

ÍNDICE

1. DESCRIPCIÓN..... 2

2. RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES..... 2

3. COMPROBACIONES DE RESISTENCIA..... 2

4. COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN..... 93

BENITEZ
IGLESIAS
FRANCISCO
JAVIER -
[Redacted]

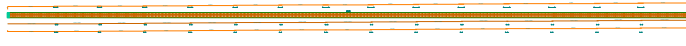
Firmado digitalmente por BENITEZ
IGLESIAS FRANCISCO JAVIER -
[Redacted]

Nombre de reconocimiento (DN):
c=ES,
serialNumber=IDCES [Redacted],
givenName=FRANCISCO JAVIER,
sn=BENITEZ IGLESIAS, cn=BENITEZ
IGLESIAS FRANCISCO JAVIER -
[Redacted]

Fecha: 2023.11.29 14:17:00 +01'00'

Viga 1

1. DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	Geometría
	Dimensiones : 90x90
	Luz libre : 120.0 m
	Recubrimiento geométrico superior : 4.0 cm
	Recubrimiento geométrico inferior : 4.0 cm
	Recubrimiento geométrico lateral : 4.0 cm
	Materiales
	Hormigón : HA-30, Yc=1.5
	Armadura longitudinal : B 500 S, Ys=1.15
	Armadura transversal : B 500 S, Ys=1.15

2. RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (CÓDIGO ESTRUCTURAL)														Estado
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T _c	T _{st}	T _{sl}	TNM _x	TV _x	TV _y	TV _x S _t	TV _y S _t	T,Disp _{-sl}	T,Disp _{+st}	
B29 - B28	Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' $\eta = 87.2$	'2.238 m' $\eta = 69.7$	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE $\eta = 87.2$
<p>Notación:</p> <p>Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras</p> <p>Arm.: Armadura mínima y máxima</p> <p>Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)</p> <p>N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)</p> <p>T_c: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.</p> <p>T_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.</p> <p>T_{sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.</p> <p>TNM_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.</p> <p>TV_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua</p> <p>TV_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua</p> <p>TV_xS_t: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.</p> <p>TV_yS_t: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.</p> <p>T,Disp_{-sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.</p> <p>T,Disp_{+st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.</p> <p>x: Distancia al origen de la barra</p> <p>η: Coeficiente de aprovechamiento (%)</p> <p>N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</p> <p>⁽¹⁾ La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.</p> <p>⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.</p>															

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (CÓDIGO ESTRUCTURAL)						Estado
	W _{k,C,sup.}	W _{k,C,Lat.Der.}	W _{k,C,inf.}	W _{k,C,Lat.Izq.}	σ_{sr}	V _{fis}	
B29 - B28	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
<p>Notación:</p> <p>W_{k,C,sup.}: Cálculo del ancho de fisura: Cara superior</p> <p>W_{k,C,Lat.Der.}: Cálculo del ancho de fisura: Cara lateral derecha</p> <p>W_{k,C,inf.}: Cálculo del ancho de fisura: Cara inferior</p> <p>W_{k,C,Lat.Izq.}: Cálculo del ancho de fisura: Cara lateral izquierda</p> <p>σ_{sr}: Área mínima de armadura</p> <p>V_{fis}: Fisuración debida a tensiones tangenciales de cortante</p> <p>x: Distancia al origen de la barra</p> <p>η: Coeficiente de aprovechamiento (%)</p> <p>N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</p> <p>⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.</p>							

3. COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

Nota: Se muestra el listado completo de comprobaciones realizadas para las 10 barras con mayor coeficiente de aprovechamiento.

Viga 1

B29 - B28 (B29 - 7.113 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

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

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro máximo de la armadura.

d_g : Tamaño máximo del árido.

Las barras longitudinales deben disponerse con una separación máxima de 350 mm (Artículo 9.2.3(4)).

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

Donde:

s_b : Separación entre barras longitudinales.

$$237 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

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

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

$$271 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_b : \underline{271} \text{ mm}$$

Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

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

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$192 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

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

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Viga 1

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión positiva alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$12.57 \text{ cm}^2 \geq 10.68 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : 12.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,min} : 10.68 \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : 757.80 \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : 121500.00 \text{ cm}^3$$

$f_{ctm,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : 2.90 \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.065 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 265.88 \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vy}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : 4092.12 \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.872 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 265.88 \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : 304.76 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

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:

Cortante en la dirección Y:

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

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 4092.12 \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : 1.000$$

Viga 1

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.67} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{12.57} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{8100.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{900.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{304.76} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{2.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

$$z : \underline{75.78} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

Viga 1

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$200 \text{ mm} \leq 632 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : \underline{632} \text{ mm}$$

$$d : \underline{842.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

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

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$271 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : \underline{600} \text{ mm}$$

$$d : \underline{842.00} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0011 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : \underline{0.0011}$$

Siendo:

A_{sw}: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s: Separación entre estribos.

b_w: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : \underline{2.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{900.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} : \underline{0.0009}$$

Siendo:

f_{ctm}: Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck}: [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk}: Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : \underline{2.90} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.238 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.697} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$\begin{aligned} N_{Ed} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Ed,x} &: \underline{-310.16} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

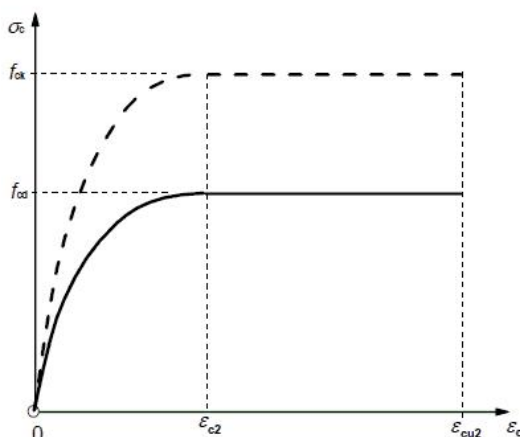
$$\begin{aligned} N_{Rd} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: \underline{-444.98} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

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 A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

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



ε_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ε_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

Viga 1

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

α_{cc} : 1.00

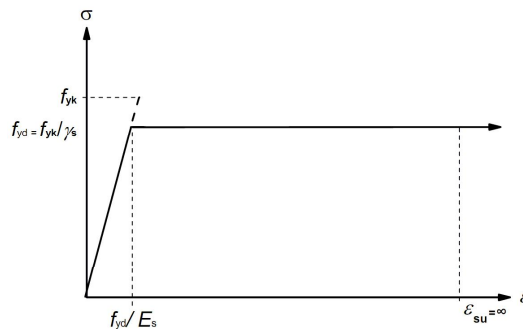
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 30.00 MPa

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

γ_c : 1.5

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

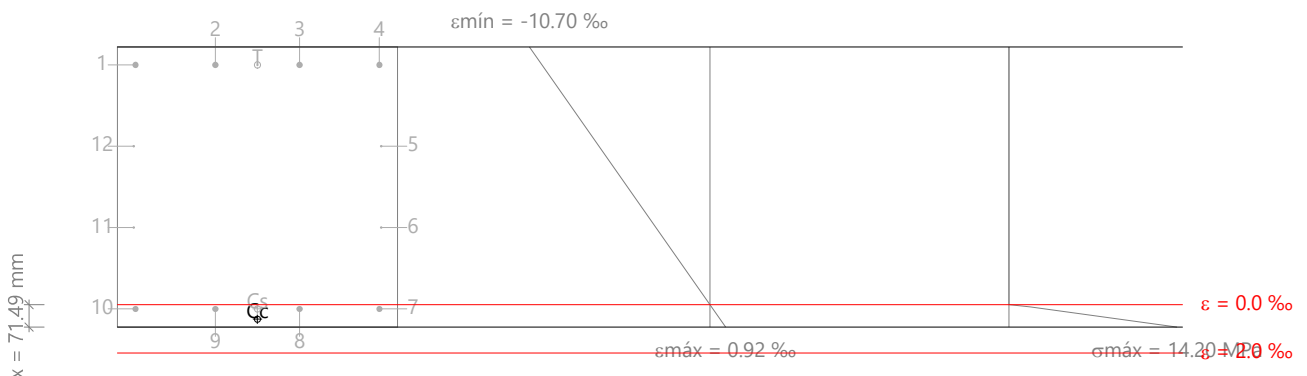
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

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)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-392.00	392.00	-434.78	-0.009950

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
2	Ø20	-135.33	392.00	-434.78	-0.009950
3	Ø20	135.33	392.00	-434.78	-0.009950
4	Ø20	392.00	392.00	-434.78	-0.009950
5	Ø8	398.00	130.67	0.00	-0.006575
6	Ø8	398.00	-130.67	0.00	-0.003201
7	Ø20	392.00	-392.00	+34.84	+0.000174
8	Ø20	135.33	-392.00	+34.84	+0.000174
9	Ø20	-135.33	-392.00	+34.84	+0.000174
10	Ø20	-392.00	-392.00	+34.84	+0.000174
11	Ø8	-398.00	-130.67	0.00	-0.003201
12	Ø8	-398.00	130.67	0.00	-0.006575

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	502.59	0.00	-425.09
Cs	43.78	0.00	-392.00
T	546.37	0.00	392.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

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

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

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-444.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

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

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

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

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

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

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

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

$$C_c : \underline{502.59} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{43.78} \text{ kN}$$

$$T : \underline{546.37} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-425.09} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0009}$$

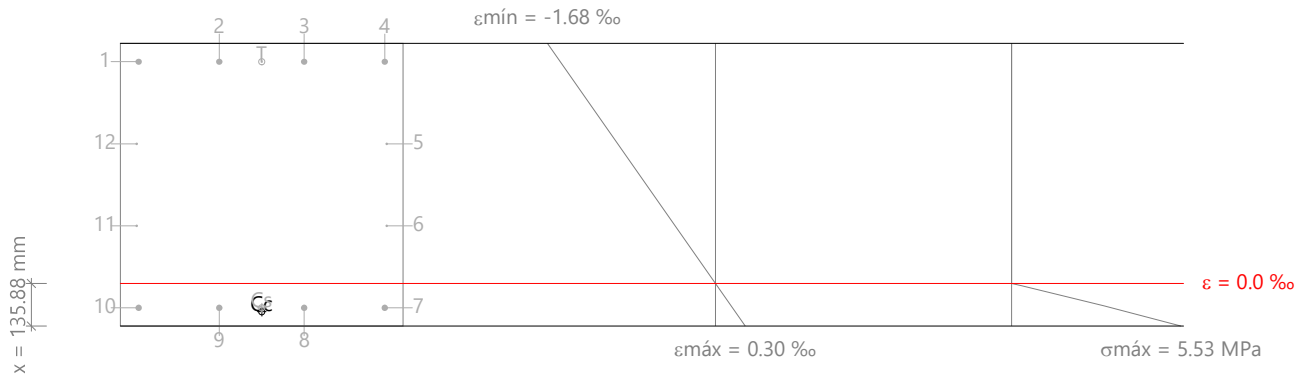
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0099}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{14.20} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Viga 1

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-392.00	392.00	-310.55	-0.001553
2	Ø20	-135.33	392.00	-310.55	-0.001553
3	Ø20	135.33	392.00	-310.55	-0.001553
4	Ø20	392.00	392.00	-310.55	-0.001553
5	Ø8	398.00	130.67	0.00	-0.000978
6	Ø8	398.00	-130.67	0.00	-0.000403
7	Ø20	392.00	-392.00	+34.25	+0.000171
8	Ø20	135.33	-392.00	+34.25	+0.000171
9	Ø20	-135.33	-392.00	+34.25	+0.000171
10	Ø20	-392.00	-392.00	+34.25	+0.000171
11	Ø8	-398.00	-130.67	0.00	-0.000403
12	Ø8	-398.00	130.67	0.00	-0.000978

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	347.21	0.00	-404.11
Cs	43.04	0.00	-392.00
T	390.25	0.00	392.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : 0.00 \text{ kN}$$

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

$$M_{Ed,x} : -310.16 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{Ed,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 347.21 \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 43.04 \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 390.25 \text{ kN}$$

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

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

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

$$e_{cc,y} : -404.11 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -392.00 \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 392.00 \text{ mm}$$

Viga 1

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

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

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

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

ε_{cmax} : 0.0003

ε_{smax} : 0.0016

σ_{cmax} : 5.53 MPa

σ_{smax} : 310.55 MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 1

B29 - B28 (B29 - 1.863 m, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

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

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro máximo de la armadura.

d_g : Tamaño máximo del árido.

Las barras longitudinales deben disponerse con una separación máxima de 350 mm (Artículo 9.2.3(4)).

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

Donde:

s_b : Separación entre barras longitudinales.

$$237 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

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

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

$$271 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_b : \underline{271} \text{ mm}$$

Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

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

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$192 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

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

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Viga 1

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión positiva alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$12.57 \text{ cm}^2 \geq 10.68 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : 12.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,min} : 10.68 \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : 757.80 \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : 121500.00 \text{ cm}^3$$

$f_{ctm,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : 2.90 \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.065 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 265.88 \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vy}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : 4092.12 \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.872 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 265.88 \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : 304.76 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

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:

Cortante en la dirección Y:

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

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 4092.12 \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : 1.000$$

Viga 1

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.67} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{12.57} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{8100.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{900.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{304.76} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{2.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

$$z : \underline{75.78} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

Viga 1

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$200 \text{ mm} \leq 632 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : \underline{632} \text{ mm}$$

$$d : \underline{842.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

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

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$271 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : \underline{600} \text{ mm}$$

$$d : \underline{842.00} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0011 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : \underline{0.0011}$$

Siendo:

A_{sw}: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s: Separación entre estribos.

b_w: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : \underline{2.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{900.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} : \underline{0.0009}$$

Siendo:

f_{ctm}: Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck}: [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk}: Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : \underline{2.90} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p^{ésimos} se producen en '1.863 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.680} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$\begin{aligned} N_{Ed} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Ed,x} &: \underline{-302.58} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo p^{ésimos}.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

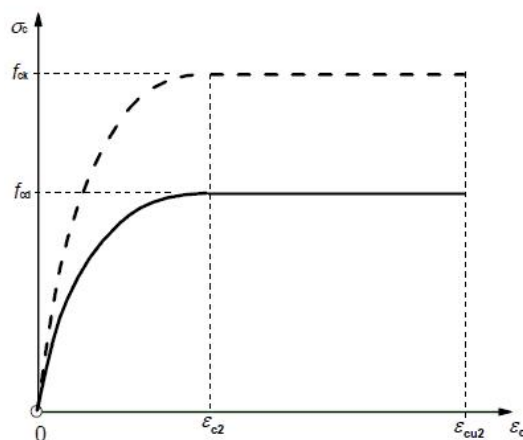
$$\begin{aligned} N_{Rd} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: \underline{-444.98} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

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 A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

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



ε_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ε_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

Viga 1

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

α_{cc} : 1.00

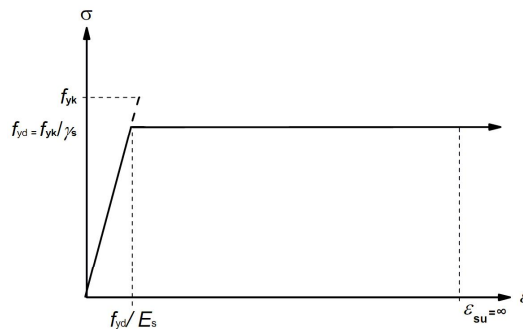
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 30.00 MPa

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

γ_c : 1.5

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

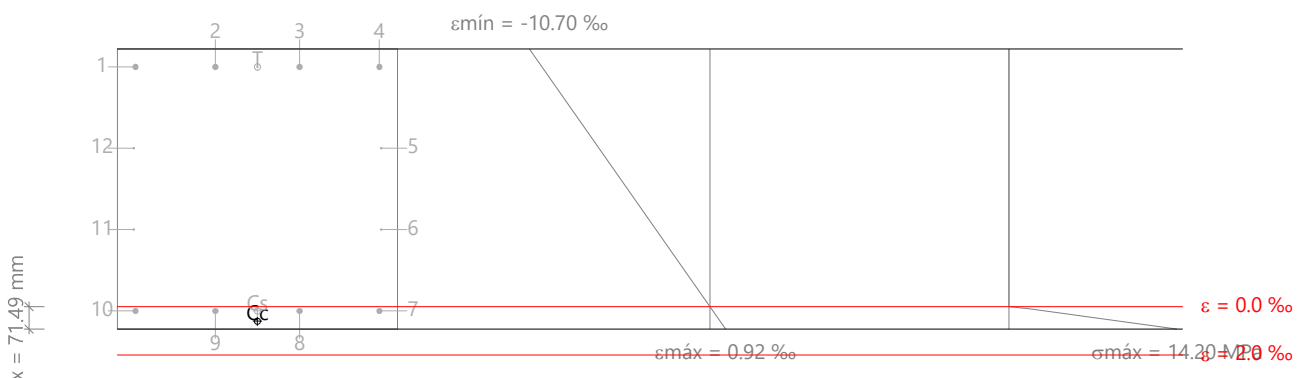
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

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)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-392.00	392.00	-434.78	-0.009950

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
2	Ø20	-135.33	392.00	-434.78	-0.009950
3	Ø20	135.33	392.00	-434.78	-0.009950
4	Ø20	392.00	392.00	-434.78	-0.009950
5	Ø8	398.00	130.67	0.00	-0.006575
6	Ø8	398.00	-130.67	0.00	-0.003201
7	Ø20	392.00	-392.00	+34.84	+0.000174
8	Ø20	135.33	-392.00	+34.84	+0.000174
9	Ø20	-135.33	-392.00	+34.84	+0.000174
10	Ø20	-392.00	-392.00	+34.84	+0.000174
11	Ø8	-398.00	-130.67	0.00	-0.003201
12	Ø8	-398.00	130.67	0.00	-0.006575

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	502.59	0.00	-425.09
Cs	43.78	0.00	-392.00
T	546.37	0.00	392.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

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

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

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-444.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

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

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

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

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

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

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

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

$$C_c : \underline{502.59} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{43.78} \text{ kN}$$

$$T : \underline{546.37} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-425.09} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0009}$$

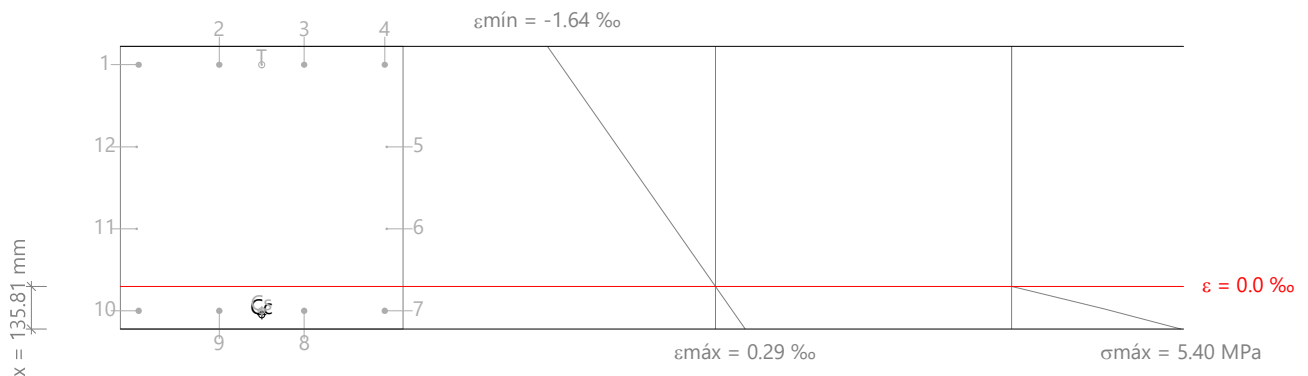
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0099}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{14.20} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Viga 1

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-392.00	392.00	-302.95	-0.001515
2	Ø20	-135.33	392.00	-302.95	-0.001515
3	Ø20	135.33	392.00	-302.95	-0.001515
4	Ø20	392.00	392.00	-302.95	-0.001515
5	Ø8	398.00	130.67	0.00	-0.000954
6	Ø8	398.00	-130.67	0.00	-0.000394
7	Ø20	392.00	-392.00	+33.38	+0.000167
8	Ø20	135.33	-392.00	+33.38	+0.000167
9	Ø20	-135.33	-392.00	+33.38	+0.000167
10	Ø20	-392.00	-392.00	+33.38	+0.000167
11	Ø8	-398.00	-130.67	0.00	-0.000394
12	Ø8	-398.00	130.67	0.00	-0.000954

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	338.75	0.00	-404.15
Cs	41.94	0.00	-392.00
T	380.69	0.00	392.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : 0.00 \text{ kN}$$

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

$$M_{Ed,x} : -302.58 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{Ed,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 338.75 \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 41.94 \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 380.69 \text{ kN}$$

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

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

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

$$e_{cc,y} : -404.15 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -392.00 \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 392.00 \text{ mm}$$

Viga 1

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

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

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

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

ε_{cmax} : 0.0003

ε_{smax} : 0.0015

σ_{cmax} : 5.40 MPa

σ_{smax} : 302.95 MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 1

B29 - B28 (113.113 m - B28, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

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

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro máximo de la armadura.

d_g : Tamaño máximo del árido.

Las barras longitudinales deben disponerse con una separación máxima de 350 mm (Artículo 9.2.3(4)).

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

Donde:

s_b : Separación entre barras longitudinales.

$$237 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

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

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

$$271 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_b : \underline{271} \text{ mm}$$

Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

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

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$192 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

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

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Viga 1

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión positiva alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$12.57 \text{ cm}^2 \geq 10.68 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : 12.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,min} : 10.68 \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : 757.80 \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : 121500.00 \text{ cm}^3$$

$f_{ctm,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : 2.90 \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.065 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 264.71 \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vy}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : 4092.12 \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.869 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 264.71 \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : 304.76 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '119.988 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

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:

Cortante en la dirección Y:

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

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 4092.12 \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : 1.000$$

Viga 1

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.67} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{12.57} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{8100.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{900.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '119.988 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{304.76} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{2.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

$$z : \underline{75.78} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

Viga 1

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$200 \text{ mm} \leq 632 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : \underline{632} \text{ mm}$$

$$d : \underline{842.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

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

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$271 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : \underline{600} \text{ mm}$$

$$d : \underline{842.00} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0011 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : \underline{0.0011}$$

Siendo:

A_{sw}: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s: Separación entre estribos.

b_w: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : \underline{2.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{900.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} : \underline{0.0009}$$

Siendo:

f_{ctm}: Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck}: [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk}: Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : \underline{2.90} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '116.113 m', para la combinación de hipótesis "Envolverte de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.562} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-250.14} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-444.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

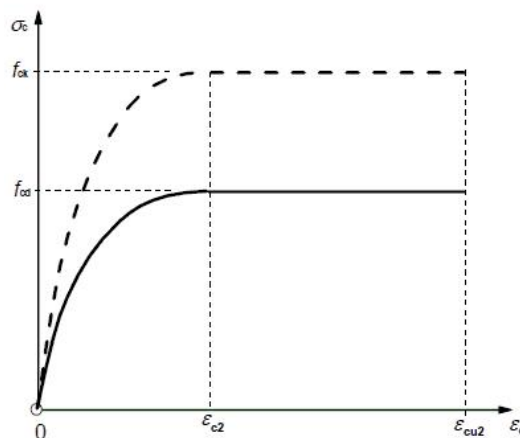
$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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 A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

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



ε_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ε_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

Viga 1

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

α_{cc} : 1.00

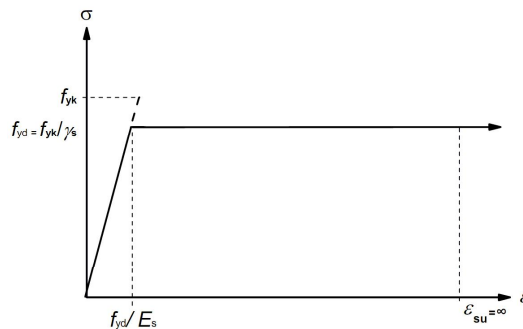
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 30.00 MPa

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

γ_c : 1.5

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

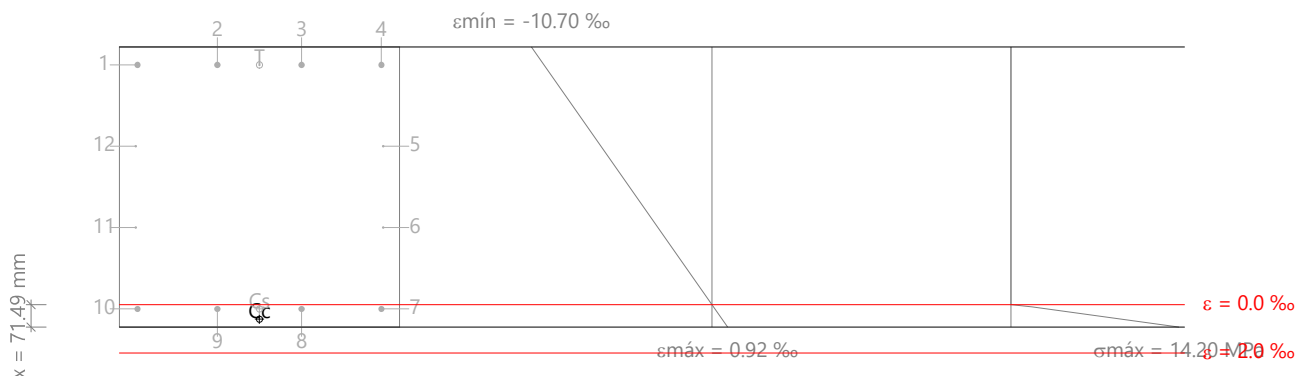
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

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)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-392.00	392.00	-434.78	-0.009950

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
2	Ø20	-135.33	392.00	-434.78	-0.009950
3	Ø20	135.33	392.00	-434.78	-0.009950
4	Ø20	392.00	392.00	-434.78	-0.009950
5	Ø8	398.00	130.67	0.00	-0.006575
6	Ø8	398.00	-130.67	0.00	-0.003201
7	Ø20	392.00	-392.00	+34.84	+0.000174
8	Ø20	135.33	-392.00	+34.84	+0.000174
9	Ø20	-135.33	-392.00	+34.84	+0.000174
10	Ø20	-392.00	-392.00	+34.84	+0.000174
11	Ø8	-398.00	-130.67	0.00	-0.003201
12	Ø8	-398.00	130.67	0.00	-0.006575

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	502.59	0.00	-425.09
Cs	43.78	0.00	-392.00
T	546.37	0.00	392.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

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

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

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-444.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

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

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

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

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

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

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

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

$$C_c : \underline{502.59} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{43.78} \text{ kN}$$

$$T : \underline{546.37} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-425.09} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0009}$$

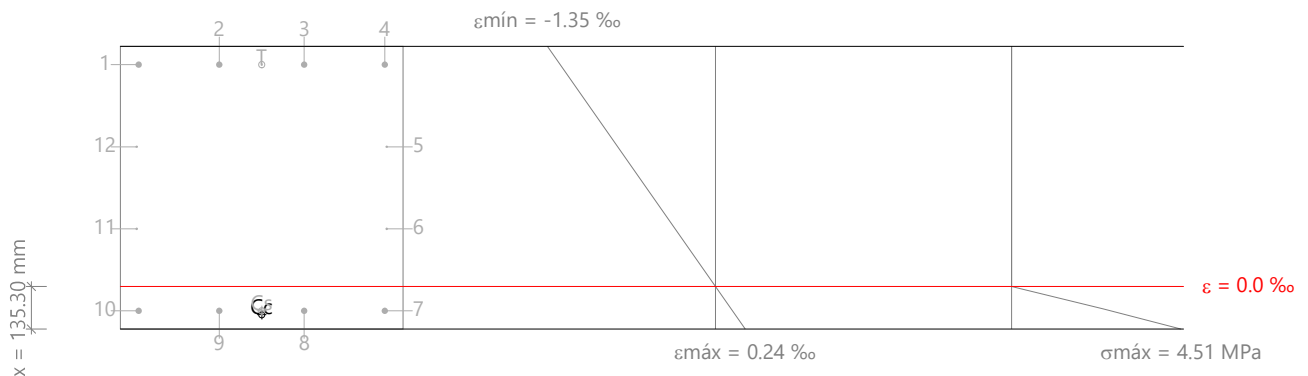
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0099}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{14.20} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Viga 1

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-392.00	392.00	-250.36	-0.001252
2	Ø20	-135.33	392.00	-250.36	-0.001252
3	Ø20	135.33	392.00	-250.36	-0.001252
4	Ø20	392.00	392.00	-250.36	-0.001252
5	Ø8	398.00	130.67	0.00	-0.000789
6	Ø8	398.00	-130.67	0.00	-0.000326
7	Ø20	392.00	-392.00	+27.39	+0.000137
8	Ø20	135.33	-392.00	+27.39	+0.000137
9	Ø20	-135.33	-392.00	+27.39	+0.000137
10	Ø20	-392.00	-392.00	+27.39	+0.000137
11	Ø8	-398.00	-130.67	0.00	-0.000326
12	Ø8	-398.00	130.67	0.00	-0.000789

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	280.20	0.00	-404.43
C _s	34.41	0.00	-392.00
T	314.61	0.00	392.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

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

$$M_{Ed,x} : \underline{-250.14} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{280.20} \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{34.41} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{314.61} \text{ kN}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-404.43} \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

Viga 1

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

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

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

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

ε_{cmax} : 0.0002

ε_{smax} : 0.0013

σ_{cmax} : 4.51 MPa

σ_{smax} : 250.36 MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 1

B29 - B28 (117.863 m - B28, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

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

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro máximo de la armadura.

d_g : Tamaño máximo del árido.

Las barras longitudinales deben disponerse con una separación máxima de 350 mm (Artículo 9.2.3(4)).

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

Donde:

s_b : Separación entre barras longitudinales.

$$237 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

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

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

$$271 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_b : \underline{271} \text{ mm}$$

Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

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

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$192 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

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

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Viga 1

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$12.57 \text{ cm}^2 \geq 10.68 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : 12.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,min} : 10.68 \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : 757.80 \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : 121500.00 \text{ cm}^3$$

$f_{ctm,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : 2.90 \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.065 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 264.71 \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vy}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : 4092.12 \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.869 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 264.71 \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : 304.76 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '119.988 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

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:

Cortante en la dirección Y:

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

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 4092.12 \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : 1.000$$

Viga 1

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.67} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{12.57} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{8100.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{900.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '119.988 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+H1+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{304.76} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{2.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

$$z : \underline{75.78} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

Viga 1

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$200 \text{ mm} \leq 632 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : \underline{632} \text{ mm}$$

$$d : \underline{842.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

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

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$271 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : \underline{600} \text{ mm}$$

$$d : \underline{842.00} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0011 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : \underline{0.0011}$$

Siendo:

A_{sw}: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s: Separación entre estribos.

b_w: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : \underline{2.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{900.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} : \underline{0.0009}$$

Siendo:

f_{ctm}: Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck}: [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk}: Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : \underline{2.90} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p^{ésimos} se producen en '117.863 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.558} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-248.28} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo p^{ésimos}.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-444.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

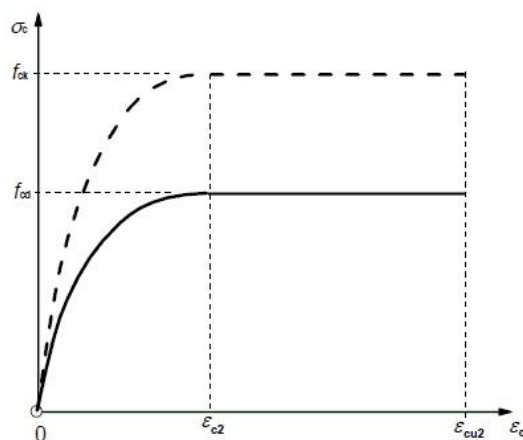
$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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 A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

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



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

Viga 1

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

α_{cc} : 1.00

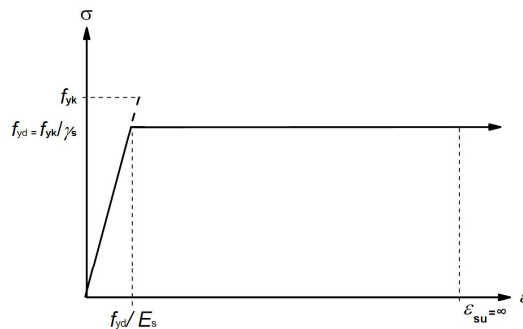
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 30.00 MPa

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

γ_c : 1.5

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

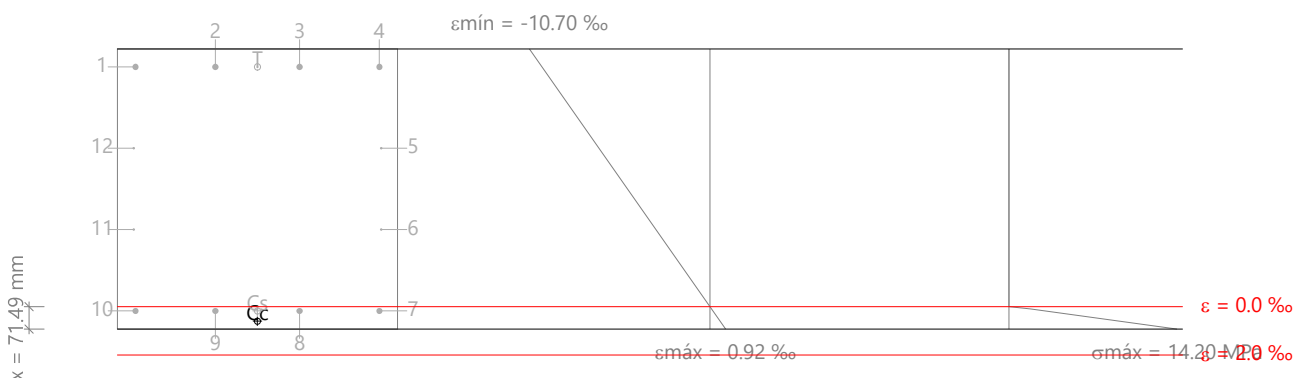
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

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)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-392.00	392.00	-434.78	-0.009950

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
2	Ø20	-135.33	392.00	-434.78	-0.009950
3	Ø20	135.33	392.00	-434.78	-0.009950
4	Ø20	392.00	392.00	-434.78	-0.009950
5	Ø8	398.00	130.67	0.00	-0.006575
6	Ø8	398.00	-130.67	0.00	-0.003201
7	Ø20	392.00	-392.00	+34.84	+0.000174
8	Ø20	135.33	-392.00	+34.84	+0.000174
9	Ø20	-135.33	-392.00	+34.84	+0.000174
10	Ø20	-392.00	-392.00	+34.84	+0.000174
11	Ø8	-398.00	-130.67	0.00	-0.003201
12	Ø8	-398.00	130.67	0.00	-0.006575

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	502.59	0.00	-425.09
Cs	43.78	0.00	-392.00
T	546.37	0.00	392.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

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

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

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-444.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

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

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

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

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

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

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

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

$$C_c : \underline{502.59} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{43.78} \text{ kN}$$

$$T : \underline{546.37} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-425.09} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0009}$$

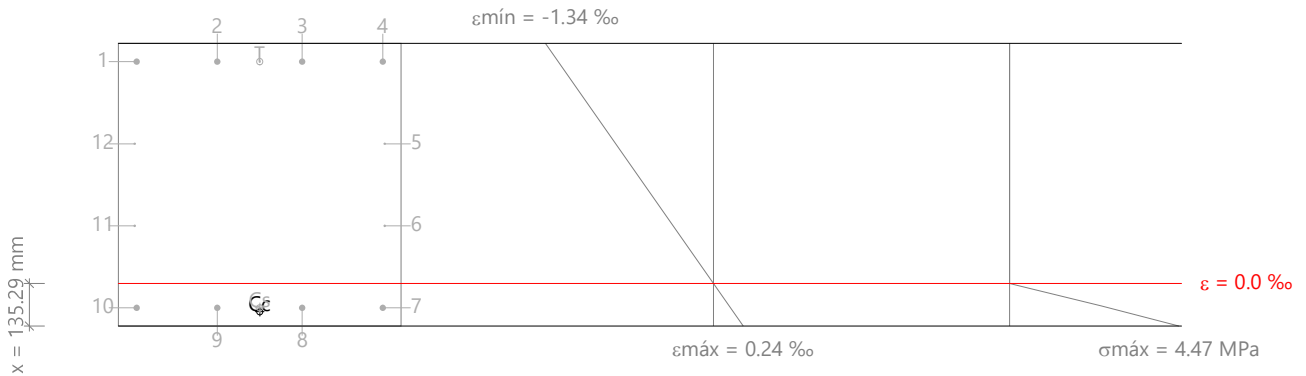
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0099}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{14.20} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Viga 1

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-392.00	392.00	-248.50	-0.001243
2	Ø20	-135.33	392.00	-248.50	-0.001243
3	Ø20	135.33	392.00	-248.50	-0.001243
4	Ø20	392.00	392.00	-248.50	-0.001243
5	Ø8	398.00	130.67	0.00	-0.000783
6	Ø8	398.00	-130.67	0.00	-0.000324
7	Ø20	392.00	-392.00	+27.18	+0.000136
8	Ø20	135.33	-392.00	+27.18	+0.000136
9	Ø20	-135.33	-392.00	+27.18	+0.000136
10	Ø20	-392.00	-392.00	+27.18	+0.000136
11	Ø8	-398.00	-130.67	0.00	-0.000324
12	Ø8	-398.00	130.67	0.00	-0.000783

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	278.13	0.00	-404.44
Cs	34.15	0.00	-392.00
T	312.28	0.00	392.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : 0.00 \text{ kN}$$

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

$$M_{Ed,x} : -248.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{Ed,y} : 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 278.13 \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 34.15 \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 312.28 \text{ kN}$$

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

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -404.44 \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -392.00 \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 392.00 \text{ mm}$$

Viga 1

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

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

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

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

ε_{cmax} : 0.0002

ε_{smax} : 0.0012

σ_{cmax} : 4.47 MPa

σ_{smax} : 248.50 MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 1

B29 - B28 (44.613 m - 51.363 m, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

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

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro máximo de la armadura.

d_g : Tamaño máximo del árido.

Las barras longitudinales deben disponerse con una separación máxima de 350 mm (Artículo 9.2.3(4)).

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

Donde:

s_b : Separación entre barras longitudinales.

$$237 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

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

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

$$271 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_b : \underline{271} \text{ mm}$$

Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

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

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$242 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

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

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Viga 1

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$12.57 \text{ cm}^2 \geq 10.68 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : 12.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,min} : 10.68 \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : 757.80 \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : 121500.00 \text{ cm}^3$$

$f_{ctm,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : 2.90 \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.011 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 45.62 \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vy}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : 4092.12 \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.187 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 45.62 \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : 243.81 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '49.488 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+1.6·H1+1.6·Qa".

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:

Cortante en la dirección Y:

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

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 4092.12 \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : 1.000$$

Viga 1

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.67} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{12.57} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{8100.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{900.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '49.488 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+1.6·H1+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{243.81} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{2.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{250} \text{ mm}$$

$$z : \underline{75.78} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

Viga 1

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$250 \text{ mm} \leq 632 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s : 250 \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : 632 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

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

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$271 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : 600 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0009 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : 0.0009$$

Siendo:

A_{sw}: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s: Separación entre estribos.

b_w: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : 2.01 \text{ cm}^2$$

$$s : 250 \text{ mm}$$

$$b_w : 900.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} : 0.0009$$

Siendo:

f_{ctm}: Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck}: [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk}: Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : 2.90 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '47.238 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.547} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{243.28} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{444.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

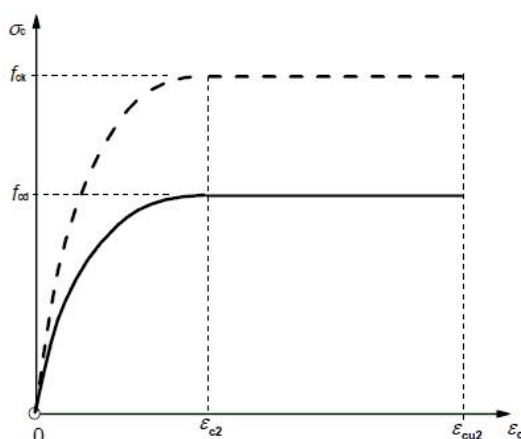
$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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 A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

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



ε_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ε_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

Viga 1

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

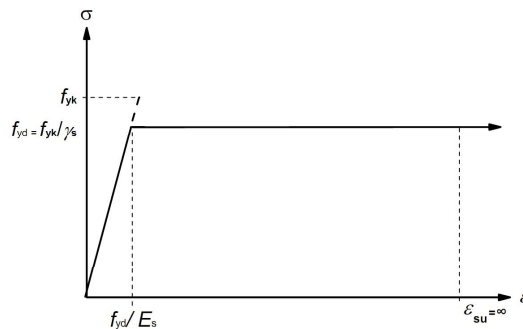
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

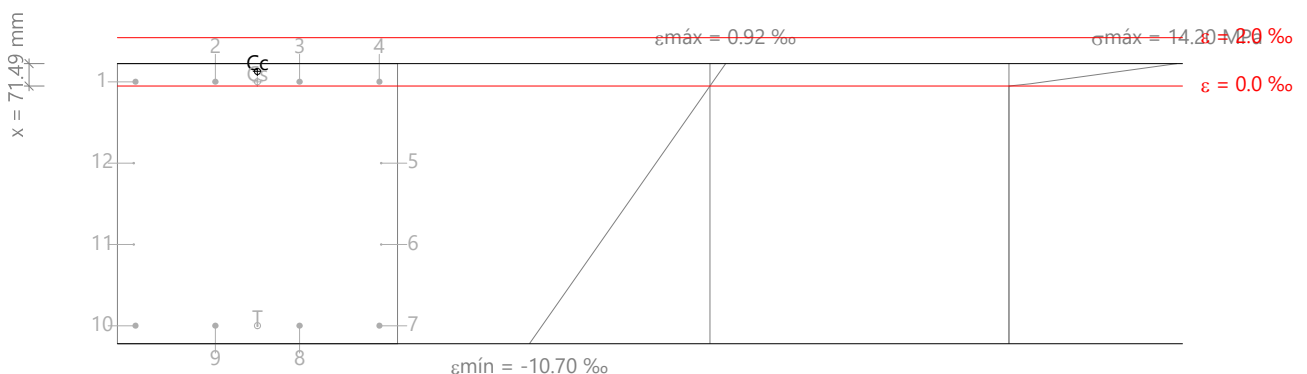
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

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)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-392.00	392.00	+34.84	+0.000174

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
2	Ø20	-135.33	392.00	+34.84	+0.000174
3	Ø20	135.33	392.00	+34.84	+0.000174
4	Ø20	392.00	392.00	+34.84	+0.000174
5	Ø8	398.00	130.67	0.00	-0.003201
6	Ø8	398.00	-130.67	0.00	-0.006575
7	Ø20	392.00	-392.00	-434.78	-0.009950
8	Ø20	135.33	-392.00	-434.78	-0.009950
9	Ø20	-135.33	-392.00	-434.78	-0.009950
10	Ø20	-392.00	-392.00	-434.78	-0.009950
11	Ø8	-398.00	-130.67	0.00	-0.006575
12	Ø8	-398.00	130.67	0.00	-0.003201

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	502.59	0.00	425.09
Cs	43.78	0.00	392.00
T	546.37	0.00	-392.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

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

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

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{444.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

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

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

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

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

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

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

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

$$C_c : \underline{502.59} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{43.78} \text{ kN}$$

$$T : \underline{546.37} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{425.09} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0009}$$

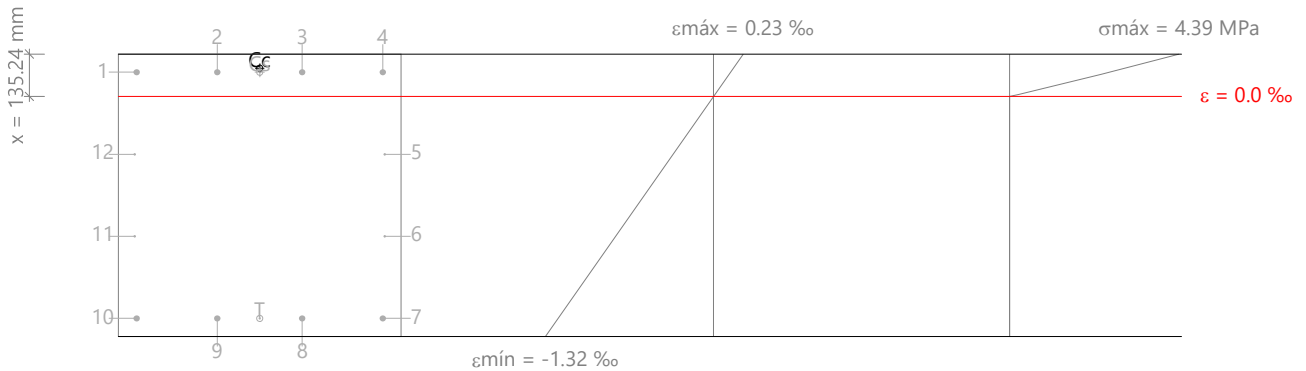
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0099}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{14.20} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Viga 1

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-392.00	392.00	+26.61	+0.000133
2	Ø20	-135.33	392.00	+26.61	+0.000133
3	Ø20	135.33	392.00	+26.61	+0.000133
4	Ø20	392.00	392.00	+26.61	+0.000133
5	Ø8	398.00	130.67	0.00	-0.000317
6	Ø8	398.00	-130.67	0.00	-0.000767
7	Ø20	392.00	-392.00	-243.48	-0.001217
8	Ø20	135.33	-392.00	-243.48	-0.001217
9	Ø20	-135.33	-392.00	-243.48	-0.001217
10	Ø20	-392.00	-392.00	-243.48	-0.001217
11	Ø8	-398.00	-130.67	0.00	-0.000767
12	Ø8	-398.00	130.67	0.00	-0.000317

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	272.53	0.00	404.46
Cs	33.44	0.00	392.00
T	305.97	0.00	-392.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : 0.00 \text{ kN}$$

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

$$M_{Ed,x} : 243.28 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{Ed,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 272.53 \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 33.44 \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 305.97 \text{ kN}$$

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

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

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

$$e_{cc,y} : 404.46 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 392.00 \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : -392.00 \text{ mm}$$

Viga 1

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

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

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

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

ε_{cmax} : 0.0002

ε_{smax} : 0.0012

σ_{cmax} : 4.39 MPa

σ_{smax} : 243.48 MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 1

B29 - B28 (5.363 m - 10.863 m, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

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

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro máximo de la armadura.

d_g : Tamaño máximo del árido.

Las barras longitudinales deben disponerse con una separación máxima de 350 mm (Artículo 9.2.3(4)).

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

Donde:

s_b : Separación entre barras longitudinales.

$$237 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

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

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

$$271 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_b : \underline{271} \text{ mm}$$

Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

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

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$192 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

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

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Viga 1

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$12.57 \text{ cm}^2 \geq 10.68 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : 12.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,min} : 10.68 \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : 757.80 \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : 121500.00 \text{ cm}^3$$

$f_{ctm,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : 2.90 \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.015 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 59.63 \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vy}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : 4092.12 \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.196 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 59.63 \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : 304.76 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '9.988 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+1.6·H1+1.6·Qa".

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:

Cortante en la dirección Y:

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

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 4092.12 \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : 1.000$$

Viga 1

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.67} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{12.57} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{8100.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{900.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '9.988 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+1.6·H1+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{304.76} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{2.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

$$z : \underline{75.78} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

Viga 1

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$200 \text{ mm} \leq 632 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : \underline{632} \text{ mm}$$

$$d : \underline{842.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

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

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$271 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : \underline{600} \text{ mm}$$

$$d : \underline{842.00} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0011 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : \underline{0.0011}$$

Siendo:

A_{sw}: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s: Separación entre estribos.

b_w: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : \underline{2.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{900.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} : \underline{0.0009}$$

Siendo:

f_{ctm}: Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck}: [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk}: Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : \underline{2.90} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p^{ésimos} se producen en '5.363 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.507} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$\begin{aligned} N_{Ed} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Ed,x} &: \underline{-225.64} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo p^{ésimos}.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

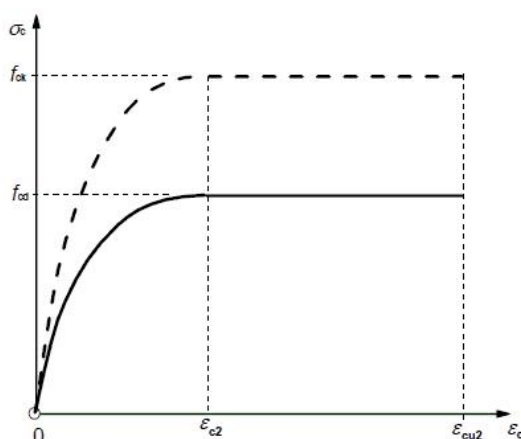
$$\begin{aligned} N_{Rd} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: \underline{-444.98} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

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 A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

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



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

Viga 1

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

α_{cc} : 1.00

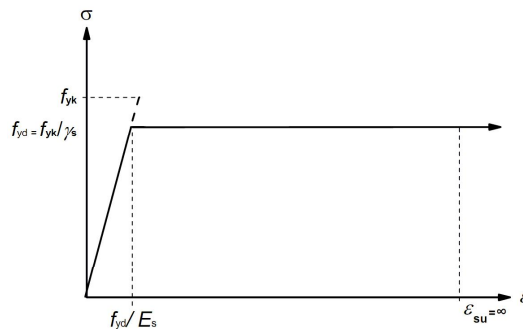
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 30.00 MPa

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

γ_c : 1.5

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

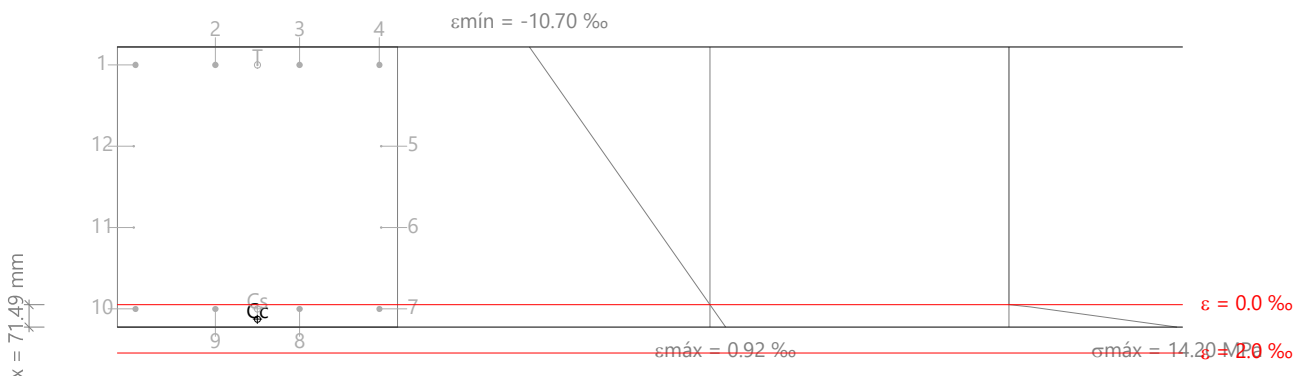
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

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)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-392.00	392.00	-434.78	-0.009950

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
2	Ø20	-135.33	392.00	-434.78	-0.009950
3	Ø20	135.33	392.00	-434.78	-0.009950
4	Ø20	392.00	392.00	-434.78	-0.009950
5	Ø8	398.00	130.67	0.00	-0.006575
6	Ø8	398.00	-130.67	0.00	-0.003201
7	Ø20	392.00	-392.00	+34.84	+0.000174
8	Ø20	135.33	-392.00	+34.84	+0.000174
9	Ø20	-135.33	-392.00	+34.84	+0.000174
10	Ø20	-392.00	-392.00	+34.84	+0.000174
11	Ø8	-398.00	-130.67	0.00	-0.003201
12	Ø8	-398.00	130.67	0.00	-0.006575

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	502.59	0.00	-425.09
Cs	43.78	0.00	-392.00
T	546.37	0.00	392.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

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

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

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-444.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

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

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

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

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

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

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

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

$$C_c : \underline{502.59} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{43.78} \text{ kN}$$

$$T : \underline{546.37} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-425.09} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0009}$$

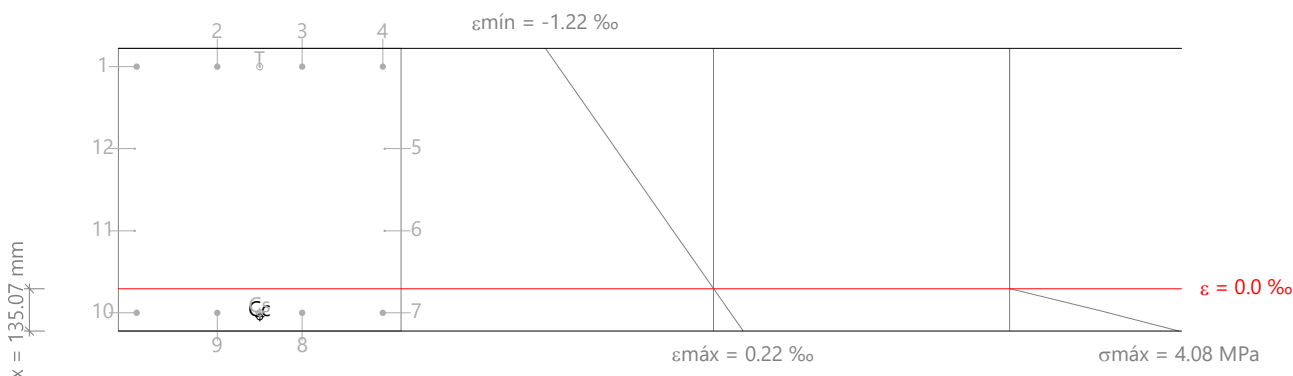
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0099}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{14.20} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Viga 1

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-392.00	392.00	-225.81	-0.001129
2	Ø20	-135.33	392.00	-225.81	-0.001129
3	Ø20	135.33	392.00	-225.81	-0.001129
4	Ø20	392.00	392.00	-225.81	-0.001129
5	Ø8	398.00	130.67	0.00	-0.000712
6	Ø8	398.00	-130.67	0.00	-0.000294
7	Ø20	392.00	-392.00	+24.62	+0.000123
8	Ø20	135.33	-392.00	+24.62	+0.000123
9	Ø20	-135.33	-392.00	+24.62	+0.000123
10	Ø20	-392.00	-392.00	+24.62	+0.000123
11	Ø8	-398.00	-130.67	0.00	-0.000294
12	Ø8	-398.00	130.67	0.00	-0.000712

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	252.82	0.00	-404.56
Cs	30.94	0.00	-392.00
T	283.76	0.00	392.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : 0.00 \text{ kN}$$

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

$$M_{Ed,x} : -225.64 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{Ed,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 252.82 \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 30.94 \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 283.76 \text{ kN}$$

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

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

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

$$e_{cc,y} : -404.56 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -392.00 \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 392.00 \text{ mm}$$

Viga 1

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

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

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

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

ε_{cmax} : 0.0002

ε_{smax} : 0.0011

σ_{cmax} : 4.08 MPa

σ_{smax} : 225.81 MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 1

B29 - B28 (25.738 m - 45.988 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

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

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro máximo de la armadura.

d_g : Tamaño máximo del árido.

Las barras longitudinales deben disponerse con una separación máxima de 350 mm (Artículo 9.2.3(4)).

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

Donde:

s_b : Separación entre barras longitudinales.

$$237 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

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

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

$$271 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_b : \underline{271} \text{ mm}$$

Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

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

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$242 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

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

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Viga 1

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión positiva alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$12.57 \text{ cm}^2 \geq 10.68 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : \underline{12.57} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,min} : \underline{10.68} \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : \underline{121500.00} \text{ cm}^3$$

$f_{ctm,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : \underline{2.90} \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.014} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{57.62} \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vy}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{4092.12} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.236} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{57.62} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{243.81} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '29.738 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+1.6·H1+1.6·Qa".

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:

Cortante en la dirección Y:

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

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{4092.12} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

Viga 1

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.67} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{12.57} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{8100.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{900.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '29.738 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+1.6·H1+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{243.81} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{2.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{250} \text{ mm}$$

$$z : \underline{75.78} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

Viga 1

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$250 \text{ mm} \leq 632 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s : \underline{250} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : \underline{632} \text{ mm}$$

$$d : \underline{842.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

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

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$271 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : \underline{600} \text{ mm}$$

$$d : \underline{842.00} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0009 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : \underline{0.0009}$$

Siendo:

A_{sw}: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s: Separación entre estribos.

b_w: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : \underline{2.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{250} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{900.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} : \underline{0.0009}$$

Siendo:

f_{ctm}: Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck}: [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk}: Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : \underline{2.90} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '35.238 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.480} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$\begin{aligned} N_{Ed} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Ed,x} &: \underline{-213.55} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

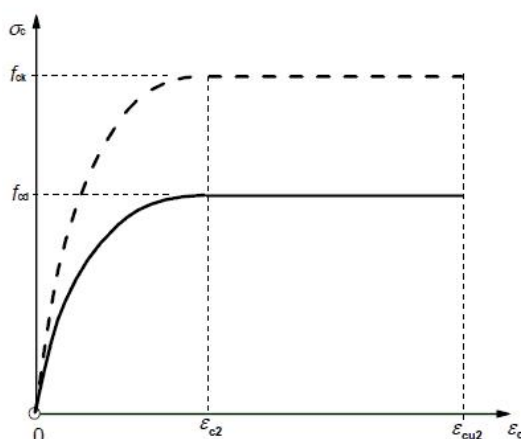
$$\begin{aligned} N_{Rd} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: \underline{-444.98} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

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 A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

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



ε_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ε_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

Viga 1

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

α_{cc} : 1.00

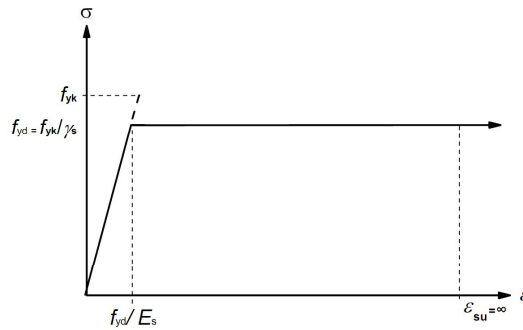
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 30.00 MPa

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

γ_c : 1.5

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

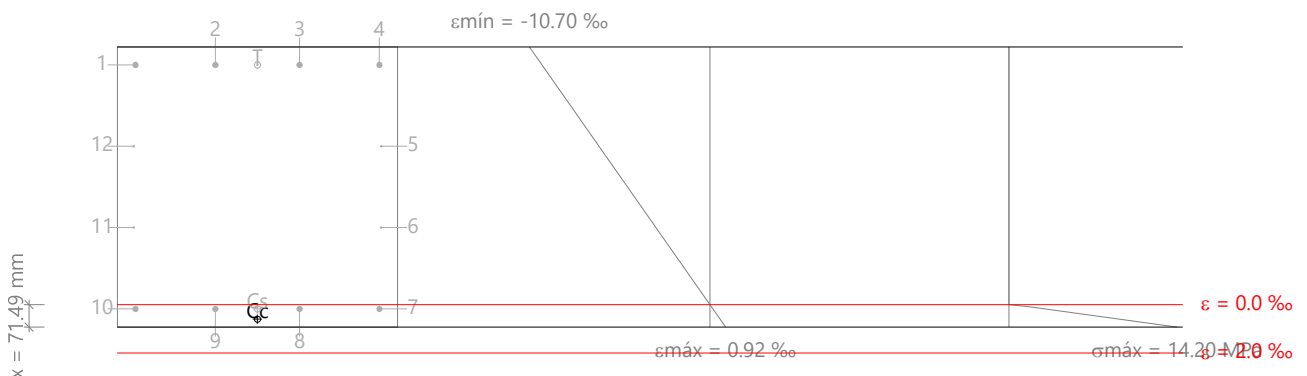
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

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)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-392.00	392.00	-434.78	-0.009950

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
2	Ø20	-135.33	392.00	-434.78	-0.009950
3	Ø20	135.33	392.00	-434.78	-0.009950
4	Ø20	392.00	392.00	-434.78	-0.009950
5	Ø8	398.00	130.67	0.00	-0.006575
6	Ø8	398.00	-130.67	0.00	-0.003201
7	Ø20	392.00	-392.00	+34.84	+0.000174
8	Ø20	135.33	-392.00	+34.84	+0.000174
9	Ø20	-135.33	-392.00	+34.84	+0.000174
10	Ø20	-392.00	-392.00	+34.84	+0.000174
11	Ø8	-398.00	-130.67	0.00	-0.003201
12	Ø8	-398.00	130.67	0.00	-0.006575

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	502.59	0.00	-425.09
Cs	43.78	0.00	-392.00
T	546.37	0.00	392.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

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

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

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-444.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

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

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

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

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

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

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

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

$$C_c : \underline{502.59} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{43.78} \text{ kN}$$

$$T : \underline{546.37} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-425.09} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0009}$$

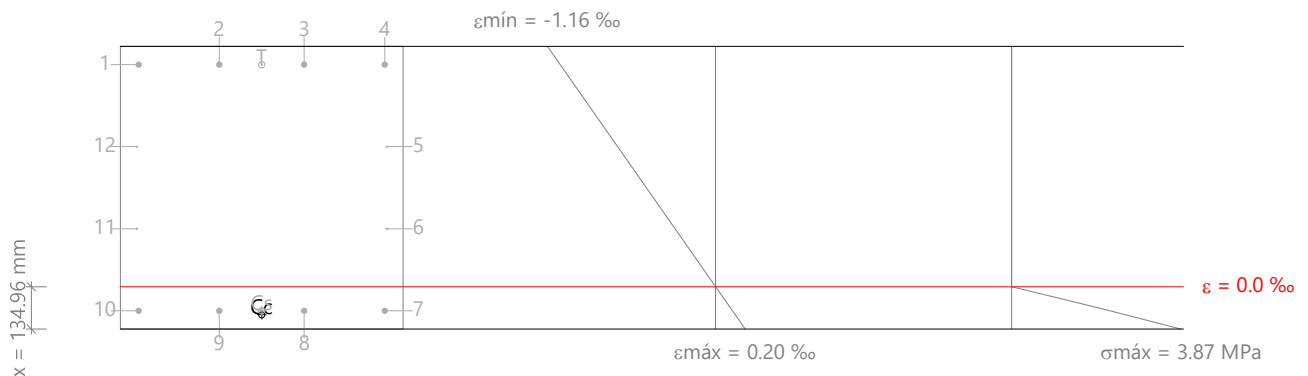
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0099}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{14.20} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Viga 1

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	�20	-392.00	392.00	-213.70	-0.001068
2	�20	-135.33	392.00	-213.70	-0.001068
3	�20	135.33	392.00	-213.70	-0.001068
4	�20	392.00	392.00	-213.70	-0.001068
5	�8	398.00	130.67	0.00	-0.000674
6	�8	398.00	-130.67	0.00	-0.000279
7	�20	392.00	-392.00	+23.26	+0.000116
8	�20	135.33	-392.00	+23.26	+0.000116
9	�20	-135.33	-392.00	+23.26	+0.000116
10	�20	-392.00	-392.00	+23.26	+0.000116
11	�8	-398.00	-130.67	0.00	-0.000279
12	�8	-398.00	130.67	0.00	-0.000674

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	239.31	0.00	-404.62
Cs	29.23	0.00	-392.00
T	268.54	0.00	392.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : 0.00 \text{ kN}$$

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

$$M_{Ed,x} : -213.55 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{Ed,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 239.31 \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 29.23 \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 268.54 \text{ kN}$$

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

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

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

$$e_{cc,y} : -404.62 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -392.00 \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 392.00 \text{ mm}$$

Viga 1

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

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

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

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

ε_{cmax} : 0.0002

ε_{smax} : 0.0011

σ_{cmax} : 3.87 MPa

σ_{smax} : 213.70 MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 1

B29 - B28 (20.738 m - 27.238 m, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

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

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro máximo de la armadura.

d_g : Tamaño máximo del árido.

Las barras longitudinales deben disponerse con una separación máxima de 350 mm (Artículo 9.2.3(4)).

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

Donde:

s_b : Separación entre barras longitudinales.

$$237 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

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

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

$$271 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_b : \underline{271} \text{ mm}$$

Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

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

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$192 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

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

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Viga 1

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$12.57 \text{ cm}^2 \geq 10.68 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : 12.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,min} : 10.68 \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : 757.80 \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : 121500.00 \text{ cm}^3$$

$f_{ctm,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : 2.90 \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.013 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 53.15 \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vy}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : 4092.12 \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.174 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 53.15 \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : 304.76 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '22.488 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+1.6·H1+1.6·Qa".

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:

Cortante en la dirección Y:

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

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 4092.12 \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : 1.000$$

Viga 1

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.67} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{12.57} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{8100.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{900.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '22.488 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+1.6·H1+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{304.76} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{2.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

$$z : \underline{75.78} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

Viga 1

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$200 \text{ mm} \leq 632 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s : 200 \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : 632 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

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

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$271 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : 600 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0011 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : 0.0011$$

Siendo:

A_{sw}: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s: Separación entre estribos.

b_w: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : 2.01 \text{ cm}^2$$

$$s : 200 \text{ mm}$$

$$b_w : 900.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} : 0.0009$$

Siendo:

f_{ctm}: Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck}: [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk}: Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : 2.90 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p^{ésimos} se producen en '23.238 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.467} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{208.01} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo p^{ésimos}.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{444.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

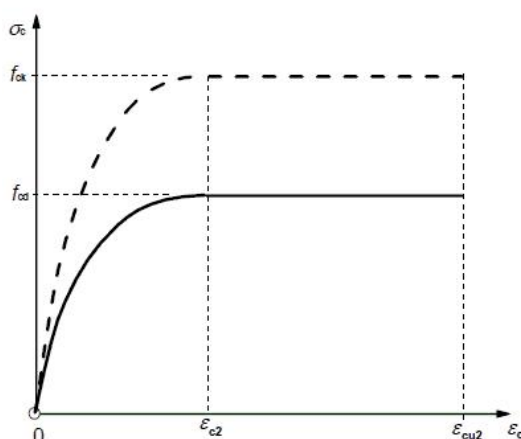
$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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 A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

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



ε_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ε_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

Viga 1

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

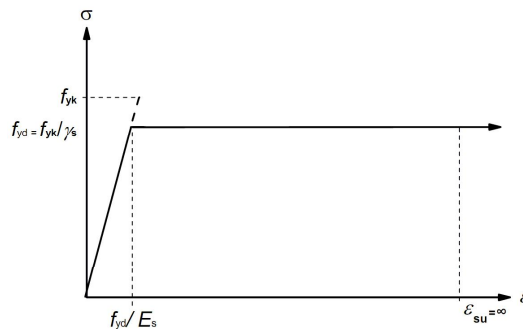
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

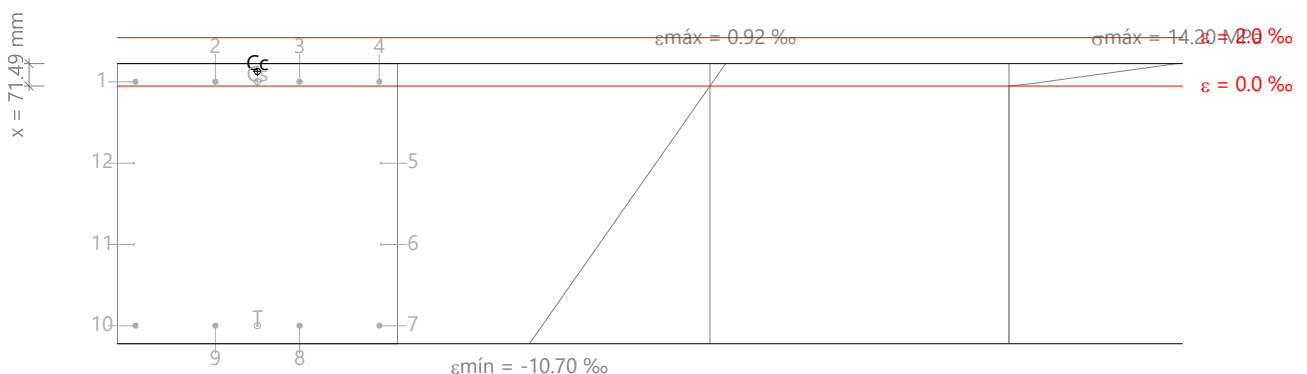
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

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)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-392.00	392.00	+34.84	+0.000174

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
2	Ø20	-135.33	392.00	+34.84	+0.000174
3	Ø20	135.33	392.00	+34.84	+0.000174
4	Ø20	392.00	392.00	+34.84	+0.000174
5	Ø8	398.00	130.67	0.00	-0.003201
6	Ø8	398.00	-130.67	0.00	-0.006575
7	Ø20	392.00	-392.00	-434.78	-0.009950
8	Ø20	135.33	-392.00	-434.78	-0.009950
9	Ø20	-135.33	-392.00	-434.78	-0.009950
10	Ø20	-392.00	-392.00	-434.78	-0.009950
11	Ø8	-398.00	-130.67	0.00	-0.006575
12	Ø8	-398.00	130.67	0.00	-0.003201

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	502.59	0.00	425.09
Cs	43.78	0.00	392.00
T	546.37	0.00	-392.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

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

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

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{444.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

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

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

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

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

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

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

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

$$C_c : \underline{502.59} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{43.78} \text{ kN}$$

$$T : \underline{546.37} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{425.09} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0009}$$

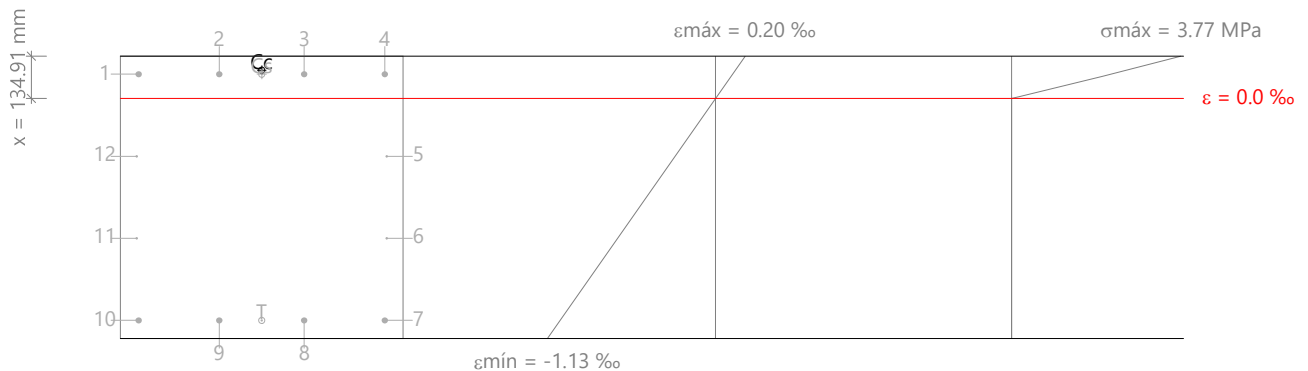
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0099}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{14.20} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Viga 1

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-392.00	392.00	+22.64	+0.000113
2	Ø20	-135.33	392.00	+22.64	+0.000113
3	Ø20	135.33	392.00	+22.64	+0.000113
4	Ø20	392.00	392.00	+22.64	+0.000113
5	Ø8	398.00	130.67	0.00	-0.000271
6	Ø8	398.00	-130.67	0.00	-0.000656
7	Ø20	392.00	-392.00	-208.14	-0.001041
8	Ø20	135.33	-392.00	-208.14	-0.001041
9	Ø20	-135.33	-392.00	-208.14	-0.001041
10	Ø20	-392.00	-392.00	-208.14	-0.001041
11	Ø8	-398.00	-130.67	0.00	-0.000656
12	Ø8	-398.00	130.67	0.00	-0.000271

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	233.11	0.00	404.65
Cs	28.45	0.00	392.00
T	261.56	0.00	-392.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

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

$$M_{Ed,x} : \underline{208.01} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{233.11} \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{28.45} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{261.56} \text{ kN}$$

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

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{cc,y} : \underline{404.65} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

Viga 1

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

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

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

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

ε_{cmax} : 0.0002

ε_{smax} : 0.0010

σ_{cmax} : 3.77 MPa

σ_{smax} : 208.14 MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 1

B29 - B28 (108.863 m - 114.863 m, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

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

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro máximo de la armadura.

d_g : Tamaño máximo del árido.

Las barras longitudinales deben disponerse con una separación máxima de 350 mm (Artículo 9.2.3(4)).

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

Donde:

s_b : Separación entre barras longitudinales.

$$237 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

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

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

$$271 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_b : \underline{271} \text{ mm}$$

Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

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

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$192 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

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

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Viga 1

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$12.57 \text{ cm}^2 \geq 10.68 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : 12.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,min} : 10.68 \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : 757.80 \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : 121500.00 \text{ cm}^3$$

$f_{ctm,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : 2.90 \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.023 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 93.72 \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vy}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : 4092.12 \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.308 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 93.72 \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : 304.76 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '110.238 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+1.6·H1+1.6·Qa".

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:

Cortante en la dirección Y:

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

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 4092.12 \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : 1.000$$

Viga 1

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.67} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{12.57} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{8100.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{900.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '110.238 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+1.6·H1+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{304.76} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{2.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

$$z : \underline{75.78} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

Viga 1

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$200 \text{ mm} \leq 632 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : \underline{632} \text{ mm}$$

$$d : \underline{842.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

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

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$271 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : \underline{600} \text{ mm}$$

$$d : \underline{842.00} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0011 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : \underline{0.0011}$$

Siendo:

A_{sw}: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s: Separación entre estribos.

b_w: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : \underline{2.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{900.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} : \underline{0.0009}$$

Siendo:

f_{ctm}: Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck}: [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk}: Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : \underline{2.90} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '114.863 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.444} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$\begin{aligned} N_{Ed} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Ed,x} &: \underline{-197.78} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

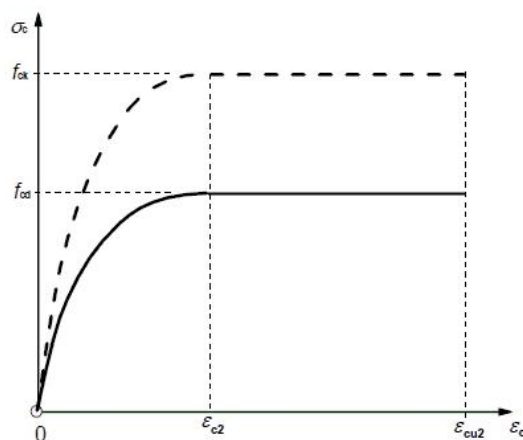
$$\begin{aligned} N_{Rd} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: \underline{-444.98} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

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 A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

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



ε_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ε_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

Viga 1

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

α_{cc} : 1.00

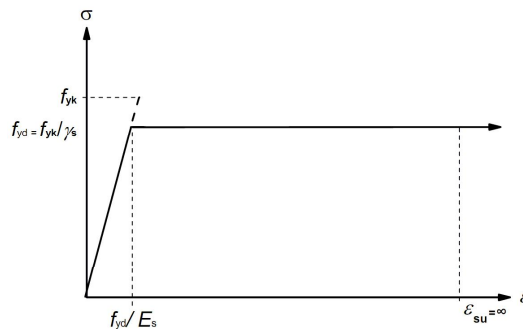
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 30.00 MPa

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

γ_c : 1.5

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

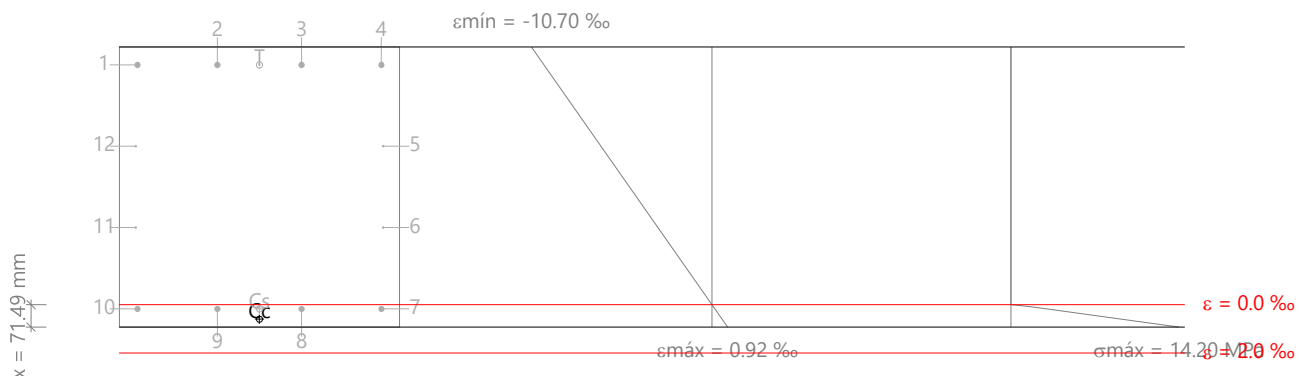
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

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)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-392.00	392.00	-434.78	-0.009950

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
2	Ø20	-135.33	392.00	-434.78	-0.009950
3	Ø20	135.33	392.00	-434.78	-0.009950
4	Ø20	392.00	392.00	-434.78	-0.009950
5	Ø8	398.00	130.67	0.00	-0.006575
6	Ø8	398.00	-130.67	0.00	-0.003201
7	Ø20	392.00	-392.00	+34.84	+0.000174
8	Ø20	135.33	-392.00	+34.84	+0.000174
9	Ø20	-135.33	-392.00	+34.84	+0.000174
10	Ø20	-392.00	-392.00	+34.84	+0.000174
11	Ø8	-398.00	-130.67	0.00	-0.003201
12	Ø8	-398.00	130.67	0.00	-0.006575

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	502.59	0.00	-425.09
Cs	43.78	0.00	-392.00
T	546.37	0.00	392.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

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

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

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-444.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

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

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

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

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

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

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

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

$$C_c : \underline{502.59} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{43.78} \text{ kN}$$

$$T : \underline{546.37} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-425.09} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0009}$$

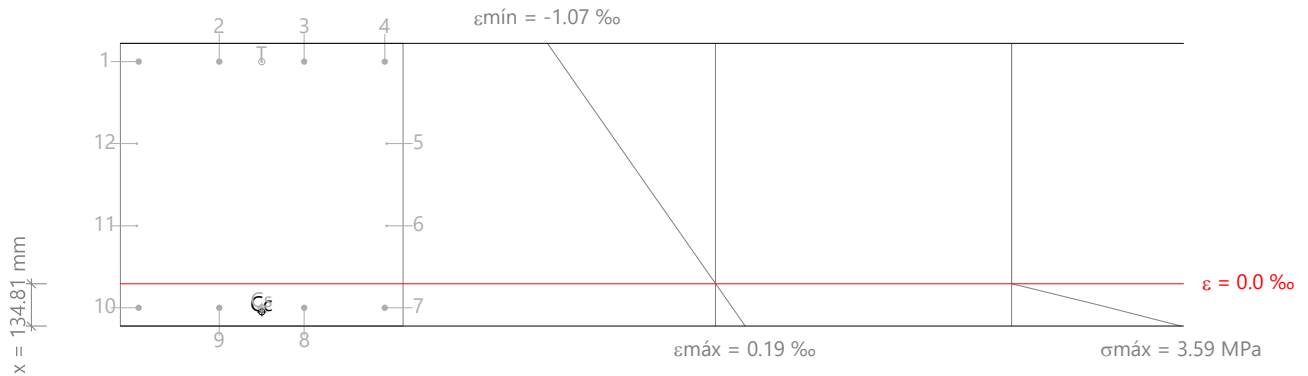
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0099}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{14.20} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Viga 1

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-392.00	392.00	-197.90	-0.000989
2	Ø20	-135.33	392.00	-197.90	-0.000989
3	Ø20	135.33	392.00	-197.90	-0.000989
4	Ø20	392.00	392.00	-197.90	-0.000989
5	Ø8	398.00	130.67	0.00	-0.000624
6	Ø8	398.00	-130.67	0.00	-0.000258
7	Ø20	392.00	-392.00	+21.50	+0.000107
8	Ø20	135.33	-392.00	+21.50	+0.000107
9	Ø20	-135.33	-392.00	+21.50	+0.000107
10	Ø20	-392.00	-392.00	+21.50	+0.000107
11	Ø8	-398.00	-130.67	0.00	-0.000258
12	Ø8	-398.00	130.67	0.00	-0.000624

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	221.67	0.00	-404.70
Cs	27.01	0.00	-392.00
T	248.68	0.00	392.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : 0.00 \text{ kN}$$

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

$$M_{Ed,x} : -197.78 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{Ed,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 221.67 \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 27.01 \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 248.68 \text{ kN}$$

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

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -404.70 \text{ mm}$$

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

$$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -392.00 \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 392.00 \text{ mm}$$

Viga 1

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

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

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

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

ε_{cmax} : 0.0002

ε_{smax} : 0.0010

σ_{cmax} : 3.59 MPa

σ_{smax} : 197.90 MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 1

B29 - B28 (49.988 m - 55.113 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

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

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro máximo de la armadura.

d_g : Tamaño máximo del árido.

Las barras longitudinales deben disponerse con una separación máxima de 350 mm (Artículo 9.2.3(4)).

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

Donde:

s_b : Separación entre barras longitudinales.

$$237 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

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

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

$$271 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_b : \underline{271} \text{ mm}$$

Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

Donde:

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

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$242 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

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

$$\phi_{max} : \underline{8} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Viga 1

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión positiva alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$12.57 \text{ cm}^2 \geq 10.68 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : 12.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s,min} : 10.68 \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : 757.80 \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : 121500.00 \text{ cm}^3$$

$f_{ctm,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : 2.90 \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.011 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 44.64 \text{ kN}$$

$V_{Rd,max,Vy}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max,Vy} : 4092.12 \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$\eta : 0.183 \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : 44.64 \text{ kN}$$

$V_{Rd,s,Vy}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s,Vy} : 243.81 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '49.988 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+1.6·H1+1.6·Qa".

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:

Cortante en la dirección Y:

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

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 4092.12 \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : 1.000$$

Viga 1

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.67} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{12.57} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{8100.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{900.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{757.80} \text{ mm}$$

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '49.988 m', para la combinación de hipótesis "1.6·PP+1.6·CM+1.6·H1+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{243.81} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{2.01} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{250} \text{ mm}$$

$$z : \underline{75.78} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

Viga 1

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$250 \text{ mm} \leq 632 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s : 250 \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : 632 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

La separación transversal $s_{t,trans}$ entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo A19.9.2.2(8)

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

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$271 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : 600 \text{ mm}$$

$$d : 842.00 \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0009 \geq 0.0009 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$\rho_w : 0.0009$$

Siendo:

A_{sw}: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s: Separación entre estribos.

b_w: Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : 2.01 \text{ cm}^2$$

$$s : 250 \text{ mm}$$

$$b_w : 900.00 \text{ mm}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w,min} : 0.0009$$

Siendo:

f_{ctm}: Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck}: [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk}: Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : 2.90 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p^{ésimos} se producen en '49.988 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.380} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{169.10} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo p^{ésimos}.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{444.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

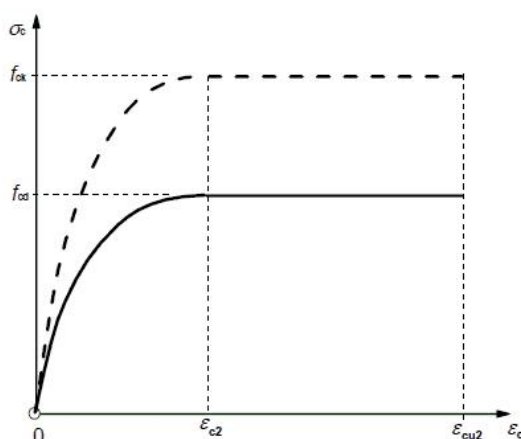
$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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 A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

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



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

Viga 1

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

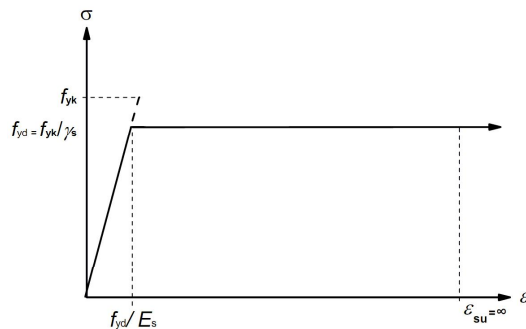
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

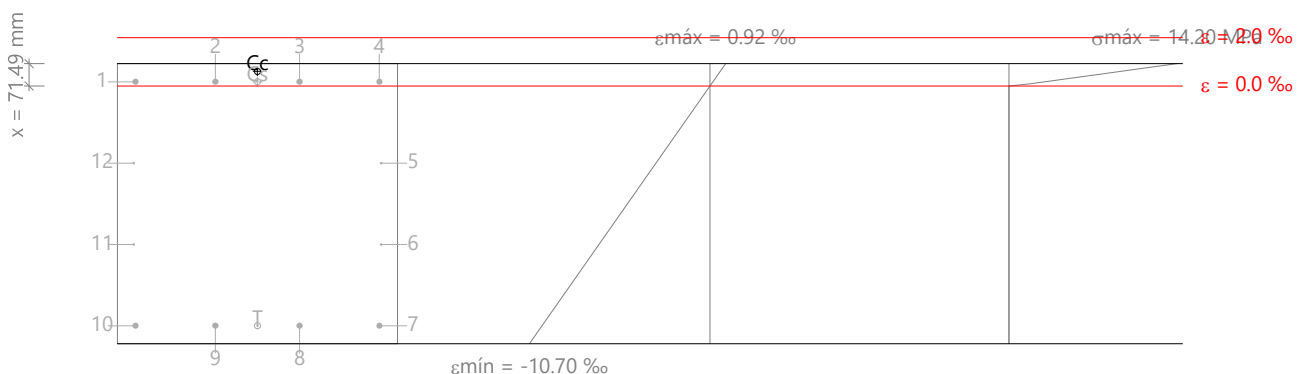
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

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)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-392.00	392.00	+34.84	+0.000174

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
2	Ø20	-135.33	392.00	+34.84	+0.000174
3	Ø20	135.33	392.00	+34.84	+0.000174
4	Ø20	392.00	392.00	+34.84	+0.000174
5	Ø8	398.00	130.67	0.00	-0.003201
6	Ø8	398.00	-130.67	0.00	-0.006575
7	Ø20	392.00	-392.00	-434.78	-0.009950
8	Ø20	135.33	-392.00	-434.78	-0.009950
9	Ø20	-135.33	-392.00	-434.78	-0.009950
10	Ø20	-392.00	-392.00	-434.78	-0.009950
11	Ø8	-398.00	-130.67	0.00	-0.006575
12	Ø8	-398.00	130.67	0.00	-0.003201

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	502.59	0.00	425.09
Cs	43.78	0.00	392.00
T	546.37	0.00	-392.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

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

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

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{444.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

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

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

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

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

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

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

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

$$C_c : \underline{502.59} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{43.78} \text{ kN}$$

$$T : \underline{546.37} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{425.09} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{392.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-392.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0009}$$

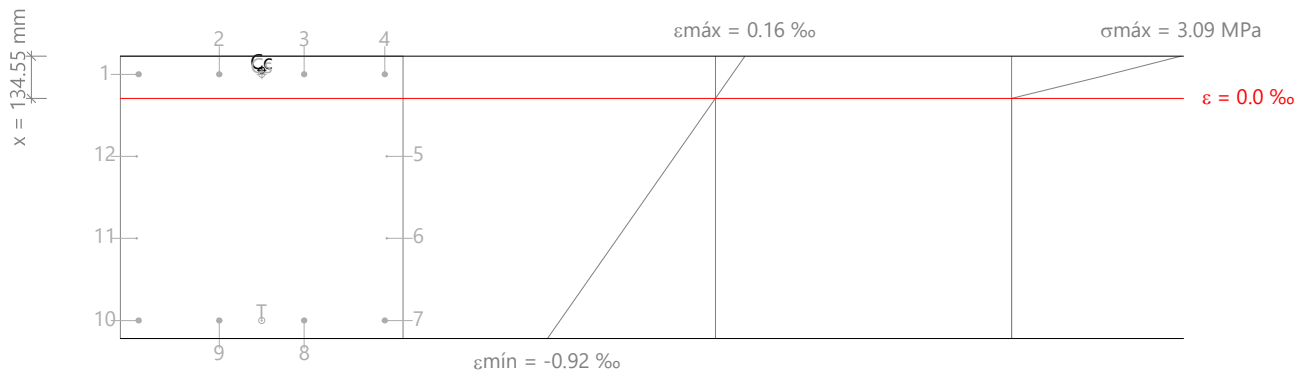
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0099}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{14.20} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Viga 1

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-392.00	392.00	+18.30	+0.000092
2	Ø20	-135.33	392.00	+18.30	+0.000092
3	Ø20	135.33	392.00	+18.30	+0.000092
4	Ø20	392.00	392.00	+18.30	+0.000092
5	Ø8	398.00	130.67	0.00	-0.000221
6	Ø8	398.00	-130.67	0.00	-0.000533
7	Ø20	392.00	-392.00	-169.17	-0.000846
8	Ø20	135.33	-392.00	-169.17	-0.000846
9	Ø20	-135.33	-392.00	-169.17	-0.000846
10	Ø20	-392.00	-392.00	-169.17	-0.000846
11	Ø8	-398.00	-130.67	0.00	-0.000533
12	Ø8	-398.00	130.67	0.00	-0.000221

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	189.58	0.00	404.84
Cs	23.00	0.00	392.00
T	212.58	0.00	-392.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : 0.00 \text{ kN}$$

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

$$M_{Ed,x} : 169.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{Ed,y} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 189.58 \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 23.00 \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 212.58 \text{ kN}$$

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

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

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

$$e_{cc,y} : 404.84 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 392.00 \text{ mm}$$

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

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : -392.00 \text{ mm}$$

Viga 1

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

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

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

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

ε_{cmax} : 0.0002

ε_{smax} : 0.0008

σ_{cmax} : 3.09 MPa

σ_{smax} : 169.17 MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 1

4. COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

B29 - B28

Cálculo del ancho de fisura: Cara superior (Código Estructural, Artículo A19.7.3.4)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Cálculo del ancho de fisura: Cara lateral derecha (Código Estructural, Artículo A19.7.3.4)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

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

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Cálculo del ancho de fisura: Cara lateral izquierda (Código Estructural, Artículo A19.7.3.4)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Área mínima de armadura (Criterio de CYPE, basado en: Código Estructural, Artículo A19.7.3.2)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Fisuración debida a tensiones tangenciales de cortante (Código Estructural, Artículo 7.3.3 (5))

Al cumplirse las indicaciones del artículo 7.3.3 (5) el control de la fisuración debida a los efectos de las tensiones tangenciales por cortante se considera suficientemente asegurado.