

0.1. Diseño de columnas

Diseñaremos la columna en el eje A con intersección del eje 5:

Geometría de la columna:

- Ancho: $b = 30 \text{ cm}$
- Peralte: $h = 55 \text{ cm}$
- Recubrimiento: $r_e = 4 \text{ cm}$

Datos del refuerzo:

- Diámetro del acero longitudinal: $d_b = 5/8''$
- Diámetro de los estribos: $d_e = 3/8''$

Factores de minoración:

- Factor de minoración a compresión: $\phi_c = 0.70$ (Art 9.3.2.2)
- Factor de minoración a flexocompresión: $\phi_{fc} = 0.70 - 0.90$ (ϕ incrementa linealmente de 0,7 a 0,9 a medida que ϕP_n disminuye desde $0,1 f'_c A_g$ o ϕP_b , el que sea menor, hasta cero - Art 9.3.2.2)

0.1.1. Diseño por flexión y carga axial:

Un elemento es considerado como columna cuando la carga axial amplificada en compresión P_u excede $0,1 \cdot f'_c A_g$. (Art 21.5.1.1 y 21.6.11)

La cuantía mínima para elementos en compresión no debe ser menor que 1 % (Art. 10.9.1)
La resistencia máxima de diseño a compresión pura será: (Ecu. 10.2)

$$\phi P_n = 0,80 \cdot \phi_c \cdot [0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}]$$

$$\phi P_n = 0,80 \cdot 0,70 \cdot [0,85 \cdot 21 \text{MPa} \cdot (32 \text{cm}^2 - 10 \text{cm}^2) + 420 \text{MPa} \cdot 10 \text{cm}^2] = 32 \text{N}$$

0.1.2. Resistencia a corte

La resistencia a cortante del concreto a compresión y tracción está dado respectivamente por:

$$\phi V_c = \phi_c \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 + \frac{N_u}{140 \cdot A_g}\right) \quad (\text{Ecu 11.4 E-060})$$

$$\phi V_c = \phi_c \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 - \frac{N_u}{35 \cdot A_g}\right) \quad (\text{Ecu 11.8 E-060})$$

Donde: N_u : Carga Axial

A_g : Área bruta de la sección

d : Peralte efectivo en la dirección de análisis

b : Ancho de la columna en la dirección de análisis

Los peraltes efectivos en las direcciones fuerte y débil de la columna serán:

$$d_x = h_c - r_e - d_e - d_b/2 = 50 \text{cm}$$

$$d_y = c_c - r_e - d_e - d_b/2 = 30 \text{cm}$$

Las capacidades máximas de los estribos a corte en las direcciones fuerte y débil de la columna serán:

$$V_{e,max} = 2,1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (Art, 11, 5, 7, 9E - 060)$$

$$V_{ex,max} = 2,1 \cdot \sqrt{21MPa} \cdot 30cm \cdot 50cm = 10N$$

$$V_{ey,max} = 2,1 \cdot \sqrt{21MPa} \cdot 55cm \cdot 30cm = 30N$$

Combinación: 1.25 (CM+CV) +SY:

Piso	h (m)	Pu (ton)	a (cm)	Mn (ton.m)	Vu (ton)	ϕV_c (ton)	Ve	ramas	s (cm)
1	2	32150	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	12

0.1.3. Refuerzo transversal en zonas de confinamiento

Longitud de confinamiento será la menor de: (Art. 21.4.5.3 y 21.6.4.4 E-060)

1. La sexta parte de la luz libre de la columna: $h_n/6$
2. La mayor dimensión del elemento: $\max(b_c, h_c)$
3. 50 cm

La longitud de confinamiento es entonces:

$$l_c = \max \begin{cases} h_n/6 : 10cm \\ \max(b_c, h_c) : 60cm \\ 50cm \end{cases} = 60cm$$

El espaciamiento de refuerzo transversal dentro de la zona de confinamiento será el menor de: (Art. 21.4.5.3 y 21.6.4.2 E-060)

Sistemas de muros	Sistemas de pórticos duales
• $8d_b$	• $6d_b$
• $\min(b, h)/2$	• $\min(b/h)/3$
• 10cm	• 10cm

El espaciamiento dentro de la zona de confinamiento es entonces:

$$s_1 = \min \begin{cases} 6d_b : 9,53cm \\ \min(b; h)/2 : 10cm \\ 10cm \end{cases} = 10cm$$

El espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento será el menor de: (Art. 21.4.5.4 y 21.6.4.5 E-060)

Sistemas de muros	Sistemas de pórticos duales
• $16d_b$	
• $48d_e$	• $10d_b$
• $30cm$	• $25cm$
• $\min(b, h)$	

El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento es:

$$s_2 = \min \begin{cases} 10d_b : 15,88cm \\ 25cm \end{cases} = 15cm$$

Refuerzo transversal mínimo en columnas:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c h} - 1 \right] \quad (a)$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yh}} \quad (b)$$

Donde:

A_{sh} : Área de refuerzo transversal

b_c : dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo medida centro a centro del refuerzo de confinamiento

A_{ch} : área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento

A_g : área de la sección bruta de la columna

s : separación del refuerzo transversal

f_{yh} : esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

Nota:

Cuando la resistencia de diseño del núcleo de la sección transversal del elemento satisface los requisitos de las combinaciones de carga de diseño, incluyendo el efecto sísmico, no es necesario satisfacer la ecuación (a)

Resistencia de diseño del núcleo:

0.1.4. Requisitos adicionales para columnas de sistemas de pórticos o duales

Los elementos estructurales que cumplan con las siguientes condiciones

- La carga axial amplificada excede $0,1 \cdot f'_c \cdot A_g = 40,94 \text{ ton}$
- La menor dimensión debe ser mínimamente $B=25cm$
- La relación entre la menor dimensión y la mayor será menor que $B/L \geq 0.25$

Resistencia mínima a flexión en las columnas:

Criterio Columna fuerte Viga Débil

Las resistencias a flexión en las columnas en las caras de los nudos deben satisfacer la siguiente ecuación: (Art. 21.6.6.2 E-060)

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nv}$$

Donde:

M_{nc} : suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para

la fuerza axial amplificada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja

M_{nv} : suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo evaluados en las caras del nudo.

Resistencia a Cortante en el nudo

Dentro del nudo deben colocarse estribos cerrados de confinamiento como refuerzo transversal a menos que dicho nudo esté confinado por elementos estructurales.

Se considera que un elemento (viga) proporciona confinamiento al nudo si al menos tres cuartas partes de la cara lateral del nudo está cubierta por el elemento que llega al nudo.

En estos casos podemos colocar la mitad de la cantidad requerida en el Art. 21.6.4.1 E-060 dentro del peralte del elemento de menor altura, además se permite que el espaciamiento mínimo (Art. 21.6.4.2) se incremente a 150 mm.

La resistencia V_n en el nudo no debe ser mayor que las fuerzas especificadas a continuación, para concreto de peso normal: (Art. 21.7.4)

Para nudos confinados en las cuatro caras:	$5,3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$
Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas:	$4,0 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$
Para otros casos:	$3,2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$

Donde:

A_j : área efectiva de la sección transversal dentro del nudo en la dirección de análisis, calculada como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo.

La profundidad del nudo es la dimensión total de la columna en la dirección de análisis.

El ancho efectivo del nudo es el ancho total de la columna, excepto que la viga llega a una columna más ancha que esta, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de:

- el ancho de la viga más la profundidad del nudo. Si el ancho difiere a ambos lados de la columna, se utilizará el promedio de ellos.
- dos veces la distancia del eje longitudinal de la viga al borde más cercano de la columna