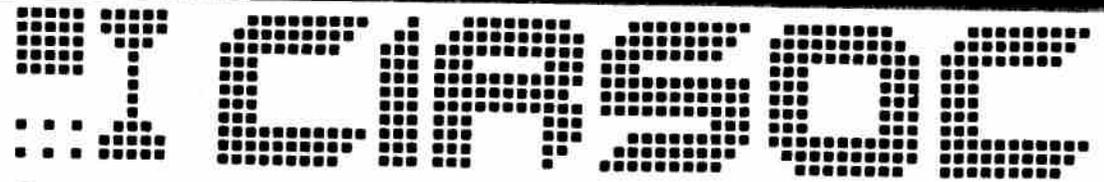




INTI
Instituto Nacional de
Tecnología Industrial



Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales
de Seguridad para las Obras Civiles del Sistema INTI

1

- LOSA CONTINUA, ARMADA EN UNA DIRECCION
- LOSA CONTINUA, ARMADA EN DOS DIRECCIONES
- VIGA DE DOS TRAMOS CON VOLADIZO
- COLUMNA INTERNA DE MEDIANA ESBELTEZ

EJEMPLOS DE DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO SEGUN EL REGLAMENTO CIRSOC 201

ABRIL 1983

INDICE

LOSAS DE HORMIGON ARMADO

EJEMPLO N°1 LOSA CONTINUA, ARMADA EN UNA DIRECCION	1
1. Esquema	1
2. Cargas	2
3. Solicitaciones	3
4. Dimensionamiento	6
5. Colocación de la armadura	16
EJEMPLO N°2 LOSA CONTINUA, ARMADA EN DOS DIRECCIONES	27
1. Esquema	27
2. Cargas	29
3. Solicitaciones	29
4. Dimensionamiento	34
5. Colocación de la armadura	40

VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO

EJEMPLO N° 3 VIGA DE DOS TRAMOS CON VOLADIZO	51
1. Sistema	51

2. Cargas	53
3. Solicitaciones	53
4. Dimensionamiento	54
5. Colocación de la armadura	79
ELEMENTOS COMPRIMIDOS DE HORMIGÓN ARMADO	93
EJEMPLO N° 4 COLUMNA INTERNA DE MEDIANA ESBELTEZ	93
<u>CASO A: Sección totalmente aprovechada</u>	93
1. Dimensiones de la construcción y de los elementos	94
2. Cargas	95
3. Solicitaciones	97
4. Verificación de la seguridad a pandeo	98
5. Dimensionamiento	102
6. Colocación de la armadura	104
<u>CASO B: Sección parcialmente aprovechada</u>	107
4. Verificación de la seguridad a pandeo	107
5. Dimensionamiento	108
6. Colocación de la armadura	112

- Luces de apoyo:

$$\ell_1 = 4,82 + 0,06 + 0,12 = 5,00 \text{ m}$$

$$\ell_2 = 3,82 + 0,06 + 0,12 = 4,00 \text{ m}$$

- Recubrimiento de hormigón $c_2 = 20 \text{ mm}$

- Limitación de la deformación por flexión

$$\text{Coeficiente } \alpha = \ell_i / \ell = 0,8$$

$$\text{Luz ideal } \ell_i = \alpha \cdot \ell = 0,8 \cdot 5,0 \text{ m} = 4,0 \text{ m}$$

$$\text{Altura útil } h = d - c_2 - (\approx 2 d_s) \approx 160 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 2 \cdot 5 \text{ mm} \approx$$

$$h \approx 130 \text{ mm}$$

$$\frac{\ell_i}{h} = \frac{4000 \text{ mm}}{130 \text{ mm}} = 30,7 < 35$$

2. Cargas

- Cargas permanentes:

1. carpeta : 2 cm

2. contrapiso: 5 cm

3. aislación acústica : 1 cm

CIRSOC 201, artículo 15.2., a):

$$\frac{1}{3} \cdot a_\ell \approx \frac{1}{3} \cdot 18,5 \approx 6 \text{ cm} = a_r \text{ (Apoyos A y C)}$$

$$\frac{1}{2} \cdot 24 = 12 \text{ cm} \quad \text{(Apoyo B)}$$

CIRSOC 201, artículo 13.2., figura 1 y Tabla 15, renglón 2, columna 3.

CIRSOC 201, artículo 17.7.2.

El coeficiente α se obtiene del Cuaderno 240, página 104, artículo 6.2.4. y Tabla 6.1.

h se calcula para dos capas de mallas.

CIRSOC 101

- Enlucido de cemento pórtland.

- Hormigón de cemento pórtland, arena y arcilla expandida.

- Hormigón de cemento pórtland, arena y arcilla expandida.

4. losa de Hormigón Armado : 16 cm

5. cielorraso : 1 cm

$$g_1 : 0,02 \text{ m} \cdot 21 \text{ kN/m}^3 = 0,42 \text{ kN/m}^2$$

$$g_2 + g_3 : 0,06 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 1,08 \text{ kN/m}^2$$

$$g_4 : 0,16 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 3,84 \text{ kN/m}^2$$

$$g_5 : 0,19 \text{ kN/m}^2$$

$$g = 0,42 \text{ kN/m}^2 + 1,08 \text{ kN/m}^2 + 3,84 \text{ kN/m}^2 + 0,19 \text{ kN/m}^2 = 5,53 \text{ kN/m}^2$$

Adoptamos:

$$g = 5,60 \text{ kN/m}^2$$

- Sobrecargas

$$p = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

-Enlucido de cal y cemento pórtland.

CIRSOC 101

3. SOLICITACIONES

Momentos flexores

CIRSOC 201, artículo 15.1.2.

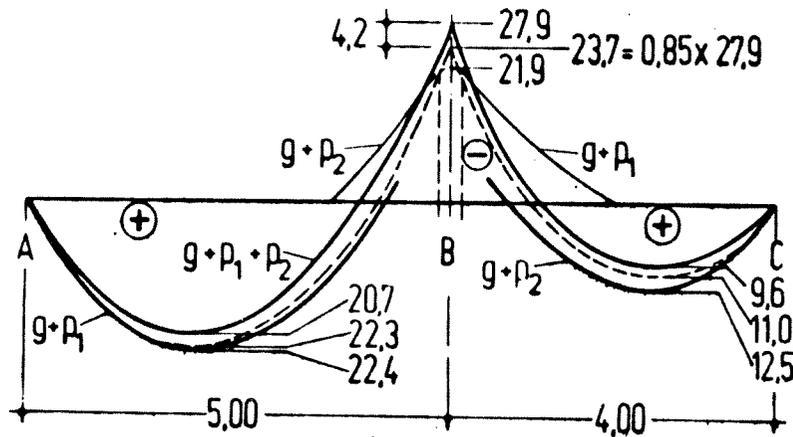
$$\text{Apoyo : } m_{\text{B}} = -27,9 \text{ kNm/m } (g + p_1 + p_2)$$

Los esfuerzos internos se calculan de acuerdo con la teoría de la elasticidad. Si cuando se determinan los momentos de tramo correspondientes, se mantienen las

TRAMO 1 : $\text{máx } m_1 = + 22,4 \text{ kNm/m } (g + p_1)$

TRAMO 2 : $\text{máx } m_2 = + 12,5 \text{ kNm/m } (g + p_2)$

Diagrama de momentos :



El momento de apoyo se reduce en un 15%:

$$m_B = - 27,9 + 0,15 \cdot 27,9 = - 27,9 + 4,2 = 23,7 \text{ kNm/m}$$

Los momentos de tramo correspondientes a este momento de apoyo reducido y al caso de carga 3 ($g + p_1 + p_2$) (línea punteada), son menores que los momentos de tramo obtenidos en base a los casos de carga 1 ($g + p_1$) y 2 ($g + p_2$). Por esto son determinantes

condiciones de equilibrio para las construcciones corrientes, con luces de apoyo de hasta 12 m y momento de inercia constante, el momento de apoyo se podrá aumentar o reducir un 15% de su valor máximo.

para el dimensionamiento, los momentos antes indicados, o sea $m_{1m\acute{a}x}$ y $m_{2m\acute{a}x}$.

Esfuerzos de corte

Para el cálculo de los esfuerzos de corte se utiliza como base el estado de carga 3 ($g + p_1 + p_2$) o sea, carga completa en ambos tramos. Para este cálculo no se considera la reducción del momento en el apoyo.

Según el CIRSOC 201, artículo 15.6., se admite considerar la carga completa en ambos tramos, dado que $l_2/l_1 = 0,8 > 0,7$.

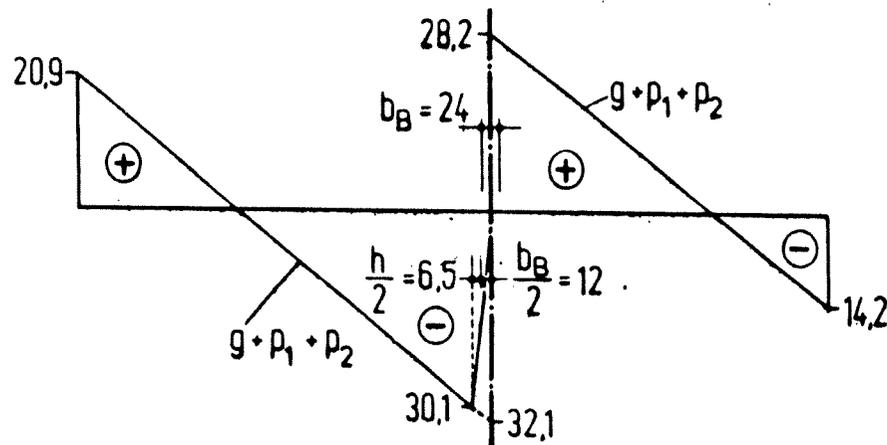
Si se tuviera en cuenta la reducción del momento en el apoyo, se obtendría una reducción del mayor esfuerzo de corte, de la siguiente forma:

$$\Delta_q = \frac{4,2}{5,0} = 0,84, \text{ es decir sólo un } 2,6\%$$

de $q_{BL} = 32,1 \text{ kN}$

Diagrama de esfuerzos de corte:

(kN/m)



4. Dimensionamiento

4.1. Dimensionamiento a flexión

Hormigón H-13

Malla de acero para hormigón AM-500-N

$$\beta_S = 500 \text{ MN/m}^2 = 50 \text{ kN/m}^2$$

Con estos datos obtenemos de la Tabla 1.8.a $k_h^* = 2,22$

Apoyo B:

Redondeo del momento en el apoyo:

$$\Delta m \approx \frac{-q_{Bl} \ell + q_{Br}}{8} \cdot b_B = \frac{32,1 + 28,2}{8} \cdot 0,24 \approx 1,8 \text{ kNm/m}$$

Momento de dimensionamiento en el apoyo, por metro:

$$m' = -23,7 + 1,8 = -21,9 \text{ kNm/m}$$

Procedimiento con coeficientes dimensionales (procedimiento k_h)

$$m_S = |m'|$$

$$k_h = \frac{h \text{ (cm)}}{\sqrt{\frac{m_S \text{ (kNm)}}{b \text{ (m)}}}} = \frac{13 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{21,9 \text{ kNm}}{1 \text{ m}}}} = \frac{13 \text{ cm}}{\sqrt{21,9}} = 2,78 > k_h^*$$

CIRSOC 201 ,artículo 17.2..

Cuaderno 220, página 41, Tabla 1.8.a.

CIRSOC 201, artículo 17.2.1., figura 8.

CIRSOC 201, artículo 15.4.1.2., figura 2.

Cuaderno 220, artículo 1.2.4.3., página 33.

Utilizamos m_S y a_S en lugar de M_S y A_S dado que tanto en la fórmula de k_h como en la de a_S hacemos referencia a 1 m de ancho.

de la Tabla 1.8.a obtenemos los siguientes datos:

$$k_s = 4,1$$

$$k_z = 0,85$$

$$k_x = 0,36$$

H13		B25		B35		B45		B55		k_s	σ_{su}/γ	k_x	k_t	$-\epsilon_s$	ϵ_s	γ
h_A	d_s	h_A	d_s	h_A	d_s	h_A	d_s	h_A	d_s							
mm										MM/m ²			‰	‰		
201	1	2,9	1	4,9	2	6,4	2	6,0	2	1,6	286	0,08	0,97	0,44	500	1,75
24	3	4,2	3	1,6	7	1,4	8	1,2	8	1,7	286	0,18	0,95	0,96	500	1,75
19	5	1,0	11	2,6	19	2,4	17	2,3	18	1,8	286	0,22	0,92	1,41	500	1,75
32	10	2,5	17	2,2	22	2,0	21	1,9	20	1,9	286	0,28	0,90	1,91	500	1,75
206	16	2,22	23	1,94	30	1,79	36	1,63	41	1,6	286	0,32	0,87	2,39	500	1,75
219	18	2,05	31	1,78		1,63		1,56		1,7	286	0,36	0,85	2,87	500	1,75
249	23	1,83		1,60		1,55		1,47		1,6	286	0,40	0,85	3,38	500	1,75
237	26	1,64		1,61		1,48		1,41		1,6	286	0,45	0,81	3,90	500	1,75
229	32	1,78		1,55		1,43		1,36		1,6	286	0,49	0,80	4,50	500	1,75
$k_A = 2,22$		1,72		1,50		1,38		1,31		1,6	286	0,54	0,79	5,10	500	1,75
221		1,71		1,49		1,38		1,31		1,6	286	0,55	0,77	5,50	500	1,75
220		1,70		1,48		1,37		1,30		1,6	286	0,57	0,76	5,90	500	1,75
$k_A = 2,19$		1,69		1,47		1,36		1,29		1,6	286	0,60	0,75	6,50	500	1,75

Tabla 1.8a

Tabla para el dimensionamiento con coeficientes dimensionales para secciones rectangulares sin armadura de compresión, para flexión con esfuerzo longitudinal (BSt 500/550).

$$a_s(\text{cm}^2/\text{m}) = \frac{m_s (\text{kNm})}{h (\text{cm})} \cdot k_s = \frac{21,9}{13} \cdot 4,1 = 6,91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{s\text{apoyo}} = 6,91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Alternativa 1:

Procedimiento con el diagrama general de dimensionamiento:

Se procede a calcular el valor 100 m_s :

$$100 m_s = 100 \frac{M_s}{b h^2 \beta_R} = 100 \frac{|m'|}{b h^2 \beta_R} =$$

Advertencia: No debe confundirse este valor m_s con el de la página anterior

el coeficiente k_z será necesario para la verificación a corte.

Cuaderno 220, página 23.

Cuaderno 220, página 25, Tabla 1.1.a.

$$100 m_s = 100 \cdot \frac{21,9 \text{ kNm}}{1 \text{ m} \cdot (0,13)^2 \cdot 10\,500 \text{ kN/m}^2}$$

$$100 m_s = 12,3$$

Con este valor entramos en la Tabla 1.1.a., y obtenemos los valores:

$$k_z = 0,87$$

$$k_x = 0,34$$

Con el valor de k_z calculamos:

$$z = k_z \cdot h = 0,87 \cdot 0,13 \text{ m} = 0,113 \text{ m}$$

$$a_{s2} = \frac{\gamma}{\sigma_{s2,u}} \left(\frac{m_s}{z} + N \right) = \frac{\gamma}{\sigma_{s2,u}} \cdot \frac{m_s}{z}$$

$$a_{s2} = \frac{1,75}{500\,000 \text{ kN/m}^2} \cdot \frac{21,9 \text{ kNm}}{0,113 \text{ m}} = 0,000678 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$a_{s2} = 6,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En este caso la designación m_s que acompaña a 100, hace referencia a un momento reducido y no (como se vió en el procedimiento con coeficientes dimensionales) a un momento referido a un espesor $b = 1 \text{ m}$

Cuaderno 220, Tabla 1.1.a., página 25.

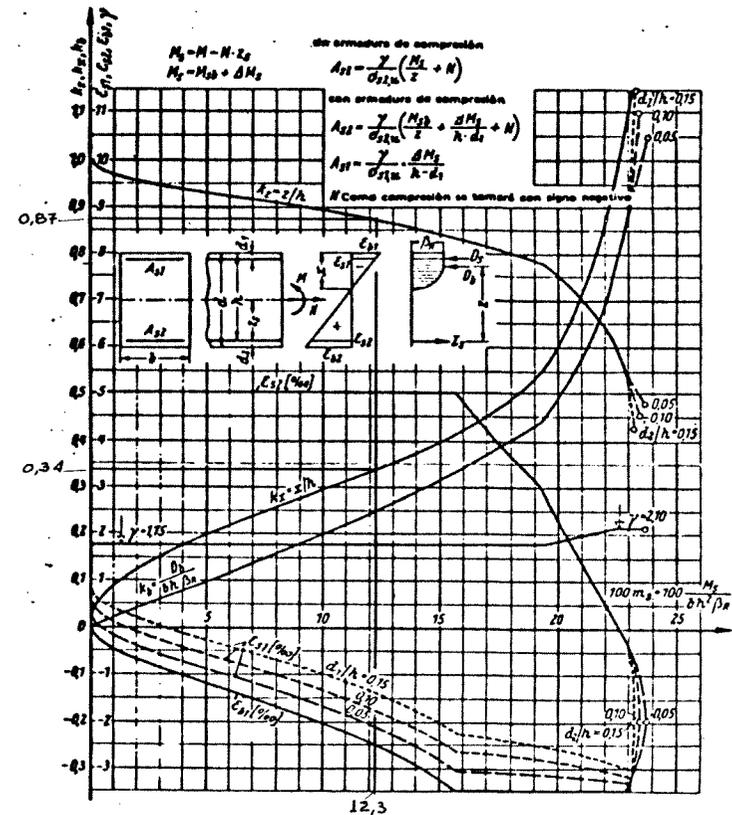


Tabla 1.1a

Diagrama general para el dimensionamiento de secciones rectangulares con solicitaciones en el estado de utilización.

Alternativa 2:

Procedimiento con coeficientes adimensionales

Para un hormigón H-13 y acero AM-500-N

$$m_s^* = 0,193$$

$$m_s = 0,123 < m_s^* = 0,193$$

De la Tabla 1.4. y para $m_s = 0,123$ obtenemos:

$$\mu_M = 0,53 \%$$

$$a_s = \omega_M \frac{b \cdot h}{\beta_S / \beta_R} = \mu_M \cdot b \cdot h = 0,53\% \cdot 100 \text{ cm} \cdot 13 \text{ cm} = 6,89 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$a_s = 6,89 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Cuaderno 220, página 31, Tabla 1.4., artículo 1.2.4.2.

CIRSOC 201, artículo 17.2.1., Tabla 17.

Cuaderno 220, Tabla 1.4., página 31.

m_s	ω_M	H20		B25		B35		B45		B55		σ_{su}/γ	k_x	k_z	$-e_b$	e_s	γ
		μ_M	d_s														
		%	mm														
0,01	0,018	0,04	1	0,06	1	0,08	2	0,11	3	0,15	4	1,25	0,20	0,25	1,00	1,25	1,25
0,02	0,037	0,08	2	0,13	3	0,17	4	0,20	5	0,22	5	2,06	0,21	0,26	1,00	1,25	1,25
0,03	0,055	0,12	3	0,19	4	0,25	6	0,30	7	0,33	8	2,56	0,25	0,35	1,00	1,25	1,25
0,04	0,073	0,16	4	0,26	6	0,34	8	0,41	10	0,45	11	2,86	0,27	0,38	1,00	1,25	1,25
0,05	0,091	0,20	5	0,33	8	0,43	11	0,51	13	0,56	14	2,86	0,29	0,41	1,00	1,25	1,25
0,06	0,109	0,24	6	0,40	10	0,52	13	0,62	16	0,68	17	2,86	0,32	0,45	1,00	1,25	1,25
0,07	0,127	0,28	7	0,47	12	0,62	16	0,72	19	0,80	21	2,86	0,33	0,52	1,00	1,25	1,25
0,08	0,154	0,32	8	0,54	14	0,71	19	0,83	22	0,92	24	2,86	0,35	0,57	1,00	1,25	1,25
0,09	0,172	0,37	10	0,61	17	0,81	22	0,94	26	1,05	29	2,86	0,37	0,62	1,00	1,25	1,25
0,10	0,197	0,41	12	0,69	19	0,91	26	1,06	30	1,18	33	2,86	0,39	0,69	1,00	1,25	1,25
0,11	0,218	0,46	13	0,76	22	1,00	29	1,18	34	1,31	38	2,86	0,41	0,76	1,00	1,25	1,25
0,12	0,241	0,51	15	0,84	25	1,11	33	1,32	39	1,45	43	2,86	0,43	0,84	1,00	1,25	1,25
0,13	0,264	0,55	17	0,92	28	1,21	37	1,43	43	1,58	48	2,86	0,45	0,92	1,00	1,25	1,25
0,14	0,288	0,60	19	1,01	32	1,32	42	1,56	47	1,73	53	2,86	0,47	1,01	1,00	1,25	1,25
0,15	0,313	0,66	22	1,10	36	1,44	48	1,69	51	1,89	59	2,86	0,49	1,10	1,00	1,25	1,25
0,16	0,339	0,71	24	1,19	41	1,56	53	1,83	55	2,03	63	2,86	0,51	1,19	1,00	1,25	1,25
0,17	0,367	0,77	28	1,28	46	1,69	59	1,98	61	2,20	70	2,86	0,53	1,28	1,00	1,25	1,25
0,18	0,395	0,83	33	1,38	53	1,82	67	2,13	69	2,37	80	2,86	0,55	1,38	1,00	1,25	1,25
$m_s = 0,193$	0,436	0,92	40	1,51	65	2,01	82	2,35	82	2,62	95	2,86	0,57	1,51	1,00	1,25	1,25
0,196	0,458	0,96		1,60	71	2,11	91	2,47	91	2,75	105	2,86	0,59	1,60	1,00	1,25	1,25
$m_s = 0,199$	0,482	1,01		1,69	82	2,22	100	2,60	100	2,89	120	2,86	0,61	1,69	1,00	1,25	1,25

Tabla 1.4

Tabla para el dimensionamiento con coeficientes adimensionales, para secciones rectangulares sin armadura de compresión, para flexión con esfuerzo longitudinal (BSt 500/550).

Adoptamos para el apoyo:

2 mallas de acero para hormigón : 1 malla R 317 y otra malla R 377

Norma IRAM-IAS U 500-06: Mallas de acero para hormigón armado, Tabla V.

Malla R 317 150 / 250 / 5,5 d / 4,6 : 3,17 cm²/m

Malla R 377 150 / 250 / 6,0 d / 5,0 : 3,77 cm²/m

6,94 cm²/m

Ahora calculamos la armadura para el tramo 1 y 2:

Tramo 1:

$$m_{1\text{máx}} = 22,4 \text{ kNm/m}$$

$$h = 13 \text{ cm}$$

$$k_h^* = 2,22$$

Cuaderno 220, Tabla 1.8.a, página 41.

$$k_h = \frac{h \text{ (cm)}}{\sqrt{\frac{m_s \text{ (kNm)}}{b \text{ (m)}}}} = \frac{h \text{ (cm)}}{\sqrt{m_{1\text{máx}}}} = \frac{13 \text{ cm}}{\sqrt{22,4 \text{ kNm/m}}} = 2,74 > k_h^*$$

De la Tabla 1.8.a. obtenemos:

$$k_s = 4,1$$

y

$$k_z = 0,85$$

Cuaderno 220, Tabla 1.8.a., página 41.

$$a_s \text{ (cm}^2\text{/m)} = \frac{m_s \text{ (kNm)}}{h \text{ (cm)}} \cdot k_s = \frac{22,4 \text{ kNm/m}}{13 \text{ cm}} \cdot 4,1 = 7,06 \text{ cm}^2\text{/m}$$

La Tabla 1.8.a está reproducida en la página siguiente.

$$a_s (\text{cm}^2/\text{m}) = 7,06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

H13		B25		B35		B45		B55		k_s	σ_{su}/γ	k_x	k_r	$-e_b$	e_s	γ
k_h	d_s	k_h	d_s	k_h	d_s	k_h	d_s	k_h	d_s							
mm										MN/m ²			‰	‰		
201	5	23	1	43	2	64	2	60	2	16	286	0,08	0,97	0,04	100	1,75
149	5	22	5	16	7	14	6	14	6	17	286	0,16	0,95	0,34	100	1,75
119	6	10	11	26	19	24	17	25	18	18	286	0,22	0,92	0,41	100	1,75
11	10	25	17	22	22	20	27	19	29	19	296	0,28	0,90	0,57	100	1,75
206	14	222	23	1,94	30	1,79	36	1,69	41	40	286	0,32	0,87	0,73	100	1,75
159	18	2,85	31	1,78		1,65		1,56		47	286	0,36	0,85	0,87	100	1,75
149	23	1,93		1,60		1,55		1,47		42	286	0,40	0,83	1,18	100	1,75
137	26	1,84		1,61		1,48		1,41		43	286	0,45	0,81	1,30	9,32	1,75
229	32	1,70		1,55		1,43		1,36		44	286	0,48	0,80	1,50	1,62	1,75
$k_h^* = 2,22$		1,72		1,50		1,38		1,31		45	286	0,54	0,79	1,50	100	1,75
121		1,77		1,48		1,38		1,31		46	282	0,55	0,77	1,50	2,82	1,77
220		1,70		1,48		1,37		1,30		47	278	0,57	0,76	1,50	2,63	1,80
$k_h = 2,19$		1,69		1,47		1,36		1,29		48	274	0,60	0,75	1,50	2,38	1,81

Tabla 1.8a

Tabla para el dimensionamiento con coeficientes dimensionales para secciones rectangulares sin armadura de compresión, para flexión con esfuerzo longitudinal (BSt 500/550).

Para el tramo 1 se adoptan dos mallas R 377 = 7,54 cm²/m

Características de la malla R 377 : 150 / 250 / 6,0 d / 5,0

Tramo 2:

$$m_{2\text{máx}} = 12,5 \text{ kNm/m}$$

$$h = 13,5 \text{ cm}$$

$$k_h = \frac{h \text{ (cm)}}{\sqrt{\frac{m_s}{b}}} = \frac{13,5 \text{ cm}}{\sqrt{12,5 \text{ kNm/m}}} = 3,82 > k_h^* = 2,22$$

Norma IRAM-IAS U 500-06 : Mallas de acero para hormigón armado, Tabla V.

Se colocará una capa de armadura, de ahí que se aumente el valor de h.

De la Tabla 1.8.a. obtenemos

$$k_s = 3,9 \quad \text{y} \quad k_z = 0,90$$

$$a_s (\text{cm}^2/\text{m}) = \frac{m_s (\text{kNm})}{h (\text{cm})} \cdot k_s = \frac{12,5 \text{ kNm/m}}{13,5 \text{ cm}} \cdot 3,9 = 3,61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cuaderno 220, Tabla 1.8.a, página 41 .

H13		B25		B35		B45		B55		k _s	σ _{su} /γ	k _x	k _z	-ε _s	ε _s	γ
k _A	d ₁	k _A	d ₁	k _A	d ₁	k _A	d ₁	k _A	d ₁							
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm/m ²				‰	‰	
201	7	2,5	1	4,9	2	6,4	2	6,0	2	1,6	206	0,08	0,99	0,44	5,00	1,75
2,9	9	4,2	5	1,6	7	2,4	8	2,6	8	1,7	206	0,10	0,90	0,36	5,00	1,10
1,9	8	1,0	11	2,6	10	2,4	10	2,3	10	1,8	206	0,12	0,92	1,91	5,00	1,75
3,2	10	2,5	11	2,2	22	2,0	21	1,9	21	3,9	206	0,28	0,90	1,91	5,00	1,75
2,96	10	2,22	23	1,94	30	1,79	36	1,69	41	4,0	206	0,32	0,87	2,19	5,00	1,75
2,64	10	2,05	31	1,70		1,63		1,56	47	4,7	206	0,36	0,85	2,07	5,00	1,75
4,93	23	1,83		1,60		1,55		1,47		9,2	206	0,40	0,83	3,10	5,00	1,75
2,31	26	1,64		1,67		1,60		1,47		9,3	206	0,45	0,81	3,30	4,32	1,75
2,29	32	1,70		1,55		1,43		1,36		9,9	206	0,49	0,80	3,50	4,62	1,75
k _A = 2,22		1,72		1,50		1,38		1,31		9,5	206	0,54	0,79	3,10	3,00	1,75
2,21		1,71		1,49		1,38		1,31		9,6	202	0,55	0,77	3,50	2,82	1,77
2,30		1,70		1,48		1,37		1,30		9,7	210	0,57	0,76	3,50	2,63	1,80
k _A = 2,19		1,69		1,47		1,36		1,29		9,8	214	0,60	0,75	3,50	2,30	1,82

Tabla 1.8a

Tabla para el dimensionamiento con coeficientes dimensionales para secciones rectangulares sin armadura de compresión, para flexión con esfuerzo longitudinal (BSt 500/550).

Se adopta una malla 150 / 250 / 6,0 d / 5,0 = 3,77 cm²/m

4.2. Verificación de la limitación del ancho de fisuración

En primera instancia se recomienda efectuar la verificación ya que las condiciones ambientales corresponden a las descritas en el CIRSOC 201, Tabla 15, renglón 2; a pesar de ello se la puede obviar dado que se trata de una losa continua en una construcción corriente con d_{exist} = 16 cm o sea igual al d_{máx}.

Norma IRAM-IAS U 500-06 : Mallas de acero para hormigón armado, Tabla V.

CIRSOC 201, artículo 17.6.

CIRSOC 201, artículo 17.6.1., 3º párrafo .

La verificación de la limitación de las aberturas de fisuración se considera satisfecha cuando se cumple una de las tres condiciones siguientes:

a) $\mu_z \leq 0,3\%$

CIRSOC 201, página 208, artículo 17.6.2.

$$\begin{aligned}\mu_z &= \frac{\mu}{(1 - k_x)} = \frac{100 A_s}{b_0 \cdot h (1 - k_x)} = \\ &= \frac{100 \cdot 0,000706 \text{ m}^2}{1 \text{ m} \cdot 0,13 \text{ m} \cdot (1 - 0,36)} = 0,85\%\end{aligned}$$

Esta condición no se cumple.

b) $d_s \leq$ diámetro límite de la Tabla 19:

CIRSOC 201, página 208, artículo 17.6.2.

Si el ancho de fisura que puede esperarse es pequeño, para AM - 500 - N, el diámetro límite es $d_s = 12 \text{ mm}$.

Esta condición se cumple.

c) $d_s \leq r \cdot \frac{\mu_z}{\sigma_{sd}^2} \cdot 10^4$

CIRSOC 201, página 209, artículo 17.6.2., ecuación (26).

El coeficiente r , para tener en cuenta las propiedades de adherencia del acero, se obtiene de la Tabla 20.

CIRSOC 201, página 209.

$r = 80$ (dado que el ancho de fisura que puede esperarse es pequeño) La verificación que se realiza en c), es un ejemplo de aplicación, ya que con la verificación de b) es suficiente.

$$\sigma_{sd} = 0,7 \frac{\beta_s}{1,75} = 200 \text{ MN/m}^2$$

$$d_s \leq 80 \frac{0,85}{(200 \text{ MN/m}^2)^2} 10^4 = 17 \text{ mm}$$

Este valor lo verificamos con el valor indicado en la Tabla 1.8.a. Cuaderno 220, página 41, Tabla 1.8.a.

Entramos en la mencionada Tabla con los siguientes datos:

- Hormigón H-13
- $k_h = 2,74$ (adoptamos el valor inmediato inferior o sea 2,64)

Para el valor $k_h = 2,64$, el valor $d_s = 18 \text{ mm}$

Esta condición se cumple.

4.3. Dimensionamiento a corte

Límites de las tensiones de corte:

$$\text{H-13: } \tau_{011}^a = 0,25 \text{ MN/m}^2$$

$$\tau_{011}^b = 0,35 \text{ MN/m}^2$$

$$\tau_{02} = 1,20 \text{ MN/m}^2$$

CIRSOC 201, artículo 17.5., y Cuaderno 220 página 126.

CIRSOC 201, artículo 17.5., Tabla 18.

τ_{011}^a y τ_{011}^b : ver la Tabla 18, renglones 1 a y 1 b.

Tensión de corte admisible para losas:

$$k_1 = \frac{0,2}{d} + 0,33 = \frac{0,2}{0,16} + 0,33 = 1,58$$

$$k_1 = 1,58 > 1,0, \text{ por lo tanto se adopta } k_1 = 1$$

$$\tau_{011}^a \text{ adm} = k_1 \cdot \tau_{011}^a = 1 \cdot 0,25 = 0,25 \text{ MN/m}^2$$

$$[q_{\text{máx}}] = 32,1 \text{ kN/m} \quad (\text{para B, a la izquierda})$$

El esfuerzo de corte determinante:

$$\begin{aligned} q_{s_{\text{máx}}} &= [q_{\text{máx}}] - \left(\frac{b_B}{2} + \frac{h}{2} \right) \cdot (g + p) = \\ &= 32,1 - \left(\frac{0,24}{2} + \frac{0,130}{2} \right) \cdot (5,6 + 5,0) = 30,1 \text{ kN/m} = \\ &= 0,030 \text{ MN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_{0_{\text{máx}}} &= \frac{q_{s_{\text{máx}}}}{b_0 \cdot z_{\text{mín}}} = \frac{0,030}{1,0 \text{ m} \cdot 0,85 \cdot 0,13} = 0,27 \text{ MN/m}^2 \geq \\ &\geq \tau_{011}^a \text{ adm} = 0,25 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

Debido a que $\tau_{0_{\text{máx}}} > \tau_{011}^a$ no se puede utilizar la solución de armadura escalonada. Por lo tanto adoptamos los valores del renglón

CIRSOC 201, artículo 17.5.5., 4º párrafo.

Solamente en las losas con espesores $d > 30 \text{ cm}$, τ_{011} admisible resulta menor que τ_{011} .

CIRSOC 201, artículo 17.5.2. y figura 11

Las denominaciones, de acuerdo con el Cuaderno 220, página 127, artículo 2.2.2.

$$z = k_z \cdot h = 0,85 \cdot 0,13 \text{ m} = 0,11$$

1 b de la Tabla 18, debiendo disponerse la totalidad de la armadura de tramo, de un apoyo al otro.

$$\tau_{0\text{máx}} = 0,27 \text{ MN/m}^2 < \tau_{011}^b = 0,35 \text{ MN/m}^2$$

De acuerdo con la Tabla 18, columnas 10 y 11, la verificación de la armadura de corte no es necesaria y no se necesita armadura de corte.

5. Colocación de la armadura

5.1. Cobertura del diagrama de tracción

Para las losas sin armadura de corte obtenemos :

$$v = 1,0 \cdot h = 1,0 \cdot 13 \text{ cm} = 13 \text{ cm}$$

La totalidad de la armadura de tramo se lleva de un apoyo al otro.

Las mallas adoptadas cumplen con las separaciones máximas prescritas para las barras longitudinales y transversales, y con la armadura transversal mínima requerida:

Barras longitudinales:

$$s_\ell = 15 + \frac{d}{10} = 15 + \frac{16}{10} = 16,6 \text{ cm}$$

CIRSOC 201, Capítulo 18

CIRSOC 201, artículo 18.7.5., figura 18.

CIRSOC 201, artículo 18.7.2., 4º párrafo

CIRSOC 201, artículo 20.1.6.2. : cuando se utiliza τ_{011}^b se debe disponer la totalidad de la armadura de tramo, de un apoyo al otro.

CIRSOC 201, artículo 20.1.6.2., ec. (44)

$$s_{\ell} = 16,6 \text{ cm} > s_{\ell_{\text{exist}}} = 15 \text{ cm}$$

Barras trasnversales:

Como mínimo deben disponerse para AM - 500 - N cuatro barras de
 $d_s = 4,2 \text{ mm}$

$$s_q = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} = s_{q_{\text{exist}}} = 25 \text{ cm}$$

Para cubrir el momento en el empotramiento, no considerado en el cálculo, se proveen mallas de borde en los apoyos extremos:

$$\begin{aligned} \text{Apoyo A: } a_{s, \text{borde nec (1)}} &= (1/3) \cdot a_s \text{ tramo}_1 = \\ &= \frac{7,06 \text{ cm}^2/\text{m}}{3} = 2,35 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

CIRSOC 201, artículo 20.1.6.3.:

Las losas armadas en una dirección deben proveerse de una armadura transversal cuya sección por metro debe ser, por lo menos igual al 20% de la armadura principal necesaria en el tramo.

Armadura longitudinal:

$$\text{TRAMO 1} = 7,06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{TRAMO 2} = 3,61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura transversal mínima:

$$\begin{aligned} \text{TRAMO 1} &= 1,41 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{armadura existente} = \\ &= 1,56 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (dos mallas R 377)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TRAMO 2} &= 0,72 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{armadura existente} = \\ &= 0,78 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (una malla R 377)} \end{aligned}$$

CIRSOC 201, artículo 20.1.6.2.: para cubrir el momento de un empotramiento no tenido en cuenta se debe disponer una armadura aproximadamente igual a 1/3 de la armadura de tramo.

$$\begin{aligned} \text{Apoyo C : } a_{s,\text{borde nec (2)}} &= (1/3) \cdot a_s \text{ tramo}_2 = \\ &= \frac{3,61 \text{ cm}}{3 \text{ m}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Para el apoyo A se adopta 1 malla R 262:

$$150 / 250 / 5 \text{ d} / 4,2 = 2,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para el apoyo C se adopta 1 malla R 131 :

$$150 / 250 / 5,0 / 4,2 = 1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.2. Longitud básica de anclaje ℓ_0

Como se trata de mallas de acero para hormigón con barras dobles utilizamos d_{sV} en lugar de d_s . CIRSOC 201, artículo 18.5.2.1., 2º párrafo.

$$d_{sV} = d_s \sqrt{2}$$

Zona de adherencia I

$$\tau_{1adm} = 1,4 \text{ MN/m}^2$$

$$\ell_0 = \frac{\beta_s}{7 \cdot \tau_{1adm}} \cdot d_{sV} = \frac{500 \text{ MN/m}^2}{7 \cdot 1,4 \text{ MN/m}^2} = 51,02 \cdot d_{sV} =$$

Para la zona de adherencia, artículo 18.4. 3º párrafo y la Tabla 24.

Para ℓ_0 , CIRSOC 201, artículo 18.5.2.1. ecuación (29).

Barras portantes adoptadas	d_s	d_{sV}	ℓ_0
5,5 d	5,5 mm	7,8 mm	39,80 cm
6,0 d	6,0 mm	8,5 mm	43,37 cm

5.3. Longitudes de anclaje: apoyo extremo A

Abajo se requiere como mínimo 1/3 de la máxima armadura de tramo:

$$a_{s\text{mín}} = \frac{1}{3} a_{s\text{tramo1}} = \frac{1}{3} \cdot 7,06 \text{ cm}^2/\text{m} = 2,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Abajo se requiere en función de F_{SR} :

$$F_{SR} = q_A \cdot \frac{v}{h} = 30,1 \text{ kN/m} \cdot 1,0 = 30,1 \text{ kN/m}$$

$$a_{s\text{req}} = \frac{F_{SR} \cdot \gamma}{\beta_s} = \frac{30,1 \text{ kN/m} \cdot 1,75}{50} = 1,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

existente, abajo: 1 malla R 377 con $150 / 250 / 6,0 \text{ d} / 5,0 = 3,77 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$a_{s\text{exist.}} > a_{s\text{mín}}$$

$$a_{s\text{exist.}} > a_{s\text{req}}$$

Longitud de anclaje ℓ_1

$$\ell_1 = \alpha_1 \cdot \frac{a_{s\text{req}}}{a_{s\text{exist}}} \cdot \ell_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot \ell_0$$

Para las longitudes de anclaje (A):

CIRSOC 201, artículo 18.7.4., 1º párrafo.

- para F_{SR} ver CIRSOC 201, artículo 18.7.4. ecuación (34).

- para $a_{s\text{req}}$, $\beta_s = 500 \text{ MN/m}^2 = 50 \text{ kN/cm}^2$

CIRSOC 201, artículo 18.5.2.2., ecuación (30).

La abreviatura $\alpha_A = a_{s\text{req}} / a_{s\text{exist}}$ se adopta para simplificar.

Longitud de anclaje ℓ_2 detrás del canto frontal del apoyo

$$\ell_2 = \frac{2}{3} \ell_1 = \frac{2}{3} \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot \ell_0 \geq 6 d_s$$

Se pueden presentar dos casos:

a) Extremos rectos sin barra transversal en ℓ_2 :

$$\alpha_1 = 1$$

$$\alpha_A = \frac{a_{s \text{ req}}}{a_{s \text{ exist}}} = \frac{1,05 \text{ cm}^2/\text{m}}{3,77 \text{ cm}^2/\text{m}} = 0,28$$

$$\alpha_A = 0,28 < \frac{1}{3}$$

$$\ell_2 = \frac{2}{3} \cdot 1,0 \cdot 0,28 \cdot 43,37 = 8,1 \text{ cm} \quad \begin{array}{l} > 6 d_s \\ > 3,6 \text{ cm} \end{array}$$

Sin embargo, las mallas se colocarán sobre la línea de apoyo R (de cálculo).

b) Extremos rectos con una barra transversal soldada en ℓ_2 :

$$\alpha_1 = 0,7 \quad \alpha_A \text{ y } \ell_0 \text{ igual que antes}$$

CIRSOC 201, artículo 18.7.4., ecuación (35).

Cuaderno 300, página 54, 3º párrafo.

El anclaje se efectiviza sólo a través de la adherencia.

CIRSOC 201, artículo 18.5.2.2., Tabla 25.

CIRSOC 201, artículo 18.7.4., último párrafo.

CIRSOC 201, artículo 18.7.2., figuras 17 y 18.

$$\ell_2 = 0,7 \cdot 8,1 = 3,6 \text{ cm} > 6 d_s = 3,6 \text{ cm}$$

CIRSOC 201, artículo 18.7.4.

En este caso también las mallas se colocarán sobre la línea de apoyo R (de cálculo).

5.4. Longitud de anclaje en el apoyo intermedio

CIRSOC 201, artículo 18.7.5.

Abajo se requiere como mínimo:

$$a_{s \text{ mín}} = \frac{1}{4} a_{s, \text{tramo}_1} = \frac{1}{4} \cdot 7,06 \text{ cm}^2/\text{m} = 1,77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

CIRSOC 201, artículo 18.7.5., 1º párrafo.

existente abajo

$$1 \text{ malla } 150 / 250 / 6,0 \text{ d} / 5,0 = 3,77 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s \text{ mín}}$$

Constructivamente el anclaje mediante mallas se efectuará de manera que se superpongan como mínimo en el ancho del apoyo intermedio.

CIRSOC 201, artículo 18.7.5., último párrafo, (mampostería).

5.5. Longitudes de anclaje de la armadura en los apoyos

CIRSOC 201, artículo 18.7.2., figura 18

Longitudes de anclaje:

$$\text{- desde el extremo E : } \ell_E = \ell_1 = \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot \ell_0 \geq 10 d_s$$

ℓ_1 de acuerdo con CIRSOC 201, artículo 18.5.2.2., ecuación (30)

$$\alpha_A = \frac{(a_s \text{ req})}{(a_s \text{ exist})}$$

- desde el extremo A : $\ell_A = \alpha_1 \cdot \ell_0$

Sobre el apoyo B, arriba (sin escalonar):

existente 2 mallas:

$$1 \text{ malla R 317 : } 150 / 250 / 5,5 \text{ d} / 4,6 = 3,17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1 \text{ malla R 377 : } 150 / 250 / 6,0 \text{ d} / 5,0 = 3,77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$6,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Extremo E: (para la malla R 317)

$$\alpha_A = \frac{a_{s \text{ req}}}{a_{s \text{ exist}}} = \frac{0}{6,94 \text{ cm}^2/\text{m}} = 0$$

$$\ell_{E \text{ req}} = \left. \begin{array}{l} 1,0 \\ 0,7 \end{array} \right\} \cdot 0 \cdot 39,80 \text{ cm} = 0 \neq 10 d_s = 10 \cdot 5,5 \text{ mm} = 55 \text{ mm}$$

$$\boxed{\ell_{E \text{ req}} = 5,5 \text{ cm}}$$

$\boxed{\text{adoptamos } 6 \text{ cm}}$

$$\ell_{A \text{ req}} = 0,7 \cdot 39,80 = 27,9 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Cuaderno 300, página 54, 3º párrafo: Para las mallas de barra doble la medida mínima también es $10 d_s$ (no $10 d_{sV}$).

(vista desde el apoyo)

sin }
con } barra transversal soldada

En ℓ_A siempre debe haber 1 barra transversal soldada.

Extremo E: (para la malla R 377)

$$\alpha_A = \frac{a_{s \text{ req}}}{a_{s \text{ exist}}} = \frac{0}{6,94 \text{ cm}^2/\text{m}} = 0$$

$$\ell_{E \text{ req}} = \left. \begin{array}{l} 1,0 \\ 0,7 \end{array} \right\} \cdot 0 \cdot 43,37 \text{ cm} = 0 < 10 d_s = 10 \cdot 6 \text{ mm} = 6 \text{ cm}$$

$$\ell_{A \text{ req}} = 0,7 \cdot 43,37 \text{ cm} = 30,36 \text{ cm} = 31 \text{ cm}$$

5.6. Empalmes de la armadura transversal

Barras transversales $d_{sq} \leq 6,5 \text{ mm}$

$\ell_{eq} = 15 \text{ cm}$ con una barra transversal efectiva (como mínimo)

s_w = separación entre barras transversales efectivas

$$s_{w \text{ mín}} = 5,0 > 5 \cdot d_{sq} = 5 \cdot 6,5 = 32,5 \text{ mm} = 3,25 \text{ cm}$$

$e = 2,5 \text{ cm}$ (extensión adoptada)

CIRSOC 201, artículo 18.6.4.4., Tabla 28.

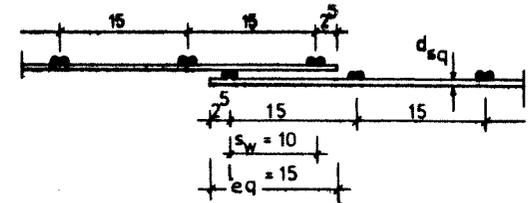
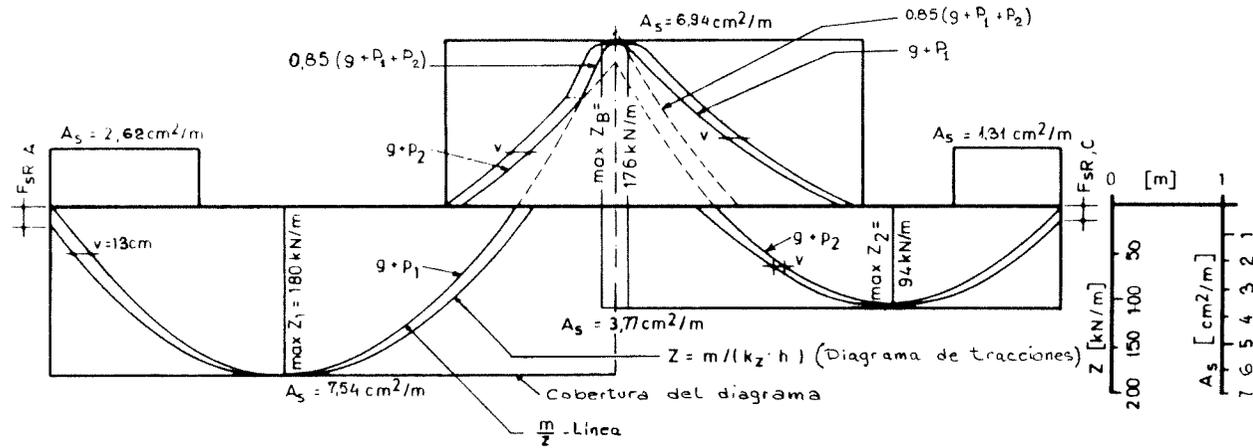
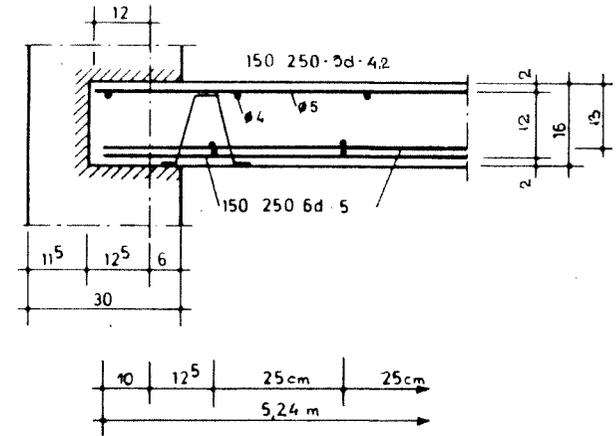


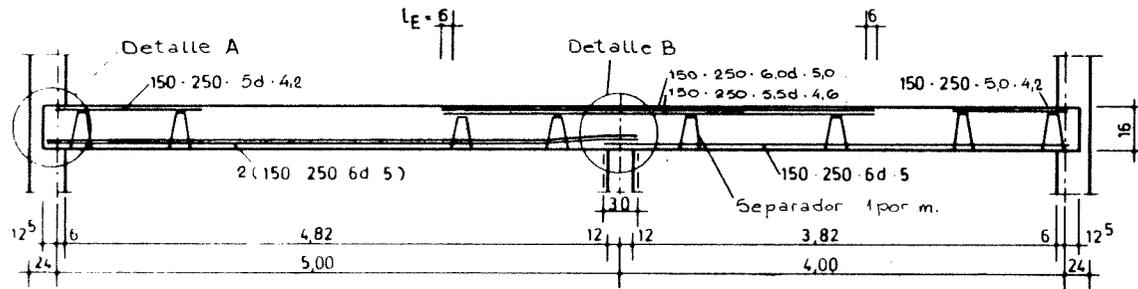
Diagrama de tracciones y cobertura del mismo.



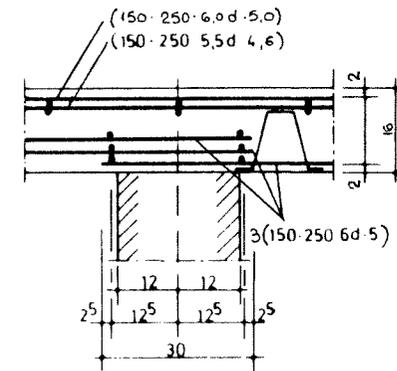
Detalle A



Corte longitudinal (espesor no en escala)



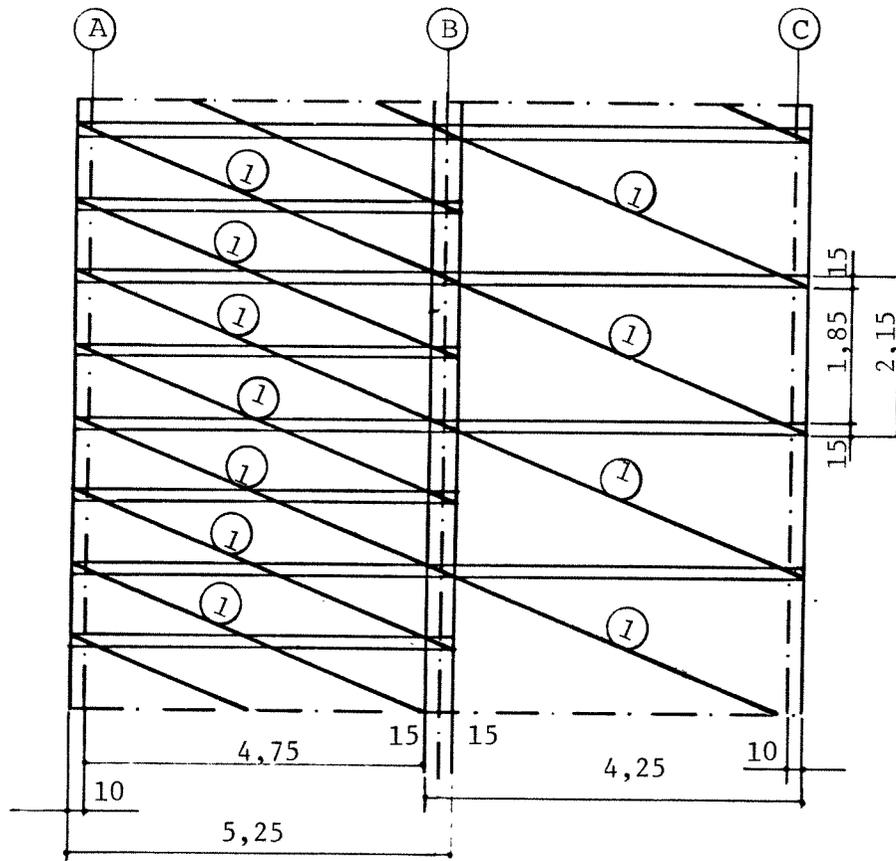
Detalle B



<p>EJEMPLO : 1 LOSA CONTINUA, ARMADA EN UNA DIRECCION</p>	<p>Representación de la armadura</p>	<p>Materiales: H - 13 , AM-500-N Recubrimiento: 2 cm</p>
---	---	---

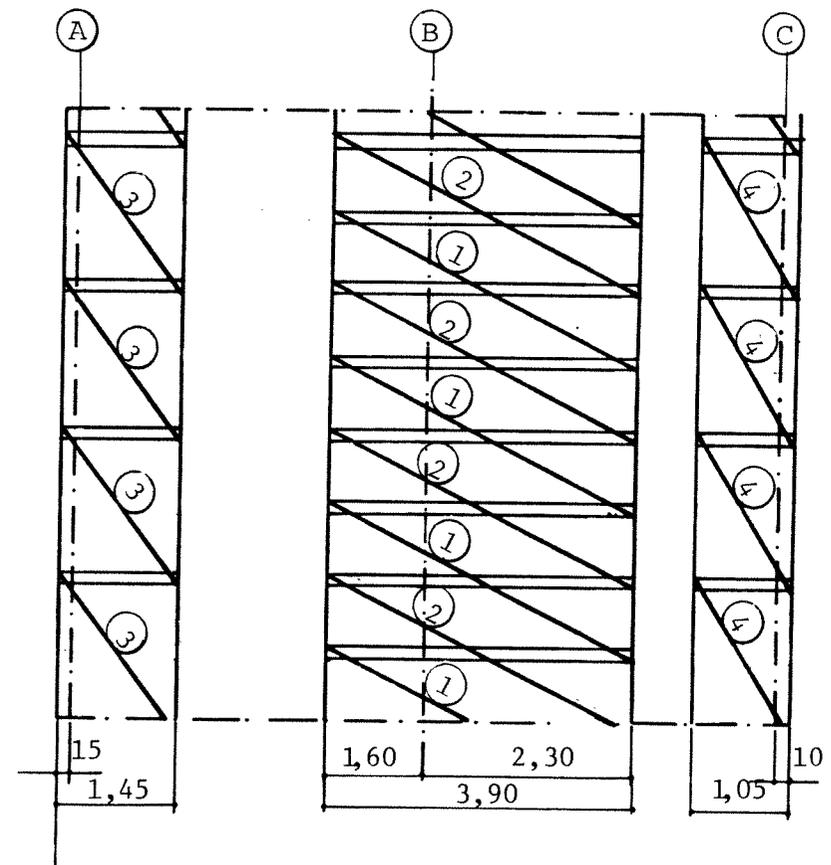
COLOCACION DE LA ARMADURA

ARMADURA INFERIOR



- ① 150 . 250 . 6d . 5
 ② 150 . 250 . 5,5d . 4,6

ARMADURA SUPERIOR



- ③ 150 . 250 . 5d . 4,2
 ④ 150 . 250 . 5 . 4,2

Ejemplo N° : 2

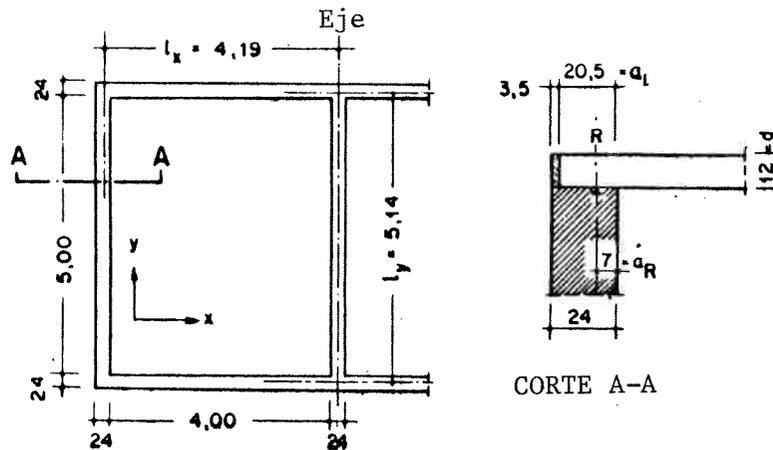
LOSA CONTINUA, ARMADA EN DOS DIRECCIONES

Dimensionar una losa de hormigón armado continua, de dos tramos, apoyada en sus 4 lados y armada en dos direcciones. Se trata de una terraza, expuesta a la intemperie. Las cargas son predominantemente estáticas y la losa apoya sobre mampostería.

Materiales:

- Hormigón H-13
- Mallas de acero para hormigón armado de alambres nervurados AM-500-N (IV C)

1. Esquema



CIRSOC 201, artículo 6.6., Tabla 3 y artículo 17.2.1, Tabla 17.

CIRSOC 201, artículo 6.7., Tabla 10.

Para el cálculo de las solicitaciones, en el punto 3 de este ejemplo se presupone un sistema de placas donde "las esquinas no están aseguradas contra el levantamiento" (ver CIRSOC 201, artículo 20.1.5. segundo párrafo a)).

Debido a esto es posible que en las esquinas se produzca una pequeña separación entre la placa y la mampostería. Por esto se debe prever un revestimiento adecuado de la superficie frontal de la placa, en la zona del apoyo.

Luces de apoyo:

$$l_x = 4,0 \text{ m} + \frac{0,205}{3} + \frac{0,24}{2} = 4,19 \text{ m}$$

$$l_y = 5,0 \text{ m} + 2 \cdot \frac{0,205}{3} = 5,14 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{l_y}{l_x} = \frac{5,14}{4,19} = 1,23$$

Recubrimiento de hormigón:

$$c_2 = 20 \text{ mm}$$

Altura útil:

$$h_x = 12 \text{ cm} - 2,0 \text{ cm} - 0,4 \text{ cm} = 9,6 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - 0,7 = 8,9 \text{ cm}$$

Limitación de la esbeltez a flexión:

CIRSOC 201, artículo 20.1.3.: espesor de la losa
 $d = 12 \text{ cm} > 7 \text{ cm}$

CIRSOC 201, artículo 20.1.2.: profundidad de apoyo
 $a_L = 20,5 \text{ cm} > 7 \text{ cm}$

CIRSOC 201, artículo 15.2.: Las líneas de apoyo estarán en el 1° tercio de la profundidad de apoyo (distancia a_R) en los apoyos extremos y en la mitad de ésta en el apoyo central.

CIRSOC 201, artículo 13.2., figura 1, Tabla 15, renglón 2, columna 3.

CIRSOC 201, artículo 17.7.2.: Verificación por limitación de la esbeltez a flexión. Es determinante la menor luz ideal de apoyo l_i .

$$\text{Coeficiente } \alpha = \frac{l_i}{l_x} = 0,8$$

$$\text{Luz ideal } l_i = 0,8 \cdot 4,19 = 3,35 \text{ m}$$

$$\text{Esbeltez} = \frac{l_i}{h_x} = \frac{335 \text{ cm}}{9,6 \text{ cm}} = 34,9 < 35$$

El coeficiente α se obtiene del Cuaderno 240, página 102, artículo 6.2.4., Tabla 6.1.

2. Cargas:

Carga permanente

- 1. carpeta: 2 cm $g_1 = 0,02 \text{ m} \cdot 21 \text{ kN/m}^2 = 0,42 \text{ kN/m}^2$
- 2. contrapiso: 5 cm $g_2 = 0,05 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^2 = 0,9 \text{ kN/m}^2$
- 3. losa de hormigón armado: 12 cm $g_3 = 0,12 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^2 = 2,9 \text{ kN/m}^2$
- 4. cielorraso: 1 cm $g_4 = 0,19 \text{ kN/m}^2$

CIRSOC 101.

enlucido de cemento pórtland

hormigón de cemento pórtland, arena y arcilla expandida.

enlucido de cal y cemento pórtland

$$g = 0,42 \text{ kN/m}^2 + 0,90 \text{ kN/m}^2 + 2,9 \text{ kN/m}^2 + 0,19 \text{ kN/m}^2 = 4,41 \text{ kN/m}^2,$$

$$\text{adoptamos } \underline{g = 4,5 \text{ kN/m}^2}$$

Sobrecarga:

$$\underline{p = 3,0 \text{ kN/m}^2}$$

CIRSOC 101, página 11, Tabla 2 .

3. Solicitaciones

3.1. Momentos flexores debidos a la carga permanente:

$M_{ex,g}$ = momento en el borde empotrado de la losa según el eje y, debido a la carga permanente

De acuerdo con las Tablas del Libro: "Vigas continuas, pórticos, placas y vigas flotantes sobre lecho elástico" del Dipl. Ing. J. Hahn.

$$M_{ex,g} = - K/m_{ex} = - \frac{g \cdot l_x \cdot l_y}{m_{ex}} = - \frac{4,5 \text{ kN/m} \cdot 4,19 \text{ m} \cdot 5,14 \text{ m}}{12,3} =$$

$$M_{ex,g} = -7,9 \text{ kNm/m}$$

$M_{x,g}$ = momento en el centro de la losa según el eje y, debido a la carga permanente.

$$M_{x,g} = K/m_x = \frac{g \cdot l_x \cdot l_y}{m_x} = \frac{4,5 \cdot 4,19 \cdot 5,14}{29,3} =$$

$$M_{x,g} = 3,31 \text{ kNm/m}$$

$M_{y,g}$ = momento en el centro de la losa según el eje x, debido a la carga permanente .

$$M_{y,g} = K/m_y = \frac{g \cdot l_x \cdot l_y}{m_y} = \frac{4,5 \cdot 4,19 \cdot 5,14}{61,1}$$

$$M_{y,g} = 1,59 \text{ kNm/m}$$

El valor m_{ex} se ha obtenido de la página 32 del citado libro, punto 2 (valores numéricos según Czerny), para $\xi = l_y/l_x = 1,23$ (interpolando entre 1,20 y 1,25) .

El valor m_x también se obtiene de la página 32 del libro del Ing. Hahn, punto 2.

El valor m_y se obtiene de la página 32, punto 2, interpolando entre 1,20 y 1,25.

Las solicitaciones pueden calcularse también de acuerdo con el Beton Kalender 1980, Tomo I, página 365, y especialmente las páginas 374 y 375; y las 370 y 371. En general pueden consultarse los Beton Kalender de años pares.

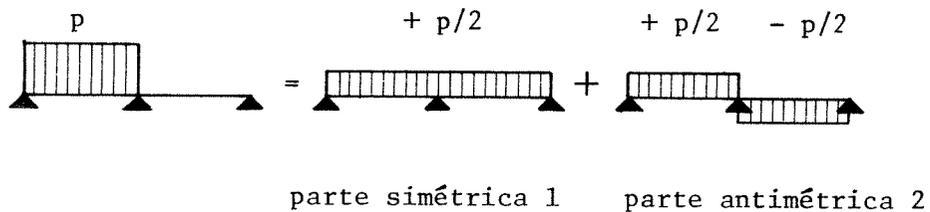
Momentos flexores debidos a la sobrecarga

Momento en el apoyo:

$$M_{ex,p} = - K/m_{ex} = \frac{-p \cdot l_x \cdot l_y}{m_{ex}} = \frac{-3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,19 \text{ m} \cdot 5,14 \text{ m}}{12,3} =$$

$$M_{ex,p} = -5,25 \text{ kNm/m}$$

Momentos máximos de tramo debidos a "p", determinados con la siguiente hipótesis:



Según CIRSOC 201, artículo 20.1.5., 4º párrafo, las losas cruzadas continuas en las cuáles la relación entre las luces l_{\min}/l_{\max} en la dirección de continuidad no es menor que 0,75 (en este ejemplo $l_{\min}/l_{\max}=1$), pueden considerarse con empotramiento perfecto para la determinación de los momentos en los apoyos. Los momentos máximos y mínimos en el tramo pueden determinarse mediante la hipótesis de empotramiento perfecto para la carga $q'=g+p/2$ en todos los tramos, y de libre articulación de los apoyos bajo la carga $q''= \pm p/2$ colocada en dadero. Ver también el Cuaderno 240, página 44, artículo 2.3.3.

$$M_{x,p} = \frac{p}{2} \cdot \ell_x \cdot \ell_y \left(\frac{1}{m_{x_1}} + \frac{1}{m_{x_2}} \right) =$$

$$M_{x,p} = \frac{3 \text{ kN/m}^2}{2} \cdot 4,19 \text{ m} \cdot 5,14 \text{ m} \left(\frac{1}{29,3} + \frac{1}{22,5} \right) =$$

$$M_{x,p} = 32,3 (0,034 + 0,044) = 2,52 \text{ kNm/m}$$

$$M_{x,p} = 2,52 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y,p} = \frac{p}{2} \cdot \ell_x \cdot \ell_y \left(\frac{1}{m_{y_1}} + \frac{1}{m_{y_2}} \right) =$$

$$M_{y,p} = \frac{3 \text{ kN/m}^2}{2} \cdot 4,19 \text{ m} \cdot 5,14 \text{ m} \left(\frac{1}{61,1} + \frac{1}{36,5} \right) =$$

$$M_{y,p} = 32,3 (0,016 + 0,027) = 1,40 \text{ kNm/m}$$

$$M_{y,p} = 1,40 \text{ kNm/m}$$

Debido a que las esquinas de la losa no están aseguradas contra el levantamiento, los momentos de tramo se deben incrementar con los factores δ_1 (para $\mu = 0$) del Cuaderno 240):

Para $M_{x,p}$ Los coeficientes m_{x_1} y m_{x_2} se obtienen del libro del Ing. Hahn:

En la página 32 la parte simétrica En la página 31 la parte antimétrica



Igualmente para los coeficientes m_{y_1} y m_{y_2} .

Para el incremento de los momentos ver CIRSOC 201, artículo 20.1.5., párrafo a): Los factores $\delta_{1,1}$ y $\delta_{1,2}$ se obtienen del Cuaderno 240, página 40, artículo 2.3.2. donde en la Tabla 2.4. encontramos:

$$M_x = (M_{x,g} + M_{x,p_1}) \delta_{1,1} + M_{x,p_2} \cdot \delta_{1,2} =$$

$$M_x = (3,31 + 1,10) 1,18 + 1,42 \cdot 1,31 = 5,20 + 1,86$$

$$M_x = 7,1 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = (M_{y,g} + M_{y,p_1}) \delta_{1,1} + M_{y,p_2} \cdot \delta_{1,2} =$$

$$M_y = (1,59 + 0,52) 1,13 + 0,87 \cdot 1,31 = 2,38 + 1,14$$

$$M_y = 3,52 \text{ kNm/m}$$

Redondeo del momento en el apoyo:

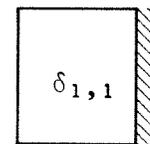
$$Q_{ye} = \xi_{ye} \frac{q \cdot \ell_x}{2} = \frac{1,24 \cdot 7,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,19 \text{ m}}{2} = 19,48 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ye} = 19,48 \text{ kN/m}$$

$$M_{ex} = M_{ex,g} + M_{ex,p} + 2 \cdot Q_{ye} \cdot \frac{b}{8} =$$

$$M_{ex} = - (7,9 \text{ kNm/m} + 5,25 \text{ kNm/m}) + 2 \cdot 19,48 \text{ kN/m} \cdot \frac{0,24}{8}$$

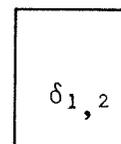
$$M_{ex} = - 12 \text{ kNm/m}$$



dirección x: $\delta_{1,1} = 1,18$

dirección y: $\delta_{1,1} = 1,13$

En la Tabla 2.3., encontramos:



dirección x: $\delta_{1,2} = 1,31$

dirección y: $\delta_{1,2} = 1,31$

CIRSOC 201, artículo 15.4.1.2., figura 2.

Con respecto al coeficiente ξ_{ye} ver el apéndice de Tablas del libro del Ing. Hahn, página 32, interpolando entre 1,20 y 1,25.

El incremento de las solicitaciones para el dimensionamiento, debido a que $h < 10$ cm es:

$$M'_{ex} = M_{ex} \cdot \frac{15}{h_x + 5} = -12 \cdot \frac{15}{9,6 + 5} = -12,3 \text{ kNm/m}$$

$$M'_x = M_x \cdot \frac{15}{h_x + 5} = 7,1 \cdot \frac{15}{9,6 + 5} = 7,29 \text{ kNm/m}$$

$$M'_y = M_y \cdot \frac{15}{h_x + 5} = 3,52 \cdot \frac{15}{9,6 + 5} = 3,62 \text{ kNm/m}$$

3.2. Esfuerzos de corte

Para la verificación de las tensiones de corte se requiere:

$$q_{\text{máx}} = Q_{ye} = 19,48 \text{ kN/m}$$

4. Dimensionamiento

4.1. Dimensionamiento a flexión

Hormigón H-13

Mallas de acero para hormigón armado de alambres nervurados

$$AM-500-N; \quad \beta_s = 500 \text{ MN/m}^2 = 50 \text{ kN/cm}^2$$

Con estos datos obtenemos de la Tabla 1.8. a.

$$kh^* = 2,22$$

Apoyo:

$$h = h_x = 9,6 \text{ cm}$$

$$m_s = M'_{ex} = -12,3 \text{ kNm/m}$$

CIRSOC 201, artículo 17.2.1., párrafo 7.

Solo deben incrementarse las solicitaciones para el dimensionamiento a flexión, pero no para el dimensionamiento a corte.

CIRSOC 201, artículo 17.2.

Cuaderno 220, página 41, Tabla 1.8. a.

CIRSOC 201, artículo 17.2.1., figura 8.

$$k_h = \frac{h(\text{cm})}{\sqrt{\frac{m_s(\text{kNm})}{b(\text{m})}}} = \frac{9,6}{\sqrt{\frac{12,3}{1}}} = 2,74 > k_h^*$$

De la Tabla 1.8.a obtenemos los siguientes datos:

$$k_s = 4,1 \qquad k_z = 0,85 \qquad k_x = 0,36$$

Para la definición de k_h^* , ver el Cuaderno 220, página 33, artículo 1.2.4.3.

Cuaderno 220, página 41

B15		B25		B35		B45		B55		k_x	σ_u/γ	k_z	k_r	$-e_b$	e_s	γ
h_A	d_s	h_A	d_s	h_A	d_s	h_A	d_s	h_A	d_s							
mm										NN/m ²			°/100			
201	7	7,9	1	6,9	2	6,4	2	6,0	2	1,6	206	0,08	0,07	0,00	1,00	1,15
2,9	5	5,1	5	4,6	7	4,4	8	4,4	8	1,7	196	0,10	0,06	0,00	1,00	1,15
2,9	8	10	11	4,6	10	2,4	11	2,3	10	3,0	186	0,12	0,02	0,01	1,00	1,15
3,7	10	2,5	11	2,2	12	2,0	11	1,9	11	3,9	236	0,28	0,00	0,00	1,00	1,15
2,06	10	2,22	13	1,90	10	1,79	10	1,69	9	4,0	186	0,12	0,07	0,00	1,00	1,15
2,22	10	2,05	11	1,70		1,63		1,56		4,1	186	0,12	0,03	0,01	1,00	1,15
2,49	23	1,93		1,60		1,53		1,47		4,2	186	0,40	0,03	0,00	1,00	1,15
2,37	28	1,89		1,61		1,48		1,47		4,3	186	0,45	0,01	0,00	1,00	1,15
2,19	30	1,70		1,55		1,43		1,36		4,4	186	0,49	0,00	0,00	1,00	1,15
$k_h = 2,22$		1,72		1,50		1,38		1,31		4,5	186	0,54	0,00	0,00	1,00	1,15
2,21		1,71		1,49		1,38		1,31		4,6	186	0,55	0,00	0,00	1,00	1,15
2,00		1,70		1,48		1,37		1,30		4,7	178	0,57	0,00	0,00	1,00	1,15
$k_h = 2,19$		1,69		1,47		1,36		1,29		4,8	178	0,60	0,00	0,00	1,00	1,15

$$a_s(\text{cm}^2/\text{m}) = \frac{m_s(\text{kNm})}{h(\text{cm})} \cdot k_s = \frac{12,3}{9,6} \cdot 4,1 = 5,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$a_s = 5,3 \text{ cm}^2/\text{m}$

El coeficiente k_z será necesario para la verificación a corte.

Se adoptan

2 mallas R 317 : 150 / 250 / 5,5 d / 4,6

o sea $2 \cdot 3,17 \text{ cm}^2/\text{m} = 6,34 \text{ cm}^2/\text{m}$

En el tramo, en la dirección x:

$$k_h = \frac{h(\text{cm})}{\sqrt{\frac{m_s(\text{kNm})}{b(\text{m})}}} = \frac{9,6}{\sqrt{\frac{7,29}{1}}} = 3,6 > k_h^*$$

De la Tabla 1.8.a obtenemos

$$k_s = 3,9$$

$$k_z = 0,90$$

$$k_x = 0,28$$

$$a_s = \frac{m_s(\text{kNm})}{h(\text{cm})} \cdot k_s = \frac{7,29}{9,6} \cdot 3,9 = 3,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$h = h_x = 9,6 \text{ cm}$$

$$m_s = M'_x = 7,29 \text{ kNm/m}$$

B15		B25		B35		B45		B55		k_s	σ_{su}/γ	k_x	k_z	$-e_s$	c_r	γ
h_h	d_s															
mm										mm/m ²			σ_{30}	σ_{50}		
20	1	1,5	1	2,0	1	2,5	1	3,0	1	1,6	200	0,08	0,97	0,04	1,00	1,24
25	1	2,0	1	2,5	1	3,0	1	3,5	1	1,6	410	0,10	0,94	0,04	1,00	1,24
30	1	2,5	1	3,0	1	3,5	1	4,0	1	1,6	620	0,12	0,92	0,04	1,00	1,24
35	1	3,0	1	3,5	1	4,0	1	4,5	1	1,6	830	0,14	0,90	0,04	1,00	1,24
40	1	3,5	1	4,0	1	4,5	1	5,0	1	1,6	1040	0,16	0,88	0,04	1,00	1,24
45	1	4,0	1	4,5	1	5,0	1	5,5	1	1,6	1250	0,18	0,86	0,04	1,00	1,24
50	1	4,5	1	5,0	1	5,5	1	6,0	1	1,6	1460	0,20	0,84	0,04	1,00	1,24
55	1	5,0	1	5,5	1	6,0	1	6,5	1	1,6	1670	0,22	0,82	0,04	1,00	1,24
60	1	5,5	1	6,0	1	6,5	1	7,0	1	1,6	1880	0,24	0,80	0,04	1,00	1,24
65	1	6,0	1	6,5	1	7,0	1	7,5	1	1,6	2090	0,26	0,78	0,04	1,00	1,24
70	1	6,5	1	7,0	1	7,5	1	8,0	1	1,6	2300	0,28	0,76	0,04	1,00	1,24
75	1	7,0	1	7,5	1	8,0	1	8,5	1	1,6	2510	0,30	0,74	0,04	1,00	1,24
80	1	7,5	1	8,0	1	8,5	1	9,0	1	1,6	2720	0,32	0,72	0,04	1,00	1,24
85	1	8,0	1	8,5	1	9,0	1	9,5	1	1,6	2930	0,34	0,70	0,04	1,00	1,24
90	1	8,5	1	9,0	1	9,5	1	10,0	1	1,6	3140	0,36	0,68	0,04	1,00	1,24
95	1	9,0	1	9,5	1	10,0	1	10,5	1	1,6	3350	0,38	0,66	0,04	1,00	1,24
100	1	9,5	1	10,0	1	10,5	1	11,0	1	1,6	3560	0,40	0,64	0,04	1,00	1,24
105	1	10,0	1	10,5	1	11,0	1	11,5	1	1,6	3770	0,42	0,62	0,04	1,00	1,24
110	1	10,5	1	11,0	1	11,5	1	12,0	1	1,6	3980	0,44	0,60	0,04	1,00	1,24
115	1	11,0	1	11,5	1	12,0	1	12,5	1	1,6	4190	0,46	0,58	0,04	1,00	1,24
120	1	11,5	1	12,0	1	12,5	1	13,0	1	1,6	4400	0,48	0,56	0,04	1,00	1,24
125	1	12,0	1	12,5	1	13,0	1	13,5	1	1,6	4610	0,50	0,54	0,04	1,00	1,24
130	1	12,5	1	13,0	1	13,5	1	14,0	1	1,6	4820	0,52	0,52	0,04	1,00	1,24
135	1	13,0	1	13,5	1	14,0	1	14,5	1	1,6	5030	0,54	0,50	0,04	1,00	1,24
140	1	13,5	1	14,0	1	14,5	1	15,0	1	1,6	5240	0,56	0,48	0,04	1,00	1,24
145	1	14,0	1	14,5	1	15,0	1	15,5	1	1,6	5450	0,58	0,46	0,04	1,00	1,24
150	1	14,5	1	15,0	1	15,5	1	16,0	1	1,6	5660	0,60	0,44	0,04	1,00	1,24

En el tramo, en la dirección y:

$$k_h = \frac{h(\text{cm})}{\sqrt{\frac{m_s(\text{kNm})}{b(\text{m})}}} = \frac{8,9 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{3,62}{1}}} = 4,7 > k_h^*$$

$$h = h_y = 8,9 \text{ cm}$$

$$m_s = M_y' = 3,62 \text{ kNm/m}$$

De la Tabla 1.8.a obtenemos

$$k_s = 3,9$$

$$k_z = 0,90$$

$$k_x = 0,28$$

$$a_s = \frac{m_s(\text{kNm})}{h(\text{cm})} \cdot k_s = \frac{3,62}{8,9} \cdot 3,9 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

B15		B25		B35		B45		B55		k _s	α _s /γ	k _x	k _z	-ε _s	ε _s	γ
b _h	d ₁	k _h	d ₁	b _h	d ₁	k _h	d ₁	k _h	d ₁							
mm										MN/m ²		‰				
201	7	2,5	1	4,0	2	6,0	2	8,0	2	1,6	106	0,08	0,99	0,04	1,00	1,15
2,9	6	4,1	5	1,6	1	4,0	6	4,6	6	1,7	106	0,10	0,93	0,04	1,00	1,10
4,9	6	4,0	11	4,0	10	2,4	17	2,3	16	1,8	106	0,12	0,92	0,04	1,00	1,10
3,2	10	2,5	17	2,2	22	2,0	27	1,9	25	1,9	106	0,13	0,90	0,04	1,00	1,10
2,06	10	2,22	23	1,90	30	1,79	36	1,63	41	2,0	106	0,14	0,87	0,04	1,00	1,10
2,24	10	2,05	31	1,70	40	1,65	47	1,56	57	2,1	106	0,15	0,85	0,04	1,00	1,10
2,09	13	1,53		1,60		1,55		1,47		2,2	106	0,16	0,83	0,04	1,00	1,10
2,31	16	1,04		1,67		1,46		1,41		2,3	106	0,16	0,81	0,04	1,00	1,10
2,23	20	0,78		1,55		1,43		1,36		2,4	106	0,17	0,80	0,04	1,00	1,10
k _h = 2,22	20	1,72		1,50		1,40		1,31		2,5	106	0,18	0,79	0,04	1,00	1,10
2,11		1,71		1,49		1,40		1,31		2,6	106	0,18	0,77	0,04	1,00	1,10
2,30		1,70		1,40		1,37		1,30		2,7	106	0,17	0,76	0,04	1,00	1,10
k _h = 2,19		1,69		1,37		1,36		1,29		2,8	106	0,17	0,75	0,04	1,00	1,10

Hay varias soluciones:

1. Adoptar una malla Q 317 : 150 / 150 / 5,5 d / 8, donde el área de barras por metro lineal de malla es en el sentido longitudinal $3,17 \text{ cm}^2/\text{m}$ y en el sentido transversal $3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$, pudiendo observarse que este valor es mayor que el realmente necesario. Por lo tanto, es una solución antieconómica.
2. En el caso de que la construcción lo justifique, encargar la ejecución de una malla Q 377: 150 / 150 / 6,0 d / 5,5 o sea $3,77 \text{ cm}^2/\text{m}$ y $1,58 \text{ cm}^2/\text{m}$, respectivamente.
3. Adoptar una malla rectangular R 317 : 150 / 250 / 5,5 d / 4,6 o sea a_{sx}/a_{sy} existente = $3,17 \text{ cm}^2/\text{m} / 0,66 \text{ cm}^2/\text{m}$; donde para completar el valor de a_{sy} ($1,5 \text{ cm}^2/\text{m} - 0,66 \text{ cm}^2/\text{m}$) se deben agregar 6 ϕ 4,6 por metro, que representan $1,00 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Se decidió adoptar esta última solución, o sea que

$$a_{sx}/a_{sy \text{ exist}} = 3,17 \text{ cm}^2/\text{m} / 1,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.2. Limitación de la fisuración:

La verificación de la limitación del ancho de fisura no es necesaria dado que se trata de una losa continua en una construcción corriente, con $d \leq 16 \text{ cm}$.

CIRSOC 201, artículo 17.6.1., 4° párrafo, caso a)

4.3. Dimensionamiento a corte

Límites de las tensiones de corte:

$$\begin{aligned} \text{para H - 13} \quad \tau_{011}^a &= 0,25 \text{ MN/m}^2 \\ \tau_{011}^b &= 0,35 \text{ MN/m}^2 \\ \tau_{02} &= 1,20 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

La tensión de corte admisible para las losas, en la zona de corte 1, es desfavorable para el caso de la armadura de flexotracción escalonada.

$$k_1 = \frac{0,2}{d} + 0,33 = \frac{0,2}{0,12} + 0,33 = 2,0 > 1,0$$

$$\tau_{011}^a_{\text{adm}} = k_1 \cdot \tau_{011}^a = 1,0 \cdot 0,25 = 0,25 \text{ MN/m}^2$$

Esfuerzo de corte determinante:

$$q_{s\text{m}\acute{a}\text{x}} = q_{\text{m}\acute{a}\text{x}} - \left(\frac{b}{2} + \frac{h}{2} \right) \cdot (g + p) =$$

$$q_{s\text{m}\acute{a}\text{x}} = 19,48 \text{ kN/m} - \left(\frac{0,24}{2} + \frac{0,096}{2} \right) \cdot 7,5 = 18,2 \text{ kN/m}$$

$$q_{s\text{m}\acute{a}\text{x}} = 18,2 \text{ kN/m} = 0,0182 \text{ MN/m}$$

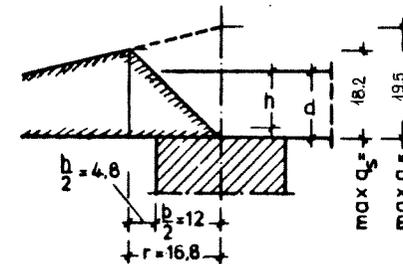
$$\tau_{0\text{m}\acute{a}\text{x}} = \frac{\text{m}\acute{a}\text{x } q_s}{k_z \cdot h} = \frac{0,0182 \text{ MN/m}}{0,85 \cdot 0,096} = 0,22 \text{ MN/m}^2 < \tau_{011}^a_{\text{adm}}$$

CIRSOC 201, artículo 17.5., Tabla 18, renglones 1 a y 1 b: τ_{011}^a y τ_{011}^b para la tensión admisible de corte.

CIRSOC 201, artículo 17.5.5., 4° párrafo.

Solamente cuando $d > 30 \text{ cm}$ se obtienen valores de $k_1 < 1$.

CIRSOC 201, artículo 17.5.2., figura 11 y Cuaderno 220, página 127, artículo 2.2.2.



La verificación de la armadura de corte no es necesaria, (ver la Tabla 18, columna 10); y no se necesita armadura de corte (ver la Tabla 18, columna 11).

La armadura de flexión se puede escalar.

5. Colocación de la armadura

5.1. Cobertura del diagrama de tracciones; decalaje:

Decalaje para la losa sin armadura de corte:

$$v = 1,0 \cdot h_x = 1,0 \cdot 9,6 \text{ cm} = 9,6 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

En este caso no se utiliza la posibilidad de escalar la armadura flexotraccionada.

CIRSOC 201, artículo 18.7.2., 4° párrafo

Por ello, en el punto 4.3. de este ejemplo el valor $\tau_{0\text{máx}}$ se puede aprovechar hasta $\tau_{011\text{adm}}^b = k_1 \cdot \tau_{011}^b$

5.2. Longitud básica de anclaje

Como se trata de mallas de acero para hormigón con barras dobles utilizamos d_{SV} en lugar de d_s .

$$d_{SV} = d_s \cdot \sqrt{2}$$

Zona de adherencia I:

Para hormigón H-13

$$\tau_{1\text{adm}} = 1,4 \text{ MN/m}^2$$

CIRSOC 201, artículo 18.7.2., 4° párrafo

CIRSOC 201, artículo 18.4., 3° párrafo y Tabla 24.

$$\ell_0 = \frac{\beta_s}{7 \cdot \tau_{1\text{adm}}} \cdot d_{SV} = \frac{500 \text{ MN/m}^2}{7 \cdot 1,4 \text{ MN/m}^2} \cdot d_{SV} = 51,02 d_{SV}$$

CIRSOC 201, artículo 18.5.2.1., ecuación (29).

	d_s	d_{sV}	l_o
dirección x	5,5 mm	7,78 mm	39,7 cm
dirección Y	4,6	—	23,5 cm

5.3. Longitudes de anclaje en los apoyos extremos:

Abajo se requiere como mínimo:

$$a_{s\text{mín}} = \frac{1}{3} a_{sX} \text{ tramo} = \frac{1}{3} \cdot 3,0 \text{ cm}^2/\text{m} = 1,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Abajo se requiere como mínimo, en función de F_{SR} :

Esfuerzo de corte $q_R \approx$ esfuerzo en el apoyo Q_{yr}

$$q_R = Q_{yr} = \xi_{yr} \frac{q \cdot x}{2} = 0,69 \frac{7,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,19 \text{ m}}{2} = 10,84$$

$$F_{SR} = q_R \cdot \frac{v}{h} = 10,84 \text{ kN/m} \cdot 1,0 = 10,84 \text{ kN/m}$$

CIRSOC 201, artículo 18.7.4.

CIRSOC 201, artículo 18.7.4., primer párrafo.

Si la armadura de flexotracción se hubiera escalonado, sería determinante $a_{s\text{mín}} = \frac{1}{2} a_s \text{ tramo}$ (CIRSOC 201, artículo 20.1.6.2., primer párrafo).

CIRSOC 201, artículo 15.6. De acuerdo con esto se admite "carga total en ambos tramos", ya que $l_{x2}/l_{x1} = 1 > 0,7$.

ξ_{yr} se obtiene de la página 32, Tabla 2.a. del libro del Ing. Hahn.

CIRSOC 201, artículo 18.7.4., ecuación (34).

$$a_{s\text{req}} = \frac{F_{sR} \cdot \gamma}{\beta_s} = \frac{10,84 \cdot 1,75}{50} = 0,38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\beta_s = 500 \text{ MN/m}^2 = 50 \text{ kN/cm}^2$$

Abajo existe una malla: 150 / 250 / 5,5 d / 4,6 y 6 ϕ 4,6 por metro en la dirección y.

$$a_{s_x} = 3,17 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s \text{ mín}} \\ > a_{s \text{ req}}$$

Longitud de anclaje ℓ_1

$$\ell_1 = \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot \ell_0$$

Longitud de anclaje ℓ_2 por detrás del borde del apoyo:

$$\ell_2 = \frac{2}{3} \ell_1 = \frac{2}{3} \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot \ell_0 \geq 6 d_s$$

Se pueden presentar dos casos:

a) extremos rectos sin barra transversal en ℓ_1 :

$$\alpha_1 = 1 \quad \alpha_A = \frac{a_{s\text{req}}}{a_{s\text{exist}}} = \frac{0,38}{3,17} = 0,12 < \frac{1}{3}$$

CIRSOC 201, artículo 18.5.2.2., ecuación (30).

Con la abreviatura α_A se entiende

$$\alpha_A = \frac{a_{s \text{ req}}}{a_{s \text{ exist}}}$$

CIRSOC 201, artículo 18.7.4., ecuación (35).

El anclaje se efectiviza sólo a través de la adherencia.

Cuaderno 300, página 54, 3° párrafo. También para las mallas con barras dobles la medida mínima es 6 d_s (no 6 d_{sv}).

$$\ell_2 = \left(\frac{2}{3} \right) \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot \ell_0 =$$

$$\ell_2 = \frac{2}{3} \cdot 1 \cdot 0,12 \cdot 39,7 = 3,18 \text{ cm} < 6 d_s = 3,3 \text{ cm}$$

Se adopta $\ell_2 = 3,3 \text{ cm}$

b) extremos rectos con una barra transversal soldada en ℓ_1

$$\alpha_1 = 0,7$$

α_A y ℓ_0 tienen los mismos valores que en el caso anterior.

De esta manera ℓ_2 resulta menor que $6 d_s$.

El valor mínimo $\ell_2 = 6 d_s = 3,3 \text{ cm}$ es menor que la distancia a_R entre el borde del apoyo y la línea de apoyo R. A causa de ello se dispondrá por seguridad una barra transversal detrás de la línea de apoyo R.

De acuerdo con CIRSOC 201, artículo 18.7.4. 4° párrafo, y en general, para los aceros AM-500-N (siempre que se verifique, como en este caso que $\alpha_A < \frac{1}{3}$) es suficiente la disposición de una barra transversal detrás de R (línea teórica de apoyo).

5.4. Longitudes de anclaje en el apoyo intermedio

Abajo se requiere como mínimo:

$$a_{s\text{mín}} = \frac{1}{4} a_{s,\text{tramo}} = \frac{1}{4} 3,0 \text{ cm}^2/\text{m} = 0,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

CIRSOC 201, artículo 18.7.5.

Abajo existente:

1 malla R 317 : 150 / 250 / 5,5 d / 4,6 y 6 ϕ 4,6 por metro

para completar a_{sy} :

$$a_{s \text{ exist}} = 3,17 \text{ cm}^2/\text{m} > a_{s \text{ m\u00edn}}$$

Adem\u00e1s $\frac{1}{4}$ de la armadura del tramo se debe empalmar con funci\u00f3n por tante. CIRSOC 201, art\u00edculo 18.7.5., 3\u00b0 p\u00e1rrafo: debido a que apoya sobre mamposter\u00eda.

El empalme en dos planos se har\u00e1 seg\u00fan CIRSOC 201, art\u00edculo 18.6.4.3.:

- Longitud de anclaje ℓ_1 :

$$\ell_1 = \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot \ell_0 = 1 \cdot \frac{1}{4} \cdot 39,7 = 9,93 \text{ cm}$$

CIRSOC 201, art\u00edculo 18.5.2.2., ecuaci\u00f3n (30).

CIRSOC 201, art\u00edculo 18.6.4.3., 5\u00b0 p\u00e1rrafo.

$$\alpha_1 = 1,0 \text{ y } \alpha_A = \frac{a_{s \text{ req}}}{a_{s \text{ exist}}} = \frac{1}{4}$$

- Longitud de empalme ℓ_e :

$$\alpha_{emI} = 0,5 + \frac{a_{s \text{ exist}}}{7} = 0,5 + \frac{3,17}{7} = 0,95 < 1,1$$

CIRSOC 201, art\u00edculo 18.6.3.2., ecuaci\u00f3n (32)

CIRSOC 201, art\u00edculo 18.6.4.3., ecuaci\u00f3n (33 a) con α_{emI} para la zona de adherencia I.

Se adopta $\alpha_{emI} = 1,1$

$$\ell_e = \alpha_{emI} \cdot \ell_1 = 1,1 \cdot 9,93 \text{ cm} = 10,92 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \ell_e = 10,92 \text{ cm} &> 15 d_s = 8,25 \text{ cm} \\ &< 20 \text{ cm} \quad (\text{valor que rige}) \\ &< \ell_{e \text{ exist}} = \underline{21 \text{ cm}} \end{aligned}$$

5.5. Longitudes de anclaje de la armadura en los apoyos

Longitudes de anclaje:

- desde el extremo E : $\ell_E = \ell_1 = \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot \ell_0 \geq 10 d_s$

- desde el extremo A : $\ell_A = \alpha_1 \cdot \ell_0$

Arriba, existente:

2 mallas 150 / 250 / 5,5 d / 4,6 $a_{s \text{ exist}} = 6,34 \text{ cm}^2/\text{m}$

Extremo E: $\alpha_A = 0 / 6,34 = 0$

$$\ell_{E \text{ req}} = \begin{Bmatrix} 1,0 \\ 0,7 \end{Bmatrix} \cdot 0 \cdot 39,7 = 0 < 10 d_s = 5 \text{ cm}$$

$$\ell_{A \text{ req}} = 0,7 \cdot 39,7 = 27,8 \text{ cm}$$

Cuaderno 300, página 54, 3° párrafo: Tam bién para las mallas de barras dobles, la medida mínima es 15 d_s (no 15 d_{sV}).

CIRSOC 201, artículo 18.7.2., figura

ℓ_1 de acuerdo con CIRSOC 201, artículo 18.5.2.2., ecuación (30).

Cuaderno 300, página 54, 2° párrafo

También para las mallas con barras dobles la medida mínima es 10 d_s (no 10 d_{sV}).

$$\begin{Bmatrix} \text{sin} \\ \text{con} \end{Bmatrix} \quad \text{barra transversal soldada}$$

En ℓ_A siempre debe existir una barra transversal soldada $\alpha_1 = 0,7$

Separación entre el extremo de la armadura superior y el centro del apoyo:

$$l_R \geq 0,2 \cdot l_x + v + l_{E_{req}} =$$

$$l_R = 0,2 \cdot 4,19 \text{ m} + 0,10 + 0,05 = 1,0 \text{ m}$$

$$l_R = 1,0 \text{ m}$$

$$l_{A_{exist}} = l_R - v = 1,0 \text{ m} - 0,10 = 0,90 \text{ m} > l_{A_{req}} = 0,28 \text{ m}$$

5.6. Longitudes de yuxtaposición en la dirección y (dirección transversal)

a) armadura portante en el tramo, abajo:

1 malla rectangular R 317 :

150 / 250 / 5,5 d / 4,6 y 6 ϕ 4,6 por metro

$$a_{sy} = 0,66 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{malla})$$

$$a_{sy} = 1,00 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{barras})$$

$$1,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Longitud de empalme:

$$l_e = \alpha_{emI} \cdot l_1 = \alpha_{emI} \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot l_0$$

Beton Kalender, año 1978, Tomo I, página 365, figura central. La separación entre el punto de momento nulo y el empotramiento (\approx centro de apoyo) $\approx 0,2 l_x$.

CIRSOC 201, artículo 18.6.4.3.

CIRSOC 201, artículo 18.6.4.3., 5º párrafo

CIRSOC 201, ecuación (32) y (30).

$$\alpha_1 = 1 \quad \alpha_A = \frac{a_{sy \text{ nec}}}{a_{sy \text{ exist}}} = \frac{1,50}{1,66} = 0,90$$

$$\alpha_{emI} = 0,5 + \frac{a_{sy \text{ exist}}}{7} = 0,5 + \frac{1,66}{7} = 0,74 < 1,1$$

Se adopta $\alpha_{emI} = 1,1$

$$\begin{aligned} \ell_e &= 1,1 \cdot 1 \cdot 0,90 \cdot 23,5 \text{ cm} = 21,2 \text{ cm} &> 20 \text{ cm} \\ &> 15 d_s = 6,9 \text{ cm} \end{aligned}$$

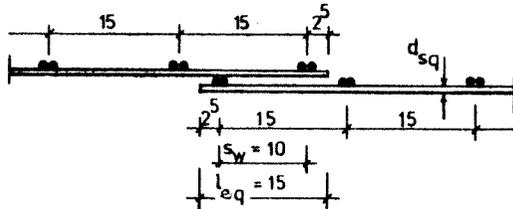
b) armadura transversal sobre el apoyo, arriba:

2 mallas 150 / 250 / 5,5 d / 4,6

$$d_{sq} = 4,6$$

$\ell_{eq} = 15 \text{ cm}$ y por lo menos una barra transversal efectiva

$$\ell_{eq} = 15 \text{ cm} > s_{w \text{ m\u00edn}} + 2 \cdot e = 5 \text{ cm} + 2 \cdot 2,5 = 10 \text{ cm}$$



$$\alpha_A = \frac{a_{sy \text{ nec}}}{a_{sy \text{ exist}}}$$

CIRSOC 201, artículo 18.6.4.3., ecuación (33 a).

CIRSOC 201, artículo 18.6.4.3., ecuación (30).

CIRSOC 201, artículo 18.6.4.4., Tabla 28

Con respecto a la barra transversal, ver CIRSOC 201, artículo 18.6.4.3., párrafo 7.

e = borde de la malla: se adopta 2,5 cm
 s_w = distancia entre las últimas barras transversales (efectivas).

CIRSOC 201, artículo 18.6.4.3., figuras 15 b).

$$\text{m\u00edn } s_w = \begin{cases} 5 d_{sq} = 2,1 \text{ cm} \\ \underline{5 \text{ cm}} \end{cases}$$

Las mallas pueden empalmarse en una misma sección porque

$$a_s < 12 \text{ cm/m}$$

5.7. Separaciones máximas entre las barras, en ambas direcciones

a) armadura portante en el tramo y sobre el apoyo:

$$\text{dirección x : } s_{lx} = 15 + \frac{d}{10} =$$

$$= 15 + \frac{12}{10} = 16,2 \text{ cm} > s_{lx \text{ exist}} = 15 \text{ cm}$$

CIRSOC 201, artículo 20.1.6.2., ecuación (44).

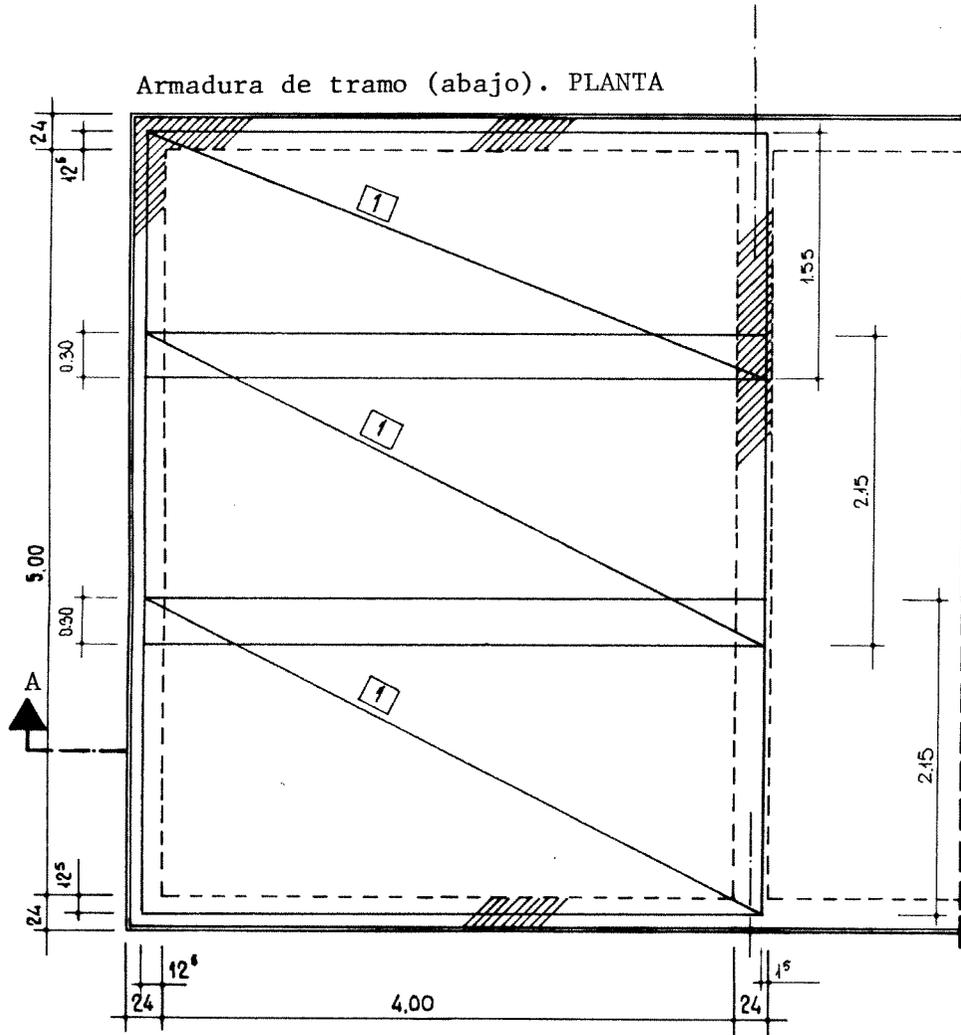
$$\text{dirección y : } s_{ly} = 2 \cdot d = 2 \cdot 12 \text{ cm} = 24 \text{ cm} < s_{ly \text{ exist}} = 25 \text{ cm}$$

CIRSOC 201, artículo 20.1.6.2., página 283, 2° párrafo.

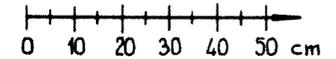
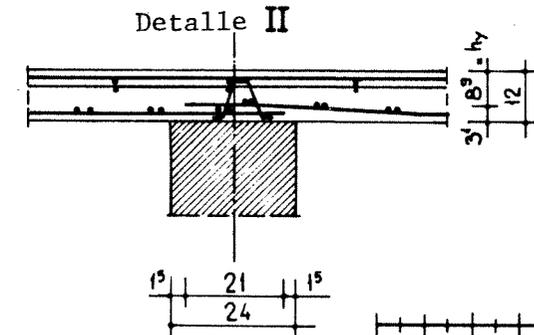
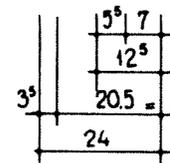
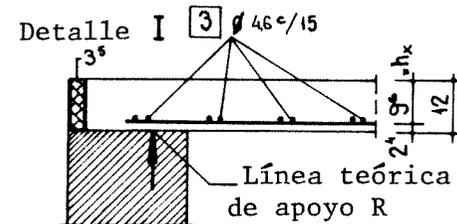
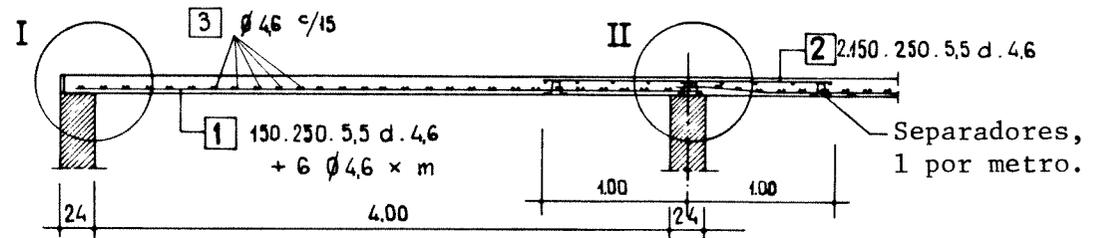
b) armadura transversal sobre el apoyo:

$$\text{dirección y : } s_{q \text{ máx}} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} = s_{q \text{ exist}}$$

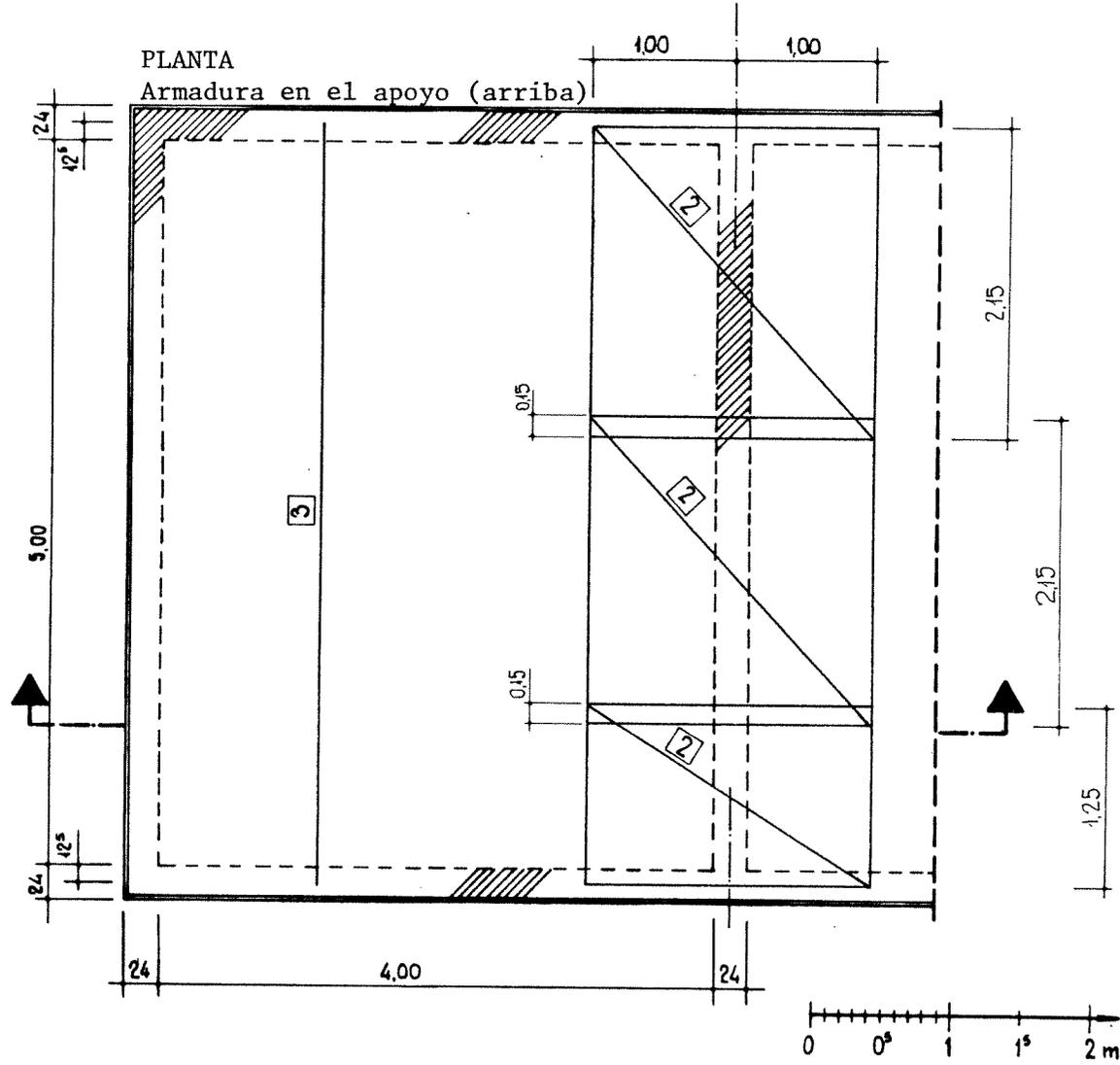
4 barras transversales



Corte A-A



<p>EJEMPLO: 2 LOSA CONTINUA, ARMADA EN DOS DIRECCIONES</p>	<p>Representación de la armadura</p>	<p>Materiales: H-13 y AM -500- N. Recubrimiento: 2cm</p>
--	---	--



Ejemplo N° 3

VIGA DE DOS TRAMOS CON VOLADIZO

Para un edificio industrial debe dimensionarse una viga placa de hormigón armado, con dos tramos y un voladizo. El voladizo tiene altura variable. La viga está cargada por cargas concentradas transmitidas por vigas secundarias, y el apoyo C es indirecto; está ubicada a la intemperie. Cargas predominantemente estáticas. Los esfuerzos horizontales serán tomados por tabiques arriostrantes.

Materiales:

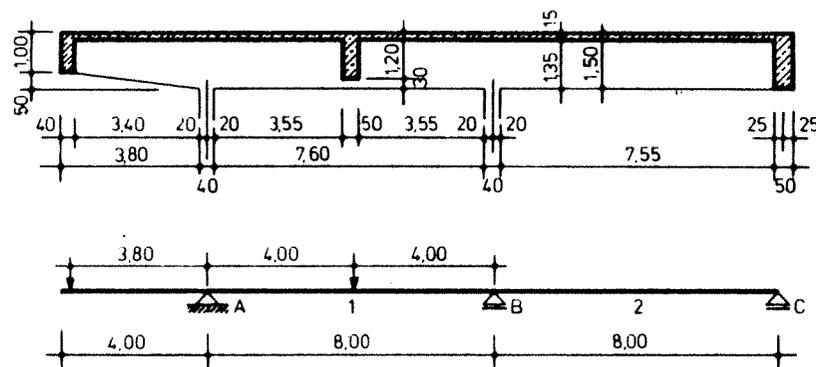
- Hormigón H - 17 , $\sigma'_{bk} = 17 \text{ MN/m}^2$ $\beta_R = 14 \text{ MN/m}^2$
- Acero para hormigón nervurado ADN - 420 (tipo III)

CIRSOC 201, artículo 6.6., Tabla 3.

CIRSOC 201, artículo 6.7., Tabla 10.

1. SISTEMA

Dimensiones



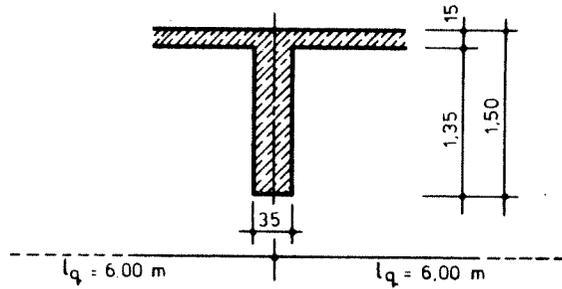
CIRSOC 201, artículo 21.1.1.

profundidad de apoyo ≥ 10 cmespesor de la placa ≥ 7 cm

Según CIRSOC 201, artículo 15.2.a) y debido a la hipótesis de viga simplemente apoyada podrá adoptarse como profundidad de apoyo para C el primer tercio interno.

En este caso se debería verificar que la viga transversal tome la torsión que se

Sección transversal



Luces de cálculo

$$\ell_1 = 7,60 + 2 \frac{0,40}{2} = 8 \text{ m}$$

$$\ell_2 = 7,55 + \frac{0,40}{2} + \frac{0,50}{2} = 8 \text{ m}$$

Recubrimiento de hormigón

Se adoptan barras de $d_s = 25 \text{ mm}$ (longitudinal)

$$d_{s_{est}} = 12 \text{ mm}$$

$$c_L = 3,0 \text{ cm}$$

$$c_{est} = \underline{2,5 \text{ cm}} \quad \text{condición que prevalece}$$

$$\ell_i/h \ll 35$$

originaria. Para evitar esto se adoptará el centro del apoyo como profundidad de apoyo.

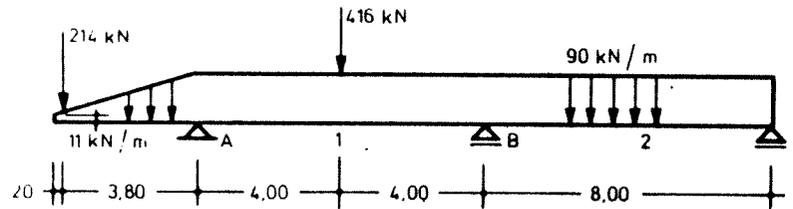
CIRSOC 201, artículo 13.2.1., Tabla 15 y figura 1

CIRSOC 201, artículo 17.7.

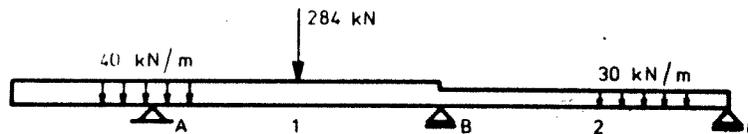
2. CARGAS

De la suma de todas las cargas permanentes (peso propio, revestimiento, mampostería) y cargas útiles ($p > 5 \text{ kN/m}^2$) se obtiene:

Carga permanente

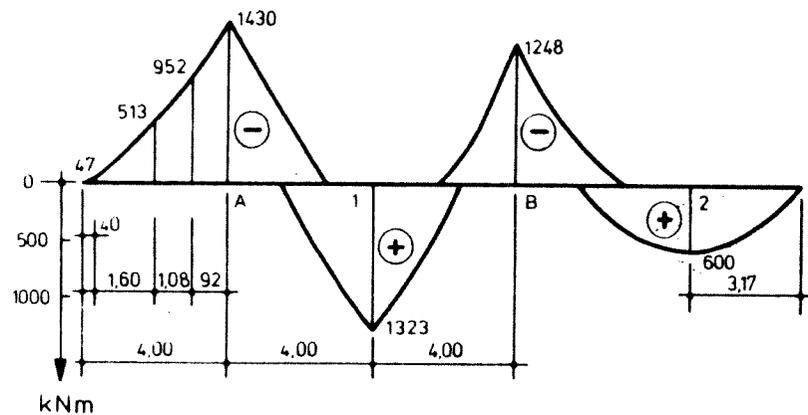


Sobrecarga



3. SOLICITACIONES

Momentos



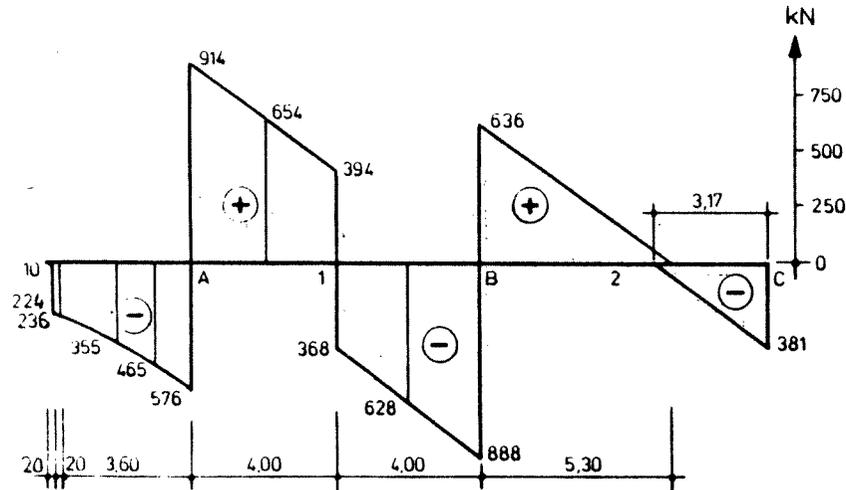
En este caso no tenemos una construcción corriente según CIRSOC 201, artículo 2.1.1. Esto influye en los empalmes y en el control de la fisuración

Como el apoyo A se debe considerar como apoyo interno, se podrán despreciar los momentos debidos al efecto de pórtico de acuerdo con CIRSOC 201, artículo 15.4.1.1. y 15.4.2.

Momentos positivos según CIRSOC 201, artículo 15.4.1.3.

No se pudo hacer la redistribución de momentos de CIRSOC 201 artículo 15.1.2., ya que no es una construcción corriente.

Esfuerzos de corte



4. DIMENSIONAMIENTO

4.1. Ancho colaborante de la placa

Tramo 1:

$b_2 = 1/2$ de la luz entre vigas

$$b_2 = 0,5 (6,00 - 0,35) = 2,83 \text{ m} \quad d/d_0 = 15/150 = 0,10$$

$$\ell_0 = 0,6 \ell_1 = 4,80 \text{ m} \quad b_2/\ell_0 = 2,83/4,80 = 0,59$$

$$b_{m2}/b_2 \approx 0,31$$

$$b_m = b_0 + 2 b_{m2} = 0,35 + 2 \cdot 0,31 \cdot 2,83 = 2,10 \text{ m}$$

CIRSOC 201, artículo 15.6., ya que no se trata de una construcción corriente, se han calculado los valores mediante la aplicación alternada de las cargas.

CIRSOC 201, Capítulo 17

CIRSOC 201, artículo 15.3. y Cuaderno 220

Podría haberse tomado $b_m = \ell_0/3$ pero habría dado más pequeño.

El tramo 1 se considera interno

Cuaderno 220, Tabla 1.16.

Cuaderno 220, ecuación (1.29.b)

Tramo 2:

$$b_2 = (\text{idem}) = 2,83 \text{ m} \quad d/d_0 = 0,10$$

$$\ell_0 = 0,80 \cdot \ell_2 = 6,40 \text{ m} \quad b_2/\ell_0 = 2,83/6,40 = 0,44$$

$$b_{m2}/b_2 = 0,44$$

$$b_m = b_0 + 2 b_{m2} = 0,35 + 2 \cdot 0,44 \cdot 2,83 = 2,84 \text{ m}$$

Cuaderno 220, ecuación (1.30.a)

Cuaderno 220, Tabla 1.16.

Cuaderno 220, ecuación (1.29.b)

Los diferentes anchos colaborantes traen aparejados distintos momentos de inercia en ambos tramos. Esto debería considerarse para el cálculo de las solicitaciones. Sin embargo, la influencia es reducida y no se tiene en cuenta.

Para construcciones corrientes (no es el caso) esta influencia también se podrá despreciar -si las condiciones no son extremas- teniendo en cuenta que se permite en el artículo 15.1.2. la redistribución de momentos.

4.2. Dimensionamiento del alma

$$H 17 \quad k_h^* = 1,97$$

$$\text{ADN 420 (tipo III)} \quad \beta_S = 420 \text{ MN/m}^2$$

Altura

$$h = 150 - (2,5 + 1,2 + 2,5 + 2,5/2) = 142$$

Se estima el centro de gravedad de la armadura 8 cm por debajo del borde superior de la losa

CIRSOC 201, artículo 17.2.

Cuaderno 220, Tabla 1.7.a, interpolando linealmente entre H - 13 y H - 21 (en el Cuaderno: B - 15 y B - 25)

k_h^* es el k_h correspondiente a $\epsilon_s = 3,0\%$ y $\epsilon_b = 3,5\%$.

Separación entre barras según CIRSOC 201, artículo 18.2.

Apoyo A:

Sección $b/d_0/h = 35/150/142$ cm

mín $M_A = -1\,430$ kNm

Momento en la sección:

$$M_{AL} = -M_A + [Q_{AL}] \frac{b_A}{2} = -1\,430 + 576 \frac{0,4}{2} = -1\,320 \text{ kNm}$$

$$k_h = \frac{h}{\sqrt{\frac{M_{AL}}{b}}} = \frac{142}{\sqrt{\frac{1\,320}{0,35}}} = 2,31 > k_h^*$$

coeficientes $k_s/k_x/k_z = 4,9/0,37/0,85$

$$A_s = M_{AL} \cdot k_s/h = 1\,320 \cdot 4,9/142 = 45,5 \text{ cm}^2$$

Armadura adoptada:

ADN 420	15 ϕ 20
A_s exist	= 47 cm ²

Afuera del alma, en la placa se colocarán

$$6 \phi 20 \text{ (} 18,84 \text{ cm } = 0,4 \text{ } A_s \text{ existente)}$$

Repartida en cada ala en

$$0,5 \cdot b_{m2} = 0,5 \cdot 0,31 \cdot 2,83 \approx 0,45 \text{ m (} b_{m2} \text{ para el tramo 1)}$$

CIRSOC 201, artículo 15.4.1.2.

Cuaderno 220, Tabla 1.7.a, interpolando linealmente. (Ver página 57)

Respetar el diámetro máximo d_s dado por limitación de fisuración.

CIRSOC 201, artículo 18.7.1.

Se recomienda:

a) d_s de la placa $\leq \frac{d}{8}$ donde d = espesor de la placa

b) A_s (placa) = (entre 0,4 y 0,6) $A_{s\text{exist}}$

Ambos se cumplen

Interpolación

H-13 H-21
(B15) (B25)

H-17

8,05

4,9

3,65

3,03

2,7

2,52

2,32

2,21

2,12

2,06

2

k_h^* 1,97

1,96

1,95

1,95

1,94

1,93

k_h^{**} 1,92

B15		B25		B35		B45		B55		k_s	d_{s1}/γ	k_x	k_z	ϵ_0	ϵ_s	γ
k_h	d_s	k_h	d_s	k_h	d_s	k_h	d_s	k_h	d_s							
										MM/m ²						
37	2	20	3	6,1	3	5,7	4	5,4	5	4,3	240	0,03	0,87	0,50	3,00	1,75
45	3	23	4	7,1	4	6,4	5	6,1	6	4,9	240	0,13	0,85	0,50	3,00	1,75
47	4	25	5	8,0	5	7,1	6	6,7	7	5,3	240	0,27	0,81	0,50	3,00	1,75
301	15	204	25	2,3	13	2,13	10	2,02	13	4,6	240	0,26	0,91	1,73	3,00	1,75
303	21	234	35	2,04	15	1,83	13	1,79	17	4,7	240	0,22	0,82	1,74	3,00	1,75
370	25	257	42	1,80	17	1,73	15	1,64	21	4,8	252	0,34	0,87	1,54	3,00	1,75
201	32	202	34	1,77		1,63		1,53	39	4,9	240	0,32	0,85	1,95	3,00	1,75
209	38	193		1,68		1,53		1,47	47	5,0	240	0,40	0,83	1,30	3,00	1,75
230	44	185		1,62		1,49		1,42	51	5,1	240	0,44	0,82	1,50	4,45	1,75
232	50	180		1,57		1,45		1,37	52	5,2	240	0,48	0,80	1,50	3,83	1,75
226		175		1,53		1,41		1,34	53	5,3	240	0,51	0,79	1,50	3,31	1,75
$k_h = 2,22$		172		1,50		1,39		1,31	54	5,4	240	0,54	0,78	1,50	3,00	1,75
221		171		1,49		1,36		1,31	55	5,5	236	0,56	0,77	1,50	2,78	1,78
220		170		1,48		1,37		1,30	56	5,6	234	0,57	0,76	1,50	2,82	1,79
219		170		1,48		1,37		1,30	57	5,7	232	0,58	0,75	1,50	2,47	1,81
210		169		1,47		1,36		1,29	58	5,8	230	0,60	0,75	1,50	2,33	1,83
207		168		1,47		1,36		1,29	59	5,9	228	0,62	0,74	1,50	2,29	1,84
$k_h = 2,38$		168		1,46		1,35		1,28	60	6,0	225	0,64	0,74	1,50	2,00	1,87

Tabla 1.7a

Tabla para el dimensionamiento con coeficientes dimensionales para secciones rectangulares sin armadura de compresión, para flexión con esfuerzo longitudinal (BSt 420/500).

$\frac{d}{d_0}$	$\frac{b_1}{l} = \text{ó} \frac{b_2}{l} = \text{ó} \frac{b_3}{l} =$														$\frac{b_{m1}}{b_1}$ $\frac{b_1}{b_{m2}}$ $\frac{b_2}{b_2}$ $\frac{b_{m3}}{b_3}$
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,45	0,4	0,35	0,3	0,25	0,2	0,15	0,1	
0,10	0,18	0,20	0,23	0,26	0,31	0,38	0,43	0,48	0,55	0,62	0,71	0,82	0,92	1,00	
0,15	0,20	0,22	0,25	0,28	0,33	0,40	0,45	0,50	0,57	0,64	0,72	0,82	0,92	1,00	
0,20	0,23	0,26	0,29	0,33	0,38	0,45	0,50	0,55	0,61	0,68	0,76	0,85	0,93	1,00	
0,30	0,32	0,36	0,40	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,68	0,74	0,80	0,87	0,94	1,00	

Tabla 1.16 Ancho colaborante de placa relativo b_{m1}/b_1 ó b_{m2}/b_2 ó b_{m3}/b_3 en vigas-placa.

Apoyo B:

Sección $b/d_0/h = 35/150/142$

mín $M_B = -1\,248$ kNm

Momentos en el borde del apoyo

$$M_{Bi}^0 = -130 \cdot 7,6^2/12 - 700 \cdot 7,6/8 = -1\,290 \text{ kNm}$$

$$k_h \frac{142}{\sqrt{\frac{1\,290}{0,35}}} = 2,34 > k_h^*$$

Coefficientes: $k_s/k_x/k_z = 4,9/0,37/0,85$

$$A_s = 1\,290 \cdot 4,9/142 = 44,5 \text{ cm}^2$$

Armadura adoptada:

ADN 420 15 ϕ 20
$A_{s\text{existente}} = 47,1 \text{ cm}^2$

Como en el apoyo A se colocarán 6 ϕ 20 en la placa.

Tramo 1:

Sección de la viga placa: $b_m/b_0/d/h = 210/35/15/142$ cm

$b_m/b_0 = 210/35 = 6,0 > 5$ sección esbelta

CIRSOC 201, artículo 15.4.1.2.

Se tomó el momento de doble empotramiento

Cuaderno 220, Tabla 1.7.a, interpolando linealmente.

Cuaderno 220, 1.3.2.2.

$$M_1 = 1\,323 \text{ kNm}$$

De un redondeo de los momentos por una repartición de la carga concentrada no se obtiene un momento mayor

$$A_s = \frac{M_1}{(h - d/2) \cdot \beta_s / 1,75} = \frac{1\,323 \cdot 1,75}{(1,42 - 0,15/2) \cdot 42,0} = 41 \text{ cm}^2$$

Armadura adoptada:

ADN 420 14 ϕ 20
$A_{s \text{ existente}} = 43,9 \text{ cm}^2$

Verificación de la resistencia a la compresión:

$$\sigma_{mu} = \frac{M_{1u}}{(h - d/2) b_m \cdot d} = \frac{1\,323 \cdot 1,75}{(1,42 - 0,15/2) \cdot 2,10 \cdot 0,15} = 5,46 \text{ MN/m}^2$$

$$< \beta_R = 14 \text{ MN/m}^2$$

Tramo 2:

Sección de la viga placa: $b_m/b_0/d/h = 284/35/15/142 \text{ cm}$

$b_m/b_0 > 5$ sección esbelta

$$M_2 = 600 \text{ kNm}$$

$$k_h = 142 / \sqrt{600/2,84} = 9,7 > k_h^*$$

Coefficientes $k_s/k_x/k_z \approx 4,3/0,09/0,97$

El eje neutro cae en el alma:

$$b = b_m \text{ y } k_h = 142 / \sqrt{\frac{1\,323}{2,10}} = 5,7$$

$$x = k_x \cdot h = 0,12 \cdot 142 = 17 \text{ cm} > d$$

como en tramo 1

Cuaderno 220, Tabla 1.7.a, interpolando linealmente.

$$x = 0,09 \cdot 142 = 12,78 \text{ cm} < d$$

$$A_S = 600 \cdot 4,3/142 = 18,2 \text{ cm}^2$$

Armadura adoptada:

ADN 420	6 ϕ 20
$A_{S \text{ existente}} = 18,8 \text{ cm}^2$	

4.3. Limitación de la fisuración

Elementos constructivos según Tabla 15, renglón 2: verificación recomendada.

Para mostrar el procedimiento haremos la verificación para el apoyo A tramo 1.

4.3.1. Apoyo A:

Viga placa traccionada y $b_m/b_0 > 3$. En construcciones corrientes, en este caso la verificación sería innecesaria. Aquí se hará, ya que la construcción es no corriente.

a) En la zona de tracción se tiene una cuantía de armadura μ_z :

También para la placa cargada a tracción de la viga placa se determina el ancho colaborante $b_m = b_{mz}$ con la teoría de la elasticidad.

$$b_{mz} = b_m = 2,10 \text{ m (tramo 1)}$$

El eje neutro cae en la placa

CIRSOC 201, artículo 17.6.

Elemento en una construcción "no corriente".

CIRSOC 201, artículo 17.6.1.

CIRSOC 201, artículo 17.6.2.

$$\begin{aligned}
 A_{bz} &= (1 - k_x) h \cdot b_0 + (b_{mz} - b_0) \cdot [d - (d_0 - h)] \\
 &= (1 - 0,37) 1,42 \cdot 0,35 + (2,10 - 0,35) \cdot (0,15 - 0,08) \\
 &= 0,31 + 0,12 = 0,43 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\mu_z = \frac{A_s}{A_{bz}} = \frac{47}{4\,300} = 1,09\% > 0,3\%$$

La condición $\mu_z < 0,3\%$ no se satisface

b) Para $\sigma_{sd} = 0,7 \cdot \beta_S/1,75$ y Acero III

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

Pero debe tener en cuenta la parte permanente de la carga:

$$\frac{M_g}{\text{máx } M} = 1 - \frac{M_p}{\text{máx } M} = 1 - \frac{40 \cdot 4,0^2/2}{1\,430} = 0,78 > 0,70$$

Por lo tanto no se puede hacer la verificación según la Tabla 19 de CIRSOC 201.

c) A partir de CIRSOC 201, artículo 17.6.2.:

$$r = 80$$

$$\sigma_{sd} = \sigma_s \text{ adm} \frac{A_s \text{ nec}}{A_s \text{ exist}} \cdot 0,78 = 240 \frac{45,5}{47} \cdot 0,78 = 181,2 \text{ MN/m}^2$$

k_x y h del dimensionamiento para el apoyo A.

Sin considerar la armadura adicional longitudinal en la placa y en el alma

CIRSOC 201, artículo 17.6.2., Tabla 19, renglón 3, columna 3 a

Ancho de fisuras pequeño, barras nervuradas

$$\text{máx } d_s = r \frac{\mu_z (\%) 10^4}{\sigma_{sd}^2 (\text{MN/m}^2)} = 80 \cdot \frac{1,07}{181,2^2} \cdot 10^4 = 26 \text{ mm}$$

La condición está cumplida, ya que la armadura existente es ϕ 20

4.3.2. Tramo 1:

$$\text{a) } \mu_z = \frac{A_s}{(1 - k_x) b_0 \cdot h} = \frac{41,22}{(1 - 0,12) \cdot 35 \cdot 142} = 0,94\% > 0,30\%$$

La condición $\mu_z < 0,3\%$ no se cumple

b) Para $\sigma_{sd} = 0,7 \beta_S/1,75$ y Acero III se da un límite

$$d_s = 20 \text{ mm} \approx d_s \text{ exist}$$

La condición de diámetro límite se cumple, ya que las barras son $d_s = 20 \text{ mm}$, y además $\sigma_{sd} < 0,7 \beta_S/1,75$.

CIRSOC 201, artículo 17.6.2.b) Tabla 19

$$\frac{M_g}{\text{máx } M} = \frac{620}{1323} = 0,47 < 0,7$$

4.4. Dimensionamiento por corte

Límite de las tensiones de corte para H 17

$$\tau_{012}/\tau_{02}/\tau_{03} = 0,65/1,50/2,50$$

CIRSOC 201, artículo 17.5.3., Tabla 18

Armadura de corte con estribos verticales y armadura oblicua de Acero III

CIRSOC 201, artículo 17.5.4. y 18.8.1

$$\sigma_{s \text{ adm}} = \beta_S/1,75 = 240 \text{ MN/m}^2 = 0,024 \text{ MN/cm}^2$$

La parte tomada por los estribos debe ser en cada sección por lo menos:

$$\tau_{\text{est}} = 0,25 \cdot \tau_0$$

Forma de los estribos: Se permite la colocación de estribos "abiertos" en toda la longitud de la viga si se cierran mediante barras transversales continuas en la parte superior.

4.4.1. Apoyo A a la izquierda (voladizo)

Medidas de la sección (para $x = r$, ver esquema):

$$r = h/2 + b_A/2 = 71 + 20 = 91 \text{ cm}$$

Valor básico τ_0 :

$$\tau_0 = \frac{Q_s}{b_0 \cdot z} = (Q - \frac{M}{h} \tan \phi) / (b_0 \cdot k_z \cdot h)$$

$$\tan \phi = \frac{0,5}{3,80} = 0,132$$

$$b_0 \cdot k_z = 0,35 \cdot 0,85 = 0,298 \text{ m}$$

$$\tau_{012} < \text{máx } \tau_0 = 0,9 \text{ MN/m}^2 < \tau_{02} \text{ (ver la tabla siguiente)}$$

————→ Zona de corte 2, cobertura del corte disminuida

CIRSOC 201, artículo 18.8.2.2. ecuación (37)

CIRSOC 201, artículo 18.8.2.1., Figura 22e
Esto simplifica la colocación de la armadura.

CIRSOC 201, artículo 17.5.2. y Cuaderno 220, Figura 2.4.

CIRSOC 201, artículo 17.5.3.

Cuaderno 220, ecuación (2.2.).

Q = valor básico del corte

Q_s = esfuerzo de corte para el cálculo del valor básico τ_0 medido.

Q_r = máx Q_s para $x = r$

CIRSOC 201, artículo 17.5.5.

Valor de dimensionamiento τ :

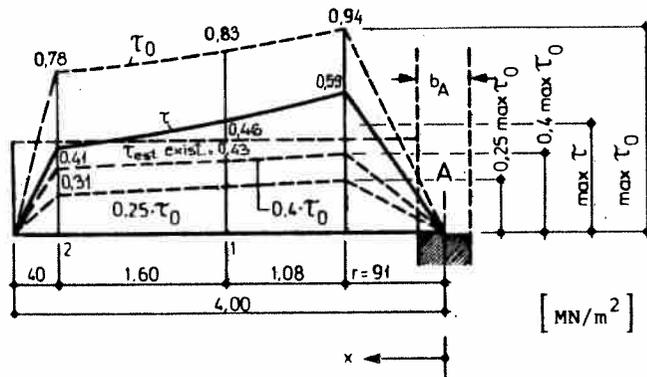
$$\tau = \frac{\tau_0^2}{\tau_{02}} \geq 0,4 \tau_0$$

CIRSOC 201, artículo 17.5.5. ecuación(25)

	x	Q	M	h	$\frac{M}{h} \tan \phi$	Q_s	τ_0	τ	$0,4 \tau_0$
	m	kN	kNM	m	kN	kN	MN/m ²		MN/m ²
x = r	0,91	465	952	1,32	95	370	0,94	0,59	0,38
1	2,00	355	513	1,20	57	298	0,83	0,46	0,33
2	3,60	236	47	0,99	6	230	0,78	0,41	0,31

Los valores mínimos de dimensionamiento $0,4 \cdot \tau_0$ no son determinantes en ningún sector.

$$\text{mín } \tau_{est} = 0,25 \cdot \text{máx } \tau_0 = 0,25 \cdot 0,94 = 0,235 \text{ MN/m}^2$$



No es necesario cubrir el pico para $x = r$, ya que $A_E \ll A_A$ y $\ell_E \ll 1,0 h = 1,34 \text{ m}$. Ver CIRSOC 201, artículo 18.8.1., Figura 20.

Armadura de corte sólo por estribos

estribos de Acero tipo III
 ϕ 10, $S_{est} = 25$ cm (2 ramas)
 sección existente $a_{s\ est} = 6,3$ cm²/m

$$\begin{aligned} \text{existente } \tau_{est} &= \text{existente } a_{s\ est} \cdot \sigma_s \text{ adm} / b_0 \\ &= 6,3 \cdot 0,0240 / 0,35 = 0,43 \text{ MN/m}^2 \\ &> 0,25 \cdot \text{máx } \tau_0 = 0,235 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

Separación entre estribos en dirección longitudinal

$$\begin{aligned} \text{existente } S_{est} &= \underline{25 \text{ cm}} = \text{máx } S_{est} \\ &< 0,6 \cdot d_0 = 90 \text{ cm} \end{aligned}$$

Separación entre las ramas de los estribos (transversal)

$$\begin{aligned} S_q \text{ existente} &= 35 - 2 \cdot 2,5 = \underline{30 \text{ cm}} < \text{máx } S_q = 80 \text{ cm} \\ &< d_0 = 150 \text{ cm} \end{aligned}$$

4.4.2. Apoyo A a la derecha (Tramo 1):

Medidas de la sección:

$$r = h/2 + b_A/2 = 71 + 20 = 91 \text{ cm}$$

$$Q_r = Q_{Ar} - q_1 \cdot r = 914 - 130 \cdot 0,92 = 794 \text{ kN}$$

Los estribos ϕ 10 son necesarios para man tener ubicadas las barras de la armadura. Estos estribos son suficientes para cubrir la superficie τ .

Cuaderno 220, ecuación (2.15.)

CIRSOC 201, artículo 18.8.2.2.

CIRSOC 201, Tabla 31, artículo 18.8.2.1.

Para vigas en zona de corte 2.

CIRSOC 201, artículo 18.8.2.1., Tabla 31.

Para vigas con $d_0 > 40$ cm.

CIRSOC 201, artículo 17.5.2.

$$Q_r = \text{máx } Q_s$$

En el borde izquierdo de la viga secundaria

$$Q_2 = 394 + 130 \cdot 0,25 = 427 \text{ kN}$$

Valor básico τ_0 :

$$\tau_0 = \frac{Q_s}{b_0 \cdot k_z \cdot h}$$

Cuaderno 220, 2.2.2.

$$b_0 \cdot k_z \cdot h = 0,35 \cdot 0,85 \cdot 1,42 = 0,42 \text{ m}^2$$

$$\text{máx } \tau_0 = 1,89 \text{ MN/m}^2 > \tau_{02} \text{ (ver la tabla siguiente)}$$

—————→ Zona de corte 3, armadura de corte total

Valor de dimensionamiento

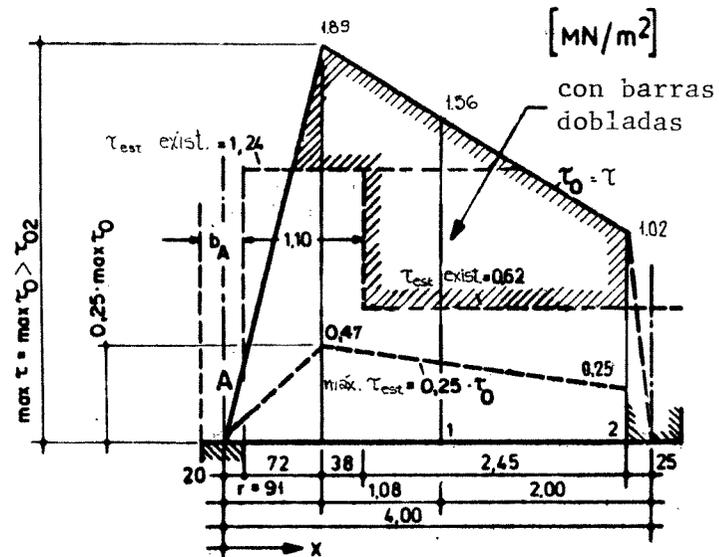
$$\tau_0 = \tau$$

CIRSOC 201, artículo 17.5.5.

Valores básicos y de dimensionamiento

	x m	$Q_s = Q$ kN	τ_0 MN/m ²
r	0,91	794	1,89
1	2,00	654	1,56
2	3,75	427	1,02

Area de τ



CIRSOC 201, artículo 18.8.3.: Cuando las barras dobladas, en un corte longitudinal se disponen en una única posición, se les puede adjudicar como máximo el esfuerzo de corte correspondiente a una zona de longitud igual a $2,0 h = 2,84 \text{ m}$

Armadura de corte con estribos y barras inclinadas

<p>Estribos de acero ADN 420 $\phi 12$, $S_{est} = 12,5 \text{ cm} \text{ ó } 25 \text{ cm}$ $a_s \text{ est existente} = 18,10 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ó } 9,05 \text{ cm}^2/\text{m}$</p>

Cuaderno 220, 2.4.1.

CIRSOC 201, artículo 18.8.2.1., Tabla 31:

$\text{máx } S_{est} = 25 \text{ cm} < 0,6 d_0$

La separación entre los estribos en la zona adyacente al apoyo será 1/2 de la del tramo.

En el tramo es con $S_{est} = 25 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}\tau_{est \text{ exist}} &= a_{s \text{ est exist}} \cdot \sigma_s \text{ adm} / b_0 \\ &= 9,05 \cdot 0,0240 / 0,35 = 0,62 \text{ MN/m}^2 \\ &> \tau_{est \text{ nec}} = 0,25 \cdot \tau_0\end{aligned}$$

Cuaderno 220, ecuación (2.15.)

CIRSOC 201, artículo 18.8.2.2.

La superficie restante se cubre mediante barras inclinadas a 60° como máximo

$$\begin{aligned}T_s &= \int (T' - T'_{est}) \cdot dx \\ &\approx 0,35 \left[(1,89 - 1,24) \cdot \frac{2,03}{2} + 0,62 \cdot 2,36 - 0,22 \cdot \frac{0,95}{2} \right] = 0,70\end{aligned}$$

Cuaderno 220, ecuación (2.17.)

$$T' = \tau \cdot b_0$$

$$A_{SS} = 0,73 \cdot \frac{T_s}{\sigma_s \text{ adm}} = 0,73 \cdot \frac{0,70}{0,024} = 21,3 \text{ cm}^2$$

Cuaderno 220, ecuación (2.20.)

Acero ADN 420
7 ϕ 20 dobladas a 60°
existente $A_{SS} = 21,98 \text{ cm}^2 > A_{SS \text{ nec}}$

La posición exacta de las barras inclinadas se obtiene de la cobertura del diagrama de tracción. La coincidencia con la superficie de corte es suficientemente exacta.

Ver CIRSOC 201, artículo 18.8.1., para el cual en la zona de corte $3 \ell_E \text{ adm} = 0,5 h$

4.4.3. Apoyo B a la izquierda (tramo 1)

Sección dada en $r = 92$ cm

$$\begin{aligned} \text{máx } Q_s &= [Q_{RL}] - q_1 \cdot r = 888 - 130 \cdot 0,92 = 768 \text{ kN} \\ &= 0,768 \text{ MN} \end{aligned}$$

CIRSOC 201, artículo 17.5.2.

$$\text{máx } \tau_0 = \frac{\text{máx } Q_s}{\text{mín } b_0 \cdot k_z \cdot h} = \frac{0,768}{0,35 \cdot 0,85 \cdot 1,42} = 1,82 \text{ MN/m}^2$$

El esfuerzo de corte es apenas menor que en A a la derecha, y el área de τ es también como en A a la derecha. Se acepta la misma armadura.

4.4.4. Apoyo B a la derecha (tramo 2)

Sección crítica para $r = 92$ cm

$$\begin{aligned} \text{máx } Q_s &= Q_{Br} - q_2 \cdot r = 636 - 120 \cdot 0,92 = 526 \text{ kN} \\ &= 0,526 \text{ MN} \end{aligned}$$

CIRSOC 201, artículo 17.5.2.

$$\text{máx } \tau_0 = \frac{\text{máx } Q_s}{\text{mín } b_0 \cdot k_z \cdot h} = \frac{0,526}{0,35 \cdot 0,85 \cdot 1,42} = 1,25 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{máx } \tau_0 < \tau_{02}$$

Zona de corte 2: armadura reducida

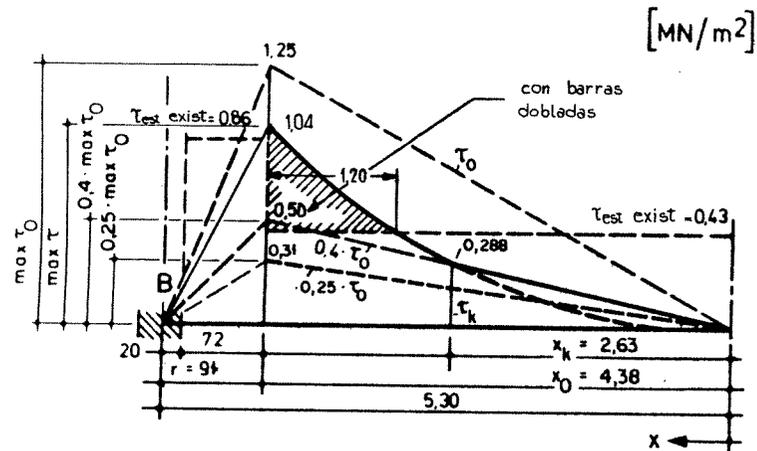
Valor de dimensionamiento

$$\tau = \frac{\tau_0^2}{\tau_{02}} \geq 0,4 \tau_0$$

$$\tau = 1,04 \text{ MN/m}^2$$

- para estribos: $\max \tau_{\text{est}} = 0,25 \max \tau_0 = 0,31 \text{ MN/m}^2$

Area de τ



Armadura de corte con estribos y barras dobladas

Cuaderno 220, ecuación (2.15.)

Estribos Acero tipo III

$\phi 10 \quad S_{\text{est}} = 12,5 \text{ ó } 25 \text{ cm}$

$a_{s \text{ est exist}} = 12,6 \text{ ó } 6,3 \text{ cm}^2/\text{m}$

Los estribos en las cercanías de los apoyos son la mitad de los de los tramos.

En el tramo con $S_{est} = 25 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}\tau_{est \text{ exist}} &= a_{s \text{ est exist}} \cdot \sigma_s \text{ adm}/b_0 \\ &= 6,3 \cdot 0,0240/0,35 = 0,43 \text{ MN/m}^2 \\ &> \text{mín } \tau_{est} = 0,25 \cdot \tau_0\end{aligned}$$

Cuaderno 220, ecuación (2.15.)

CIRSOC 201, artículo 18.8.2.2.

Porcentaje de barras inclinadas

$$T_s = \int (T' - T'_{est}) dx \approx \frac{1}{2} (1,04 - 0,43) \cdot 1,20 \cdot 0,35 = 0,13 \text{ MN}$$

$$A_{SS} = 0,71 \frac{T_s}{\sigma_s \text{ adm}} = 0,71 \frac{0,13}{0,024} = 3,85 \text{ cm}^2$$

Cuaderno 22, ecuación (2.17.)

$$T' = \tau \cdot b_0$$

Cuaderno 220, ecuación (2.19.)

Acero ADN 420

2 ϕ 20 dobladas a 45°

$A_{SS \text{ exist}} = 6,2 \text{ cm}^2$

4.4.5. Apoyo C a la izquierda (tramo 2)

Medidas de la sección r (ver el esquema siguiente)

$$r = b/2 = 50/2 = 25 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}\text{máx } Q_s &= [Q_C] - q_2 \cdot r = 381 - 131 \cdot 0,25 = 348 \text{ kN} \\ &= 0,348 \text{ MN}\end{aligned}$$

CIRSOC 201, artículo 17.5.2. Debido al apoyo directo, la sección determinante es la del borde del apoyo.

$$\text{máx } \tau_0 = \frac{\text{máx } Q_s}{\text{mín } b_0 \cdot k_z \cdot h} = \frac{0,348}{0,35 \cdot 0,97 \cdot 1,42} = 0,72 \text{ MN/m}^2 > \tau_{012}$$

Zona de corte 2, cobertura reducida

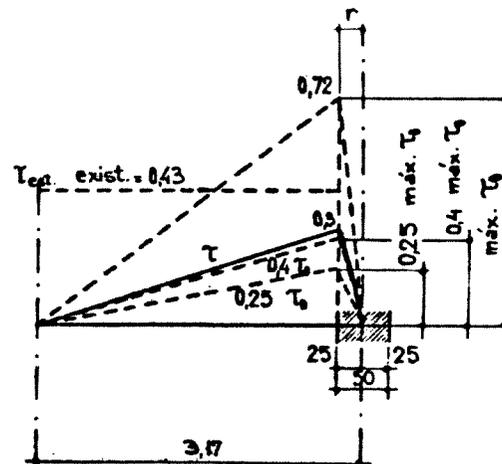
$$\text{Valor de dimensionamiento } \tau = \frac{\tau_0^2}{\tau_{02}} = 0,35 \text{ MN/m}^2$$

CIRSOC 201, artículo 17.5.5.

Valores mínimos de dimensionamiento, valores máximos

- general $\tau = 0,35 \text{ MN/m}^2$
- para estribos: $\text{mín } \tau_{\text{est}} = 0,25 \cdot \text{máx } \tau_0 = 0,18 \text{ MN/m}^2$

Areas de τ (MN/m^2)



Armadura sólo por estribos

Estribos Acero ADN-420 (como en B a la derecha)
 ϕ 10, $S_{\text{est}} = 25 \text{ cm}$
 $a_{\text{s est exist}} = 6,3 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$\tau_{\text{est exist}} = 0,43 \text{ MN/m}^2 > \tau \text{ (como en B a la derecha)}$$

CIRSOC 201, artículo 18.8.2.1., Tabla 31, para vigas en la zona de corte 1
 $\text{máx } s_{\text{est}} = 30 \text{ cm} < 0,8 d_0$

4.5. Armadura longitudinal en el alma

$$A_{s, \text{ alma nec}} \geq 0,08 \cdot A_s$$

Apoyo A:

$$A_{s, \text{ alma}} = 48,3 \cdot 0,08 = 3,9 \text{ cm}^2$$

distribuida sobre la altura de la zona de tracción

$$h (1 - k_x) = 142 (1 - 0,48) = 74 \text{ cm}$$

<p>Acero ADN-420 2 . 4 ϕ 8 $A_s \text{ exist} = 4,0 \text{ cm}^2$</p>

Tramo 1:

$$A_{s, \text{ alma}} = 41 \cdot 0,08 = 3,3 \text{ cm}^2$$

altura sobre la zona de tracción $h (1 - k_x) = 142 (1 - 0,14) = 122 \text{ cm}^2$

<p>Acero tipo III 2 . 4 ϕ 8 $A_s \text{ exist} = 4,0 \text{ cm}^2$</p>
--

4.6. Unión con las vigas secundarias

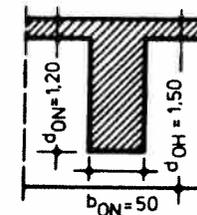
En el tramo 1:

Reacción de las vigas secundarias en el apoyo

$$A_N \text{ máx} = 700 \text{ kN}$$

CIRSOC 201, artículo 21.1.2., para vigas con $d_0 > 1,0 \text{ m}$, exigencias

CIRSOC 201, artículo 18.10.2.



Carga a tomar mediante armadura:

$$Q_N = A_N \frac{d_{ON}}{d_{OH}} = 700 \frac{1,2}{1,5} = 560 \text{ kN}$$

$$\sigma_s \text{ adm} = \beta_S / 1,75 = 240 \text{ MN/m}^2 = 24 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s \text{ req} = \frac{Q_N}{\sigma_s \text{ adm}} = \frac{560}{24} = 23,3 \text{ cm}^2$$

Se podrá considerar la armadura de corte existente en la intersección de las vigas:

Existentes en la viga principal sobre ℓ_H :

estribos de ϕ 12 de 2 ramas, $s_{\text{est}} = 25 \text{ cm}$

$$\ell_H = 2 \cdot d_{OH} / 2 = 2 \cdot 1,50 / 2 = 1,5 \text{ m}$$

$$\ell_H = 2 \cdot d_{OH} / 3 + b_{ON} = 2 \cdot 1,50 / 3 + 0,50 = 1,50 \text{ m}$$

Se considerarán 6 estribos de ϕ 12

En la viga secundaria continua sobre la longitud ℓ_N :

estribos de ϕ 12 de 2 ramas, $s_{\text{est}} = 30 \text{ cm}$

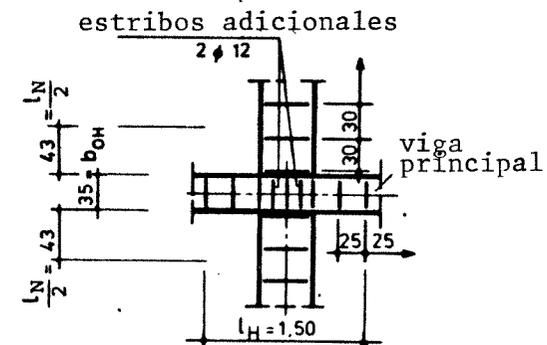
Para la mitad de ℓ_N será:

$$\ell_N / 2 = d_{ON} / 2 - b_{OH} / 2 = 1,20 / 2 - 0,35 / 2 \approx 0,43 \text{ m } \sigma$$

$$\ell_N / 2 = d_{ON} / 3 = 1,20 / 3 = 0,40 \text{ m}$$

Debido al apoyo de la viga secundaria la carga que debe tomar la viga continua depende de la relación de lados d_{ON}/d_{OH} , ver por ejemplo, CIRSOC 201, artículo 18.10.2., figura 28: Definición de la zona de entrecruzamiento.

La viga secundaria se introduce en la principal con toda su altura, por lo que para tomar la carga debida al apoyo de la viga secundaria se podrá considerar la armadura de corte existente en la zona de entrecruzamiento.



Se considerarán $2 \cdot 2 = 4$ estribos $\phi 12$

Se colocarán adicionalmente en la viga principal en la zona de entre cruzamiento propiamente dicha, 2 estribos $\phi 12$. En total habrá

<p>12 estribos $\phi 12$, de 2 ramas $A_{s \text{ est exist}} = 27,1 \text{ cm}^2 > 23,3 \text{ cm}^2$</p>
--

En el extremo del voladizo:

$$Q \text{ máx} = 214 \text{ kN}$$

$$A_s \text{ req} = \frac{Q \text{ máx}}{\sigma_s \text{ adm}} = \frac{214}{24} = 8,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sobre } \ell_H = b_{ON} + d_{OH}/3 = 40 + 33 = 73 \text{ cm}$$

Se podrán considerar 3 estribos $\phi 10$ de 2 ramas de la armadura de corte de la viga principal

Se colocarán adicionalmente 2 estribos $\phi 12$.

En total habrá:

<p>3 estribos $\phi 10$ + 2 estribos $\phi 12$ $A_{s \text{ est exist}} = 4,7 + 4,5 = 9,2 \text{ cm}^2$</p>

La parte predominante de la armadura de suspensión se debe encontrar en la zona de entrecruzamiento propiamente dicha, lo que cumplen 6 estribos de la viga principal y aproximadamente 4 de la viga secundaria, es decir, 10 estribos de un total de 12.

Reacción en la viga secundaria

estribos $\phi 10$, $s_{\text{est}} = 25 \text{ cm}$

4.7. Unión de la losa con la viga principal

Sobre el apoyo A en la zona traccionada:

$$A_{sa} \text{ exist} = 3 \phi 20 = 9,42 \text{ cm}^2 \text{ por lado}$$

$$\tau_{0a} \text{ máx} = \tau_0 \text{ máx} \frac{b_0}{d_a} \frac{A_{sa}}{\Sigma A_s}$$

$$= 1,89 \frac{0,35}{0,15} \cdot \frac{9,42}{45,5} = 0,91 \text{ MN/m}^2$$

$$> \tau_{012} = 0,65 \text{ MN/m}^2$$

$$< \tau_{02} = 1,50 \text{ MN/m}^2 = \tau_{0a} \text{ adm}$$

Zona de corte 2: Se requiere la verificación del corte y se admite una cobertura reducida

$$\tau_a \text{ máx} = \frac{\tau_{0a}^2 \text{ máx}}{\tau_{02}} = \frac{0,91^2}{1,50} = 0,55 \text{ MN/m}^2$$

$$> 0,4 \tau_{0a} = 0,36 \text{ MN/m}^2$$

$$a_{sa} \text{ req} = \frac{\tau_a \text{ máx} \cdot d_a}{\sigma_s \text{ adm}} = \frac{0,55 \cdot 0,15}{0,024} = 3,44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

CIRSOC 201, artículo 18.8.5., y Cuaderno 220, figura 2.5.

Se requiere efectuar la verificación, ya que no se trata de una construcción corriente.

Cuaderno 220, ecuación (2.23), y figura 2.5.

Para τ_{0a} valen los límites de la tensión de corte para vigas. Si bien en la placa actúan tensiones tangenciales que no son directamente producidas por las fuerzas de corte, éstas forman parte de la sección de la viga (ver Cuaderno 300, primer párrafo bajo figura 41).

Cuaderno 220, ecuación (2.27)

$$\sigma_s \text{ adm} = 240 \text{ MN/m}^2 = 0,024 \text{ MN/cm}^2$$

véase la armadura adoptada bajo "tramo 1"

Tramo 1:

en la zona comprimida en el punto de momento nulo ($x \approx \frac{\ell_1}{4}$):

$$\tau_{0a} \text{ máx} = \tau_0 \frac{b_0}{d_a} \frac{A_{ba}}{A_{bD}} \approx \tau_0 \frac{b_0}{d_a} \frac{b_a}{b_m}$$

Cuaderno 220, ecuación (2.25)

$$b_a = 0,50 (b_m - b_0)$$

$$\approx 1,56 \frac{35}{15} \frac{0,5 (2,10 - 0,35)}{2,10} = 1,52 \text{ MN/m}^2$$

$$\approx \tau_{02} = 1,50 \text{ MN/m}^2 = \tau_{0a} \text{ adm}$$

Zona de corte 2: idem apoyo A

$$\tau_a \text{ máx} = \frac{\tau_{0a}^2}{\tau_{02}} = \frac{1,52^2}{1,50} = 1,54 \text{ MN/m}^2$$

Cuaderno 220, ecuación (2.26.)

$$> 0,4 \tau_{0a} = 0,61 \text{ MN/m}^2$$

debido al corte en dirección longitudinal:

$$a_{saS} \text{ req} = \frac{\tau_a \text{ máx} \cdot d_a}{\sigma_s \text{ adm}} = \frac{1,54 \cdot 0,15}{0,024} = 9,63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cuaderno 220, ecuación (2.27.)

Debido a la flexión transversal en la losa, se requiere en dirección longitudinal en la parte superior de la viga continua:

$$a_{saB,arriba} req = 6,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura de enlace para el corte en la parte superior de la losa:

$$a_{saS,arriba} req = 0,5 \quad a_{saS} req = 0,5 \cdot 9,63 = 4,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura de enlace total en la parte superior de la losa :

$$a_{saS,arriba} req = 6,8 + 4,8 = 11,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta en la parte superior de la losa:

Acero ADN 420 ϕ 10, s = 7,5 cm

$$a_{saS,arriba} exist = 11,6 \text{ cm}^2/\text{m} = a_{sa,arriba} req$$

$$s_{exist} = 7,5 \text{ cm} < s_{m\acute{a}x} = 25 \text{ cm} < 0,6 \cdot d_0$$

Se dispone de armadura de corte suficiente en la parte inferior de la losa, por lo cual no es necesario colocar armadura de corte en la parte inferior de la misma.

Si además de la sollicitación de corte, la placa está sometida también a momentos flexores transversales, es suficiente disponer además de la armadura correspondiente a esos momentos, sólo el 50% de la de enlace requerida por efecto de la sollicitación de corte, del lado flexotraccionado de la placa.

Se podrá omitir el 50% restante de la armadura de enlace, debido a que en el lado flexocomprimido de la placa siempre se debe disponer una armadura (ver Cuaderno 300, 2° párrafo, bajo figura 41) .

CIRSOC 201, artículos 18.8.5. y 18.8.2.1.,
Tabla 31, renglón 3, columna 2.

5. COLOCACION DE LA ARMADURA5.1. DecalajeEn general $v = \alpha_v \cdot h$

Zona de la viga o lugar		Armadura de corte	Cobertura de la zona de corte	α_v	h cm	v cm
Voladizo	Apoyo A	sólo estribos verticales	2 reducida	1,00	142	142
	Medio			1,00	120	120
	Extremo			1,00	94	94
Tramo 1	Completo	estribos verticales + barras inclinadas	3 total	0,50	142	71
Tramo 2	lado izquierdo	estribos verticales + barras inclinadas	2 reducida	0,75	142	107
	lado derecho	sólo estribos verticales	2 reducida	1,00	142	142

CIRSOC 201, capítulo 18

CIRSOC 201, artículo 18.7.2., con tabla 30

Si en el voladizo se dispusieran barras dobladas con fines constructivos, se podría acortar la armadura superior reduciendo v, para lo cual habría que prever las longitudes de anclaje de las barras dobladas para absorber esfuerzos de corte (CIRSOC 201, artículo 18.7.3., figuras 19 c) y d)).

Tabla 30, renglón 3°, columna 2

Tabla 30, renglón 4°, columna 2

Tabla 30, renglón 4, columna 3

Para la armadura flexotraccionada colocada desde el alma se adoptará un decalaje incrementado en la distancia al borde del mismo. Ver el esquema al final del ejemplo

5.2. Diagrama de tracción

$$F_s = \frac{M_s}{z} = \frac{M_s}{k_z \cdot h} \quad \text{con } M_s = M$$

Sector	M kNm	h m	k_z -	F_s kN
Voladizo, l	513	1,20	0,85	503
Voladizo, r	952	1,34	0,85	836
Apoyo A	1 320	1,42	0,85	1 094
Tramo 1	1 323	1,42	0,97	961
Apoyo B	1 248	1,42	0,85	1 034
Tramo 2	600	1,42	0,97	432

CIRSOC 201, artículo 18.7.2.: Debido a que las barras se colocan en forma escalonada, es decir, que en el tramo los extremos rectos de las barras quedan ubicadas parcialmente en la zona traccionada, se deberá verificar la cobertura del diagrama de tracción por lo menos en forma aproximada.

k_z se considera constante en cada sector

5.3. Fundamentos de las longitudes de anclaje

$$l_0 = \alpha_0 \cdot d_s$$

$$\text{con } \alpha_0 = \frac{\beta_s}{7 \cdot \tau_1 \text{ adm}}$$

CIRSOC 201, artículo 18.5.2.1. ecuación (29)

Armadura		β_s MN/m ²	Zona de adherencia	τ_1 adm MN/m ²	α_0 -	d_s mm	l_0 cm
Sector/Ubicación	Tipo						
horizontal abajo: Tramo 1 Tramo 2	Acero tipo III (ADN 420)	420	I	1,6	37,5	8	30
						10	37,5
						12	45
						16	60
						20	75
25	94						
horizontal arriba: Apoyo A Apoyo B	Acero tipo III (ADN 420)	420	II	0,8	75	8	60
						10	75
						12	90
						16	120
						20	150
25	186						

Los valores básicos de la tensión de adherencia τ_1 adm se obtienen de CIRSOC 201, artículo 18.4.,

Tabla 24, renglón 5, columna 4

Tabla 24, renglón 6, columna 4

5.4. Longitud de anclaje fuera de los apoyos

Longitud de anclaje de las barras escalonadas desde el punto teórico E:

CIRSOC 201, artículo 18.7.3., y figura 19 a.

$$l_E = \alpha_1 \cdot l_0 = 1,0 \cdot l_0$$

$$l_E = \text{valor básico } l_0 \text{ (ver la tabla)}$$

CIRSOC 201, artículo 18.5.2.2., Tabla 25

Armadura transversal en la zona de anclaje: los estribos necesarios para la cobertura del corte son suficientes.

CIRSOC 201, artículo 18.5.2.3.

5.5. Longitud de anclaje en el apoyo extremo C (apoyo indirecto)

Armatura mínima de acuerdo con la armadura de tramo en C:

$$A_S \text{ mín} = \frac{1}{3} \cdot A_{S, \text{ Tramo } 2} = 18,2/3 = 6,0 \text{ cm}^2$$

Armatura necesaria para el anclaje de la fuerza de tracción F_{SR} :

$$F_{SR} = Q_C \cdot v/h + N = 381 \cdot 107/142 + 0 = 287 \text{ kN}$$

$$A_S \text{ nec.} = F_{SR} \cdot \gamma / \beta_S = 287 \cdot 1,75/42 = 12 \text{ cm}^2 > 6,0 \text{ cm}^2$$

adoptada:

Acero ADN 420 4 ϕ 20
 $A_S \text{ exist} = 12,6 \text{ cm}^2 > A_S \text{ nec} > A_S \text{ mín}$

La armadura restante del tramo 2 ϕ 20 puede terminar antes de C en forma escalonada. Su longitud de anclaje medida desde E ($l_0 = 67 \text{ cm}$) sin ganchos no podría ubicarse en la viga transversal C. Consecuentemente también se llevan hasta el final de

CIRSOC 201, artículo 18.7.4.

CIRSOC 201, artículo 18.7.4., fórmula (34)

$$\beta_S = 420 \text{ MN/m}^2 = 42 \text{ kN/cm}^2$$

F_{SR} es mayor que la ordenada F_{SC} que corresponde a la línea M/z en C con su desplazamiento v:

$$\begin{aligned} F_{SC} &= (Q_C \cdot v - q \cdot v^2/2) / z \\ &= (Q_C - q \cdot v/2) \cdot v/z \\ &= (381 - 120 \cdot \frac{1,07}{2}) \frac{1,07}{0,97 \cdot 1,44} \\ &= 243 \text{ kN} < F_{SR} = 285 \text{ kN} \end{aligned}$$

la viga .¹⁾ Para el cubrimiento de las fuerzas de tracción en C están disponibles:

$$\text{Acero ADN 420 } 6 \phi 20, A_s \text{ exist} = 18,8 \text{ cm}^2 > A_s \text{ nec}$$

Apoyo indirecto:

Longitud de anclaje l_3 detrás de la cara de la viga de borde:

$$l_3 = l_1 = \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot l_0 \geq 10 d_s$$

$$\alpha_A = \frac{A_s \text{ nec}}{A_s \text{ exist}} = \frac{12}{18,8} = 0,64$$

Anclaje con barras rectas:

$$l_3 = 1,0 \cdot 0,64 \cdot 67 = 43 \text{ cm} > 10 \cdot 2,0 = 20 \text{ cm}$$

$$< l_3 \text{ exist} = b_c - \sim 4 = 46 \text{ cm}$$

¹⁾ Dado que toda la armadura del tramo se lleva hasta el apoyo y que la armadura longitudinal en la viga de borde C también existe, se puede prescindir en este caso de armaduras dobladas para absorber el corte o una armadura adicional en el extremo de la viga.

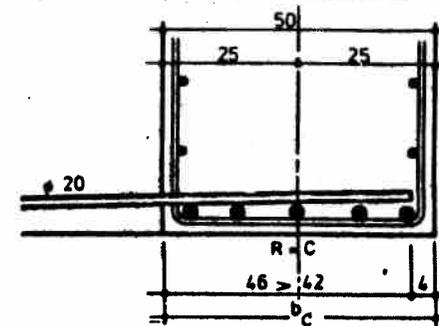
Si estos presupuestos no están dados se recomienda muy especialmente doblar una parte de la armadura longitudinal o colocar estribos y armadura de nervio adicional en el extremo de la viga

En la viga de borde es siempre necesaria la colocación de una armadura para tomar la reacción según CIRSOC 201, artículo 18.10.2.

Con CIRSOC 201, artículo 18.7.4., ecuación (34) se desprecia la parte de la carga q .

CIRSOC 201, artículo 18.7.4., ecuación (36) y artículo 18.5.2.2., ecuación (30)

α_1 = CIRSOC 201, artículo 18.5.2.2., Tabla 25.



La longitud de anclaje disponible es suficiente. No es necesario colocar ganchos en ángulo recto. La armadura anclada debe ubicarse encima de la de la viga de borde.

Longitudes de anclaje de las barras rectas ϕ 8 de la armadura en el nervio, desfavorables, zona de adherencia II:

$$l_3 = 1,0 \cdot 0,64 \cdot 53 = 34 \text{ cm} \quad 10 \cdot 0,8 = 8 \text{ cm}$$

$$< l_3 \text{ exist} = 46 \text{ cm}$$

Armadura transversal en la zona de anclaje: los estribos para corte son suficientes.

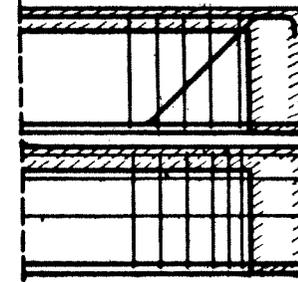
5.6. Longitud de anclaje en el empotramiento del voladizo

En la parte superior requiere (parte mínima de la armadura en el apoyo A):

$$A_s \text{ mín} = (1/3) A_{s, \text{apoyo A}} = 45,5/3 = 15,2 \text{ cm}^2$$

Armadura necesaria para el anclaje de la fuerza de tracción F_{SR} :

$$F_{SR} = Q \cdot v/h = 224 \cdot 1,0 = 224 \text{ kN}$$



CIRSOC 201, artículo 18.5.2.3.

CIRSOC 201, artículo 18.10.1.:

Para el anclaje de la armadura de cargas concentradas en el extremo libre del voladizo vale CIRSOC 201, artículo 18.7.4. por analogía. En lugar de la reacción se toma la fuerza concentrada y en lugar de la cara de empotramiento se toma la cara de la viga de borde.

$$A_s \text{ nec} = F_{sR} \cdot \gamma / \beta_S = 224 \cdot 1,75 / 42 = 9,3 \text{ cm}^2$$

adoptada:

Acero ADN 420 2 ϕ 25 + 6 ϕ 20

$$A_s \text{ exist} = 28,6 \text{ cm} > A_s \text{ mín} > A_s \text{ nec}$$

Apoyo indirecto

Longitud de anclaje ℓ_3 detrás de la cara anterior del apoyo:

$$\ell_3 = \ell_1 = \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot \ell_0 \geq 10 d_s \quad \alpha_A = \frac{A_s \text{ nec}}{A_s \text{ exist}} = \frac{9,3}{28,6} = 0,325$$

CIRSOC 201, artículo 18.7.4. ecuación (36) y artículo 18.5.2.2., ecuación (30)

Anclaje arriba con barras rectas para ϕ 25:

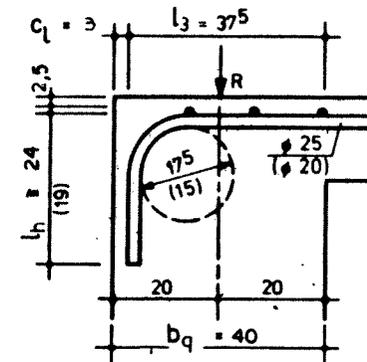
$$\ell_3 = 1,0 \cdot 0,325 \cdot 167 = 54 \text{ cm} \quad 10 \cdot 2,5 = 25 \text{ cm}$$

$$> b_q - c_\ell = 40 - 2,5 = 37,5 \text{ cm}$$

α_1 = CIRSOC 201, artículo 18.5.2.2., tabla 25, longitud de anclaje disponible en la viga transversal

La longitud disponible en la viga transversal no es suficiente, por lo tanto deben disponerse ganchos en ángulo recto. Ver el esquema al lado.

Recubrimiento de hormigón normal al plano de doblado del gancho $c_r > 3 \cdot d_s$ (la viga transversal es continua). Por eso $\alpha_1 = 0,7$ y



$$\text{para } \phi 25 : l_3 = 0,7 \cdot 0,325 \cdot 167 = 38 \text{ cm} > 10 \cdot 2,5 = 25 \text{ cm}$$

$$\approx b_q - c = \underline{37,5 \text{ cm}}$$

$$\text{para } \phi 20 : l_3 = 0,7 \cdot 0,325 \cdot 133 = 30 \text{ cm} > 10 \cdot 2,0 = 20 \text{ cm}$$

$$< b_q - c = \underline{37,5 \text{ cm}}$$

Extremo del gancho vertical, medidas exteriores:

con $d_{br} = 7 \cdot d_s$ y $e = 5 \cdot d_s$ resulta

CIRSOC 201, Tabla 23, renglón 3, columna 3

en general : $l_h = d_s + d_{br}/2 + 5 \cdot d_s = 9,5 \cdot d_s$

CIRSOC 201, tabla 25, renglón 2, columna 1

para $\phi 25$: $l_h = 9,5 \cdot 2,5 = 24 \text{ cm}$

para $\phi 20$: $l_h = 9,5 \cdot 2,0 = 19 \text{ cm}$

Armadura transversal en la zona de anclaje: los estribos normales y la armadura longitudinal de la viga transversal son suficientes.

CIRSOC 201, artículo 18.5.2.3.

5.7. Longitud de anclaje en los apoyos intermedios A y B

CIRSOC 201, artículo 18.7.5.

Apoyos A y B en el tramo 1:

$$A_s \text{ mín} = 0,25 \cdot A_{s, \text{tramo 1}} = 0,25 \cdot 41 = 10,3 \text{ cm}^2$$

El Apoyo A debe considerarse como apoyo intermedio por el voladizo (ver CIRSOC 201, artículo 18.7.5.).

adoptado:

Acero ADN 420	$2 \phi 25 + 2 \phi 20$
A_S exist	$= 16,1 \text{ cm}^2 > A_S$ mín

Longitud de anclaje $\ell_u \geq 6 d_s$

para $\phi 25$: $\ell_u = 6 \cdot 2,5 = 15 \text{ cm}$

para $\phi 20$: $\ell_u = 6 \cdot 2,0 = 12 \text{ cm}$

Apoyo B en tramo 2:

$$A_S \text{ mín} = 0,25 \cdot A_{S, \text{tramo } 2} = 0,25 \cdot 18,2 = 4,6 \text{ cm}^2$$

adoptado:

Acero ADN 420	$2 \phi 20$
A_S exist	$= 6,3 \text{ cm}^2 > A_S$ mín

para $\phi 20$ (como en tramo 1): $\ell_u = 6 \cdot d_s = 12 \text{ cm}$

No se considera un empalme que transmita todo el esfuerzo de tracción de las $2 \phi 20$ entre los tramos 1 y 2 sobre el apoyo B.

La longitud de anclaje en apoyos intermedios es designada aquí como ℓ_u .

La longitud de anclaje se cuenta a partir de la cara anterior del apoyo (vale tanto para apoyo directo como indirecto).

Recomendación correspondiente a CIRSOC 201, artículo 18.7.5., último párrafo, para $A_S \text{ mín} = 4,5 \text{ cm}^2$

Si se ejecutara el empalme se obtendría para la longitud del mismo,
para barras rectas

$$l_e = \alpha_e \cdot l_1 = \alpha_e \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot l_0 \geq 15 \cdot d_s$$

$$\geq 20 \text{ cm}$$

CIRSOC 201, artículos 18.6.3.2., ecuación (32) y 18.5.2.2., ecuación (30).

$\alpha_e = 2,2$ para la zona II de adherencia y diámetro 20.

Una reducción de α_e con el factor 0,7 no es posible ya que la distancia al borde es $< 5 d_s$.

CIRSOC 201, artículo 18.6.3.2.
- Tabla 26, renglón 2, columna 5
- Tabla 26, nota al pie (1)

$\alpha_1 = 1,0$

$$\alpha_A = \frac{A_s \text{ nec}}{A_s \text{ exist}} = \frac{4,6}{6,3} = 0,73$$

CIRSOC 201, artículo 18.5.2.2., Tabla 25

$$l_e = 22 \cdot 1,0 \cdot 0,73 \cdot 67 = 107,6 \text{ cm} > 15 \cdot 2,0 = 30 \text{ cm}$$

$$> 20 \text{ cm}$$

Valores mínimos para empalmes de tracción.

5.8. Longitud de empalme de la armadura longitudinal de nervio $\phi 8$

Empalme de tracción con barras rectas para zona de adherencia II

$$l_e = \alpha_e \cdot l_1 \cdot \alpha_e \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot l_0 \geq 15 \cdot d_s$$

$$\geq 20 \text{ cm}$$

CIRSOC 201, artículo 18.6.3.2., ecuación (32) y 18.5.2.2. ecuación (30).

$$\alpha_e = 1,6 \cdot 0,75 \cdot 0,7 = 0,84 < 1,0 \text{ (reglamentario)}$$

$$\alpha_A = \frac{A_s \text{ nec}}{A_s \text{ exist}} = \frac{3,5}{4,0} = 0,875 \quad \alpha_1 = 1,0$$

$$\ell_e = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,875 \cdot 53 = \underline{47 \text{ cm}} > 15 \cdot 0,8 = 12 \text{ cm} \\ < 20 \text{ cm}$$

5.9. Anclaje de los estribos

Las partes verticales de los estribos deben anclarse en las losas

a) con ganchos

longitud de ganchos inclinados (medidas exteriores):

$$\ell_h = d_s + d_{br}/2 + e = d_s + \frac{4}{2} \cdot d_s + 5 \cdot d_s = 8 \cdot d_s$$

para ϕ 10 : $\ell_h = 8 \cdot 1,0 = 8,0 \text{ cm}$

para ϕ 12 : $\ell_h = 8 \cdot 1,2 = 9,5 \text{ cm}$

b) con ganchos en ángulo recto

longitud horizontal (medidas exteriores)

$$\ell_h = d_s + d_{br}/2 + e = d_s + \frac{4}{2} d_s + 10 d_s = 13 d_s$$

CIRSOC 201, artículo 18.6.3.2., Tabla 26, renglón 1 y 3, columna 5, y nota al pie (1)
CIRSOC 201, artículo 18.5.2.2., tabla 25, renglón 1

Para α_e : se tomó un porcentaje de 50% (hipótesis desfavorable) de las barras empalmadas (empalme en una sola sección). La separación entre las barras es $30 \text{ cm} > 10 d_s$.

a partir de CIRSOC 201, artículo 18.8.2.1. figura 22 e) y figura 21 a)

d_{br} = CIRSOC 201, artículo 18.3.1., tabla 23

a partir de CIRSOC 201, artículo 18.8.2.1., figuras 22 e) y 21 b).

para ϕ 10 : $l_h = 13 \cdot 1,0 = 13,0$ cm

para ϕ 12 : $l_h = 13 \cdot 1,2 = 15,5$ cm

Si se arma en el encofrado, los extremos de los ganchos en ángulo recto deberían dirigirse al exterior para permitir una mejor colocación de la armadura longitudinal. Esto es factible por la armadura inferior en la losa.

ELEMENTOS COMPRIMIDOS DE HORMIGÓN ARMADO

Ejemplo N°4:

COLUMNA INTERNA DE MEDIANA ESBELTEZ

Se dimensiona una columna interna ubicada en el primer piso de una construcción corriente de 3 pisos.

La columna está rígidamente unida a las vigas principales. Los ambientes son cerrados y la carga es predominantemente estática.

En este ejemplo se modificará la sección de la columna, para demostrar la aplicación de los diagramas de dimensionamiento en dos casos distintos:

- CASO A : sección totalmente aprovechada y
- CASO B : sección parcialmente aprovechada

CASO A : Sección totalmente aprovechada

MATERIALES:

- Hormigón H - 21 $\beta_R = 17,5 \text{ MN/m}^2$
- Barras de acero, para hormigón armado, nervuradas
ADM - 420 $\beta_S = 420 \text{ MN/m}^2$

Para la definición de "Construcciones corrientes", ver CIRSOC 201, artículo 2.1.1. La rigidez espacial está asegurada de acuerdo con CIRSOC 201, artículo 15.8.1., primer párrafo.

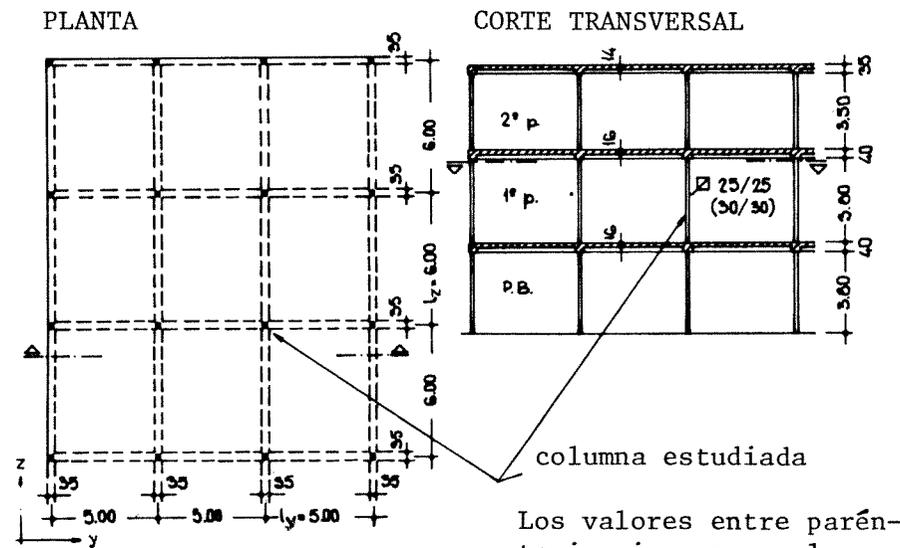
CIRSOC 201, artículo 6.6.2., Tabla 3 y artículo 17.2.1., Tabla 17.

CIRSOC 201, artículo 6.7., Tabla 10

Sección de la columna: $b/d = 25 / 25$ cm

CIRSOC 201, artículo 25.2.1., Tabla 36,
renglón 1, columna 2 : espesor de la co-
lumna $d \geq 20$ cm

1. Dimensiones de la construcción y de los elementos:



Recubrimiento de hormigón:

CIRSOC 201, artículo 13.2., figura 1, Ta-
bla 15.

Diámetros de las barras adoptadas:

$$d_{sl} = 20 \text{ mm}$$

$$d_{sest} = 8 \text{ mm}$$

De la Tabla 15 obtenemos que $c = 15 \text{ mm}$, y de la figura 1 que:

$$c_L = d_s + 5 \text{ mm} = 20 \text{ mm} + 5 \text{ mm} = 25 \text{ mm}$$

$$c_L = 25 \text{ mm} > 15 \text{ mm} \text{ (según Tabla 15)}$$

$$c_{est} = 8 \text{ mm} + 5 \text{ mm} = 13 \text{ mm}$$

El recubrimiento determinante es

$c_L = 25 \text{ mm}$

2. Cargas

2.1. Losas sobre el 2° piso

Cargas permanentes:

1. Cubierta impermeabilizante
2. carpeta : 1,5 cm
3. contrapiso : 4 cm
4. losa de hormigón armado : 14 cm
5. viga principal de 0,35 m . 0,35 m
6. cielorraso : 1 cm

CIRSOC 201, artículo 13.2., Tabla 15 y figura 1.

CIRSOC 101

- cubierta con base de tela o cartón asfáltico de 7 capas
- enlucido de cemento pórtland
- hormigón de cemento pórtland, arena y arcilla expandida
- hormigón armado
- hormigón armado
- enlucido de cal y cemento pórtland

$$g_1 = 0,10 \text{ kN/m}^2$$

$$g_2 = 0,015 \cdot 21 \text{ kN/m}^3 = 0,32 \text{ kN/m}^2$$

$$g_3 = 0,04 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 0,72 \text{ kN/m}^2$$

$$g_4 = 0,14 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 3,36 \text{ kN/m}^2$$

$$g_5 = 1,1 \text{ kN/m}^2$$

$$g_6 = 0,19 \text{ kN/m}^2$$

	$g_2 = 5,80 \text{ kN/m}^2$
+	$p_2 = 1,00 \text{ kN/m}^2$
	$q_2 = 6,80 \text{ kN/m}^2$

Sobrecarga

CIRSOC 101, azotea inaccesible

2.2. Losa sobre el 1º piso

Cargas permanentes

1. piso de P.V.C.

2. carpeta : 1 cm

3. contrapiso : 4 cm

4. aislación acústica : 1 cm

CIRSOC 101

- enlucido de cemento pòrtland

- hormigòn de cemento pòrtland, arena y ar
cilla expandida- hormigòn de cemento pòrtland, arena y ar
cilla expandida

5. losa de hormigón : 16 cm
6. viga principal de 0,35 m . 0,40 m
7. cielorraso

- hormigón armado
- hormigón armado
- enlucido de cal y cemento pórtland

$$g_1 = 0,003 \text{ m} \cdot 14 \text{ kN/m}^3 = 0,042 \text{ kN/m}^2$$

$$g_2 = 0,01 \text{ m} \cdot 21 \text{ kN/m}^3 = 0,21 \text{ kN/m}^2$$

$$g_3 + g_4 = 0,05 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 0,9 \text{ kN/m}^2$$

$$g_5 = 0,16 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 3,84 \text{ kN/m}^2$$

$$g_6 = 0,35 \text{ m} \cdot 0,40 \text{ m} \cdot (6 \text{ m} + 5 \text{ m}) \cdot 24 \text{ kN/m}^2 / 30 \text{ m}^2 = 1,23 \text{ kN/m}^2$$

$$g_7 = 0,19 \text{ kN/m}^2$$

$g_1 = 6,42$	se adopta	$g_1 = 6,50 \text{ kN/m}^2$
Sobrecarga	+	$p_1 = 5,00 \text{ kN/m}^2$
		$q_1 = 11,50 \text{ kN/m}^2$

3. SOLICITACIONES

3.1. Esfuerzo normal

El esfuerzo normal debido a las cargas de las losas es:

$$N_{q\ell} = (q_1 + q_2) \cdot \ell_y \cdot \ell_z \cdot = -(11,5 + 6,80) \cdot 5,0 \text{ m} \cdot 6,0 \text{ m} =$$

$$N_{q\ell} = -549,0 \text{ kN}$$

El esfuerzo normal debido al peso propio de la columna:

$$N_{gC} = 0,25 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3 \cdot (3,50 + 3,8) =$$

$$N_C = -11,0 \text{ kN}$$

$$N_{m\acute{a}x} = -549 \text{ kN} - 11,0 \text{ kN} = 560 \text{ kN}$$

3.2. Momentos flexores

CIRSOC 201, artículo 15.4.2.

En estructuras de edificios se podrán despreciar los momentos flexores originados bajo cargas verticales, en columnas interiores unidas rígidamente a vigas y losas de hormigón armado, siempre que todas las fuerzas horizontales, bajo cargas de servicio, sean absorbidas por tabiques de arriostramiento; o sea que

$$M_z = M_y = 0$$

4. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD A PANDEO

CIRSOC 201, artículo 17.4.y Cuaderno 220, artículo 4., página 150.

4.1. Longitud de pandeo

CIRSOC 201, artículo 17.4.2. y Cuaderno 220, artículo 4.1.4., artículo 4.3.1.1. y figura 4.3.2.

Debido a que la estructura portante se encuentra arriostrada y se desprecian los momentos flexores, la columna se puede considerar indeplazable y articulada en ambos extremos. Como longitud de pandeo s_K se adopta la altura del piso ℓ .

$$\underline{\ell = 3,80 \text{ m} + 0,40 = 4,20 \text{ m}}$$

$$\underline{s_K = \beta \cdot \ell = 1,0 \cdot 4,20 \text{ m} = 4,20 \text{ m}}$$

4.2. Esbeltez λ y excentricidad relativa de la carga e/d

Sección de la columna: $b/d = 25/25 \text{ cm}$

Radio de inercia : $i = d / \sqrt{12} = 25 \cdot 0,289$

$$\boxed{i = 7,2 \text{ cm}}$$

$$\text{Esbeltez : } \lambda = \frac{s_K}{i} = \frac{420 \text{ cm}}{7,2 \text{ cm}} = 58$$

$45 < \boxed{\lambda = 58} < 70$ columna de mediana esbeltez

Se supone una fuerza de compresión céntrica, por lo tanto la excentricidad e referida al espesor d de la columna será:

$$e/d = \frac{M/N}{d} = 0 < 3,5$$

Cuaderno 220, artículo 4.1.6., artículo 4.3.1.1. y figura 4.3.2.

CIRSOC 201, artículo 17.4.1. y Cuaderno 220, artículo 4.1.6.: $\lambda = 45$ es la esbeltez límite para columnas céntricamente cargadas (para $\lambda \leq 45$ se puede prescindir de la verificación de la seguridad a pandeo).

$\lambda = 70$ es el límite entre los elementos de mediana y de gran esbeltez.

Con los valores de $\lambda = 58$ y $e/d = 0$ que se han obtenido, se concluye que:

1. Debe realizarse la verificación de la seguridad a pandeo
2. La verificación a pandeo se puede realizar con el método descrito en CIRSOC 201, artículo 17.4.3.
3. No es necesario considerar las deformaciones por fluencia lenta, porque $\lambda < 70$ y el sistema es indesplazable.

CIRSOC 201, artículo 17.4.1., 2° y 4° párrafo; y Cuaderno 220, artículo 4.1.7., figura 4.1.2.

CIRSOC 201, artículo 17.4.7., 1° párrafo y Cuaderno 220, artículo 4.2.2.

4.3. Pandeo en dos direcciones

La columna (de sección rectangular) puede pandear en dos direcciones "y" y "z".

En el caso de secciones rectangulares se puede efectuar la verificación a pandeo por separado para cada una de las direcciones principales de inercia, aún en el caso en que se superpongan los tercios centrales de las configuraciones de pandeo, siempre que

$$\frac{|e_y/b|}{|e_z/d|} \leq 0,2$$

En este caso la verificación a pandeo no es necesaria ya que la columna se encuentra céntricamente cargada ($e_y = e_z = 0$)

El criterio indicado en CIRSOC 201, artículo 17.4.8., para secciones rectangulares $\frac{|e_y/b|}{|e_z/d|} \leq 0,2$ no es aplicable en este caso porque $e_y = e_z = 0$.

Ver el Cuaderno 220, artículo 4.2.3.1.b), anteúltimo párrafo.

La verificación simplificada con la excentricidad adicional "f" se puede realizar independientemente para cada dirección "y" y "z".

4.4. Método aproximado para la verificación a pandeo de columnas de mediana esbeltez, considerando la excentricidad adicional "f" y el momento adicional ΔM

La influencia de la excentricidad no prevista y de la deformación de la pieza se considera mediante el cálculo de una excentricidad adicional "f":

$$\text{para } 0 \leq e/d \leq 0,30 \quad f = d \frac{\lambda - 20}{100} \sqrt{0,10 + e/d} \geq 0$$

$$f = 25 \cdot \frac{58 - 20}{100} \sqrt{0,10} = 3,0 \text{ cm} > 0$$

Momento adicional debido a la excentricidad adicional f:

$$\Delta M = N \cdot f = 560 \text{ kN} \cdot 0,030 \text{ m} = 16,8 \text{ kNm}$$

Este momento adicional se utiliza en el dimensionamiento, punto 5.1., de este ejemplo.

La deducción de las fórmulas para la excentricidad adicional "f" se basan solamente en el caso de esfuerzo normal con flexión en una sola dirección.

CIRSOC 201, artículo 17.4.3. y Cuaderno 220, artículo 4.1.8.

CIRSOC 201, artículo 17.4.3., ecuación (18)

5. DIMENSIONAMIENTO

$$\left. \begin{array}{l} \text{Acero ADM - 420} \\ \text{Hormigón H - 21} \end{array} \right\} \beta_{SR} = \frac{\beta_S}{\beta_R} = \frac{420 \text{ MN/m}^2}{17,5 \text{ MN/m}^2} = 24$$

CIRSOC 201, artículo 17.2., figura 8 y
Tabla 17.

Se debe diferenciar entre el dimensionamiento normal, para las sollicitaciones en el sistema no deformado (de acuerdo con CIRSOC 201, artículo 17.2.) y el dimensionamiento a pandeo, correspondiente a la verificación de la seguridad a pandeo, donde se considera el momento adicional ΔM debido a la excentricidad adicional f .

5.1. Solicitaciones para el dimensionamiento a pandeo

CIRSOC 201, artículo 17.4.3., 1° párrafo

Sección determinante : tercio central de la columna

$$\underline{N_{\text{máx}} = -560 \text{ kN} = -0,560 \text{ MN}}$$

$$\underline{M_{\text{máx}} = M_y + \Delta M = 0 + 16,8 \text{ kNm} = 16,8 \text{ kNm} = 0,0168 \text{ MNn}}$$

5.2. Dimensionamiento normal

En este caso no es necesario realizar el dimensionamiento normal (ver CIRSOC 201, artículo 17.4.1., 1° párrafo) debido a que el dimensionamiento a pandeo (como complemento de la verificación de la seguridad a pandeo) es más desfavorable.

5.3. Dimensionamiento a pandeo

Sección cuadrada, flexión compuesta; dimensionamiento en una dirección.

Solicitaciones reducidas:

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta_R} = \frac{-0,560}{0,25 \cdot 0,25 \cdot 17,5} = \underline{\underline{-0,512}}$$

$$m = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \beta_R} = \frac{0,0168}{0,25 \cdot 0,25^2 \cdot 17,5} = \underline{\underline{0,061}}$$

Como $|n| = 0,512 > 0,25$ se efectúa el dimensionamiento con los diagramas M/N para secciones con armadura simétrica y excentricidad reducida.

$$d_1 = c_L + d_{sest} + \frac{d_s \ell}{2}$$

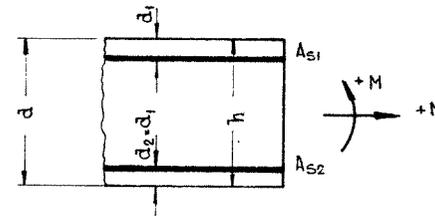
$$d_1 = 2,5^* \text{ cm} + 0,8 \text{ cm} + \frac{2,0 \text{ cm}}{2} = \underline{\underline{4,3 \text{ cm}}}$$

$$\frac{d_1}{d} = \frac{4,3 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = \underline{\underline{0,17}}$$

*Aunque el recubrimiento es 17 mm se adopta 25 mm.

Cuaderno 220, artículo 1.2.1.3., ecuaciones (1.4.a) y (1.4.b).

Cuaderno 220, artículo 1.2.2., 4° párrafo



Del Cuaderno 220, página 55, Tabla 1.11d, para $d_1/d = 0,20$ se obtiene:

$$\omega_{02 \text{ nec}} = \omega_{01 \text{ nec}} = 0,23$$

$$\mu_{02 \text{ nec}} = \mu_{01 \text{ nec}} = \frac{\omega_{02}}{\beta_{SR}} = \frac{0,23}{24} = 0,0096$$

$$\mu_{02 \text{ nec}} = \mu_{01 \text{ nec}} = 0,0096 > \mu_{02 \text{ mín}} = 0,4\%$$

$$A_{s \text{ total nec}} = A_{s1 \text{ nec}} + A_{s2 \text{ nec}} = 2 \cdot \mu_{02 \text{ nec}} \cdot b \cdot d =$$

$$A_{s \text{ total nec}} = 2 \cdot 0,0096 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm} = 11,98 \text{ cm}^2$$

Se adoptan 4 ϕ 20 (acero ADM - 420)

$A_{s \text{ total exist}} = 12,6 \text{ cm}^2$

6. COLOCACION DE LA ARMADURA

6.1. Armadura longitudinal

Barras longitudinales:

$$d_{sl} = 20 \text{ mm} > d_{sl \text{ mín}} = 12 \text{ mm (para } d_{\text{exist}} > 20 \text{ cm)}$$

Cuaderno 220, artículo 1.2.1.3.:

$$\mu_{02} = \frac{A_{s2}}{b \cdot d} \quad \beta_{SR} = \frac{\beta_S}{\beta_R}$$

$$\omega_{02} = \mu_{02} \cdot \beta_{SR}$$

CIRSOC 201, artículo 25.2.2.1., 1° párrafo.

CIRSOC 201, Capítulo 18.

CIRSOC 201, artículo 25.2.2.1., Tabla 37

Separación:

Dado que $b = d \leq 40$ cm, es suficiente colocar una barra en cada esquina.

CIRSOC 201, artículo 25.2.2.1., 5° párrafo.

Longitud básica de anclaje l_0 :

$$l_0 = \frac{\beta_S}{7 \cdot \tau_{1 \text{ adm}}} \cdot d_{sl}$$

CIRSOC 201, artículo 18.5.2.1., ecuación (29).

Para H-21, ADM - 420, $d_{sl} = 20$ mm y zona de adherencia I:

Para $\tau_{1 \text{ adm}}$ ver CIRSOC 201, artículo 18.4., 4° párrafo y Tabla 24.

$$l_0 = \frac{420 \text{ MN/m}^2}{7 \cdot 1,8 \text{ MN/m}^2} \cdot 2 \text{ cm} = 67 \text{ cm}$$

Longitud de anclaje de las barras longitudinales:

CIRSOC 201, artículo 18.5.2.2. y artículo 25.2.2.1., 6° párrafo.

No es necesario calcular la longitud de anclaje l_1 , de acuerdo con CIRSOC 201, ecuación (30), porque las barras longitudinales comprimidas se empalman.

La longitud de anclaje sería necesaria en el 2° piso, en el empalme de la columna con la losa.

Longitud de empalme l_e en empalmes comprimidos:

CIRSOC 201, artículo 18.6.3.3.

La longitud de empalme debe ser, como mínimo, igual a l_0 :

$l_{e \text{ nec}} = l_0 = 67 \text{ cm}$

6.2. Estribos

$$d_{sl} = 20 \text{ mm} \quad \overbrace{d_{s \text{ est } \text{mín}} = 6 \text{ mm}; \text{ adoptamos } d_{s \text{ est}} = 8 \text{ mm}}$$

Separaciones:

$$s_{\text{est máx}} \leq d = 25 \text{ cm} \quad \delta$$

$$\leq 12 d_{sl} = 12 \cdot 2 = 24 \text{ cm}$$

Se adopta: $\phi 8$ (ADM - 420)

$$s_{\text{est}} = 24 \text{ cm}$$

Estribado en la zona de empalme de las barras longitudinales:

$$\Sigma A_{s \text{ est } \text{nec}} \geq A_{sl_1} \quad 1 \phi 20 = 3,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se adopta } \Sigma A_{s \text{ est}} = 11 \phi 8 = 5,5 \text{ cm}^2 > 3,1 \text{ cm}^2$$

En la zona de $\ell_e/3 = 22 \text{ cm}$:

$$s_{\text{est exist}} = 8 \text{ cm} < s_{\text{est máx}} = 15 \text{ cm}$$

CIRSOC 201, artículo 25.2.2.2., 2° párrafo.

CIRSOC 201, artículo 25.2.2.2., figura 57

CIRSOC 201, artículo 18.6.3.4.a), b) y último párrafo: "En empalmes solicitados a la compresión se colocará un estribo o una barra de la armadura transversal por delante del extremo del empalme, exteriormente a la zona del mismo.

CIRSOC 201, artículo 18.6.3.4. y figura 14.

Caso B:

En este caso la sección de hormigón está parcialmente aprovechada.

Materiales:

- Hormigón H-21
- Barras de acero para hormigón armado ADM - 420
- Sección de la columna : $b/d = 30/30$ cm

En lugar de 25/25 cm

La influencia de esta modificación se podrá observar en la verificación de la seguridad a pandeo.

Los Capítulos 1 a 3 son idénticos a los del caso A, con excepción de N_c que se recalculó por las nuevas dimensiones de la columna.

4. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD A PANDEO

CIRSOC 201, artículo 17.4. y Cuaderno 220, Capítulo 4.

4.1. Longitud de pandeo

CIRSOC 201, artículo 17.4.2., y Cuaderno 220, artículo 4.3.1.1.

$s_K = 4,20$ m (igual que en el caso A)

4.2. Esbeltez λ y excentricidad reducida e/d

Sección de la columna: $b/d = 30/30$

Radio de inercia : $i = d/\sqrt{12} = 30 \cdot 0,289 = 8,67$ cm

Esbeltez : $\lambda = \frac{s_K}{i} = \frac{420 \text{ cm}}{8,67} = 49$

$45 < \boxed{\lambda = 49} < 70$ columna de mediana esbeltez

Excentricidad reducida $e/d = 0 < 3,5$

Se obtienen las mismas conclusiones que en el caso A.

4.3. Método aproximado para la verificación a pandeo de columnas de mediana esbeltez, considerando la excentricidad adicional f y el momento adicional ΔM CIRSOC 201, artículo 17.4.3. y Cuaderno 220, artículo 4.1.8.

$e/d = 0 < 0,30$ $f = 30 \cdot \frac{49 - 20}{100} \sqrt{0,10} = 2,8 \text{ cm}$ CIRSOC 201, artículo 17.4.3., ecuación (18).

Como en el caso A, la verificación se efectúa para una de las direcciones y δz .

Momento debido a la excentricidad adicional f :

$\Delta M = N \cdot f = 565 \text{ kN} \cdot 0,028 \text{ m} = 15,8 \text{ kNm}$ Debido al incremento del peso propio de la columna $N = 565 \text{ kN}$.

5. DIMENSIONAMIENTO

Acero ADM - 420 $\beta_{SR} = \frac{\beta_S}{\beta_R} = \frac{420 \text{ MN/m}^2}{17,5 \text{ MN/m}^2} = 24$
 Hormigón H - 21

5.1. Dimensionamiento normal

Igual al caso A.

5.2. Dimensionamiento a pandeo

Sección cuadrada; flexión compuesta; dimensionamiento en una dirección.

Solicitaciones para el dimensionamiento:

$$N_{\text{máx}} = -565 \text{ kN} = -0,565 \text{ MN}$$

$$M_{\text{máx}} = M_y + \Delta M = 0 + 15,8 \text{ kNm} = 0,0158 \text{ MNm}$$

Solicitaciones reducidas:

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta_R} = \frac{-0,565}{0,30 \cdot 0,30 \cdot 17,5} = -0,359$$

$$m = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \beta_R} = \frac{0,0158}{0,30 \cdot (0,30)^2 \cdot 17,5} = 0,033$$

Como $|n| = 0,359 > 0,25$ se efectúa el dimensionamiento con los dia Cuaderno 220, artículo 1.2.2., 4° párra-
gramas M/N, para secciones con armadura simétrica y excentricidad re fo y Tablas 1.11.
ducida.

$$d_1 = 2,5 + 0,8 + 0,6 = 3,9 \text{ cm}$$

$$d_1/d = 3,9 \text{ cm}/30 \text{ cm} = 0,13$$

Del Cuaderno 220, página 54, Tabla 1.11.c, para $d_1/d = 0,15$ obtenemos:

$$\omega_{02 \text{ nec}} = \omega_{01 \text{ nec}} < 0,02$$

$$\mu_{02 \text{ nec}} = \mu_{01 \text{ nec}} = \omega_{02 \text{ nec}} / \beta_{SR} < \frac{0,02}{24} \approx 0,001 \approx 0,1\%$$

$$\mu_{0 \text{ tot nec}} = 2 \mu_{02 \text{ nec}} = 0,2 \% < \mu_{0 \text{ tot mín}} = 0,8\%$$

Como la armadura longitudinal necesaria es menor que la armadura mínima (es decir, que la sección está parcialmente aprovechada) se deberá proceder de acuerdo con CIRSOC 201, artículo 25.2.2.1.: "Si la sección de hormigón no llega al agotamiento se podrá reducir la sección de la armadura mínima determinada en función de la sección real, en la relación entre el esfuerzo axial existente y el esfuerzo axial admisible. Para la determinación de las cargas actuantes y admisibles ha de mantenerse la excentricidad ¹⁾ de la carga y la esbeltez de la pieza.

La armadura mínima requerida se puede calcular con las solicitaciones dadas si se verifica que es mayor que la armadura necesaria, an

Cuaderno 220, artículo 1.2.1.3.

$$\mu_{02} = \frac{A_{s2}}{b \cdot d} \quad ; \quad \beta_{SR} = \frac{\beta_S}{\beta_R}$$

$$\omega_{02} = \mu_{02} \cdot \beta_{SR}$$

CIRSOC 201, artículo 25.2.2.1., 1° párrafo.

1) La verificación de la seguridad a pandeo como verificación de la capacidad portante del elemento comprimido no tiene ninguna prescripción con respecto a la armadura mínima. Por esta razón la expre-

teriormente calculada $\mu_{0\text{tot nec}}$ (DP), de acuerdo con el dimensionamiento "excentricidad de la carga" debe entenderse únicamente como excentricidad prevista de la carga.

$$\omega_{02 \text{ mín}} = \mu_{02 \text{ mín}} \cdot \beta_{RS} = 0,004 \cdot 24 = 0,096 \approx 0,1$$

$$\beta_{SR} = \frac{\beta_S}{\beta_R} = 24$$

Solicitaciones dadas: $N = N_{\text{máx}} = -565 \text{ kN}$

$$M = M_y = 0 \text{ kNm}$$

Solicitaciones reducidas:

$$n = -0,359 \text{ (como en 5.2.)}$$

$$m = 0$$

Se obtiene entonces:

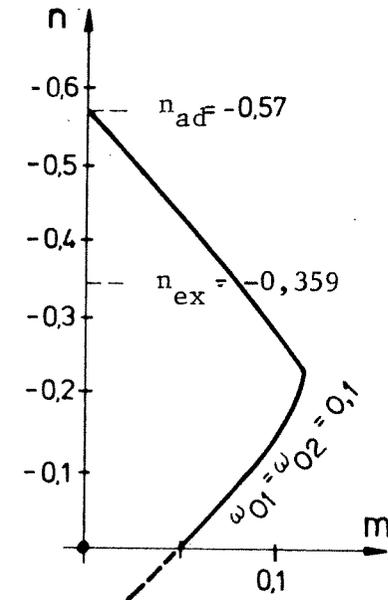
$$(N_{\text{exist}}/N_{\text{adm}}) = (n_{\text{exist}}/n_{\text{adm}})$$

n_{adm} se puede obtener del Cuaderno 220, Tabla 1.11.c, leyendo directamente en la intersección de la ordenada $-n$ y la curva $\omega_{02} = \omega_{02 \text{ mín}} = 0,10$.

De allí obtenemos $n_{\text{adm}} = -0,57$

Para la armadura total obtenemos:

$$\mu_{0 \text{ total nec}} \text{ (D.N.)} = \mu_{0 \text{ tot mín}} \frac{n_{\text{exist}}}{n_{\text{adm}} \text{ (DN)}} = \frac{0,8}{100} \cdot \frac{0,359}{0,570} = 0,0050$$



$$\mu_0 \text{ total nec (D.N.)} = 0,50 \%$$

$$\mu_0 \text{ total nec (D.P.)} = 2 \cdot \mu_{02} \text{ nec (D.P.)} = 0,20 \%$$

$$\mu_0 \text{ total nec (D.N.)} = 0,50 \% > \mu_0 \text{ total nec(DP)} = 0,20\%$$

$$A_s \text{ total nec} = \mu_0 \text{ total nec (D.N.)} \cdot b \cdot d \cdot \frac{0,50}{100} \cdot 30 \cdot 30 = 4,5$$

$$A_s = 4,5 \text{ cm}^2$$

Se adoptan: 4 ϕ 12 (ADM - 420)

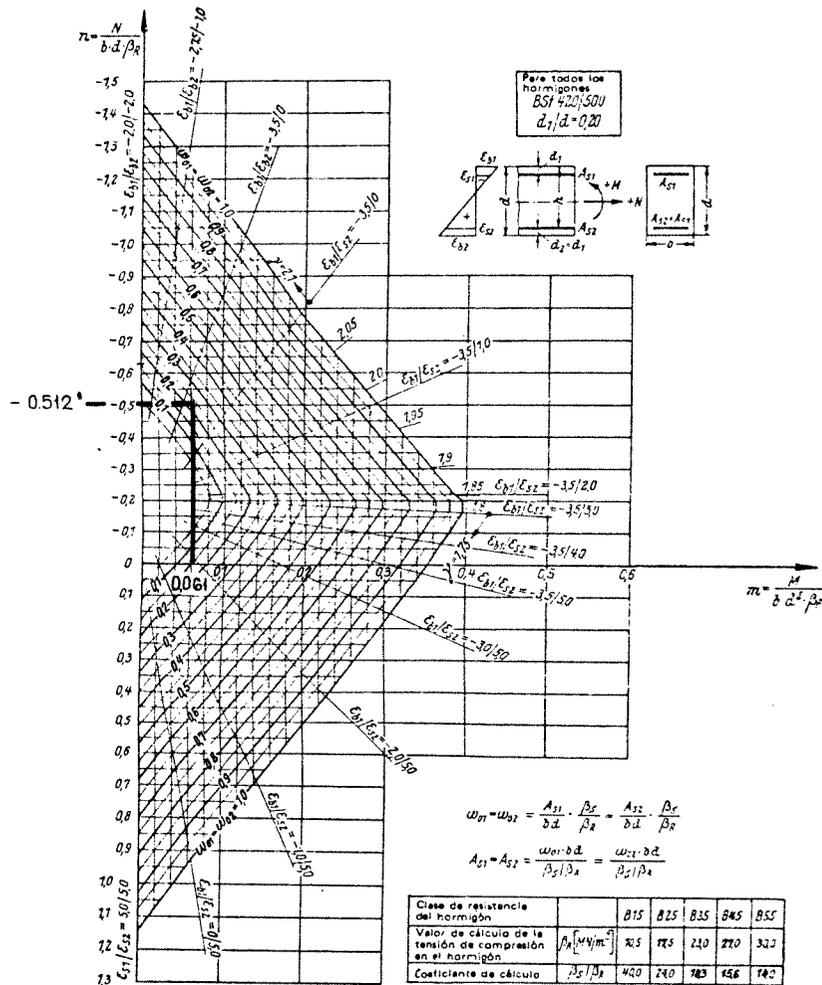
$$A_s \text{ total exist} = 4,5 \text{ cm}^2$$

D.N. significa dimensionamiento normal

D.P. significa dimensionamiento a pandeo

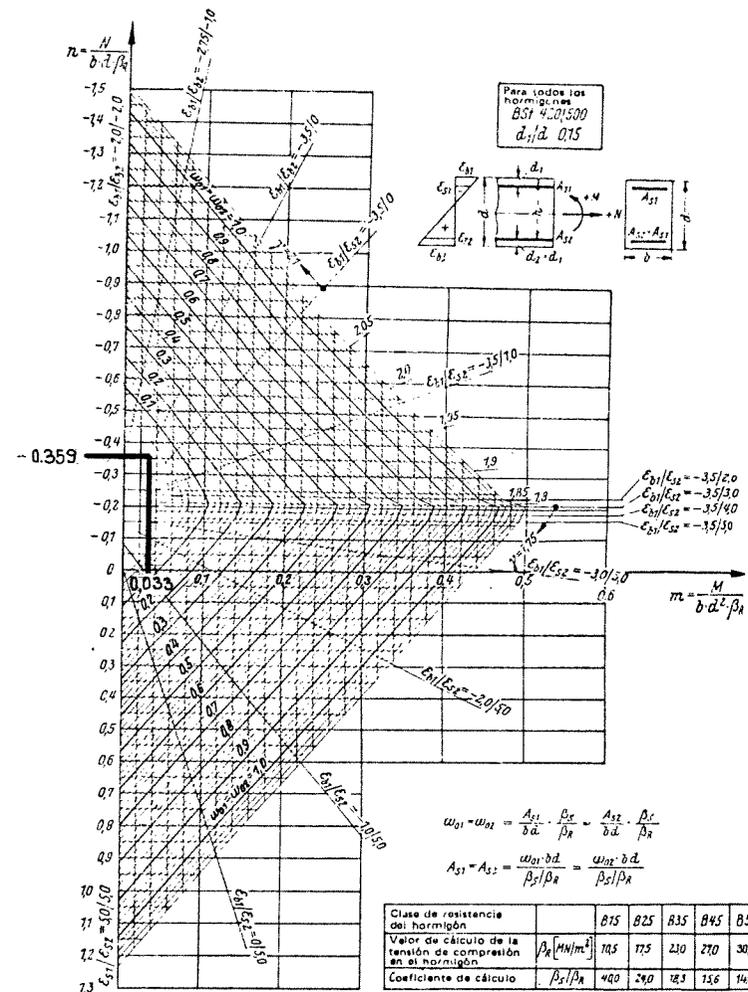
6. COLOCACION DE LA ARMADURA

Se procede en forma igual al caso A, punto 6.



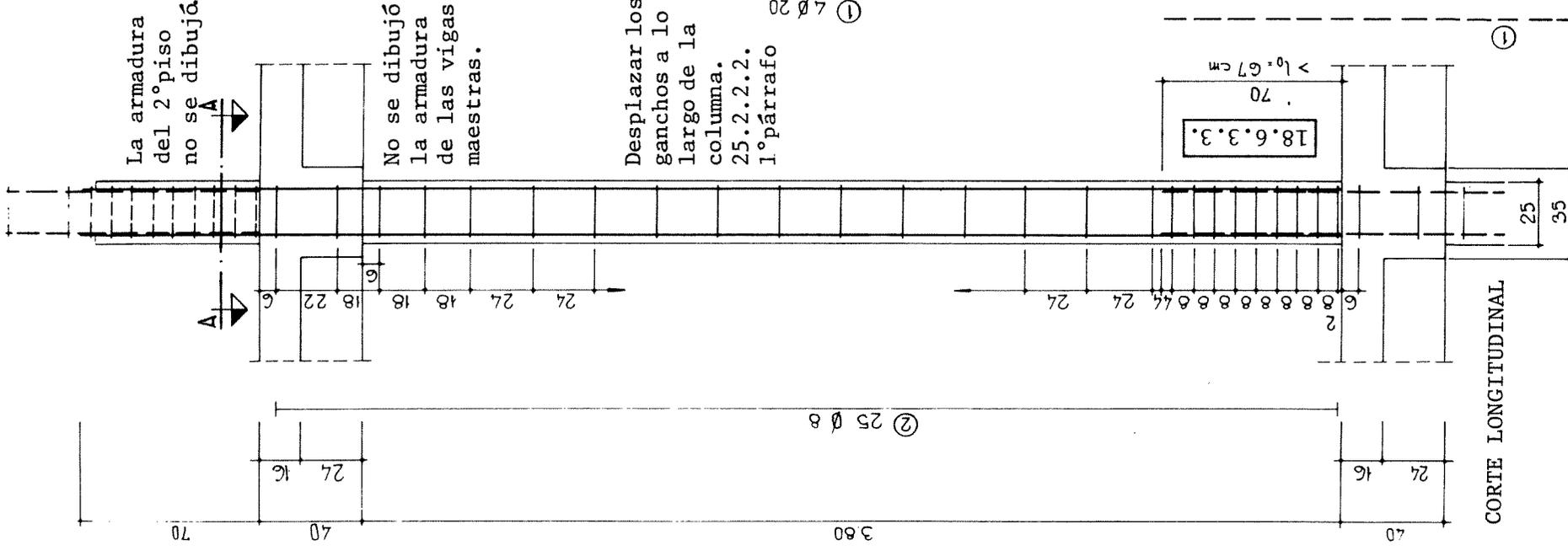
Caso A, Tabla 1.11.d

Diagrama para el dimensionamiento de secciones rectangulares, con armadura simétrica (BST 420/500; $d_1/d = 0,20$).



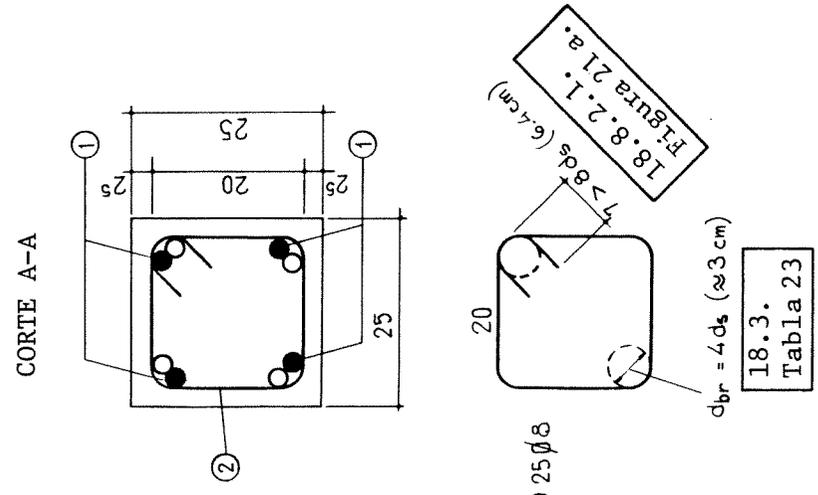
Caso B, Tabla 1.11.c

Diagrama para el dimensionamiento de secciones rectangulares, con armadura simétrica (BST 420/500; $d_1/d = 0,15$).



CORTE LONGITUDINAL

Las cifras en indican artículos de CIRSOC 201.



EJEMPLO:
COLUMNA INTERNA DE UNA CONSTRUCCION CORRIENTE CASO A
Representación de la armadura
MATERIALES: H-21, ADM-420
Recubrimiento : 2,5 cm