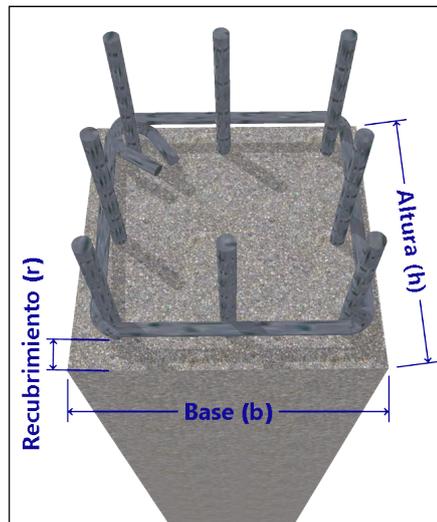


DISEÑO A FLEXO COMPRESIÓN BIAIXIAL DE COLUMNAS RECTANGULARES DE HORMIGÓN ARMADO - ACI 318-19.

1. Dimensiones de la columna

- 1.1 Altura: $h := 35 \text{ cm}$
- 1.2 Base: $b := 35 \text{ cm}$
- 1.3 Recubrimiento del acero: $r := 4 \text{ cm}$
- 1.4 Luz libre de la columna: $L_f := 3.6 \text{ m}$



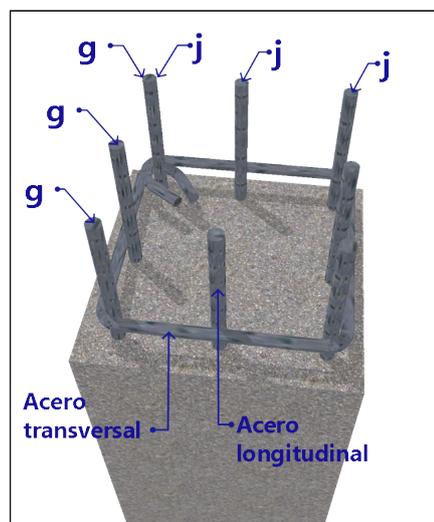
2. Características de los materiales

- 2.1 Resistencia del concreto: $f'_c := 21 \text{ MPa}$
- 2.2 Módulo de elasticidad del concreto $E_c := 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{MPa} = 21538.11 \text{ MPa}$
- 2.3 Resistencia del acero de refuerzo: $f_y := 420 \text{ MPa}$
- 2.4 Módulo de elasticidad del concreto: $E_s := 200 \text{ GPa}$

3. Disposición del acero de refuerzo

- 3.1 Cantidad de barras de acero en el sentido j: $j := 3$
- 3.2 Cantidad de barras de acero en el sentido g: $g := 3$
- 3.3 Diámetro de acero longitudinal: $d_b := \frac{5}{8} \text{ in}$
- 3.4 Diámetro de acero transversal: $d_v := \frac{3}{8} \text{ in}$

Nota: El número de barras longitudinales en una columna rectangular no debe ser menor a 4 (10.7.3.1)



4. Cuantía del acero longitudinal

- 4.1 proporción de acero respecto al área total de la sección transversal de concreto (10.6.1.1):

$\rho = 0.013$

Revisión cuantía = "Cumple"

4.2 Numero de barras en cada nivel:

$$n_{st} := \sum_{i=1}^{\text{cols}(n_b)} n_b^{(i)} = \begin{bmatrix} 3 \\ 2 \\ 3 \end{bmatrix}$$

4.3 Area de acero de la barra elegida:

$$A_{sb} := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$$

4.4 Area de acero de la barra longitudinal en cada nivel:

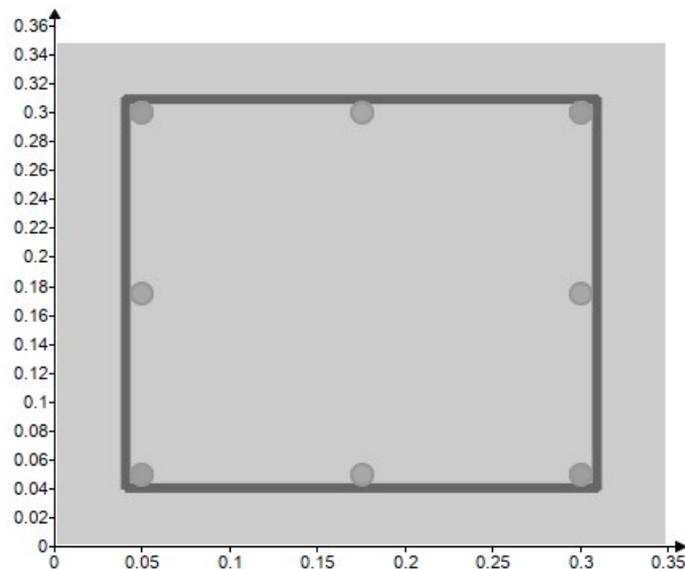
$$A_{s1} := A_{sb} \cdot n_{s1} = \begin{bmatrix} 5.938 \\ 3.959 \\ 5.938 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

4.5 Área total de refuerzo de acero longitudinal:

$$A_{st} := \sum A_{s1} = 15.835 \text{ cm}^2$$

Figura 1. Sección transversal de la columna y detallado de acero de refuerzo longitudinal.

Contraseña del área protegida

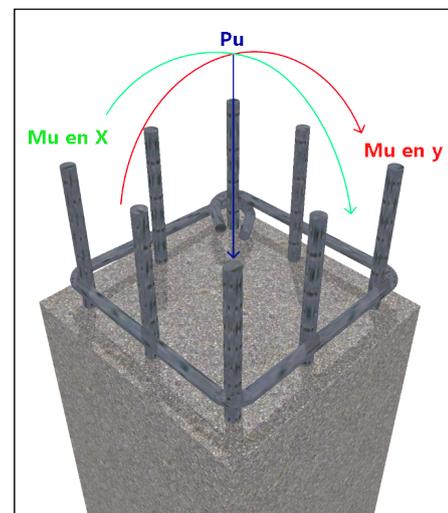


5. Fuerzas que actúan en la columna

5.1 Fuerza Axial: $P_u := [123 \ 110 \ 90 \ 85] \text{ kN}$

5.2 Momentos: $M_{ux} := [49.21 \ 39 \ 25 \ 20] \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{uy} := [44.26 \ 17 \ 24 \ 14] \text{ kN} \cdot \text{m}$



6. Diseño a cortante de columnas de hormigón armado

6.1 Cortante:

$$V_u := [44.35 \ 20 \ 30 \ 35 \ 19] \text{ kN}$$

6.2 Fuerza Axial:

$$N_u := P_u = [123 \ 110 \ 90 \ 85] \text{ kN}$$

6.3 Fuerza de fluencia del acero de refuerzo transversal:

$$f_{yt} := 420 \text{ MPa}$$

6.4 Factor de concreto liviano:

$$\lambda := 1$$

6.5 Factor de reducción de la resistencia (Tabla 21.2.1):

$$\phi_c := 0.75$$

6.6 Número de ramas del estribo:

$$r_v := 2$$

6.7 Longitud de la zona de confinamiento:

$$L_1 := 60 \text{ cm}$$

6.8 Longitud de la zona de confinamiento:

$$s_{oi} := 5 \text{ cm}$$

6.9 Espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento:

$$s_1 := 12 \text{ cm}$$

6.10 Espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento:

$$s_2 := 14 \text{ cm}$$

6.8 Área de refuerzo transversal de diseño:

$$A_v = 1.425 \text{ cm}^2$$

6.9 Resistencia del concreto:

$$\phi V_c = 72.949 \text{ kN}$$

6.10 Resistencia del acero de refuerzo:

$$\phi V_s = 35.297 \text{ kN}$$

6.11 Resistencia al corte nominal:

$$\phi V_n = 99.422 \text{ kN}$$

6.12 Verificación de resistencia requerida a cortante:

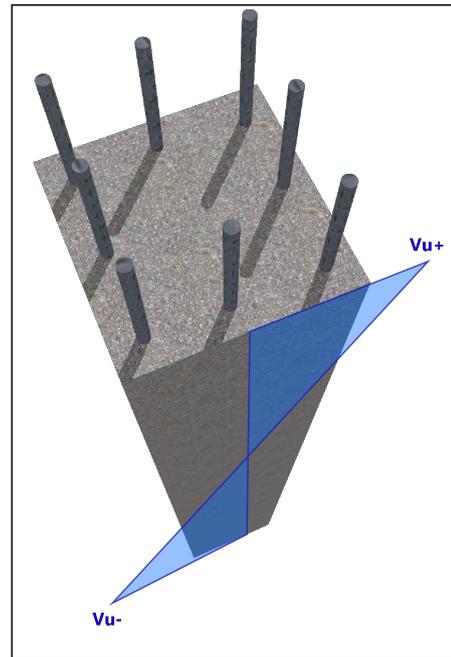
$$\phi V_n = 99.422 \text{ kN} \geq V_u = 44.35 \text{ kN}$$

Resistencia_{cortante} = "Cumple"

6.13 Verificación de refuerzo por corte (9.6.3.1):

$$V_u = 44.35 \text{ kN} > \phi_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{psi}} \cdot b_w \cdot d = 29.22 \text{ kN}$$

Refuerzo_{cortante} = "Requiere"



6.14 Verificación de las dimensiones de la sección transversal (22.5.1.2) :

$$V_u = 44.35 \text{ kN} < \phi_c \cdot \left(V_c + \left(8 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{psi}} \right) \cdot b_w \cdot d \right) = 306.709 \text{ kN}$$

Verificación_{sección} = "No es necesario aumentar la sección de la viga"

6.15 Área mínima de acero de refuerzo (estribos) necesaria para resistir cortante (10.6.2.2):

$$A_{vmin} = 0.345 \text{ cm}^2$$

6.16 Área mínima de acero de refuerzo (estribos) por la separación elegida para resistir cortante (10.6.2.2):

$$A_{vmin,s} = 0.029 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

6.17 Área de acero de refuerzo (estribos) por la separación necesarios para resistir cortante:

$$A_{v_s} = 0.119 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

6.17 Área de acero de refuerzo (estribos) por la separación necesarios para resistir cortante:

$$A_{v_{sc}} = -0.031 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Verificación = "Cumple"

6.19 Longitud de la zona confinada de la columna L_o (18.4.3.3):

$$L_o = 60 \text{ cm}$$

Verificación = "Cumple"

6.21 Separación del primer estribo en la zona confinada de la columna S_{oi} (18.4.3.4):

$$s_{inicial} = 5 \text{ cm}$$

Verificación = "Cumple"

6.20 Espaciamiento calculado:

$$s_c = -45.919 \text{ cm}$$

6.21 Espaciamiento en la zona confinada de la columna S_o (18.4.3.3):

$$s_o = 12 \text{ cm}$$

Verificación = "Cumple"

6.22 Máximo espaciamiento si requiere refuerzo a corte S_{max} (10.7.6.5.2):

$$s_{max} = 14 \text{ cm}$$

Verificación = "Cumple"

6.23 Número de estribos en la zona de confinamiento:

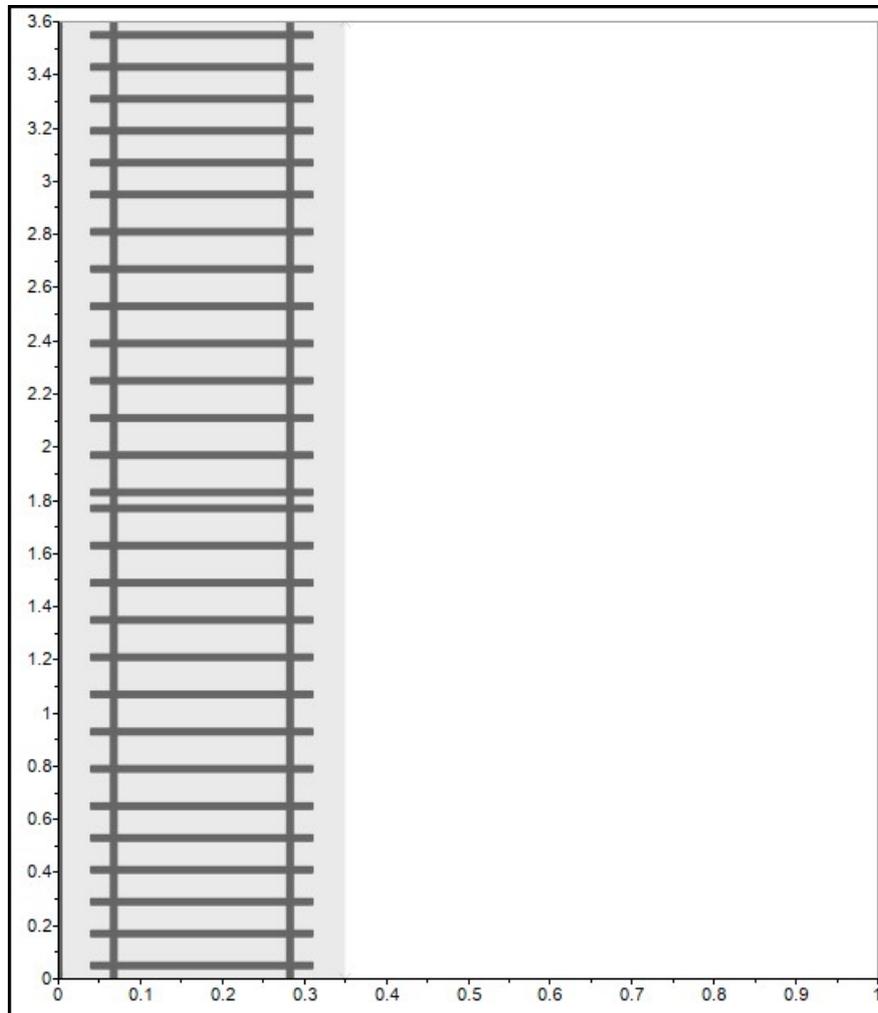
$$\#e_1 = 6$$

6.23 Número de estribos fuera de la zona de confinamiento:

$$\#e_2 = 17$$

Contraseña del área protegida

Figura 2. Disposición del acero de refuerzo.



7. Longitudes de desarrollo

Factores determinantes para barras corrugadas a tracción (25.4.2.5)

7.1 Factor por ubicación del refuerzo: $\psi_t :=$ "acero por encima de 300 mm" ▾

$$\psi_t = 1.3$$

7.2 Factor de revestimiento epóxico: $\psi_e :=$ "sin recubrimiento epóxico" ▾

$$\psi_e = 1$$

7.3 Factor de diámetro de armadura: $\psi_s = 0.8$

7.4 Factor de fluencia de armadura: $\psi_g = 1.01$

Longitud de desarrollo determinantes para barras corrugadas a tracción (25.4.2.4a)

$$L_{des} := \frac{f_y}{1.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot MPa}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \psi_g}{T_c} \cdot d_b = 55.55 \text{ cm}$$

7.5 Longitud de desarrollo: $L_{des} = 55.55 \text{ cm}$

Longitud de empalme por traslapeo determinantes para barras corrugadas a tracción (25.5.2.1)

$$L_{st} := 1.3 \left(\frac{f_y}{1.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot MPa}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \psi_g}{T_c} \cdot d_b \right) = 72.215 \text{ cm}$$

7.6 Longitud de empalme: $L_{st} := \max(L_{st}, 300 \text{ mm}) = 72.215 \text{ cm}$

Factores determinantes para barras corrugadas a tracción (25.4.3.2)

7.7 Factor de revestimiento epóxico: $\psi_e :=$ "sin recubrimiento epóxico" ▾

$$\psi_e = 1$$

7.8 Factor de confinamiento de refuerzo: $\psi_r = 1$

7.9 Factor de ubicación del gancho $\psi_o = 1.25$

7.10 Factor de resistencia del hormigón armado: $\psi_c = 0.8$

Longitud de desarrollo de ganchos estándar en tracción (25.4.3.1)

$$L_{dh} := \left(\frac{f_y \cdot \psi_e \cdot \psi_r \cdot \psi_o \cdot \psi_c}{23 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot MPa}} \cdot d_b^{1.5} \right) \frac{1}{mm^{0.5}} = 25.205 \text{ cm}$$

7.11 Longitud de desarrollo de ganchos: $L_{st} := \max(L_{dh}, 8 \cdot d_b, 150 \text{ mm}) = 25.205 \text{ cm}$

8. Ganchos para el desarrollo de barras

En caso de requerir:

8.1 Diámetro de doblado (25.3.1): $D_{doblado} := 6 \cdot d_v = 5.715 \text{ cm}$

8.2 Longitud extendida (25.3.1): $L_{ext} := 12 \cdot d_v = 11.43 \text{ cm}$

9. Verificación por efectos de esbeltez (pandeo)

9.1 Fuerza Axial $P_d := [123] \text{ kN}$

9.2 Momentos en la columna: $M_1 := [49.21] \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_2 := [44.26] \text{ kN} \cdot \text{m}$$

9.3 ¿La columna tiene cargas transversales aplicadas entre los nodos? (6.6.4.5.3):

$Carga_{trans.} :=$ "Sí"

9.4 Determinación de la condición de arriostamiento de la columna (6.6.4.3) :

$Col_{arriestrada} =$ "La columna se considera como arriestrada"

9.5 Cálculo de inercia de la columna

$$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 125052.083 \text{ cm}^4$$

9.6 Coeficiente de longitud efectiva

$k :=$ 1

Nota: Para elementos no desplazables, se permitirá que k sea igual a 1,0, y para elementos desplazables, k será al menos 1,0. (6.6.4.4.3)

9.7 Cálculo del radio de giro (6.2.5.2)

$$radio := \sqrt{\frac{I_c}{A_g}} = 10.736 \text{ cm}$$

9.8 Módulo de rigidez efectivo de la columna (6.6.4.4.4)

$$\beta_{dns} := 0.6 \quad E_{ieff} := \frac{0.4 \cdot E_c \cdot I_c}{1 + \beta_{dns}} = 6733.462 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Nota: El coeficiente de rigidez β_{dns} se puede asumir este valor para simplificar los cálculos según (R6.6.4.4.4).

9.9 Carga crítica de pandeo de Euler ajustada para columnas de concreto (6.6.4.4.2)

$$P_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E_{ieff}}{(k \cdot L)^2} = 5127.825 \text{ kN}$$

9.10 Factor de corrección para momentos extremos (6.6.4.5.3)

$$C_m := \text{if} \left((Carga_{trans.} = 1), 1, 0.6 + 0.4 \cdot \frac{M_1}{M_2} \right) = 1$$

9.11 Determinación de la condición de arriostamiento de la columna (6.2.5.2) :

$Ver_{esbeltez} =$ "Ignorar efectos por esbeltez"

9.12 Factor de magnificación por efectos de esbeltez (6.6.4.5.2):

$$\delta_b := \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_{cr}}} = [1.033]$$

$$\delta_b := \max(\delta_b, 1) = 1.033$$

Fuerzas que actúan en la columna magnificadas por efectos de esbeltez

9.14 Fuerza Axial $P_j :=$ ([455 321 290 585]) \cdot kN

9.15 Momentos $M_{ux} := M_{ux} \cdot \delta_b =$ [50.836 40.289 25.826 20.661] kN \cdot m

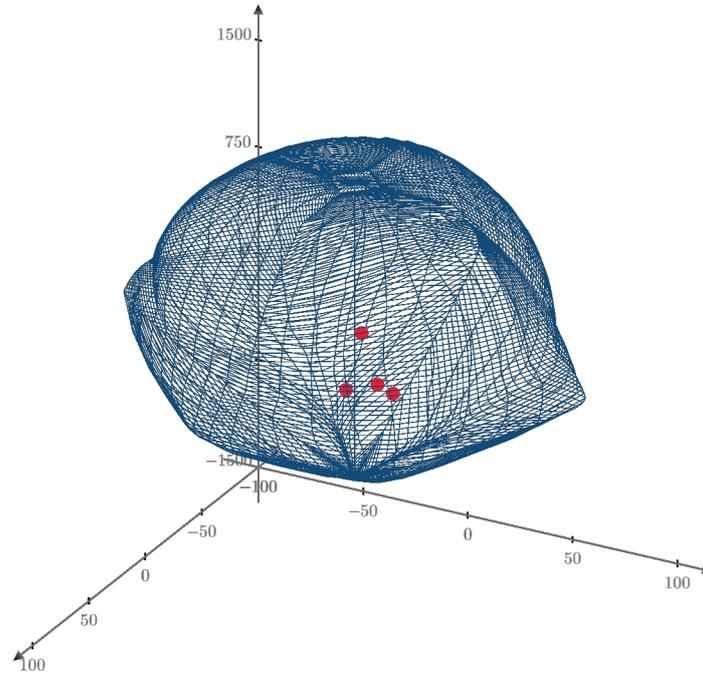
$M_{uy} := M_{uy} \cdot \delta_b =$ [45.722 17.562 24.793 14.463] kN \cdot m

9. Verificación por flexo-compresión

Contraseña del área protegida

Contraseña del área protegida

Figura 2. Diagrama de interacción tridimensional de la columna de hormigón armado.



Contraseña del área protegida

Plantilla diseñada por Ingevo®
www.ingevo.net