

DISEÑO ESTRUCTURAL II

Carrera de **Arquitectura**

Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional de Cuyo



UNIDAD 3.c – COMPONENTES COMPRIMIDOS COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO



Ing. Civil Daniel Videla

2026

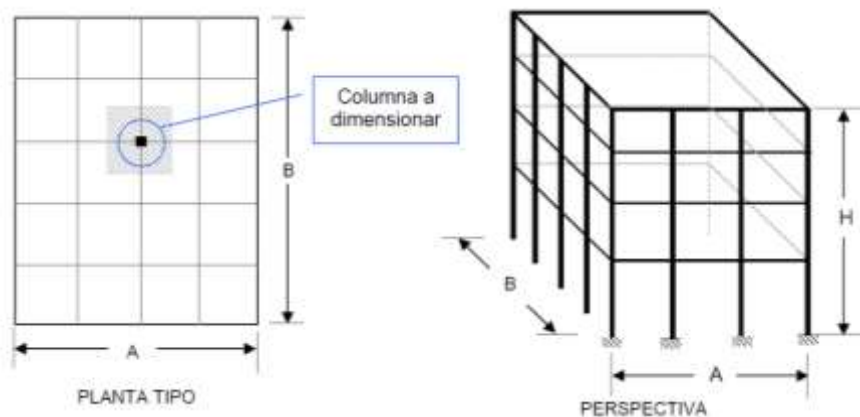
EJERCICIO:

Dimensionar una columna interior del edificio de 3 niveles, representado en el esquema adjunto.

Las columnas de HA, son elementos que tienen principalmente cargas a compresión. En general y además, están sometidas a momentos flectores en uno o dos ejes de la sección transversal, sin embargo la compresión domina su comportamiento.

Se supondrá que las acciones horizontales, deben ser tomadas y transmitidas por otros sistemas resistentes: Sistemas Indesplazables (muros, tabiques, rigidizaciones en cruces, etc).

1. Se debe establecer la geometría de la sección, armadura longitudinal y estribos de la columna.
2. Graficar detalles a escala.



DATOS	A [m]	B [m]	N° pisos	q [KN/m ²]	Htotal [m]	H°
	3 módulos de 5m	3 módulos de 6m	3	Realizar análisis de cargas	9	H-25

1- MATERIALES:

- Acero ADN-420: $f_y = 420 \text{ MPa} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Hormigón H-25: $f'_c = 25 \text{ MPa} = 250 \text{ kg/cm}^2$

2- ANÁLISIS DE CARGAS:

Las cargas de servicio son las que surgen directamente de la determinación de las fuerzas y efectos que producen (no mayoradas), según resulta de la aplicación de los Proyectos de Reglamento CIRSOC 201-2005 que se mencionan en siguiente Tabla:

Tabla: Distintas cargas de servicio a considerar para determinar la resistencia requerida.

Tipo de carga	Símbolo	Proyecto de Reglamento para su determinación
Carga muerta o permanente (<i>dead</i>)	D	CIRSOC 101 – Capítulo 3
Cargas vivas o sobrecarga (<i>live</i>)	L	CIRSOC 101 – Capítulo 4
Sobrecargas en las cubiertas	Lr	CIRSOC 101– Capítulo 4
Cargas de lluvia (<i>rain</i>)	R	No se tiene Reglamento específico
Fuerzas del viento (<i>wind</i>)	W	CIRSOC 102 – 2001
Cargas de nieve (<i>snow</i>)	S	CIRSOC 104
Fuerzas sísmicas (<i>earthquake</i>)	E	IMPRES - CIRSOC 103-2000
Cargas debidas al peso y presión de los fluidos	F	No se tiene Reglamento específico
Cargas por empujes de suelo o del agua.	H	No se tiene Reglamento específico
Solicitaciones de coacción y efectos que provienen de contracción o expansión de temperatura, fluencia lenta de los materiales, cambios de humedad, asentamientos diferenciales y sus combinaciones.	T	Se deben fundamentar en una evaluación realista de la ocurrencia de tales efectos durante la vida útil de la estructura.

Se considerarán losas cerámicas [D]

Descripción:	Peso	Unidades
Cubierta de Techo	5.00	KN/m ²
Entrepisos	6.00	KN/m ²

Acciones Accidentales tipo [L]

Descripción	Peso	Unidades
Azotea Accesible	2.00	KN/m ²
Dormitorios, Baños, etc..	2.00	KN/m ²

Área tributaria sobre la columna a analizar: $A_{trib} = 5\text{m} \times 6\text{m} = 30\text{ m}^2$

3- COMBINACIÓN DE CARGAS

Con el objeto de determinar la condición de diseño más crítica, se deben considerar las diversas combinaciones de carga.

Esto resulta particularmente válido, cuando la resistencia depende de más de un efecto de carga, como en el caso de la resistencia a la flexión y carga axial combinadas, o la resistencia al esfuerzo de corte en elementos con carga axial.

Se considerará sólo la siguiente combinación: $q_u = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$

Resistencia requerida por cargas mayoradas

- **Cubierta de Techo:**

$$P_u = (1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L) \cdot A_{trib}$$

$$P_u = (1.2 \cdot 5.0 \text{ KN/m}^2 + 1.6 \cdot 2.0 \text{ KN/m}^2) \cdot 30 \text{ m}^2$$

$$P_u \text{ cub} = 276 \text{ KN} = 27.6 \text{ tn}$$

- **Entrepisos:**

$$P_u = (1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L) \cdot A_{trib}$$

$$P_u = (1.2 \cdot 6.0 \text{ KN/m}^2 + 1.6 \cdot 2.0 \text{ KN/m}^2) \cdot 30 \text{ m}^2$$

$$P_u = 312 \text{ KN} = 31.2 \text{ tn}$$

$$P_u \text{ ent} = 2 \text{ entrepisos} \times P_u = 2 \cdot 312 \text{ KN}$$

$$P_u \text{ ent} = 624 \text{ KN} = 62.4 \text{ tn}$$

$$P_u = P_u \text{ cub} + P_u \text{ ent} = 276 \text{ KN} + 624 \text{ KN} = 900 \text{ KN} = 90 \text{ tn}$$

4- DIMENSIONAMIENTO:

El Método de Diseño por Resistencia Última (E.L.U.), exige que la resistencia de diseño de un elemento en cualquier sección, debe ser igual o superior a la resistencia requerida, calculada según las combinaciones de carga mayoradas especificadas en el Reglamento, según se expresa a continuación:

$$\begin{aligned} & \text{Suministro} \geq \text{Demanda} \\ & \text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida} \\ & \text{Lo que puede resistir} \geq \text{Lo que debe resistir} \\ & R_d = \phi \cdot R_n \geq R_r = R_u \end{aligned}$$

Este criterio provee un margen de seguridad estructural de dos maneras diferentes:

1. Disminuye la resistencia del elemento estructural, multiplicando la resistencia nominal R_n por el factor de reducción de la resistencia ϕ (flexión, $\phi = 0.90$; corte $\phi = 0.75$; compresión $\phi = 0.65$).
2. Aumenta la resistencia requerida usando cargas mayoradas o los momentos y fuerzas internas mayoradas.

En la siguiente Tabla, se especifica el criterio para los distintos tipos de solicitaciones.

Tabla: Criterio de diseño para los distintos tipos de solicitación.

Solicitación	Criterio de diseño
Flexión	$\phi M_n \geq M_u$
Corte	$\phi V_n \geq V_u$
Carga axial	$\phi P_n \geq P_u$
Torsión	$\phi T_n \geq T_u$

Aplicando lo indicado anteriormente:

Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida

$$P_d = \phi \cdot P_n \geq P_r = P_u$$

P_d : Carga axial de diseño.

P_n : Carga axial nominal.

P_u : Carga axial última (Carga requerida).

- **Condición de RESISTENCIA:**

Se realizará el cálculo de la sección de armadura, teniendo en cuenta la cuantía de acero

$$\rho = A_{st} / A_g$$

A_{st} = sección total de acero.

A_g = sección de hormigón.

ρ = cuantía de acero ($1\% \leq \rho \leq 8\%$)

$$P_n = 0.80 \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}]$$

$$A_{st} = \rho \cdot A_g$$

$$P_n = 0.80 \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - \rho \cdot A_g) + f_y \cdot \rho \cdot A_g]$$

$$\rho_{min} = 1\% = 0.01$$

$$P_n = 0.80 \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot A_g \cdot (1 - \rho) + f_y \cdot \rho \cdot A_g]$$

$$P_n = 0.80 \cdot A_g \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (1 - \rho) + f_y \cdot \rho]$$

$$(1 - \rho) = 0.99 \approx 1$$

$$P_n = 0.80 \cdot A_g \cdot [0.85 \cdot f'_c + f_y \cdot \rho]$$

$$P_d = \phi \cdot P_n = \phi \cdot [0.80 \cdot A_g \cdot (0.85 \cdot f'_c + f_y \cdot \rho)]$$

Despejando $A_g = P_u / \phi \cdot [0.8 \cdot (0.85 \cdot f'_c + f_y \cdot \rho)]$

Para columnas con estribos simples

$$A_g = P_u / 0.52 \cdot (0.85 \cdot f'_c + f_y \cdot \rho)$$

$$A_g = 900 \text{ KN} / 0.52 \cdot (0.85 \cdot 2.5 \text{ KN/cm}^2 + 42 \text{ KN/cm}^2 \cdot 0.01)$$

$$A_g = 900 \text{ KN} / 0.52 \cdot (2.125 \text{ KN/cm}^2 + 0.42 \text{ KN/cm}^2)$$

$$A_g = 900 \text{ KN} / 1.323 \text{ KN/cm}^2$$

$$A_g = 680.0 \text{ cm}^2$$

Considerando una columna cuadrada:

$$b = h = \sqrt{Ag}$$

$$b = h = 26.10 \text{ cm,}$$

$$b_{\min} = 20 \text{ cm}$$

Se adopta una columna cuadrada de **(30x30) cm**

$$A_{\text{greal}} = 30 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm} = 900 \text{ cm}^2$$

- **Condición de RIGIDEZ:**

Verificación de esbeltez geométrica:

$$H / b \leq 15$$

$$300 \text{ cm} / 30 \text{ cm} = 10 < 15 \quad \text{[VERIFICA]}$$

Aclaración: si las columnas formaran parte de un pórtico (sistema sismorresistente), la dimensión mínima de la columna en dirección del pórtico debería ser:

$$b_x = H \cdot L_x / 40 \quad ; \quad b_y = H \cdot L_y / 40$$

Siendo "H" la altura entre los puntos de apoyos superior e inferior, "L" la longitud de la viga que apoya en la columna, medida en la dirección que corresponda, en X o Y.

Para este ejemplo, en la dirección A: $L_x = 5\text{m}$, y en la dirección B: $L_y = 6\text{m}$; las dimensiones en ambas direcciones serían:

$$\text{X-X: } b_x = 3\text{m} \cdot 5\text{m} / 40 = 0.375 \text{ m} \quad , \text{ se debería adoptar } b_x = 0.40\text{m}$$

$$\text{Y-Y: } b_y = 3\text{m} \cdot 6\text{m} / 40 = 0.45 \text{ m} \quad , \text{ se debería adoptar } b_y = 0.50\text{m}$$

Retomando y adoptando la sección determinada con la **Condición de Resistencia**, la sección total de acero es:

$$A_{st} = \rho \cdot A_g$$

$$A_{st} = 0.01 \cdot 900 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 9.0 \text{ cm}^2$$

Se determina el número de barras (considerar simetría en la ubicación de las barras de acero en la sección de hormigón), dividiendo la armadura total necesaria, por la sección de la barra elegida:

Por ejemplo, para un hierro de diámetro:

$$\phi = 8\text{mm} \quad (A_s\phi 8 = 0.5 \text{ cm}^2)$$

$$n^\circ = 9 \text{ cm}^2 / 0.5 \text{ cm}^2 = 18 \text{ barras} \quad (\text{gran cantidad de barras})$$

Por ejemplo, para un hierro de diámetro:

$$\phi = 12\text{mm} \quad (A_s\phi 12 = 1.13 \text{ cm}^2)$$

$$n^\circ = 9 \text{ cm}^2 / 1.13 \text{ cm}^2 = 8 \text{ barras}$$

Se adoptan **8 ϕ 12mm (Astreal = 9.04 cm²)**

Se debe representar la sección de la columna a Esc: 1:20.

5- VERIFICACIONES:

$$P_d = \phi \cdot P_n \geq P_u$$

$$P_d = \phi \cdot P_n = 0.65 \cdot [0.80 \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}]]$$

$$P_d = 0.65 \cdot [0.80 \cdot [0.85 \cdot 2.5 \text{ KN/cm}^2 (900 \text{ cm}^2 - 9.04 \text{ cm}^2) + 42 \text{ KN/cm}^2 \cdot 9.04 \text{ cm}^2]]$$

$$P_d = 1182 \text{ KN} > 900 \text{ KN} \quad \text{[VERIFICA]}$$

6- DISPOSICIONES DE ARMADO:

Los estribos en las columnas cumplen las siguientes funciones:

- Evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas.
- Confinamiento del núcleo de hormigón.
- Resistencia al corte.

La separación de estribos condiciona la Resistencia final de la columna.

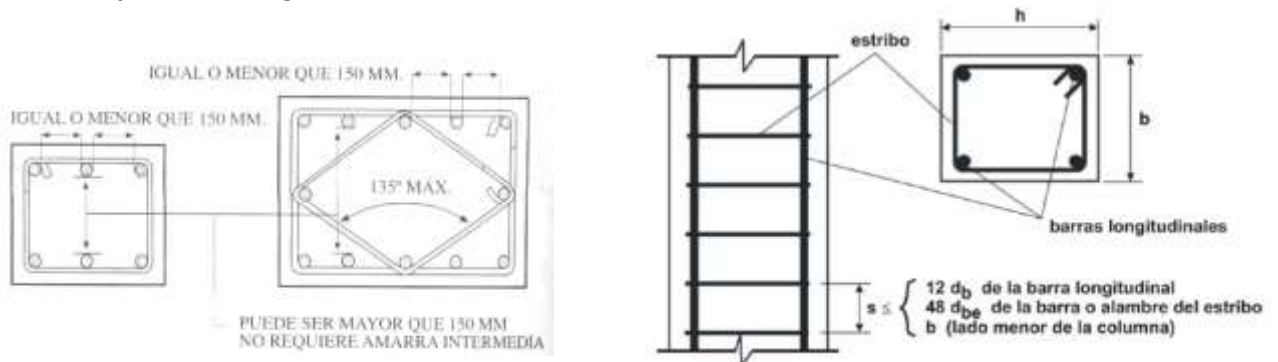
Disposiciones Reglamentarias:

Figura 7.10.5.2. Separación vertical de los estribos cerrados.

Diámetro estribos: $\phi_{\text{estribo}} > \phi_{\text{long}} / 3$

$p/\text{barra longitudinal} \leq \phi 12 \text{ mm}; \quad \phi_{\text{estribo}} = 6 \text{ mm}$

$p/\text{barra longitudinal} \leq \phi 16 \text{ mm}; \quad \phi_{\text{estribo}} = 8 \text{ mm}$

$p/\text{barra longitudinal} \leq \phi 20 \text{ mm}; \quad \phi_{\text{estribo}} = 10/12 \text{ mm}$

$p/\text{barra longitudinal} > \phi 20 \text{ mm}; \quad \phi_{\text{estribo}} = 12 \text{ mm}$

Determinamos el diámetro mínimo que debería tener un estribo:

$$\phi_{\text{est}} = \phi_{\text{long}} / 3 = 12 \text{ mm} / 3 = 4 \text{ mm.}$$

Entonces se adopta para nuestro caso, $\phi_{\text{est}} = 6 \text{ mm}$.

Separaciones mínimas de barras $s \leq 12 \cdot \phi_{\text{long}} = 12 \cdot 1.2 \text{ cm} = 14.4 \text{ cm}$

$s \leq 48 \cdot \phi_{\text{est}} = 48 \cdot 0.6 \text{ cm} = 28.8 \text{ cm}$

$s \leq b \text{ cm} = 30 \text{ cm}$

Para este ejemplo, se adoptan estribos de $\phi 6 \text{ mm c}/12 \text{ cm}$.

IMPORTANTE:

Longitud de los ganchos del estribo (teniendo en cuenta diámetro del mandril de doblado):

Tabla 7.1.3. Ángulos de doblado y prolongaciones en los extremos libres de las barras o alambres, tanto para estribos abiertos como para cerrados

Diámetro de la barra o alambre del estribo (mm) d_{be}	Angulo de doblado	Prolongación en el extremo libre
$d_{be} \leq 16$	90°	$\geq 6 d_{be}$
$16 < d_{be} \leq 25$	90°	$\geq 12 d_{be}$
$d_{be} \leq 25$	135°	$\geq 6 d_{be}$

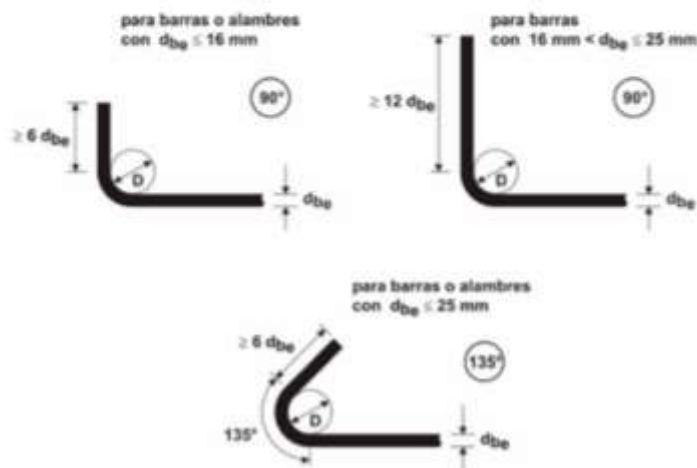


Tabla 7.2.1.1. Diámetros mínimos del mandril de doblado, D, para ganchos normales

Diámetro de las barras o alambres d_b (mm)	Diámetro mínimo del mandril de doblado D
$d_b \leq 25$	$6 d_b$
$25 < d_b \leq 32$	$8 d_b$
$d_b > 32$	$10 d_b$

Lgancho $\geq 10 \cdot \phi$ estribo (se tiene en cuenta el diámetro del mandril de doblado)

Lgancho = $10 \cdot \phi$ estribo = $10 \cdot 6 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$

Graficar detalle a escala la sección diseñada de la columna (Esc.1:20)