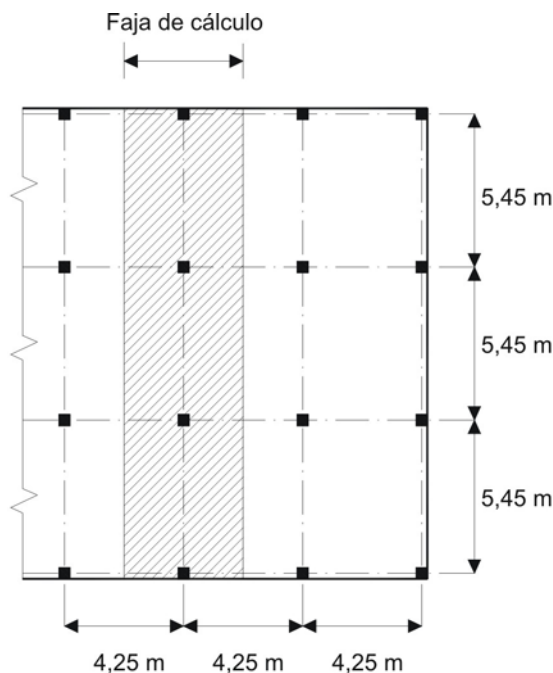


DISEÑO DE LOSAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES

MÉTODO DIRECTO – ENTREPISO SIN VIGAS

Ejemplo 12.I

Enunciado: Predimensionar y calcular la faja del entrepiso sin vigas indicada en la figura.



Materiales: - Hormigón: H-30 ($f'_c = 30$ MPa)
- Acero: ADN 420 ($f_y = 420$ MPa)

Altura de piso: 2,70 m

Dimensiones columnas: 0,40 m x 0,40 m

Las fuerzas de viento son resistidas por el núcleo de escaleras y ascensores

No hay vigas de borde

Los contrapisos, solados, terminaciones y tabiques se representan a través de una carga repartida de 1 kN/m²

La sobrecarga de uso vale 2 kN/m²

Se analizará en detalle una columna de borde.

Resolución:

a) Predimensionado

Dado que todos los paños tienen idénticas dimensiones, el cálculo de la altura mínima que exige de verificar deformaciones debe realizarse sobre un paño exterior sin ábaco y sin viga de borde, es decir: [tabla 9.5.c), CIRSOC 201-2005]

$$h = \ell_n / 30 = 5,05 \text{ m} / 30 = 0,17 \text{ m}$$

$$\text{donde: } \ell_n = \text{Luz libre mayor} = 5,45 \text{ m} - 0,40 \text{ m} = 5,05 \text{ m}$$

La altura anterior es mayor que el mínimo absoluto de 0,12 m establecido por el CIRSOC 201-2005, artículo 9.5.3.2, para losas sin ábacos.

b) Verificación aproximada frente a corte y punzonamiento

b.1.) Carga de cálculo

$$\text{Peso propio losa} = 0,17 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 4,25 \text{ kN/m}^2$$

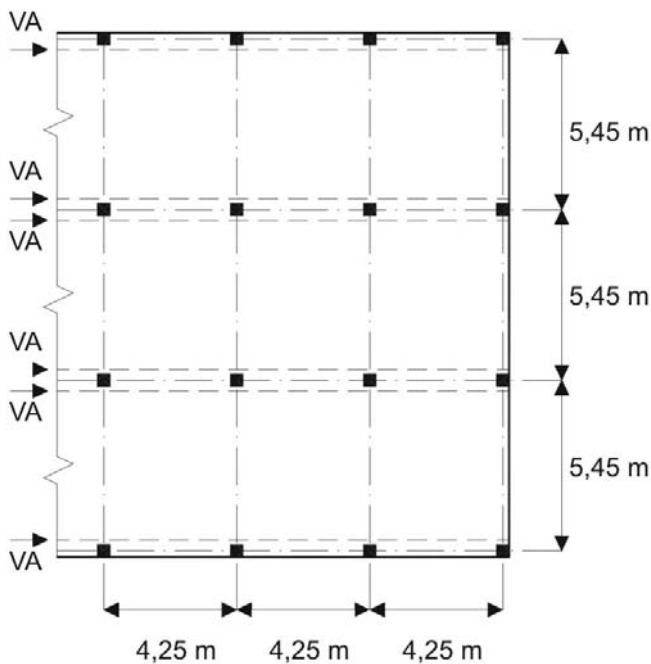
$$q_{Du} = \text{carga permanente mayorada} = 1,2 \cdot (4,25 \text{ kN/m}^2 + 1,00 \text{ kN/m}^2) = 6,30 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Lu} = \text{sobrecarga mayorada} = 1,6 \cdot 2,00 \text{ kN/m}^2 = 3,2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = \text{carga total mayorada} = 6,30 \text{ kN/m}^2 + 3,20 \text{ kN/m}^2 = 9,50 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u > 1,4 \cdot (4,25 \text{ kN/m}^2 + 1,00 \text{ kN/m}^2) = 7,35 \text{ kN/m}^2$$

b.2.) Verificación al corte como “Viga Ancha”



Se trata de una rotura “lineal” cuya sección crítica se ubica a una distancia “d” del filo de las columnas (artículo 11.1.3.1). La sección crítica más desfavorable es normal a la luz mayor.

Adoptando un recubrimiento de 20 mm y suponiendo que la armadura de flexión según la luz mayor tendrá 12 mm de diámetro se tiene:

$$d = 0,17 \text{ m} - 0,02 \text{ m} - 0,012 \text{ m} / 2$$

$$d = 0,144 \text{ m}$$

Las líneas indicadas como “VA” muestran la ubicación de las secciones críticas.

En forma aproximada la sollicitación por metro puede considerarse como:

$$v_u = q_u \cdot (\ell_n / 2 - d)$$

$$v_u = 9,50 \text{ kN/m}^2 \cdot (5,05 \text{ m} / 2 - 0,144 \text{ m})$$

$$v_u = 22,62 \text{ kN/m}$$

Por su parte la resistencia al corte por metro de ancho puede calcularse como (artículo 11.3.1.1):

$$v_c = f'_c{}^{1/2} \cdot d / 6 = 30^{1/2} \text{ MPa} \cdot 0,144 \text{ m} \cdot (1000 \text{ kN} / \text{MN}) / 6 = 131,45 \text{ kN/m}$$

Por lo tanto se verifica:

$$v_u = 22,62 \text{ kN/m} < \phi \cdot v_n = \phi \cdot v_c = 0,75 \cdot 131,45 \text{ kN/m} = 98,59 \text{ kN/m}$$

b.3) Verificación al punzonamiento

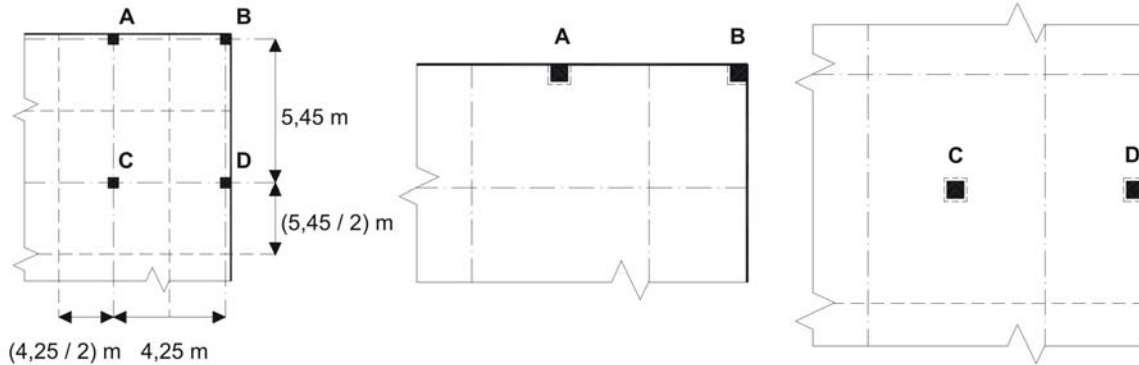
Como simplificación se supondrá que las líneas de corte nulo pasan por el centro de los paños cualquiera sea la posición de la columna analizada. Por otra parte, los perímetros críticos se calculan, de acuerdo con el artículo 11.12.1.2, a una distancia “d/2” de los filos de las columnas.

Para estos cálculos se toma una altura “d” media:

$$d = 0,17 \text{ m} - 0,02 \text{ m} - 0,012 \text{ m} = 0,138 \text{ m}$$

Se presentarán entonces las cuatro situaciones mostradas en la figura siguiente.

b.3.1) Solicitación



CASO	Área tributaria [m ²] (1)	b _o = Perímetro crítico [m] (2)	Área en planta encerrada por el perímetro crítico [m ²] (3)	V _u = [(1) - (3)] · q _u [kN] (4)	V _u / m = (4) / (2)
A	4,25 · (5,45 / 2 + 0,2) = 12,43 m ²	(0,40 + 2 · 0,138 / 2) + 2 · (0,40 + 0,138 / 2) = 1,476 m	(0,40 + 2 · 0,138 / 2) · (0,40 + 0,138 / 2) = 0,252 m ²	9,50 · (12,43 - 0,252) = 115,70 kN	78,39 kN/m
B	(4,25 / 2 + 0,2) · (5,45 / 2 + 0,2) = 6,80 m ²	(0,40 + 0,138 / 2) + (0,40 + 0,138 / 2) = 0,938 m	(0,40 + 0,138 / 2) · (0,40 + 0,138 / 2) = 0,220 m ²	9,50 · (6,80 - 0,220) = 62,52 kN	66,65 kN/m
C	4,25 · 5,45 = 23,16 m ²	4 · (0,40 + 2 · 0,138 / 2) = 2,152 m	(0,40 + 2 · 0,138 / 2) ² = 0,289 m ²	9,50 · (23,16 - 0,289) = 217,29 kN	100,97 kN/m
D	(4,25 / 2 + 0,2) · 5,45 = 12,67 m ²	2 · (0,40 + 0,138 / 2) + (0,40 + 2 · 0,138 / 2) = 1,476 m	(0,40 + 0,138 / 2) · (0,40 + 2 · 0,138 / 2) = 0,252 m ²	9,50 · (12,67 - 0,252) = 117,98 kN	79,93 kN/m

b.3.2) Resistencia

Según el CIRSOC 201-2005, artículo 11.12.2.1, el aporte resistente del hormigón se obtiene a partir de las siguientes expresiones:

$$V_c \leq \begin{cases} V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{6} \\ V_c = \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{12} \\ V_c = \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{3} \end{cases}$$

donde

- β : Relación entre el lado mayor y el lado menor del área cargada efectiva. En columnas rectangulares es igual al cociente entre el lado mayor y el lado menor de la columna. Para este caso vale 1.
- α_s : $\left\{ \begin{array}{l} 40 \text{ para columnas interiores} \\ 30 \text{ para columnas de borde} \\ 20 \text{ para columnas de esquina} \end{array} \right.$
- b_o : Perímetro de la sección crítica
- d : Altura útil en la sección crítica
- $\sqrt{f'_c}$: f'_c en MPa, el resultado de la raíz en MPa

Para columnas cuadradas y espesores usuales decide la tercera de las ecuaciones por lo que se tendrá:

$$V_c / m = 30^{1/2} \text{ MPa} \cdot (1000 \text{ kN} / \text{MN}) \cdot 0,138 \text{ m} / 3 = 251,95 \text{ kN/m}$$

Siempre deberá verificarse que:

$$V_u / m \leq \phi \cdot V_n / m = \phi \cdot V_c / m = 0,75 \cdot 251,95 \text{ kN/m} = 188,96 \text{ kN/m}$$

Se aprecia que existe una gran diferencia entre los valores solicitantes y los resistentes minorados por lo que se considera satisfecha la verificación de espesor aunque en el cálculo definitivo algunas tensiones solicitantes se incrementen por efecto de la transferencia de momentos entre losa y columna.

c) Verificación de la aplicabilidad del Método Directo (artículo 13.6.1)

- El mínimo de tramos en una dirección es igual a tres
- La relación de lados de los paños es menor que 2 ($5,45 \text{ m} / 4,25 \text{ m} = 1,28$)
- Las longitudes de tramos sucesivos son iguales
- Las columnas están alineadas
- Las cargas son gravitatorias, uniformemente distribuidas y la sobrecarga es menor que dos veces la carga permanente
- No existen vigas en el sistema

Por lo tanto se verifican todos los requerimientos exigidos por el CIRSOC 201-2005 para poder aplicar el método.

d) Momentos mayorados en losas

d.1) Momento estático total para cargas mayoradas (artículo 13.6.2.2)

$$M_o = q_u \cdot \ell_2 \cdot \ell_n^2 / 8 = 9,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,25 \text{ m} \cdot 5,05^2 \text{ m}^2 / 8 = 128,71 \text{ kNm}$$

d.2) Distribución del momento estático total (artículos 13.6.3.2 y 13.6.3.3)

	Momento Total [kNm]	Momento Faja Columna [kNm]	Momento Total para las dos media Fajas Intermedias [kNm]
Tramo Extremo:			
Negativo Exterior	$0,26 \cdot M_o = 33,46 \text{ kNm}$	$1,00 \cdot 0,26 \cdot M_o = 33,46 \text{ kNm}$	$0,00 \cdot 0,26 \cdot M_o = 0,00 \text{ kNm}$
Positivo	$0,52 \cdot M_o = 66,93 \text{ kNm}$	$0,60 \cdot 0,52 \cdot M_o = 40,16 \text{ kNm}$	$0,40 \cdot 0,52 \cdot M_o = 26,77 \text{ kNm}$
Negativo Interior	$0,70 \cdot M_o = 90,10 \text{ kNm}$	$0,75 \cdot 0,70 \cdot M_o = 67,57 \text{ kNm}$	$0,25 \cdot 0,70 \cdot M_o = 22,52 \text{ kNm}$
Tramo Interior:			
Positivo	$0,35 \cdot M_o = 45,05 \text{ kNm}$	$0,60 \cdot 0,35 \cdot M_o = 27,03 \text{ kNm}$	$0,40 \cdot 0,35 \cdot M_o = 18,02 \text{ kNm}$
Negativo	$0,65 \cdot M_o = 83,66 \text{ kNm}$	$0,75 \cdot 0,65 \cdot M_o = 62,75 \text{ kNm}$	$0,25 \cdot 0,65 \cdot M_o = 20,92 \text{ kNm}$

e) Momentos mayorados en columnas

e.1) Momentos transferidos a las columnas interiores (artículo 13.6.9.2)

$$M_{u \text{ TOTAL}} = 0,07 \cdot (0,5 \cdot q_{Lu} \cdot \ell_2 \cdot \ell_n^2) = 0,07 \cdot 0,5 \cdot 1,6 \cdot 2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,25 \text{ m} \cdot 5,05^2 \text{ m}^2$$

$$M_{u \text{ TOTAL}} = 12,14 \text{ kNm}$$

Dado que los tramos superior e inferior tienen la misma rigidez cada uno de ellos deberá resistir la mitad del momento anterior, es decir: $M_u = 6,07 \text{ kNm}$

Nota: El cálculo de este momento, que representa en la realidad el “salto” del momento que se genera en un apoyo interior, se omite cuando se efectúa un análisis exacto del pórtico como ser el Método del Pórtico equivalente.

e.2) Momentos transferidos a las columnas exteriores

Estas columnas deben resistir el momento negativo exterior de los tramos extremos. Dado que el tramo superior y el inferior tienen igual rigidez, el momento a resistir por cada uno de ellos será: $M_u = 33,46 \text{ kNm} / 2 = 16,73 \text{ kNm}$

Cuando no existan vigas y se utilice el Método Directo, el CIRSOC 201-2005 artículo 13.6.3.6, obliga a que en la unión losa–columna se determine la fracción del momento no balanceado, transferido por excentricidad de corte, a partir del siguiente momento:
 $0,30 \cdot M_o = 0,30 \cdot 128,71 \text{ kNm} = 38,61 \text{ kNm}$

f) Armaduras de flexión para efectos generales

El ancho de la faja de columna y de la intermedia es: $b = 4,25 \text{ m} / 2 = 2,125 \text{ m}$ y además $d = 0,144 \text{ m}$

Las alturas elegidas conducen a secciones con cuantías comprendidas entre las mínimas y las correspondientes a las máximas admisibles sin utilizar doble armadura. Como ya se ha visto en los ejemplos de “Flexión Simple”, el camino de cálculo es:

$$M_n = M_u / \phi = M_u / 0,90 \quad ;$$

$$a_{s \text{ mín}} = 1,4 \cdot b_w \cdot d / f_y = 1,4 \text{ MPa} \cdot (1000 \text{ mm} / \text{m}) \cdot 144 \text{ mm} / 420 \text{ MPa}$$

$$a_{s \text{ mín}} = 480 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (4,8 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$k_{a \text{ mín}} = 1,4 \text{ MPa} / (0,85 \cdot f'_c) = 0,055$$

$$k_{a \text{ máx}} = k_{c \text{ máx}} \cdot \beta_1 = 0,375 \cdot \beta_1 = 0,375 \cdot 0,85 = 0,319$$

$$M_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot a \cdot (d - a / 2) = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d^2 \cdot k_a \cdot (1 - k_a / 2) \quad \text{y} \quad \text{llamando}$$

$$m_n = M_n / (0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d^2) = k_a \cdot (1 - k_a / 2) \quad \text{resulta} \quad k_a = 1 - (1 - 2 \cdot m_n)^{1/2}$$

a) Si $k_a \leq k_{a \text{ mín}}$ se adopta $A_s = A_{s \text{ mín}} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot k_{a \text{ mín}} \cdot d / f_y$ y $A'_s = 0$

b) Si $k_{a \text{ mín}} < k_a \leq k_{a \text{ máx}}$ se calcula $A_s = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot k_a \cdot d / f_y$ y $A'_s = 0$

Se adopta armadura mínima para momentos menores que:

$$M_u = 0,9 \cdot M_n = 0,90 \cdot 0,85 \cdot 30000 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,125 \text{ m} \cdot 0,144^2 \text{ m}^2 \cdot 0,055 \cdot (1 - 0,055 / 2)$$

$$M_u = 54,00 \text{ kNm}$$

Tramo	Momento	M_u [kNm]		M_n [kNm]		m_n		k_a		A_s [mm ²]		$a_s = A_s / b_w$ [mm ² /m]	
		Col	Int	Col	Int	Col	Int	Col	Int	Col	Int	Col	Int
Extr.	Neg. Exterior	33,46	0,00	37,18	0,00	-----	-----	-----	-----	-----	-----	480	480
	Positivo	40,16	26,77	44,62	29,75	-----	-----	-----	-----	-----	-----	480	480
	Neg. Interior	67,57	22,52	75,08	25,03	0,067	-----	0,069	-----	1286	-----	605	480
Int	Positivo	27,03	18,02	30,03	20,02	-----	-----	-----	-----	-----	-----	480	480
	Negativo	62,75	20,92	69,72	23,24	0,062	-----	0,064	-----	1191	-----	560	480

La armadura mínima se cubre con $d_b 12 \text{ c}/0,23 \text{ m} = 491 \text{ mm}^2/\text{m}$ (4,91 cm²/m) con lo que se verifica adecuadamente la separación máxima (artículo 7.6.5): $2,5 \cdot h = 2,5 \cdot 0,17 \text{ m} = 0,425 \text{ m}$ y además no mayor que 0,30 m.

La armadura mínima anterior también cubre la armadura mínima por contracción y temperatura (artículo 7.12.2.1) que vale:

$$0,0018 \cdot 170 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm/m} = 306 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (3,06 \text{ cm}^2/\text{m})$$

En los apoyos que requieren una armadura mayor se intercala a la armadura anterior $d_b 8 \text{ c}/0,46 \text{ m}$: $491 \text{ mm}^2/\text{m} + 109 \text{ mm}^2/\text{m} = 601 \text{ mm}^2/\text{m}$ (6,01 cm²/m) (dif. ~ 0,5 %)

g) Armaduras de flexión para transferencia de momentos no balanceados

Los momentos no balanceados (momentos transferidos a las columnas) son resistidos localmente mediante un mecanismo de flexión que transfiere momentos "frontalmente" a las columnas y un mecanismo de corte que lo hace a través de esfuerzos tangenciales que actúan sobre el perímetro de la columna (y antes sobre el perímetro crítico de punzonamiento).

Según el CIRSOC 201-2005, artículo 13.5.3.2, la proporción de los momentos no balanceados que se transfiere por flexión puede valorarse a través del siguiente coeficiente:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}$$

donde “b₁” y “b₂” son los lados del perímetro crítico.

Los momentos transferidos por flexión deben considerarse resistidos por anchos efectivos iguales al ancho de la columna o capitel más una vez y media el espesor total de la losa o del ábaco a cada lado de los mismos. En este caso:

$$0,40 \text{ m} + 2 \cdot 1,5 \cdot 0,17 \text{ m} = 0,91 \text{ m}$$

	Columna interior	Columna exterior
b ₁ [m]	0,40 + 2 · 0,138 / 2 = 0,538 m	0,40 + 0,138 / 2 = 0,469 m
b ₂ [m]	0,40 + 2 · 0,138 / 2 = 0,538 m	0,40 + 2 · 0,138 / 2 = 0,538 m
γ _f	0,60	0,61635 ≈ 0,62 ó 1 (*)
M _u no balanceado	12,14 kNm	33,46 kNm
M _{uf}	0,60 · 12,14 = 7,28 kNm	20,75 kNm ó 33,46 kNm (*)
M _{uf} por metro	7,28 / 0,91 = 8,00 kNm/m	22,80 kNm/m ó 36,77 kNm/m (*)
(*) Si se verifica el punzonamiento sin tener en cuenta en forma precisa el efecto del momento no balanceado, debe considerarse que el 100% del mismo es transferido por flexión.		

En rigor el dimensionamiento de armaduras no debería hacerse en forma independiente de la flexión global de las fajas. En las zonas de transferencia de momentos no balanceados habría que sumar los momentos por metro de ancho y dimensionar con dicho momento.

$$\text{Columna interior: } 67,57 \text{ kNm} / 2,125 \text{ m} + 8,00 \text{ kNm/m} = 39,80 \text{ kNm/m} \quad (696 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\text{Columna exterior: } 36,77 \text{ kNm/m} \quad (641 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Realizando los cálculos correspondientes se llega a la necesidad de modificar las armaduras necesarias en las zonas de 0,91 m de ancho centradas con las columnas. En las columnas internas la diferencia es mínima y será suficiente con adicionar 2 barras de 8 mm de diámetro con lo que, en esa zona, las barras de 8 mm de diámetro quedarán separadas 0,23 m entre sí. En el caso de las columnas exteriores se reemplazarán las barras de 8 mm de diámetro por d_b10, de esta manera en el ancho de transferencia de la columna exterior nos queda: d_b12 c/ 0,23 m + d_b10 c/ 0,46 m.

Observamos que en las columnas exteriores se ha determinado la armadura, en el ancho de transferencia, considerando que todo el momento no balanceado se transfiere por flexión, válida al cumplirse: $V_u \leq 0,75 \cdot \phi \cdot V_c$ (verificación indicada más adelante). De esta manera se colocará armadura mínima en toda la faja de diseño menos en el ancho de transferencia que lo cubrirá la armadura calculada.

Nota: No se descarta el análisis de transferir el momento no balanceado mediante la transferencia por flexión y por excentricidad de corte. Ante esta situación se determinará la armadura en la faja de columna considerando el momento no balanceado y luego se verificará si la armadura dispuesta en el ancho de transferencia resiste el momento no balanceado transferido por flexión. Esta situación requiere especial atención en la verificación al punzonado dado que el momento transferido por excentricidad de corte no será nulo.

h) Punzonamiento

Se analizan sólo las columnas “A” y “C” pertenecientes a la faja en estudio. Si bien se sigue a continuación la línea de razonamiento más utilizada en la bibliografía norteamericana, vale un comentario. En efecto, es costumbre analizar el efecto desfavorable de los momentos transferidos a las columnas solamente por la flexión producida en la dirección en estudio. Esto realmente parecería no tiene sentido físico dado que podrían esperarse momentos no balanceados en la dirección normal. Lo que en realidad ocurre es que para obtener los momentos máximos en la dirección en estudio hay que cargar los paños que se encuentran a ambos lados de la fila de columnas que define el eje de la faja en estudio. Esto hace que los momentos no balanceados en la dirección normal no sean significativos mientras la faja que se esté estudiando sea interior.

h.1) Columnas interiores

El momento no balanceado transferido por flexión vale:

$$M_f = \gamma_f \cdot 12,14 \text{ kNm} = 0,60 \cdot 12,14 \text{ kNm} = 7,28 \text{ kNm}$$

donde

$$\gamma_f = 1 / [1 + 2 \cdot (b_1 / b_2)^{1/2} / 3] = 0,60$$

$$b_1 = \text{dimensión del perímetro crítico en la dirección de } \ell_n = 0,538 \text{ m}$$

$$b_2 = \text{dimensión del perímetro crítico en la dirección de } \ell_2 = 0,538 \text{ m}$$

La tensión tangencial afectada por el momento transferido será (artículo C11.12.6.2):

$$v_u = V_u / A_c + \gamma_v \cdot M_u / (J / c)$$

donde:

$$V_u = \text{esfuerzo de punzonamiento} = 217,29 \text{ kN}$$

$$A_c = \text{área de la sección crítica} = b_o \cdot d = 2,152 \text{ m} \cdot 0,138 \text{ m} = 0,297 \text{ m}^2$$

$$\gamma_v \cdot M_u = (1 - \gamma_f) \cdot M_u = M_u - M_f = 4,86 \text{ kNm}$$

$$J / c = [b_1 \cdot d \cdot (b_1 + 3 \cdot b_2) + d^3] / 3$$

$$J / c = [0,538 \text{ m} \cdot 0,138 \text{ m} \cdot (0,538 \text{ m} + 3 \cdot 0,538 \text{ m}) + 0,138^3 \text{ m}^3] / 3 =$$

$$J / c = 0,05413 \text{ m}^3$$

$$v_u = 217,29 \text{ kN} / 0,297 \text{ m}^2 + 4,86 \text{ kNm} / 0,054 \text{ m}^3 = 731,69 \text{ kN/m}^2 + 89,70 \text{ kN/m}^2$$

$$v_u = 821,39 \text{ kN/m}^2 = 0,82 \text{ MPa}$$

La resistencia nominal por unidad de superficie vale:

$$v_n = v_c = 30^{1/2} \text{ MPa} / 3 = 1,83 \text{ MPa} = 1830 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto se verifica: $v_u = 0,82 \text{ MPa} < \phi \cdot v_n = 0,75 \cdot 1,83 \text{ MPa} = 1,37 \text{ MPa}$

h.2) Columnas exteriores

Aquí podría procederse como para el caso de las columnas interiores sólo que teniendo en consideración las particularidades geométricas del perímetro crítico¹ (en este caso es abierto). Para abarcar las diferentes posibilidades que permite el Reglamento, se aplicará un criterio simplificado que permite omitir la verificación del efecto de los momentos siempre que el punzonamiento solicitante sea menor que el 75% de la resistencia minorada aportada por el hormigón, artículo 13.5.3.3 (para el caso de las columnas de esquina este porcentaje pasa a ser el 50%). Para el caso en estudio la condición se expresa como: $V_u \leq 0,75 \cdot \phi \cdot V_c$

Trabajando en valores por metro de perímetro crítico se tendrá:

$$V_u / m = 78,39 \text{ kN/m} < 0,75 \cdot 0,75 \cdot 251,95 \text{ kN/m} = 141,72 \text{ kN/m}$$

Por lo tanto no es necesario hacer verificaciones más afinadas.

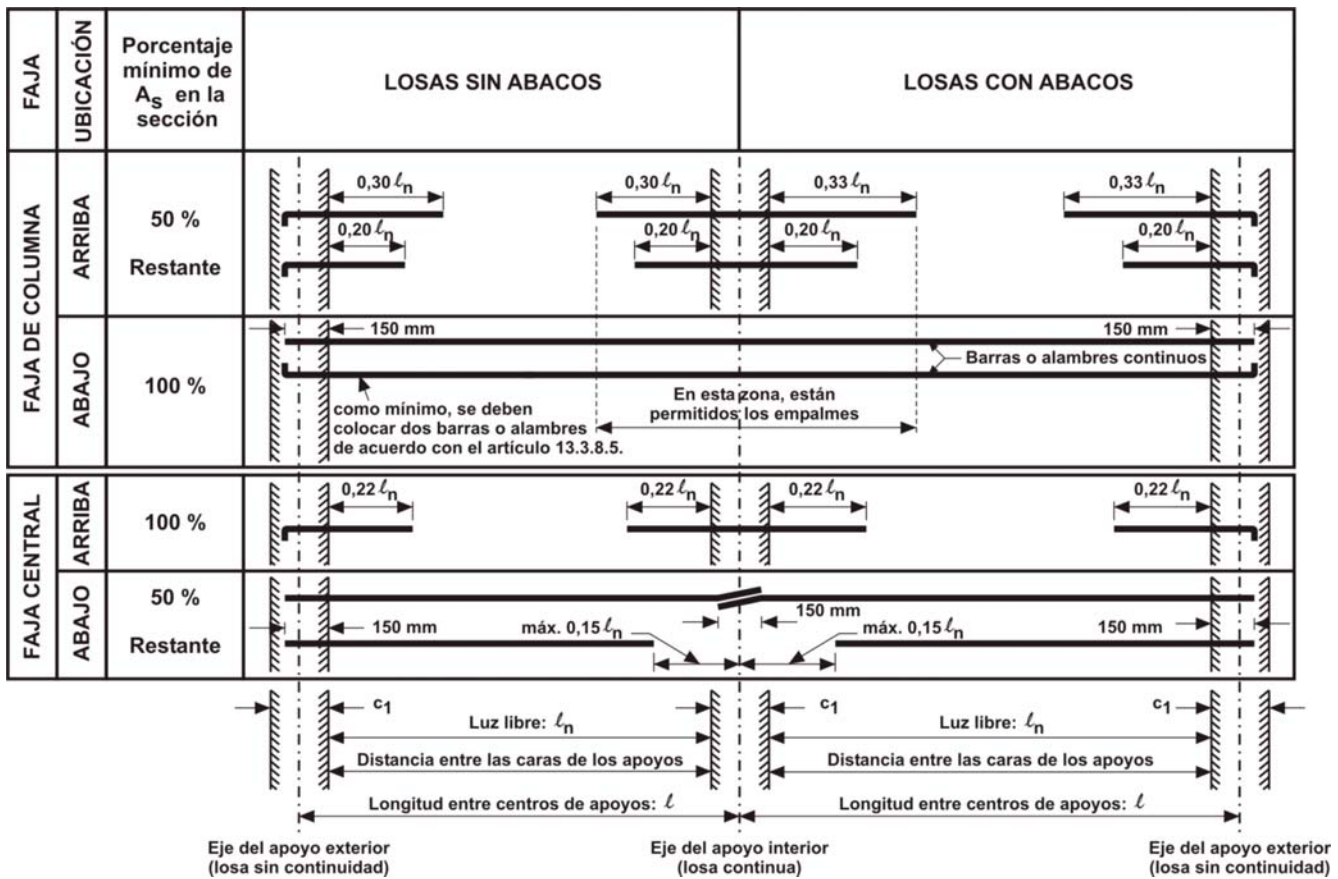
i) Trazado de armaduras

Se utiliza el trazado propuesto por el CIRSOC 201-2005, figura 13.3.8, que se transcribe a continuación.

¹ $\gamma_f = 1 / [1 + 2 \cdot (b_1 / b_2)^{1/2} / 3] = 0,616$
 $b_1 =$ dimensión del perímetro crítico en la dirección de $\ell_1 = 0,469 \text{ m}$
 $b_2 =$ dimensión del perímetro crítico en la dirección de $\ell_2 = 0,538 \text{ m}$
 $A_c = b_o \cdot d$; $J / c = [2 \cdot b_1^2 \cdot d \cdot (b_1 + 2 \cdot b_2) + d^3 \cdot (2 \cdot b_1 + b_2)] / (6 \cdot b_1)$

A su vez, debe recordarse que, al utilizar el Método Directo, el momento a transferir por excentricidad de corte debe ser:

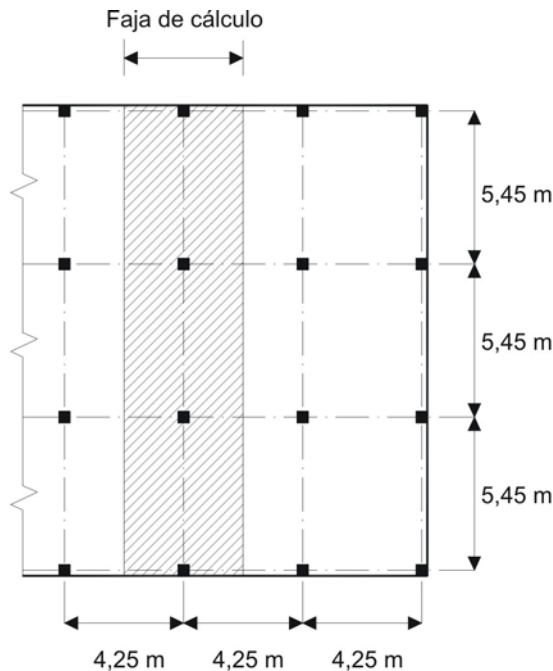
$$\gamma_v \cdot 0,30 \cdot M_o = \gamma_v \cdot 0,30 \cdot 128,71 \text{ kNm} = \gamma_v \cdot 38,61 \text{ kNm}$$



MÉTODO PÓRTICO EQUIVALENTE – ENTREPISO SIN VIGAS

Ejemplo 12.II

Enunciado: Predimensionar y calcular la faja del entrepiso sin vigas indicada en la figura.



Materiales: - Hormigón: H-30 ($f'_c = 30$ MPa)
- Acero: ADN 420 ($f_y = 420$ MPa)

Altura de piso: 2,70 m

Dimensiones columnas: 0,40 m × 0,40 m

Las fuerzas de viento son resistidas por el núcleo de escaleras y ascensores

No hay vigas de borde

Los contrapisos, solados, terminaciones y tabiques se representan a través de una carga repartida de 1 kN/m²

La sobrecarga de uso vale 2 kN/m²

Resolución:

a) Predimensionado

Vale lo visto para el Método Directo. Se adopta una losa de 0,17 m de espesor.

b) Verificación aproximada frente a corte y punzonamiento

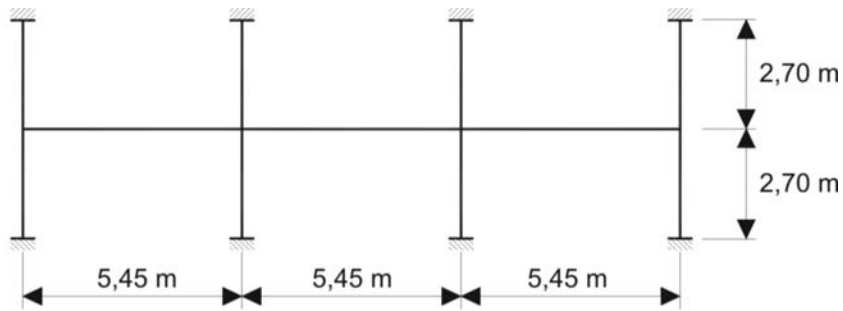
Vale lo visto para el Método Directo.

c) Verificación de la aplicabilidad del Método del Pórtico Equivalente

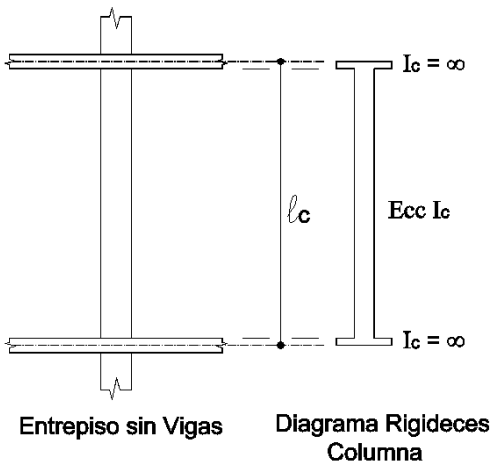
El método es de aplicación dado que las columnas se encuentran alineadas sobre una trama ortogonal.

d) Geometría general del pórtico equivalente (artículo 13.7.2)

Si bien el pórtico podría calcularse íntegro (considerando la totalidad de sus pisos), el método permite aislar un piso cualquiera suponiendo que sus columnas se encuentran superior e inferiormente empotradas en los pisos adyacentes (siempre que existan ambos).



e) Rigideces de los diferentes elementos del pórtico equivalente



Para las columnas se tiene:

$$l_c = 2,70 \text{ m}$$

y en su zona libre:

$$E_{cc} = 4700 \cdot 30^{1/2} \text{ MPa} = 25743 \text{ MPa}$$

$$I_c = (0,40 \text{ m})^4 / 12 = 2,133 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Para la zona libre de la losa-viga se tiene:



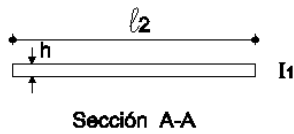
$$E_{cs} = E_{cc} = 4700 \cdot 30^{1/2} \text{ MPa} = 25743 \text{ MPa}$$

$$l_1 = 5,45 \text{ m}$$

$$l_2 = 4,25 \text{ m}$$

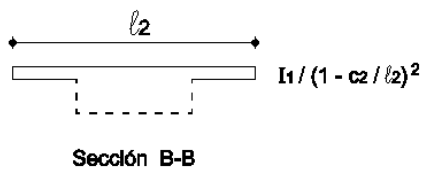
$$h = 0,17 \text{ m}$$

$$c_1 = c_2 = 0,40 \text{ m}$$

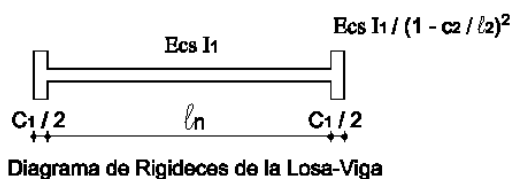


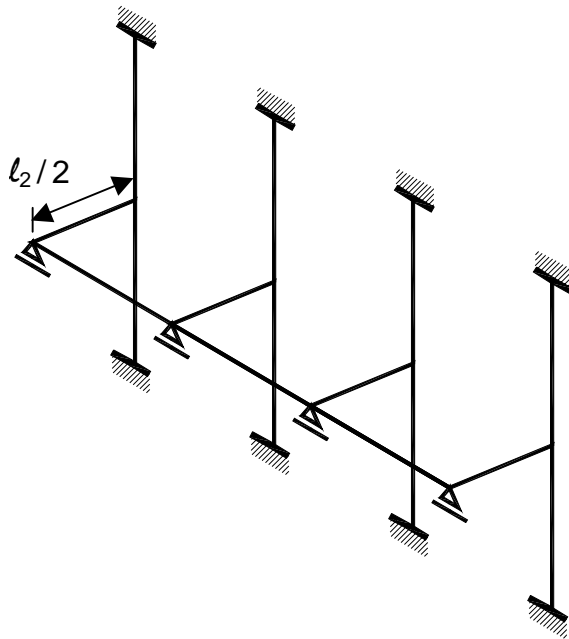
$$I_1 = l_2 \cdot h^3 / 12$$

$$I_1 = 4,25 \text{ m} \cdot (0,17 \text{ m})^3 / 12 = 1,74 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$



$$I_1 / (1 - c_2 / l_2)^2 = 2,12 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$





En la Figura se ha representado el modelo de cálculo que incluye los elementos torsionales que simulan la unión no rígida entre el dintel y las columnas. Un modelo más afinado se lograría vinculando los dinteles y las columnas a través de resortes torsionales puesto que de esa forma se tendría en consideración también la deformación axial de las columnas y dinteles. El modelo aquí utilizado no es de menor precisión que el planteado en el CIRSOC 201-2005 y permite el cálculo mediante cualquier programa de cálculo de solicitaciones de estructuras de barras. El planteo que hace el reglamento obliga a la utilización del Método de Cross u otro similar. Los elementos que unen las columnas con los dinteles se denominan elementos torsionales. La rigidez aportada por un elemento torsional de longitud “ $l_2/2$ ” es:

$$k_t = E_c \cdot J_t / l_2 \quad \text{siendo: } J_t = 9 \cdot C / (1 - c_2 / l_2)^3$$

En nuestro caso existe un elemento torsional a cada lado de la columna por lo que se considerará: $J_t = 18 \cdot C / (1 - c_2 / l_2)^3$

En las expresiones anteriores “ c_2 ” es la dimensión de la columna en la dirección normal a la del eje del pórtico equivalente y “ C ” se determina a partir de la expresión:

$$C = \Sigma (1 - 0,63 \cdot x / y) \cdot x^3 \cdot y / 3 \quad (\text{artículo 13.0})$$

La constante anterior se determina dividiendo la sección transversal del elemento torsional en rectángulos de lado menor “ x ” y lado mayor “ y ”. Si la sección admite diferentes subdivisiones se adoptará la que conduzca al mayor valor de “ C ”. En nuestro caso hay un solo rectángulo (altura de la losa \times ancho de la columna en la dirección del eje del pórtico) por lo que:

$$C = (1 - 0,63 \cdot 0,17 \text{ m} / 0,40 \text{ m}) \cdot (0,17 \text{ m})^3 \cdot 0,40 \text{ m} / 3 = 4,797 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

resultando

$$J_t = 18 \cdot 4,797 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 / (1 - 0,40 \text{ m} / 4,25 \text{ m})^3 = 0,01161 \text{ m}^4$$

f) Cargas

$$\text{Peso propio losa} = 0,17 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 4,25 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Du} = \text{carga permanente mayorada} = 1,2 \cdot (4,25 \text{ kN/m}^2 + 1,00 \text{ kN/m}^2) = 6,30 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Lu} = \text{sobrecarga mayorada} = 1,6 \cdot 2,00 \text{ kN/m}^2 = 3,2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = \text{carga total mayorada} = 6,30 \text{ kN/m}^2 + 3,20 \text{ kN/m}^2 = 9,50 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u > 1,4 \cdot (4,25 \text{ kN/m}^2 + 1,00 \text{ kN/m}^2) = 7,35 \text{ kN/m}^2$$

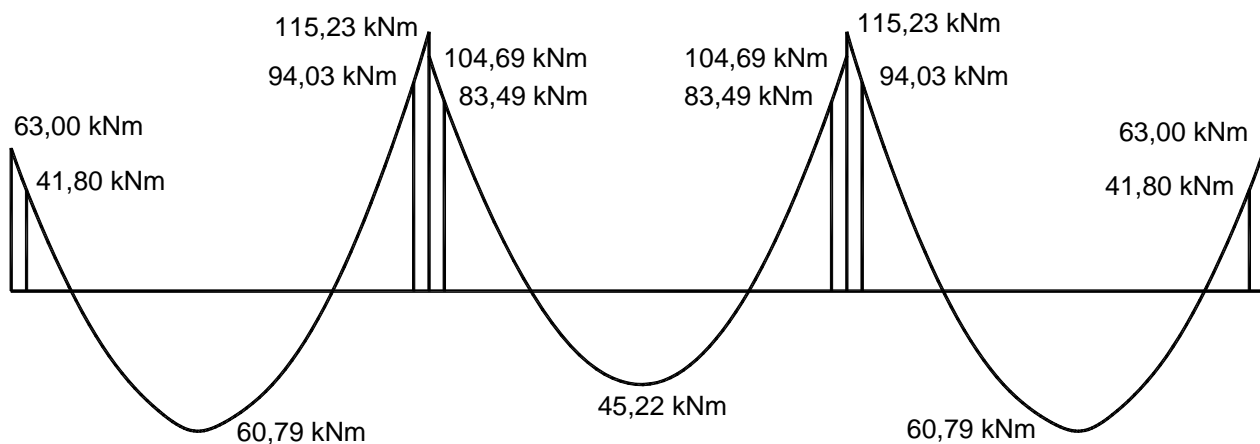
Dado que: $q_{Lu} = 3,2 \text{ kN/m}^2 < 0,75 \cdot q_{Du} = 0,75 \cdot 6,30 \text{ kN/m}^2 = 4,725 \text{ kN/m}^2$

el pórtico equivalente puede ser analizado bajo un único estado de cargas correspondiente a la carga total mayorada (artículo 13.7.6.2).

Transformando la carga por metro cuadrado en carga lineal por metro de pórtico equivalente, obtenemos: $9,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,25 \text{ m} = 40,38 \text{ kN/m}$

g) Resultados del análisis

Utilizando un programa de cálculo de solicitaciones de estructuras de barras, se llegó a los siguientes resultados de momentos en los ejes y filos de columnas (artículo 13.7.7.1):



h) Distribución del momento estático total (artículo 13.7.7.5)

	Momento Total [kNm]	Momento Faja Columna [kNm]	Momento Total para las dos media Fajas Intermedias [kNm]
Tramo Extremo:			
Negativo Exterior	41,80 (33,46) kNm (*)	$1,00 \cdot 41,80 \text{ kNm} = 41,80 \text{ kNm}$	$0,00 \cdot 41,80 \text{ kNm} = 00,00 \text{ kNm}$
Positivo	60,79 (66,93) kNm (*)	$0,60 \cdot 60,79 \text{ kNm} = 36,47 \text{ kNm}$	$0,40 \cdot 60,79 \text{ kNm} = 24,32 \text{ kNm}$
Negativo Interior	94,03 (90,10) kNm (*)	$0,75 \cdot 94,03 \text{ kNm} = 70,52 \text{ kNm}$	$0,25 \cdot 94,03 \text{ kNm} = 23,51 \text{ kNm}$
Tramo Interior:			
Positivo	45,22 (45,05) kNm (*)	$0,60 \cdot 45,22 \text{ kNm} = 27,13 \text{ kNm}$	$0,40 \cdot 45,22 \text{ kNm} = 18,09 \text{ kNm}$
Negativo	83,49 (83,66) kNm (*)	$0,75 \cdot 83,49 \text{ kNm} = 62,62 \text{ kNm}$	$0,25 \cdot 83,49 \text{ kNm} = 20,87 \text{ kNm}$

(*) Los valores entre paréntesis son los obtenidos utilizando el Método Directo

i) Momentos mayorados en columnas

Las columnas extremas reciben de los elementos torsionales un momento igual a 63,00 kNm que se repartirá en partes iguales entre el tramo superior e inferior. Evaluando en el borde de la columna el momento es igual a 41,80 kNm (utilizando el Método Directo se habría asignado a este momento un valor de 33,46 kNm).

En las columnas interiores los elementos torsionales transfieren a las columnas un momento igual a: $115,23 \text{ kNm} - 104,69 \text{ kNm} = 10,54 \text{ kNm}$ (utilizando el Método Directo se habría asignado a este momento un valor de $12,14 \text{ kNm}$). Este momento se reparte en partes iguales entre el tramo superior e inferior de la columna.

j) Verificaciones de punzonamiento y dimensionamiento de armaduras de flexión

Dado que estos puntos han sido desarrollados en el ejemplo del Método Directo y que los valores de los momentos no han variado significativamente, no se vuelve a repetir el procedimiento dado que no aportaría nada nuevo respecto al ejemplo anteriormente citado.

