cuenta los efectos de la rigidez a tracción.			
ε_{cm}: Deformación media en el hormigón entre las fisuras.			
E_s: Módulo de deformación longitudinal del acero.	E_s:	200000	MPa
k_t: Coeficiente que depende de la duración de la carga.	k_t:	0,4	
σ_s: Tensión en la armadura de tracción calculada considerando la sección fisurada.	σ_s:	216,98	MPa
f_{ctm,fl}: Resistencia media a flexotracción del hormigón.	f_{ctm,fl}:	3,41	MPa

$\rho_{p,eff}$: Relación entre el área de la armadura traccionada y el área eficaz de hormigón sometido a tracción.	$\rho_{p,eff}$:	0,01	
$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$			
$A_{c,eff}$: Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).	$A_{c,eff}$:	7790	mm ²
A_s : Área de la armadura de tracción.	A_s :	78,54	mm ²
α_e : Relación entre el módulo de elasticidad de la armadura pasiva y el módulo de elasticidad secante del hormigón.	α_e :	6,35	
$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$			
E_{cm} : Módulo de elasticidad secante del hormigón.	E_{cm} :	31476	MPa

Área mínima de armadura para evitar la fisuración: (Código Estructural, Art. A19.7.3.2)

Para garantizar que la armadura dispuesta es mayor o igual que la mínima necesaria para asegurar la transmisión de las tracciones del hormigón a las armaduras en el momento de producirse la fisuración, se debe satisfacer:

$\sigma_{sr} < f_{yk}$	Cumple
------------------------	--------

Donde:

σ_s : Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón.	σ_s :	185,38	MPa
f_{yk} : Valor característico del límite elástico de la armadura pasiva.	f_{yk} :	400	MPa
N_{td} : Esfuerzo axial (valores positivos indican compresión).	N_{td} :	0	kN
$M_{td,x}$: Momento flector alrededor del eje 'X'.	$M_{td,x}$:	0	kN·m
$M_{td,y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'.	$M_{td,y}$:	17,79	kN·m

CONTROL DE DEFORMACIONES (Código Estructural, Art. A19.7.4)

Sobrecarga (Característica) $f_{i,q} \leq L/350$	A plazo infinito (Cuasipermanente) $f_{T,max} \leq \text{Mín}(L/300, L/500+10 \text{ mm})$	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq L/400$	Estado
1,07 mm ≤ 11,57 mm	4,20 mm ≤ 13,50 mm	3,33 mm ≤ 10,13 mm	Cumple

PILAR XX - TRAMO XX

Geometría

Dimensiones:	30 x 30 cm
Altura libre:	2,58 m
Recubrimiento geométrico:	3,0 cm
Tamaño máximo de árido:	15 mm
Longitud de pandeo plano XZ:	2,58 m
Longitud de pandeo plano YZ:	2,58 m

Materiales

Hormigón:	HA-25, $\gamma_c=1.5$
Armadura longitudinal:	B 400-S, $\gamma_s=1.15$
Armadura transversal:	B 400-S, $\gamma_s=1.15$

Armadura

Armadura longitudinal:	4Ø12 mm
Armadura transversal:	1Ø6; Separación: 15 cm

ARMADURA MÍNIMA Y MÁXIMA: (Código Estructural, Art. A19.9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debe ser inferior a $A_{s,min}$:			
$A_s \geq A_{s,min}$	<i>Cumple</i>		
Donde:			
A_s : Área de la armadura longitudinal.	A_s :	4,52	cm ²
$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$	$A_{s,min}$:	3,60	cm ²
A_c : Área total de la sección de hormigón.	A_c :	900	cm ²
El área de la armadura longitudinal A_s no debe superar $A_{s,max}$:			
$A_s \leq A_{s,max}$	<i>Cumple</i>		
Donde:			
A_s : Área de la armadura longitudinal.	A_s :	4,52	cm ²
$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$	$A_{s,max}$:	43,13	cm ²
A_c : Área total de la sección de hormigón.	A_c :	900	cm ²
f_{yd} : Límite elástico de la armadura.	f_{yd} :	347,83	MPa
f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	f_{cd} :	16,67	MPa
El área total de la armadura longitudinal A'_s no debe ser menor que $A_{s,min}$:			
$A'_s \geq A_{s,min}$	<i>Cumple</i>		
Donde:			
A'_s : Área total de armadura comprimida.	A'_s :	4,52	cm ²
$A_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$	$A_{s,min}$:	0,32	cm ²
N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.	N_{Ed} :	111,24	kN
f_{yd} : Límite elástico de la armadura.	f_{yd} :	347,83	MPa

ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES: (Código Estructural, Art. A19.6.1):

Se debe cumplir:			
$\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2} \leq \sqrt{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}$	<i>Cumple</i>		
Donde:			
N _{Ed} , M _{Ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según A19.6.1(4):			
N_{Ed} : Esfuerzo normal de cálculo.	N_{Ed} :	111,24	kN
M_{Ed} : Momento de cálculo de primer orden.	$M_{Ed,x}$:	-7,07	kN·m
	$M_{Ed,y}$:	-5,71	kN·m
N _{Rd} , M _{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección			

N_{Rd} : Axil de agotamiento.	N_{Rd} : 745,05	kN
M_{Rd} : Momentos de agotamiento.	M_{Rd,x} : -47,36	kN·m
	M_{Rd,y} : -38,27	kN·m
Donde:		
$N_{Ed} = N_d$		
$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$		
e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula según Art. A19.6.1(4).	e_{e,x} : -51,37	mm
	e_{e,y} : -63,57	mm
$e_{e,x} = e_{0,x}$ $e_{e,y} = e_{0,y}$		
En el eje x:		
$e_{min} = \frac{h}{30} \geq 20 \text{ mm}$	e_{min} : 20	mm
h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.	H : 300	mm
$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$	e₀ : -63,57	mm
M_d : Momento de cálculo de primer orden.	M_d : -7,07	kN·m
N_d : Esfuerzo normal de cálculo.	N_d : 111,24	kN
En el eje y:		
$e_{min} = \frac{h}{30} \geq 20 \text{ mm}$	e_{min} : 20	mm
h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.	H : 300	mm
$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$	e₀ : -51,37	mm
M_d : Momento de cálculo de primer orden.	M_d : -5,71	kN·m
N_d : Esfuerzo normal de cálculo.	N_d : 111,24	kN

COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE INESTABILIDAD: (Código Estructural Art. A19 5.8.3)

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, al ser la esbeltez mecánica del soporte λ inferior a la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.		
$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$	λ :	29,79
Donde:		
l₀ : Longitud de pandeo del pilar	l₀ :	2,58 m
i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.	i_c :	8,66 cm
A_c : Área total de la sección de hormigón.	A_c :	900 cm ²
I : Inercia.	I :	67500 cm ⁴
$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$	λ_{lim} :	41,89
Siendo:		
$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \phi_{ef})$	A :	0,74
φ_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.	φ_{ef} :	1,8
$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$	B :	1,1
$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$	ω :	0,1
A_s : Área total de refuerzo longitudinal.	A_s :	4,52 cm ²
A_c : Área total de la sección de hormigón.	A_c :	90 cm ²
f_{yd} : Límite elástico de la armadura.	f_{yd} :	347,83 MPa
f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	f_{cd} :	16,67 MPa
C = 0,7	C :	0,70
$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$	n :	0,07
N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.	N_{Ed} :	111,24 kN

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

Barra	Designación	σ_s (MPa)	ϵ
1	$\emptyset 12$	+9,45	+0,000047
2	$\emptyset 12$	-17,20	-0,000086
3	$\emptyset 12$	+15,00	+0,000075
4	$\emptyset 12$	+41,65	+0,000208

	Resultante (kN)	e_x (mm)	e_y (mm)
Cc	105,71	-47,90	-59,45
Cs	7,48	-58,98	-77,13
T	1,95	108,00	108,00

$N_{Ed} = C_c + C_s - T$	N_{Ed} :	111,24	kN
$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$	$M_{Ed,x}$:	-7,07	kN·m
$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$	$M_{Ed,y}$:	-5,71	kN·m
Donde:			
C _c : Resultante de compresiones en el hormigón.	C _c :	105,71	kN
C _s : Resultante de compresiones en el acero.	C _s :	7,48	kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	T:	1,95	kN
e _{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	e _{cc,x} :	-47,90	mm
	e _{cc,y} :	-59,45	mm
e _{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e _{cs,x} :	-58,98	mm
	e _{cs,y} :	-77,13	mm
e _T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e _T :	108	mm
ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ϵ_{cmax} :	0,0003	
ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	ϵ_{smax} :	0,0001	
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	4,13	MPa
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	17,20	MPa

Diámetro mínimo y separación entre barras (Código Estructural, Art. A19.8.2 y A19.9.5)

La distancia libre s_b entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a s_{min} (Art. A19.8.2(2)):			
$s_b \geq s_{min}$	Cumple		
Donde:			
S _b : Separación entre barras.	S _b :	204	mm
s _{min} : Valor máximo de s ₁ , s ₂ , s ₃ .	s _{min} :	20	mm
$s_1 = \phi_{max}$	s ₁ :	12	mm
$s_2 = 1,25 \cdot d_g$	s ₂ :	19	mm
$s_3 = 20$ mm	s ₃ :	20	mm
Siendo:			
\emptyset_{max} : Diámetro máximo de la armadura.	\emptyset_{max} :	12	mm
d _g : Tamaño máximo del árido.	d _g :	15	mm

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Art. A19.9.5.2(1)):			
$\phi_{min} \geq 12$ mm	Cumple		
Donde:			
\emptyset_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.	\emptyset_{min} :	12	mm

ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE: (Código Estructural, Art. A19.6.2 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:			
$\sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$	Cumple		

Donde:			
V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.	$V_{Ed,x}$:	4,55	kN
	$V_{Ed,y}$:	4,92	kN
$V_{Rd,max}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.	$V_{Rd,max}$:	359,65	kN
$\sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$		Cumple	
Donde:			
V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.	$V_{Ed,x}$:	4,55	kN
	$V_{Ed,y}$:	4,92	kN
$V_{Rd,s}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.	$V_{Rd,s}$:	63,26	kN

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma:

● **Cortante en la dirección X:**

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene mediante la expresión (Art. A19.6.2.3(3)):

$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$	$V_{Rd,max}$:	359,65	kN
Donde:			
α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.	α_{cw} :	1,017	
$\alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$			
σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.	σ_{cp} :	0,28	MPa
$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$			
N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.	N_{Ed} :	103,55	kN
A'_s : Área total de armadura comprimida.	A'_s :	2,26	cm ²
A_c : Área total de la sección de hormigón.	A_c :	900	cm ²
f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .	f_{yd} :	347,83	MPa
f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	f_{cd} :	16,67	MPa
b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Art. A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5	b_w :	300	mm
z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Art. A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5	z :	235,86	mm
v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.	v_1 :	0,6	
$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$			
α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.	α :	90	grados
θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	θ :	45	grados

● **Cortante en la dirección Y:**

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene mediante la expresión (Art. A19.6.2.3(3)):

$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$	$V_{Rd,max}$:	359,65	kN
Donde:			
α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.	α_{cw} :	1,017	
$\alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$			
σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.	σ_{cp} :	0,28	MPa
$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$			
N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.	N_{Ed} :	103,55	kN
A'_s : Área total de armadura comprimida.	A'_s :	2,26	cm ²
A_c : Área total de la sección de hormigón.	A_c :	900	cm ²
f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .	f_{yd} :	347,83	MPa
f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	f_{cd} :	16,67	MPa
b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Art. A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5	b_w :	300	mm

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Art. A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5	z:	235,86	mm
v₁: Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.	v₁:	0,6	
$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$			
α: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.	α:	90	grados
θ: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	θ:	45	grados

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

• **Cortante en la dirección X:**

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Art. A19.6.2.2(1)):			
$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$	V_{Rd,s}:	47,25	kN
con un valor mínimo de:			
$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V_{Rd,s}:	63,26	kN
Donde:			
$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$	C_{Rd,c}:	0,12	
γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.	γ_c:	1,5	
$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$	K:	1,88	
ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.	ρ_l:	0,003	
$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$			
A_{sl}: Área de la armadura de tracción. Art. A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3	A_{sl}:	2,26	cm ²
f_{ck}: Resistencia característica a compresión del hormigón.	f_{ck}:	25	MPa
σ_{cp}: Tensión media de compresión.	σ_{cp}:	1,15	MPa
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$			
N_{Ed}: Esfuerzo axil de compresión de cálculo.	N_{Ed}:	103,55	kN
A_c: Área total de la sección de hormigón.	A_c:	900	cm ²
f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	f_{cd}:	16,67	MPa
b_w: Ancho mínimo de la sección.	b_w:	300	mm
d: Canto útil de la sección referido a la armadura longitudinal de flexión.	d:	258	mm
$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	V_{min}:	0,64	MPa

• **Cortante en la dirección Y:**

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Art. A19.6.2.2(1)):			
$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$	V_{Rd,s}:	47,25	kN
con un valor mínimo de:			
$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V_{Rd,s}:	63,26	kN
Donde:			
$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$	C_{Rd,c}:	0,12	
γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.	γ_c:	1,5	
$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$	K:	1,88	
ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.	ρ_l:	0,003	
$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$			
A_{sl}: Área de la armadura de tracción. Art. A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3	A_{sl}:	2,26	cm ²
f_{ck}: Resistencia característica a compresión del hormigón.	f_{ck}:	25	MPa

σ_{cp} : Tensión media de compresión.	σ_{cp} :	1,15	MPa
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$			
N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.	N_{Ed} :	103,55	kN
A_c : Área total de la sección de hormigón.	A_c :	900	cm ²
f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	f_{cd} :	16,67	MPa
b_w : Ancho mínimo de la sección.	b_w :	300	mm
d : Canto útil de la sección referido a la armadura longitudinal de flexión.	d :	258	mm
$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2}$	v_{min} :	0,64	MPa

Diámetro mínimo y separación entre estribos: (Código Estructural, Art. A19.8.2 y Art. A19.9.5.3)

La separación entre estribos a lo largo del pilar no debe superar $s_{cl,max}$:			
$s_t \leq s_{cl,max}$		Cumple	
Donde:			
s_t : Separación entre estribos	s_t :	150	mm
$s_{cl,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .	$s_{cl,max}$:	180	mm
$s_1 = 15 \cdot \phi_{min}$	s_1 :	300	mm
$s_2 = 300$ mm	s_2 :	180	mm
$s_3 = \min(G, h)$	s_3 :	300	mm
ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.	ϕ_{min} :	12	mm
El diámetro de la armadura transversal no debe ser inferior a:			
$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{max} \nless 6$ mm		Cumple	
Donde:			
ϕ_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.	ϕ_{max} :	12	mm

ZAPATA XX

Geometría:

Dimensiones:	230 x 230 x 50 cm
Profundidad plano de apoyo:	100 cm
Recubrimiento mecánico armaduras:	50 mm
Tamaño máximo de árido:	40 mm

Terreno:

Peso específico:	18 kN/m ³
Ángulo de rozamiento interno:	35°
Cohesión efectiva:	10 kPa
Tensión admisible:	0,15 MPa

Materiales

Hormigón:	HA-25, $\gamma_c=1,5$
Acero:	B 400-S, $\gamma_s=1,15$

Armadura

Armadura longitudinal:	10Ø16 mm, separados 22,4 cm
Armadura transversal:	10Ø16 mm, separados 22,4 cm

ESFUERZOS EN EL PLANO DE APOYO DE LA ZAPATA: (CTE SE-AE; CTE SE-C)

Solicitaciones características:			
N_{1k} : Esfuerzo vertical característico en el plano de apoyo de la zapata ($N_1=N+W_z+W_t$).	N_{1k} :	238,7	kN
Siendo:			
N_k : Esfuerzo vertical característico transmitido por el pilar.	N_k :	125	kN
W_z : Peso de la zapata	W_z :	66,1	kN
W_t : Peso del terreno	W_t :	47,6	kN
M_{1k} : Momento característico en el plano de apoyo de la zapata ($M_1=M+V \cdot h$)	M_{1k} :	102,5	kN·m
Siendo:			
M_k : Momento característico transmitido por el pilar.	M_k :	80	kN·m
V_k : Esfuerzo horizontal característico transmitido por el pilar	V_k :	45	kN
h : Canto de la zapata	h :	0,5	m
V_{1k} : Esfuerzo horizontal característico en el plano de apoyo de la zapata ($V_1=V$)	V_{1k} :	45	kN
Siendo:			
V_k : Esfuerzo horizontal característico transmitido por el pilar	V_k :	45	kN
Solicitaciones de cálculo:			
N_{1d} : Esfuerzo vertical de cálculo (mayorado) en el plano de apoyo de la zapata.	N_{1d} :	334,7	kN
M_{1d} : Momento de cálculo (mayorado) en el plano de apoyo de la zapata	M_{1d} :	148,6	kN·m
V_{1d} : Cortante de cálculo (mayorado) en el plano de apoyo de la zapata	V_{1d} :	65,2	kN

COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD: (CTE-SE-C, Art. 4.2.2.1)

Estabilidad al hundimiento: (CTE-SE-C, Art. 4.2.2.1.1)

Debe verificarse que:			
$q_b \leq f_{adm}$	<i>Cumple</i>		
Siendo:			
q_b : Presión bruta en el plano de apoyo de la zapata ($q_b = N_{1k} / A_{eq}$).	Q_b :	0,072	MPa
N_{1k} : Esfuerzo vertical característico en el plano de apoyo de la zapata	N_{1k} :	238,7	kN
A_{eq} : Área equivalente de la zapata	A_{eq} :	3,31	m ²
σ_{adm} : Presión admisible del terreno.	σ_{adm} :	0,15	MPa

Estabilidad al vuelco: (CTE-SE-C, Art. 4.2.2.1.2)

Debe verificarse que:			
$\frac{\sum M_{est}}{\sum M_{des}} \geq 1$			Cumple
Siendo:			
M_{est}: Momento estabilizante frente al vuelco ($M_{est}=N_{1k} \cdot L/2$).	M_{est}:	274,5	kN·m
N_{1k}: Esfuerzo vertical característico en el plano de apoyo de la zapata	N_{1k}:	238,7	kN
L: Longitud de la zapata	L:	2,3	m
M_{des}: Momento desestabilizante (M_{1k}).	M_{des}:	102,5	kN·m

Estabilidad al deslizamiento: (CTE-SE-C, Art. 4.2.2.1.3)

Debe verificarse que:			
$\frac{F_{est}}{N_{1k}} \geq \tan \phi_d$			Cumple
Siendo:			
F_{est}: Fuerza estabilizante frente al deslizamiento ($F_{est}=N_{1k} \cdot \tan \phi_d + C_d \cdot L \cdot B$).	F_{est}:	129,4	kN
N_{1k}: Esfuerzo vertical característico	N_{1k}:	238,7	kN
ϕ_d: Ángulo de rozamiento terreno-zapata ($2/3 \cdot \phi_k$)	ϕ_d:	23,3	grados
C_d: Cohesión efectiva de cálculo del terreno ($0,5 \cdot C_k$)	C_d:	5	kPa
L: Longitud de la zapata	L:	2,3	m
B: Ancho de la zapata	B:	2,3	m
F_{des}: Fuerza desestabilizante (V_{1k}).	F_{des}:	45	kN

DISTRIBUCIÓN DE TENSIONES TRANSMITIDAS AL TERRENO:

Se cumple:			
$e < L/6$			Distribución triangular
Siendo:			
e: Excentricidad de cálculo ($e=M_{1d}/N_{1d}$)	e:	0,44	m
	L/6:	0,38	m
$\sigma_{máx}$: Tensión máxima transmitida por la zapata al terreno	$\sigma_{máx}$:	137,4	kPa
$\sigma_{máx} = \frac{4}{3} \cdot \frac{N_{1d}}{L} \cdot \left(\frac{e}{L} - 2 \right)$			
c: Longitud de aplicación de las tensiones	c:	2,12	m
$c = 1,5 \cdot L - 2e$			

Cálculo a flexión: (Código Estructural, Art. A19.6.1)

• **Armadura longitudinal:**

L_{1x}: Sección de referencia para la comprobación a flexión:	L_{1x}:	1,00	m
σ_{s1x}: Tensión del terreno bajo la sección de referencia:	σ_{s1x}:	72,6	kPa
M_{S1xd}: Momento de cálculo en la sección de referencia	M_{S1xd}:	133,18	kN·m
U_{S1x}: Capacidad mecánica de la armadura longitudinal	U_{S1x}:	298,54	kN
A_{1x}: Área de la armadura longitudinal necesaria	A_{1x}:	8,58	cm ²
Cuantía mínima y máxima de armado (Código Estructural, Art. A19.9.2.1.1):			
$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ct,m,fl}}{z \cdot f_{yd}}$	A_{s,min}:	19,42	cm ²
z: Brazo mecánico de la armadura ($z = 0,8 \cdot h$).	Z:	400	mm
W: Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.	W:	95833	cm ³
f_{ct,m,fl}: Resistencia media a flexotracción del hormigón.	f_{ct,m,fl}:	2,82	MPa
f_{yd}: Límite elástico de la armadura.	f_{yd}:	347,83	MPa

$A_{s,m\acute{a}x}$ Área máxima de la armadura ($0,04 \cdot A_c$).	$A_{s,m\acute{a}x}$:	460	cm ²
--	-----------------------	-----	-----------------

La armadura longitudinal estará formada por 10 redondos de diámetro 16 mm, separados entre sí 22,4 cm. ($A=20,11 \text{ cm}^2$)

• **Armadura transversal:**

L_{1y} : Sección de referencia para la comprobación a flexión:	L_{1y} :	---	m
σ_{s1y} : Tensión del terreno bajo la sección de referencia:	σ_{s1y} :	---	kPa
M_{S1yd} : Momento de cálculo en la sección de referencia	M_{S1yd} :	---	kN·m
U_{S1y} : Capacidad mecánica de la armadura	U_{S1y} :	---	kN
A_{1y} : Área de la armadura	A_{1y} :	---	cm ²
Cuantía mínima y máxima de armado (Código Estructural, Art. A19.9.2.1.1):			
$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ct,m,fl}}{z \cdot f_{yd}}$	$A_{s,min}$:	19,42	cm ²
z : Brazo mecánico de la armadura ($z = 0,8 \cdot h$).	z :	0,4	m
W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.	W :	95833	cm ³
$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.	$f_{ct,m,fl}$:	2,82	MPa
f_{yd} : Límite elástico de la armadura.	f_{yd} :	347,83	MPa
$A_{s,m\acute{a}x}$ Área máxima de la armadura ($0,04 \cdot A_c$).	$A_{s,m\acute{a}x}$:	460	cm ²

La armadura transversal estará formada por 10 redondos de diámetro 16 mm, separados entre sí 22,4 cm. ($A=20,11 \text{ cm}^2$)

Comprobación a cortante: (Código Estructural, Art. A19.6.2)

Debe verificarse:			
$V_{S2d} \leq V_{Rd,c}$	Cumple		
Donde:			
L_2 : Sección de referencia para la comprobación a cortante	L_2 :	0,55	m
σ_{s2} : Tensión del terreno bajo la sección de referencia	σ_{s2} :	171,7	kPa
V_{S2d} : Cortante de cálculo en la sección de referencia	V_{S2d} :	151,3	kN
$V_{Rd,c}$: Capacidad resistente de la sección a cortante	$V_{Rd,c}$:	389,7	kN
$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$	$V_{Rd,c}$:	350,5	kN
con un valor mínimo de:			
$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	$V_{Rd,c}$:	389,7	kN
Siendo:			
$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$	$C_{Rd,c}$:	0,12	
γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.	γ_c :	1,5	
$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$	k :	1,667	
ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.	ρ_l :	0,0019	
$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$			
A_{sl} : Área de la armadura de tracción	A_{sl} :	20,11	cm ²
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.	f_{ck} :	25	MPa
σ_{cp} : Tensión media de compresión.	σ_{cp} :	--	MPa
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$			
$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c}\right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	v_{min} :	0,376	MPa

Comprobación a punzonamiento: (Código Estructural, Art. A19.6.4)

Se cumple:

$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$	<i>Cumple</i>	
Donde:		
v_{Ed} : Tensión tangencial en la sección crítica de punzonamiento.	v_{Ed} :	0,091 MPa
$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{N_{Ed}}{u_1 \cdot d}$		
$v_{Rd,c}$: Resistencia a punzonamiento en la sección crítica	$v_{Rd,c}$:	0,376 MPa
$v_{Rd,c} = \left[\frac{0,18}{1,5} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \geq v_{min}$		
Siendo:		
β : Coeficiente que tiene en cuenta la excentricidad de la carga	β :	1,55
u_1 : Perímetro crítico de punzonamiento	u_1 :	6,53 m
$u_1 = 2 \cdot (c_1 + c_2) + 4 \cdot \pi \cdot d$		
c_1 y c_2 : Lados del pilar	c_1 c_2 :	300 mm
d : Canto útil de la zapata	d :	450 mm
N_{Ed} : Esfuerzo vertical de cálculo transmitido por el pilar	N_{Ed} :	181,3 kN
$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$	k :	1,667
ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.	ρ_l :	0,0019
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.	f_{ck} :	25 MPa
$v_{min} = \left(\frac{0,075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	v_{min} :	0,376 MPa