



ISBN 950 - 532 - 032 - 9



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

2

- COLUMNA DE BORDE DE GRAN ESBELTEZ
- BASE AISLADA
- MENSULA CORTA
- ESQUINA DE PORTICO

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

ABRIL 1984



PROLOGO:

Este segundo cuadernillo de ejemplos de dimensionamiento tiene por finalidad continuar con la difusión de las distintas disposiciones contenidas en el Reglamento CIRSOC 201: "Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado"; tarea emprendida en Abril de 1983, con la edición del primer cuadernillo de cálculo. En esta publicación se han incorporado ejemplos sobre: columna de borde de gran esbeltez, base aislada, ménsula corta y esquinas de pórticos.

Al igual que en el primer cuadernillo se han utilizado como medios auxiliares de cálculo los Cuadernos 220 y 240 de la Comisión Alemana para el estudio del hormigón armado, publicados en castellano por el Instituto Argentino de Racionalización de Materiales y se han incluido las exigencias relativas a los aspectos constructivos y en especial las referidas a distribución de las armaduras.

Se espera que esta iniciativa contribuya a la difusión y correcta aplicación de los Reglamentos.

Abril 1984

INDICE

EJEMPLO N° 5. COLUMNA DE BORDE DE GRAN ESBELTEZ	1
1. Dimensiones, esquema y recubrimiento de hormigón	2
2. Cargas	4
3. Solicitaciones en el sistema no deformado	5
4. Rigidez espacial	6
5. Verificación de la seguridad a pandeo	6
6. Dimensionamiento	12
7. Colocación y disposición de la armadura	18
EJEMPLO N° 6. BASE AISLADA	25
1. Dimensiones, recubrimiento de hormigón	26
2. Cargas	27
3. Solicitaciones	27
4. Dimensionamiento	29
5. Colocación y disposición de la armadura	33
EJEMPLO N° 7. MENSULA CORTA	39
CASO A: MENSULA CORTA CON CARGA SUPERIOR DIRECTA	40

II

1. Dimensiones de los elementos	40
2. Cargas	41
3. Solicitaciones y dimensionamiento bajo las cargas de servicio	42
4. Seguridad a rotura por compresión en el alma	44
5. Verificación de las tensiones de corte	45
6. Zona de aplicación de la carga	45
7. Colocación de la armadura	46
CASO B: MENSULA CORTA CON INTRODUCCION DE LA CARGA EN FORMA INDIRECTA	53
1. Dimensiones de los elementos	53
2. Cargas	53
3. Solicitaciones y dimensionamiento	54
4. Verificación de la capacidad portante de la zona flexocomprimida	55
5. Colocación de la armadura	55
EJEMPLO N° 8. ESQUINA DE PORTICO	61
CASO A: ESQUINA DE PORTICO, SOLICITADA POR UN MOMENTO POSITIVO	61
1. Esquema y cargas	62
2. Sección y recubrimiento de hormigón	62
3. Solicitaciones	62
4. Dimensionamiento	63
5. Colocación de la armadura	66

CASO B: ESQUINA DE PORTICO SOLICITADA POR UN MOMENTO NEGATIVO	69
1. Esquema y cargas	69
2. Secciones y recubrimiento de hormigón	70
3. Solicitaciones	70
4. Momentos adicionales debidos a los desplazamientos de las barras	71
5. Dimensionamiento	73
6. Colocación de la armadura	78

EJEMPLO 5. COLUMNA DE BORDE DE GRAN ESBELTEZ

Explicación

Se debe dimensionar una columna de borde de hormigón in situ destinada a una galería, y sometida a la acción de cargas predominantemente estáticas. La columna se encuentra empotrada en una zapata aislada, y las cargas que actúan sobre ella provienen de una viga premoldeada que apoya en forma articulada. Las cargas debidas a la cubierta y la aislación térmica se transmiten a la viga premoldeada a través de correas.

Se supone que el viento y las demás fuerzas que actúan en dirección longitudinal a la galería son absorbidas por otros elementos constructivos, y que la estructura se halla subdividida de tal manera por juntas de dilatación paralelas a las vigas premoldeadas, que no es necesario considerar las sollicitaciones por coacción transversales a las vigas.

CIRSOC 201, artículos 14.4.1. y 15.1.3.

También en la dirección de las vigas premoldeadas (dirección transversal de la galería) la longitud de la estructura se puede considerar suficientemente pequeña como para no tener en cuenta tampoco las sollicitaciones por coacción debidas a la temperatura y a la fluencia lenta, en especial a causa de la aislación térmica prevista y la construcción con elementos premoldeados.

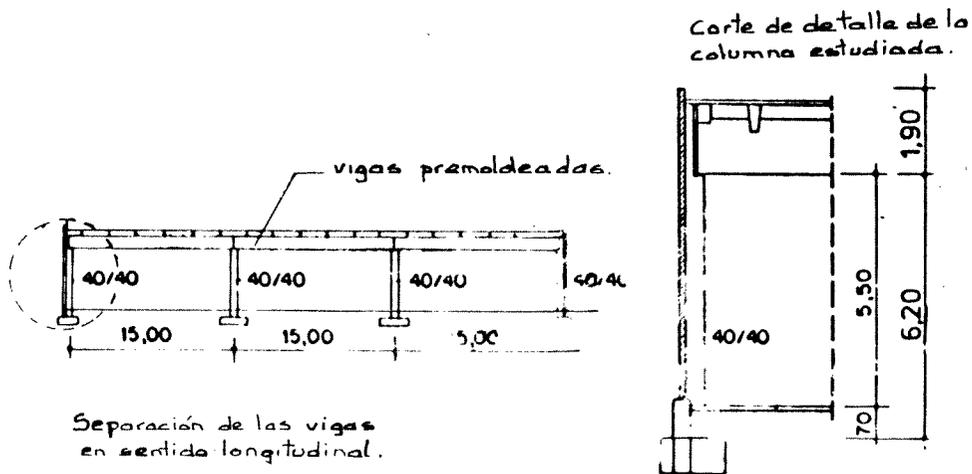
Los tabiques externos de paneles de hormigón liviano se hallan ubicados del lado externo de las columnas de borde y las protegen de la acción de la intemperie.

Materiales:

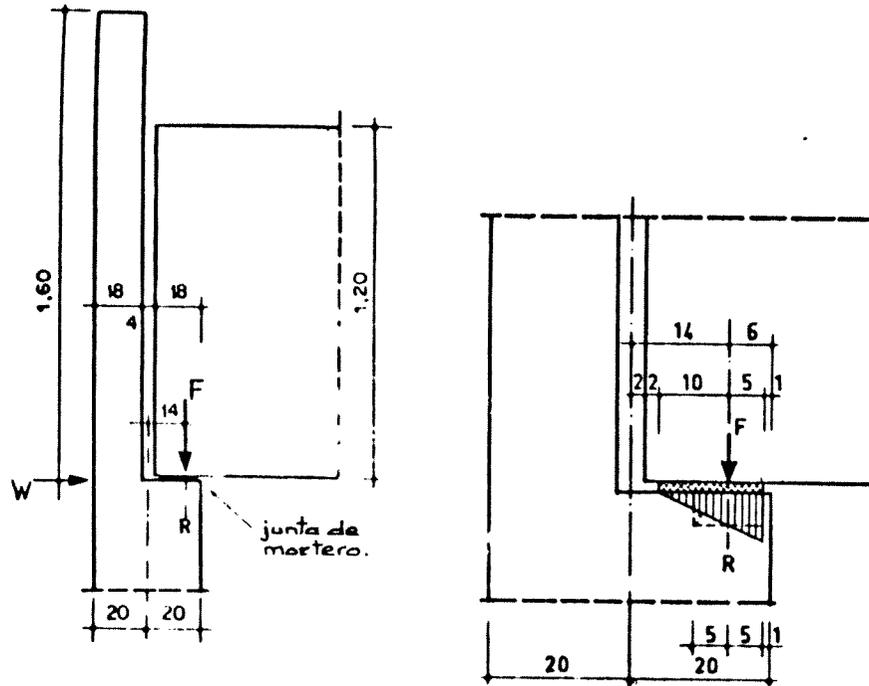
- Hormigón H-21
- Barras de acero para hormigón tipo III ADM 420

CIRSOC 201, artículo 6.6.2., tabla 3

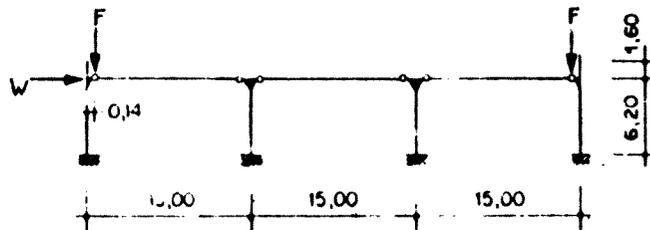
CIRSOC 201, artículo 6.7., tabla 10

1. DIMENSIONES, ESQUEMA, RECUBRIMIENTO DE HORMIGON**1.1. Sección de la galería**

1.2. Extremo superior de la columna y conformación del apoyo



1.3. Sistema estático (dirección transversal)



CIRSOC 201, artículo 19.5.4.

Línea R de apoyo de cálculo, ver CIRSOC 201, artículos 15.2. y 18.7.2., figura 17.

Hipótesis: las excentricidades previstas de las cargas verticales son iguales en todas las columnas.

1.4. Recubrimiento de hormigón

Diámetros de barra adoptados: $d_{s\ell}/d_{s\ est} = 25/8\ \text{mm}$

$$c_{\ell\ \text{mín}} = d_s + 5\ \text{mm} = 3,0\ \text{cm}$$

Tabla 15, renglón 1, columna 3: $c_{est} = 1,5\ \text{cm}$

$$c_{est\ \text{mín}} + d_{s_{est\ exist}} = 1,5 + 0,8 = 2,3\ \text{cm} < c_{\ell\ \text{mín}}$$

Se adopta:

$$c_{est} = 2,5\ \text{cm}\ \text{para que } c_{\ell} = 3,3\ \text{cm} > c_{\ell\ \text{mín}}$$

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

para barras longitudinales

para estribos

considerando el recubrimiento para las barras longitudinales

2. CARGAS

Cargas verticales (reacción en el apoyo debido a la viga premoldeada):

Carga permanente $F_g = 377\ \text{kN}$

Carga de nieve: $F_s = 68\ \text{kN}$ $F_q = 445\ \text{kN}$

No se tendrá en cuenta la carga propia de la columna

Cargas horizontales (viento):

Para simplificar, todas las cargas de viento se reúnen en una sola.

Carga de viento : $W = \pm 36\ \text{kN}$

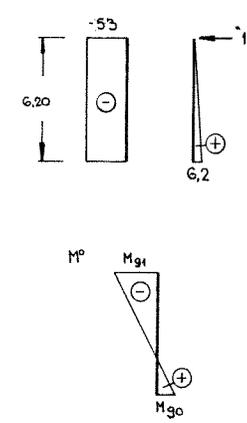
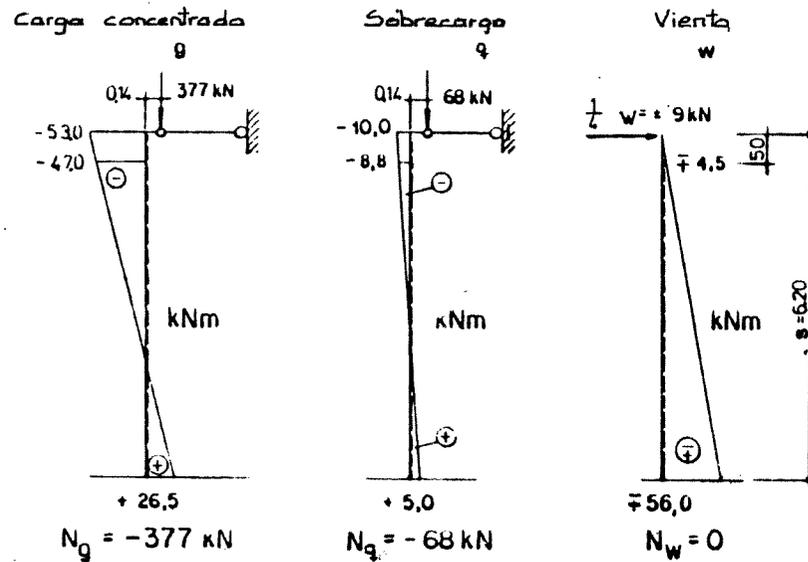
3. SOLICITACIONES EN EL SISTEMA NO DEFORMADO

CIRSOC 201, artículo 17.4.1., 1º párrafo.

En primera instancia, las solicitaciones se calculan en base al sistema ideal no deformado (teoría de I orden). Cuando se efectúa la verificación de la seguridad al pandeo se consideran además las solicitaciones debidas a las deformaciones de la barra (teoría de II orden).

Se supone que en dirección transversal todas las columnas poseen la misma rigidez a flexión. De esta manera se puede suponer con suficiente exactitud que sobre la columna de borde actúa 1/4 de la fuerza del viento W.

Dado que la carga permanente, al igual que la carga de nieve q (constante sobre la superficie de la cubierta) actúan en forma simétrica sobre el sistema, se puede adoptar la suposición de un sistema no desplazable en lo que respecta a la simetría de cargas y del sistema para calcular las solicitaciones debidas a g y a q de acuerdo con la teoría de I. orden.



$$EI\delta_{10} = -\frac{6,2}{2} \cdot 53 \cdot 6,2 = -1013,7$$

$$EI\delta_{11} = \frac{6,2^3}{3} = 79,4$$

$$X_1 = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} = \frac{1013,7}{79,4} = 12,82 \text{ kN}$$

$$M_{g0} = -5,3 + 6,2 \cdot 12,82 = 26,5 \text{ kN}$$

$$M_{g1} = -53$$

4. RIGIDEZ ESPACIAL

La estabilidad en la dirección longitudinal está asegurada por otros elementos constructivos (ver explicación). Sin embargo, en la dirección transversal no se han previsto elementos arriostrantes según CIRSOC 201, artículo 18.5.1.; tampoco se presupone un arriostramiento recíproco de las columnas para resistir el pandeo. De esta manera la carga crítica actúa sobre todas las columnas, razón por la cual la verificación de la seguridad al pandeo no se efectúa para todo el sistema sino para cada columna en particular.

5. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD A PANDEO (VSP)

5.1. Longitud de pandeo

Para el cálculo de la longitud de pandeo no se tendrá en cuenta el efecto de pórtico del sistema. La columna de borde se considera una columna aislada (extremo superior desplazable en dirección transversal):

$$s_k = \beta \cdot s = 2,0 \cdot 6,20 = 12,40 \text{ m}$$

5.2. Esbeltez λ y excentricidad prevista de la carga e/d (reducida)

$$\lambda = \frac{s_k}{i} = \frac{s_k}{0,289 \cdot d} = \frac{12,40}{0,289 \cdot 0,40} = 108 > 70$$

Elemento comprimido de gran esbeltez

CIRSOC 201, artículo 18.5.

CIRSOC 201, artículo 17.4. y Cuaderno 220, pág.150. artículo 4.

CIRSOC 201, artículo 17.4.2. y Cuaderno 220, página 153, artículo 4.1.4. así como página 184, artículo 4.3.1.1.

No se presupone un empotramiento elástico de la columna en el suelo.

Cuaderno 220, página 187, artículo 4.3.1.1., figura 4.3.2., renglón 5.

Cuaderno 220, página 151, artículo 4.1.2., 5º párrafo.

CIRSOC 201, artículo 17.4.1. 2º párrafo.

En el empotramiento:

$$\frac{e}{d} = \frac{\sum M}{|\sum N|} \frac{1}{d} = \frac{26,5 + 5,0 + 56,0}{377 + 68} \frac{1}{0,40} = \frac{0,20}{0,40} = 0,5$$

$$< 3,5 \frac{\lambda}{70} = 5,4$$

CIRSOC 201, artículo 17.4.1., 3° párrafo.

Es necesario efectuar la verificación de la seguridad a pandeo según CIRSOC 201, artículo 17.4.4.

Cuaderno 220, página 158, figura 4.1.2.

5.3. Fluencia lenta

CIRSOC 201, artículo 17.4.7. y Cuaderno 220, página 172, figura 4.2.2,

5.3.1. Cálculo

Carga determinante:

$$\begin{aligned} \text{Carga } N_{\varphi} \text{ que origina el fenómeno de fluencia} &= F_g \text{ (carga permanente)} = \\ &= 377 \text{ kN} \end{aligned}$$

Excentricidades de carga determinantes:

- excentricidad de carga prevista $e_{\varphi} = e$ (carga N_{φ})
- excentricidad de carga no prevista $e_{\nu} = s_k/300$

CIRSOC 201, artículo 17.4.7., 2° párrafo

CIRSOC 201, artículo 17.4.6., ec (21).

Con la siguiente fórmula y considerando estas influencias se calcula una excentricidad adicional e_k (excentricidad debida a la fluencia):

$$e_k = (e_{\varphi} + e_{\nu}) \left[2,718 \frac{0,8 \cdot \varphi}{\nu - 1} - 1 \right] = e_{k\varphi} + e_{k\nu}$$

Cuaderno 220, página 171, artículo 4.2.2., ec(4.2.1).

Ambos factores de e_k se calculan en forma individual:

5.3.2. Excentricidad $e_{k\phi}$ debida a la fluencia para una excentricidad prevista e

Bajo la acción de las cargas permanentes con las excentricidades previstas no se originan, debido a la simetría del sistema y de las cargas (ver esquema del sistema, artículo 1.3.), desplazamientos del extremo superior de la columna. La curva de flexión correspondiente de la columna de borde considerada corresponde a la curva de pandeo por flexión de una columna empotrada en su extremo inferior y no desplazable en el superior.

Al contrario del artículo 5.2., con $s_k = 0,7.s$ se obtiene una esbeltez:

$$\lambda = \frac{0,7 \cdot s}{i} = \frac{0,7 \cdot 6,20}{0,289 \cdot 0,40} = 38 < 70$$

De lo que resulta que para la excentricidad prevista no es necesario considerar una influencia debida a la fluencia lenta por acción de la carga permanente. CIRSOC 201, artículo 17.4.7., 1° párrafo.

5.3.3. Excentricidad e_{kv} debida a la fluencia lenta, para una excentricidad e_v prevista

Esbeltez determinante: $\lambda = 108 > 70$

ver punto 5.2.

Excentricidad prevista para carga permanente en el sector determinante de la configuración de pandeo (punto de empotramiento):

$$\frac{e}{d} = \frac{M_g}{|N_g| \cdot d} = \frac{26,5}{377 \cdot 0,40} = 0,18 < 2$$

Para la excentricidad imprevista debe ser considerada la influencia debida a la fluencia lenta por acción de la carga permanente. CIRSOC 201, artículo 17.4.7., 1° párrafo

Fórmula para excentricidad e_{kV} debida a fluencia lenta

$$e_{kV} = e_V \left(2,718^{\frac{0,8 \cdot \psi_t}{\nu - 1}} - 1 \right)$$

Cuaderno 220, página 171, artículo 4.2.2., ecuación(4.2.1.) .

Excentricidad imprevista e_V :

$$e_V = s_k/300 = 12,40/300 = 0,0414 \text{ m}$$

CIRSOC 201, artículo 17.4.6., ec.(21)

Coefficiente de fluencia ψ_t :

según CIRSOC 201, artículo 26.8.3.

$$\psi = \psi_{f0} (k_{f,t} - k_{f,t_0}) + 0,4 k_{V,(t-t_0)}$$

Íd. ec. (59)

- Magnitud básica de fluencia $\psi_{f0} = 2,7$

CIRSOC 201, artículo 26.8.3., tabla 46, col.3

- Coeficiente de fluencia $k_{f,t}$ y k_{f,t_0} en función de:

a) espesor efectivo del elemento $d_{ef} = k_{ef} \cdot \frac{2A}{u}$

CIRSOC 201, artículo 26.8.5. ec. (61)

coeficiente de humedad $k_{ef} = 1,0$

CIRSOC 201, artículo 26.8.3., tabla 46, col.5

superficie de la sección de hormigón $A = 40 \cdot 40 = 1600 \text{ cm}^2$

$$u = 40 \cdot 4 = 160 \text{ cm}^2$$

$$d_{ef} = 1,0 \cdot \frac{2 \cdot 1600}{160} = 20 \text{ cm}$$

b) tipo de cemento y velocidad de endurecimiento: normal, endurece bajo temperatura ambiente.

c) edad del hormigón para la carga de la columna (supuesta):

$$t_0 = 14 \text{ días}$$

Se ve de la figura 59 de CIRSOC 201

$$k_{f,t} = 1,55 \text{ para } t = \infty$$

$$k_{f,t_0} = 0,50 \text{ para } t_0 = 14 \text{ días}$$

- $k_{v,(t-t_0)}$ (coeficiente para deformación elástica retardada) = 1,0

$$\phi_t = 2,7(1,55 - 0,50) + 0,4 \cdot 1,0 = 3,2$$

Seguridad a pandeo v , referida a la carga de pandeo N_E de Euler:

$$v = \frac{N_E}{N_\phi} = \frac{\pi^2 \text{ef}(EI)}{s_k^2} \frac{1}{(N_\phi)}$$

$$\text{ef}(EI) = (0,6 + 20 \text{ tot } \mu_0) E_b \cdot I_b$$

$$\text{tot } \mu_0 = 2,0\% \text{ (estimada)}$$

$$E_b = 30\,000 \text{ MN/m}^2 = 3,0 \cdot 10^4 \text{ MN/m}^2$$

$$I_b = b \cdot d^3/12 = 0,4^3/12 = 21,3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\text{ef}(EI) = (0,6 + 20 \cdot 0,02) 3,0 \cdot 21,3 = 63,9 \text{ MN}\cdot\text{m}^2$$

$$|N_\phi| = F_g = 377 \text{ kN} = 0,377 \text{ MN}$$

t_0 : edad efectiva del hormigón al aplicar la carga (tensión)

t : edad efectiva del hormigón al momento del estudio

CIRSOC 201, artículo 26.8.3. 4° y 5° párrafo.

Cuaderno 220, página 171, 4.2.2.

Cuaderno 220, página 171, ec.(4.2.2.): rigidez a flexión efectiva.

Cuaderno 220, pág.17, art. 1.2.1.3.: $\text{tot } \mu_0 = \Sigma A_s/A_b$

CIRSOC 201, artículo 17.4.7., 2° párrafo: carga permanente en estado de servicio.

$$v = \frac{\pi^2 \cdot 63,9}{12,40^2} \cdot \frac{1}{0,377} = 10,9$$

$$e_{kv} = 0,0414 \left(2,718^{\frac{0,8 \cdot 3,2}{10,9 - 1}} - 1 \right) \approx 0,012\text{m}$$

Excentricidad total:

$$e_k = e_{kv} = 0,012 \text{ m}$$

Tanto la excentricidad e_k como e_v se deben considerar en forma adicional a la excentricidad de carga e .

5.4. Ejecución de la verificación de la seguridad a pandeo

La verificación de la seguridad a pandeo se efectúa en el tercio medio de la configuración de pandeo (en el empotramiento) como "dimensionamiento para pandeo", y con ayuda de los nomogramas de dimensionamiento (ver el punto 6: dimensionamiento) desarrollados para elementos comprimidos con $\lambda > 70$. Utilizando estos nomogramas no es necesario considerar la excentricidad imprevista e_v , ya que ha sido tomada en cuenta al diseñar los mismos. La excentricidad e_{kv} debida a la fluencia lenta se considera, de acuerdo con el capítulo 3, como momento adicional a los ya previstos.

$$\Delta M_{kg} = e_k |N_g| = 0,012 \cdot 377 = 4,52 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{kq} = e_k |N_q| = 0,012 (377 + 68) = 5,34 \text{ kNm}$$

Respecto de la elección del procedimiento ver el Cuaderno 220, pág. 158, 4.1.7., fig. 4.1.2.

Cuaderno 220, pág. 164, 4.1.9 y pág. 199 hasta 262 tablas 4.1.a hasta 4.31b

6. DIMENSIONAMIENTO

$$\left. \begin{array}{l} \text{ADM} - 420 \\ \text{H-21} \end{array} \right\} \beta_{SR} = \frac{\beta_S}{\beta_R} = \frac{420 \text{ MN/m}^2}{17,5 \text{ MN/m}^2} = 24$$

CIRSOC 201, artículo 17.2., fig. 8 y tabla 17

$$\left. \begin{array}{l} d_1 = c_{est} + d_{s \text{ est}} + 0,5 \cdot d_{s\ell} \\ = 2,5 + 0,8 + 1,3 = 4,6 \text{ cm} \\ d = \quad \quad \quad = 40 \text{ cm} \end{array} \right\} \frac{d_1}{d} = \frac{d_2}{d} = 0,11 \approx 0,10$$

d_1 = distancia desde el borde hasta las barras longitudinales ver Cuaderno 220, página 15, fig. 1.3.

6.1. Solicitaciones para el dimensionamiento

Empotramiento (abajo):

- Caso de carga $g + s + w + k$

$$\left. \begin{array}{l} M = 26,5 + 5,0 + 56,0 + 5,3 = 92,8 \text{ kNm} \\ N = -377 - 68 = -445 \text{ kN} \end{array} \right\} \text{determinante}$$

Carga completa y viento

$$= 0,0928 \text{ MNm}$$

$$= -0,445 \text{ MN}$$

- Caso de carga $g + w + k$

$$M = 26,5 + 56,0 + 4,5 = 87 \text{ kNm}$$

$$N = -377 = -377 \text{ kN}$$

Carga permanente y viento

Extremo superior (cabeza de la columna) (50 cm por debajo del apoyo de la viga premoldeada):

- Caso de carga $g + s + w$

$$\left. \begin{array}{l} M = -47,0 - 8,8 - 4,5 = -60,3 \text{ kNm} \\ N = -377 - 68 = -445 \text{ kN} \end{array} \right\} \text{determinante}$$

Carga completa y viento

$$= -0,0603 \text{ MNm}$$

$$= -0,445 \text{ MN}$$

- Caso de carga $g + s$

$$M = -47,0 - 8,8 = -55,8 \text{ kNm}$$

$$N = -377 - 68 = -445 \text{ kN}$$

6.2. Dimensionamiento en el empotramiento (abajo)

Se distingue entre el dimensionamiento normal para las solicitaciones del sistema no deformado y el "dimensionamiento a pandeo" correspondiente a la verificación de la seguridad a pandeo.

- Dimensionamiento normal:

No será necesario, debido a que por ser $\lambda > 50$ no es necesario verificar que al efectuar el dimensionamiento a pandeo no se excedan las solicitaciones admisibles para el dimensionamiento normal

- Dimensionamiento para pandeo:

Acero ADM-420, $d_1/d = d_2/d = 0,10$

Dimensionamiento con el nomograma de la tabla 4.3.a

Solicitaciones reducidas:

$$n = \frac{N}{A_b \cdot \beta_R} = \frac{-0,455}{0,4^2 \cdot 17,5} = -0,159$$

$$m = \frac{M}{A_b \cdot d \cdot \beta_R} = \frac{0,0933}{0,4^3 \cdot 17,5} = 0,083$$

Carga completa sin viento

"Dimensionamiento normal" ver Cuaderno 220, pág. 150, 4.1.1., 1º párrafo y pág. 158, 4.1.7., figura 4.1.2.

En general, esta verificación se debe realizar porque las tablas para el dimensionamiento normal se basan en el coeficiente de seguridad variable y los nomogramas en el coeficiente de seguridad constante ($\gamma = 1,75$). Respecto del límite $\lambda = 50$, ver el Cuaderno 220, pág. 165, 4.1.9., 3º párrafo.

CIRSOC 201, artículo 17.4.4., y Cuaderno 220, pág. 164, 4.1.9.

Cuaderno 220, tabla 4.3.a

Nota: en la 2ª edición corregida del Cuaderno 220 en castellano (IRAM, 1981), en la página 205 se ha incluido erróneamente con el número 4.3.a la tabla 4.4.a, que es para $d_1/d = 0,15$, por lo tanto no aparece la tabla 4.3.a para $d_1/d = 0,10$. Hemos utilizado la correspondiente del alemán y se adjunta en la página 22 de este trabajo, traducida.

Excentricidad reducida ($e = \text{tot } e$):

$$\frac{e}{d} = \frac{m}{|n|} = \frac{0,083}{0,159} = 0,52 < 2,0$$

$$\frac{s_k}{d} = \frac{12,40}{0,40} = 31 < 45$$

de la tabla 4.3.a:

$$\text{tot } \omega_0 = \frac{\text{tot } A_s}{A_b} \beta_{SR} = 0,60 < 1,0$$

$$\text{tot } \mu_0 = \frac{\text{tot } \omega_0}{\beta_{SR}} = \frac{0,60}{24} = 0,025 = 2,5\%$$

$$> \text{mín tot } \mu_0 = 0,8\%$$

$$< \text{máx tot } \mu_0 = 9,0\%$$

$$\text{tot } A_s = \text{tot } \mu_0 \cdot b \cdot d = 0,025 \cdot 40 \cdot 40 = 40 \text{ cm}^2$$

Se adopta:

Acero tipo III $4 \phi 25$ por media sección
 $A_{s1} \text{ exist} = A_{s2} \text{ exist} = 19,6 \text{ cm}^2 \approx 1/2 \text{ tot } A_s$

Se puede emplear el nomograma, debido a que no se alcanzan los valores límite para e/d , $\text{tot } \omega_0$ y s_k/d .

Ver también nomograma abajo, página 22, punto 1
 $\beta_{SR} = \beta_S / \beta_R = 24$

CIRSOC 201, artículo 25.2.2.1., 1º párrafo

6.3. Dimensionamiento 50 cm por debajo del apoyo de la viga premoldeada

Dimensionamiento normal para flexión y esfuerzo longitudinal con el diagrama M/N para secciones con armadura simétrica y fuerza de compresión con poca excentricidad

$$n = \frac{N}{A_s \cdot \beta_R} = \frac{-0,445}{0,40^2 \cdot 17,5} = -0,159$$

$$m = \frac{M}{A_b \cdot d \cdot \beta_R} = \frac{0,0603}{0,40^3 \cdot 17,5} = 0,054$$

Acero ADM-420, $d_1/d = d_2/d \approx 0,10$

de la tabla 1.11.b: $\omega_{01} = \omega_{02} < 0,02$

$\mu_{01} \text{ neces} = \mu_{02} \text{ neces} = 0,02/24 = 0,08\% < \mu_0 \text{ mín} = 0,4\%$

Debido a que al aplicar los nomogramas para dimensionamiento a pandeo (artículo 6.2.) las secciones de las barras y el porcentaje de armadura deben ser aproximadamente constantes a lo largo de toda la longitud de pandeo, se colocará la armadura necesaria en el empotramiento (2 x 4 ϕ 25) a lo largo de toda la altura de la columna.

Sección ubicada debajo de la zona de introducción de la carga (zona afectada)

$$e/d = m/|n| = \frac{0,054}{0,159} = 0,34 < 3,5$$

Cuaderno 220, página 53, tabla 1.11.b

CIRSOC 201, artículo 25.2.2.1., 1º párrafo.

Cuaderno 220, página 166, 4.1.9., anteúltimo párrafo.

6.4. Empotramiento en la fundación

Para la verificación de la seguridad a pandeo se ha supuesto un empotramiento de la columna en la fundación, por lo que la zapata se deberá dimensionar también para los momentos de deformación (solicitación adicional) provenientes de la columna.

El momento total según la teoría de II orden se encontrará en el nomograma con la curva 2 .

Se lee: $m = 0,192$ con $n = -0,159$ (no modificado)

$$M^{II} = m \cdot A_b \cdot d \cdot \beta_R = 0,192 \cdot 0,4^2 \cdot 0,4 \cdot 17,5 = 0,215 \text{ MNm} = 215 \text{ kNm}$$

El dimensionamiento de la fundación no es objeto de este ejemplo.

6.5. Zona de introducción de cargas debajo de los apoyos de las vigas premoldeadas

Verificación de las tensiones de compresión y de las armaduras para los esfuerzos de hendimiento por tracción debidos a la carga F_q , que actúa en forma excéntrica respecto del eje de la columna y también de la superficie del apoyo. Se sustituye la hipótesis de reacción triangular en el apoyo por reacciones uniformemente distribuidas, cuya resultante posee la misma magnitud y línea de acción (ver esquema):

$$\text{Superficie de apoyo sustitutiva: } A_1 = d_1 \cdot b_1 = 10 \cdot 36 = 360 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_1 \text{ exist} = F_q/A_1 = 0,445/0,036 = 12,4 \text{ MN/m}^2$$

La tensión admisible σ_1 de H-21 no es suficiente.

CIRSOC 201, artículo 17.4.5. y Cuaderno 220, página 154, 4.1.5. "Elementos que aseguran el empotramiento".

$$M^{II} = M^I + \Delta M$$

Cuaderno 220, página 166, 4.1.9., último párrafo

Cuaderno 220, tabla 4.3.a. y esquema de la página 22 (ver nota en la página 13)

Cuaderno 240, página 91 hasta 93, artículos 5.1. hasta 5.3.

Otra solución más práctica es zunchar el hormigón debajo de la placa de introducción del esfuerzo. Dado que la placa tiene una dimensión mucho mayor que la otra (36 cm x 10 cm), se colocan cuatro zunchos de $\phi 4,2$, diámetro de cada zuncho = 6 cm, paso de la hélice = 3 cm.

El hormigón H-21 toma un esfuerzo de 345 kN. El incremento de esfuerzo que se puede tomar se calcula por cualquier procedimiento válido, por ejemplo, como columna zunchada $\Delta N = 113 \text{ kN}$.

Se adopta:

Z_S	: Acero tipo III	1 estribo ϕ 8	(dos ramas) \approx 1,0 cm ²
Z_R	: Acero tipo III	2 ϕ 16	\approx 4,0 cm ²
Z_{S_2}	: Acero tipo III	1 estribo ϕ 8	(dos ramas) \approx 1,0 cm ²

7. COLOCACION Y DISPOSICION DE LA ARMADURA

7.1. Armadura longitudinal

Diámetro de las barras longitudinales:

$$d_{s\ell} \text{ exist} = 25 \text{ mm} > d_{s\ell} \text{ mín} = 12 \text{ mm}$$

CIRSOC 201, artículo 25.2.2.1., tabla 37, para espesor de columna $d \geq 20 \text{ cm}$

Separación máxima entre las barras internas y las esquinas:

$$s_{\ell} \leq 15 \cdot d_{s \text{ est}} = 15 \cdot 0,8 = 12 \text{ cm} \quad (d_{s \text{ est}} \text{ ver más adelante})$$

CIRSOC 201, artículo 25.2.2.2., fig. 58.

Longitud básica de anclaje:

$$\boxed{\ell_0 = \alpha_0 \cdot d_s} \quad \text{con} \quad \alpha_0 = \frac{\beta_s}{7 \cdot \tau_1 \text{ adm}}$$

H-21, Acero tipo III, $d_{s\ell} = 25 \text{ mm}$ (vertical), zona de adherencia I: $\tau_1 \text{ adm}$: CIRSOC 201, artículo 18.4., 3º párrafo y tabla 24.

$$\ell_0 = \frac{420}{7 \cdot 1,8} \cdot 2,5 = 33,3 \cdot 2,5 = 83 \text{ cm}$$

Longitud de anclaje ℓ_1 superior (debajo del apoyo de la viga):

extremos rectos

$$\boxed{\ell_1 = \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot \ell_0 \geq 10 d_{s\ell}} \quad \alpha_A = \frac{A_s \text{ neces}}{A_s \text{ exist}} = \frac{0}{19,6} = 0$$

CIRSOC 201, artículo 18.5.2.2., ec(30)

$$\ell_1 = 10 \cdot d_{s\ell} = 10 \cdot 2,5 = 25 \text{ cm}$$

Empalme por yuxtaposición sometido a tracción en la base de la columna (zona de tracción):

empalme completo (100%), extremos rectos, zona de adherencia I:

$$\begin{aligned} \ell_e &= \alpha_e \cdot \ell_1 = \alpha_e \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot \ell_0 \geq 15 d_s \\ &\geq 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

CIRSOC 201, artículo 18.6.3.2., ec.(32)

$$\alpha_e = 2,2 \quad \text{para } d_{s\ell} = 25 \text{ mm} > 16 \text{ mm}$$

CIRSOC 201, artículo 18.6.3.2., tabla 26

$$\alpha_1 = 1,0$$

CIRSOC 201, artículo 18.5.2.2., tabla 25

$$\alpha_A = A_s \text{ neces} / A_s \text{ exist} = 20,0 / 19,6 \approx 1,0$$

$$\ell_e = 2,2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 83 = \underline{183 \text{ cm}} > 15 d_s = 38 \text{ cm}$$

Empalme por yuxtaposición sometido a compresión en la base de la columna (zona de compresión):

$$\ell_{eC} = \ell_0 = 83 \text{ cm} < < \ell_{eT} = 183 \text{ cm}$$

CIRSOC 201, artículo 18.6.3.3.

Para evitar equivocaciones durante la colocación en obra, los empalmes comprimidos y los estribos que se encuentran en la zona de empalme se colocarán de la misma manera que los empalmes traccionados.

7.2. Estribos

Estribos en la zona normal:

Diámetro:

$$d_s \text{ exist} = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} : d_s \text{ est mín} = 8 \text{ mm}$$

Separaciones:

$$s_{\text{est máx}} \leq d = 40 \text{ cm}$$

$$\leq 12 \cdot d_{s\ell} \text{ exist} = 12 \cdot 2,5 = \underline{30 \text{ cm}}$$

Se adopta:

Acero tipo III ϕ 8, $s_{\text{est}} = 30 \text{ cm}$

Los estribos se ejecutarán de acuerdo con CIRSOC 201, artículo 25.2.2.2., figura 57.

Diámetro del mandril de doblado: $d_{\text{br}} = 4 \cdot d_s \text{ est} = 3,2 \text{ cm}$

Debido a que $\lambda_{eC} \ll \lambda_{eT}$ se considera satisfecho el requisito que indica que para los empalmes de compresión se debe disponer un estribo en el extremo del empalme fuera de la zona de empalme. CIRSOC 201, artículo 18.6.3.4., último párrafo.

CIRSOC 201, artículo 25.2.2.2., 2° párrafo

CIRSOC 201, artículo 25.2.2.2., figura 57

Se cumple el requisito respectivo según CIRSOC 201 artículo 25.1. ($e/d < 3,5 \cdot \lambda/70$) (ver punto 6).

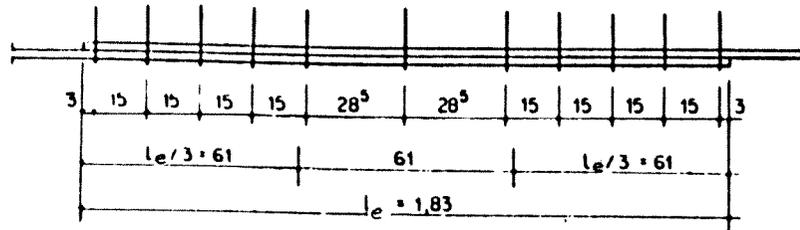
Estribos en la zona de yuxtaposición del empalme traccionado de las barras longitudinales:

$$\Sigma A_s \text{ est neces} = A_s l_1 \text{ (para } l \phi 25) = 4,9 \text{ cm}^2$$

Se adopta:

Acero tipo III estribos $\phi 8$ (2 ramas) $\approx 11 \text{ cm}^2$
 $s_{\text{est}} = 15 \text{ cm}$ en la zona de extremos $l_e/3 = 61 \text{ cm}$

Los ganchos de los estribos se deberán desplazar, en lo posible, de posición a lo largo de la columna

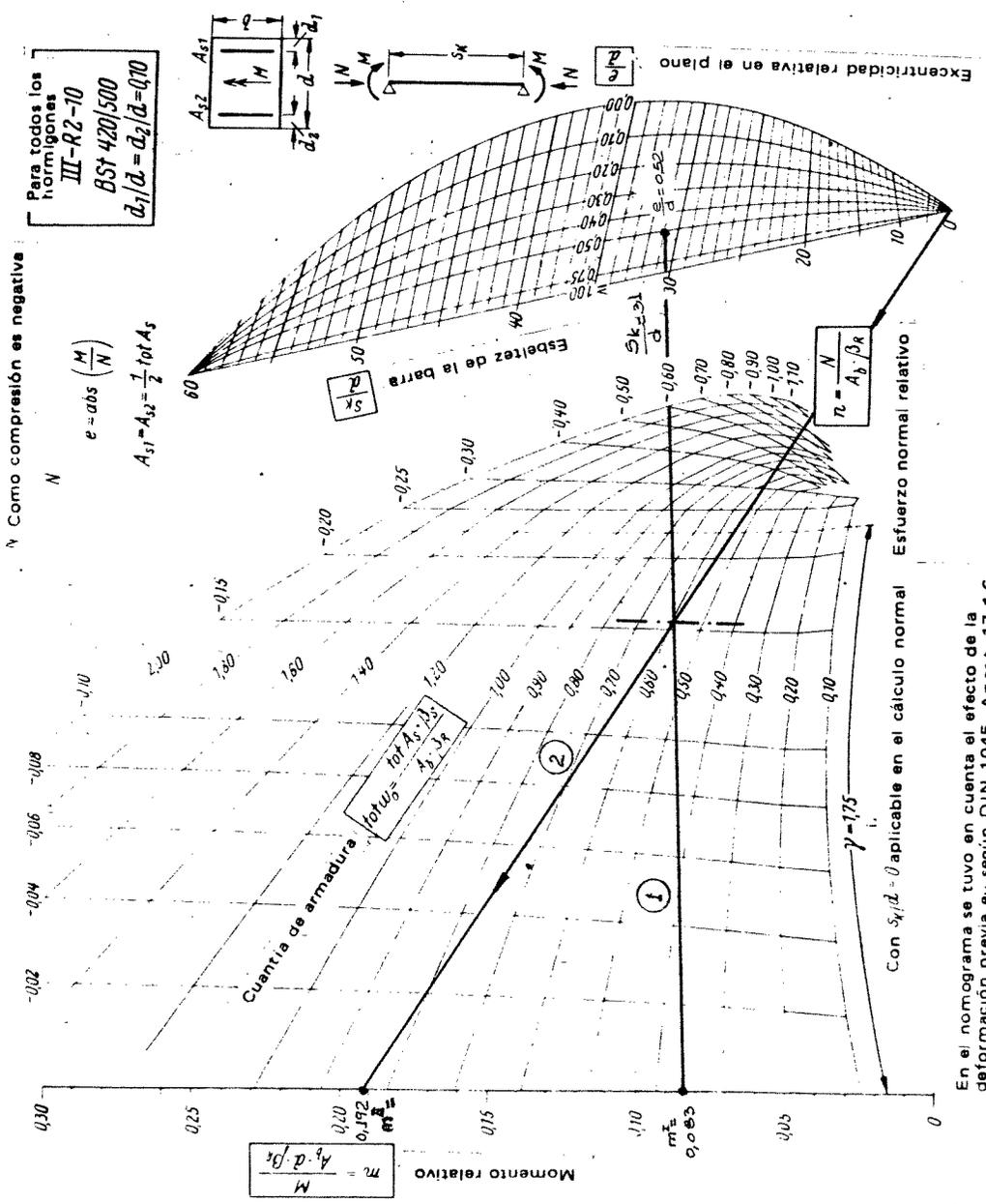


CIRSOC 201, artículo 18.6.3.4.: Debido a que el empalme es completo, el dimensionamiento se realiza para el esfuerzo de una barra.

CIRSOC 201, artículo 18.6.3.4., último párrafo.

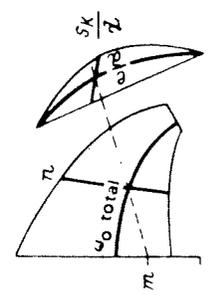
CIRSOC 201, artículo 25.2.2.2., primer párrafo.

CIRSOC 201, artículo 18.6.3.4., último párrafo.



En el nomograma se tuvo en cuenta el efecto de la deformación previa y según DIN 1045, Apart. 17.4.6

$A_s \text{ total} = \frac{\psi_0 \text{ total}}{\beta_s / \beta_R} A_b$



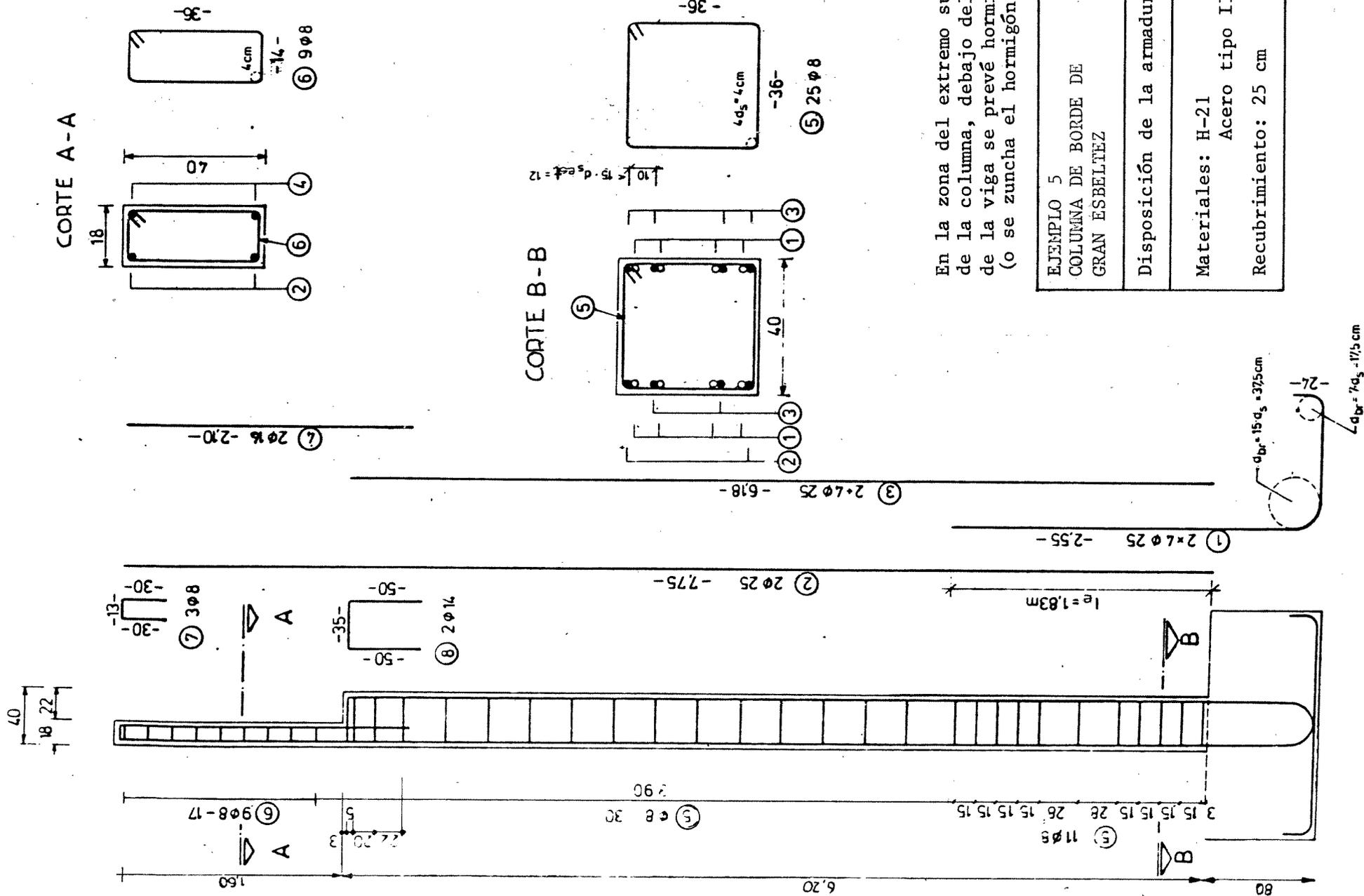
Lectura en el nomograma

Clase de resistencia del hormigón	B15	B25	B35	B45	B55
Valor de cálculo de la resistencia a la compresión del hormigón	10,5	17,5	23,0	27,0	30,0
Factor de cálculo β_s / β_R	400	240	183	15,6	14,0

Límite de aplicación: $S_k/d < 45$, para $e/d > 2,0$ conjuntamente con $\psi_0 \text{ total} > 1,0$

Tabla 4.3a

Nomograma para el cálculo de la barra standard.



En la zona del extremo superior de la columna, debajo del apoyo de la viga se prevé hormigón H-30 (o se zuncha el hormigón)

EJEMPLO 5
COLUMNA DE BORDE DE GRAN ESBELTEZ
Disposición de la armadura
Materiales: H-21 Acero tipo III
Recubrimiento: 25 cm

EJEMPLO 6 . BASE AISLADA

Explicación

Se debe dimensionar una fundación aislada para una columna con carga centrada. Ha sido diseñada como una losa de hormigón armado de espesor constante. Las condiciones ambientales se estiman de acuerdo con el CIRSOC 201, tabla 15, renglón 3, columna 4. La carga es predominantemente estática.

Materiales:

- Hormigón H-21
- Barras de acero para hormigón armado tipo III ADM-420

Presión admisible del suelo: $\sigma_0 \text{ adm} = 260 \text{ kN/m}^2$

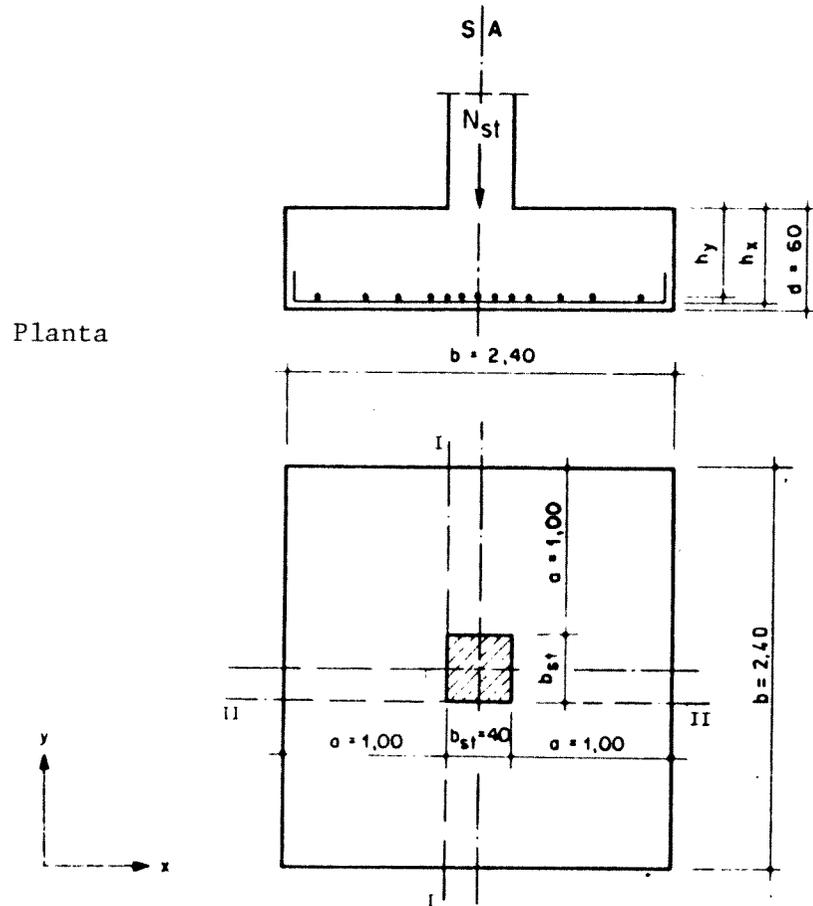
Cuaderno 240, página 52 a 58.

CIRSOC 201, artículo 6.6.2.2., tabla 3

CIRSOC 201, artículo 6.7., tabla 10

1. DIMENSIONES, RECUBRIMIENTO DE HORMIGÓN

Corte vertical II - II



Recubrimiento de hormigón

CIRSOC 201, artículo 13.2.1., figura 1 y tabla

se adopta: $c_2 = 2,5$ cm, suficiente para $d_s \leq 20$ mm y suelo no agresivo. 15, renglón 3

Altura útil

Hipótesis para los diámetros de las barras: $d_s = 20 \text{ mm}$

$$h_x = d - c_2 - d_s/2 = 60,0 - 2,5 - 2,0/2 = 56,5 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - d_s = 56,5 - 2,0 = 54,5 \text{ cm}$$

$$h_m = (h_x + h_y)/2 = (56,5 + 54,5)/2 = 55,5 \text{ cm}$$

h_m para la verificación de la seguridad contra el punzonado (ver CIRSOC 201, artículo 22.5.2.)

2. CARGAS

Carga centrada proveniente de la fuerza longitudinal de la columna:

$$N_{st} = 1\,350 \text{ kN}$$

Presión del suelo, supuesta con distribución uniforme:

$$\sigma_{0g} = d \cdot \gamma_b = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{0p} = N_{st}/b^2 = 1\,350/2,40^2 = 234 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{suma:} \quad \sigma_{0q} = 249 \text{ kN/m}^2 < \sigma_0 \text{ adm} = 260 \text{ kN/m}^2$$

3. SOLICITACIONES

Momentos flexores:

sobre los cortes I - I y II - II

$$M_x = M_y = M = N_{st} \frac{a^2}{2 \cdot b} = 1\,350 \frac{1,00^2}{2 \cdot 2,40} = 281 \text{ kNm}$$

producido por la tensión $\frac{N_{st}}{b}$ del suelo en el borde de la columna

Esfuerzos transversales:

Para la verificación de la seguridad contra punzonado se considera determinante el esfuerzo transversal Q_r en el círculo de diámetro d_r (ver esquema). Se debe calcular en base a las presiones del suelo que actúan fuera de la zona del cono de punzonado (diámetro d_k).

Diámetro de una columna de sección circular de igual superficie

$$d_{st} = 1,13 \sqrt{b_{st}^2} = 1,13 \cdot 40 = 45,2$$

CIRSOC 201, artículo 22.7.
CIRSOC 201, artículo 22.5.1.I. leyenda para la ec. (46).

Diámetro de la sección:

$$d_r = d_{st} + h_m = 45,2 + 55,5 \approx 101 \text{ cm}$$

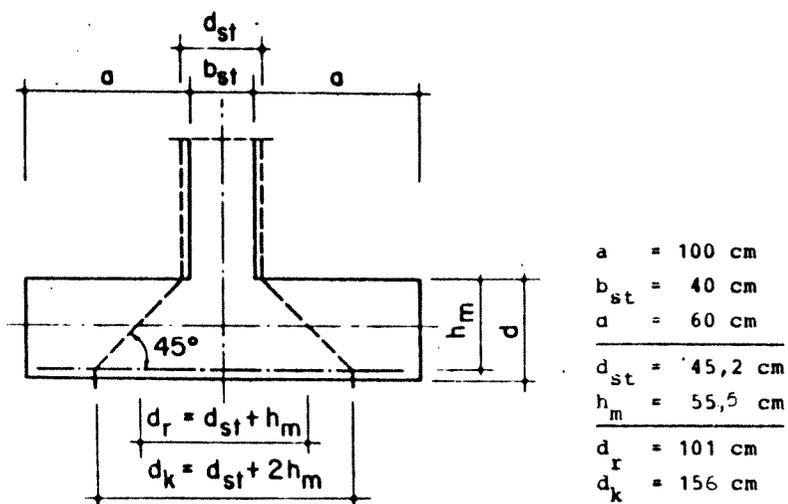
Diámetro inferior del cono de punzonado:

$$d_k = d_{st} + 2 \cdot h_m = 45,2 + 2 \cdot 55,5 \approx 156 \text{ cm}$$

Esfuerzo transversal una vez deducidas las presiones del suelo sobre el círculo d_k :

$$\text{máx } Q_r = N_{st} - \sigma_{0p} \cdot d_k^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 1350 - 234 \cdot 1,56^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 902 \text{ kN}$$

CIRSOC 201, artículo 22.7., ec.(50).



4. DIMENSIONAMIENTO

Hormigón H-21

$$\beta_R = 17,5 \text{ MN/m}^2$$

CIRSOC 201, artículo 17.2.1.

Acero para hormigón tipo III

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

CIRSOC 201, artículo 17.2.1.

4.1. Dimensionamiento a flexión

La distribución no uniforme de los momentos flectores sobre el ancho de la zapata se tiene en cuenta según el Cuaderno 240:

$$c_y/b_y = b_{st}/b = 40/240 = 0,17 \approx 20$$

Cuaderno 240, pág. 54 , 2.5.2.1., tabla 2.10.

$$\alpha_M = 18\% / 14\% / 10\% / 8\%$$

α_M = porcentajes del momento total

Dirección y:

$$k_h = h_y / \sqrt{\frac{\alpha_M \cdot M}{b/8}} = 54,8 / \sqrt{\frac{0,18 \cdot 281}{2,40/8}} = 4,22 > k_{h1}^* = 1,72$$

tomando de la tabla 1.7a: $k_s = 4,4$

$$A_{sy} = \frac{M_s}{h_y} \cdot k_s = \frac{281}{54,5} \cdot 4,4 = 22,7 \text{ cm}^2 \text{ (armadura total)}$$

Ancho de la franja en el centro de la zapata = $b/8 = 0,30 \text{ m}$

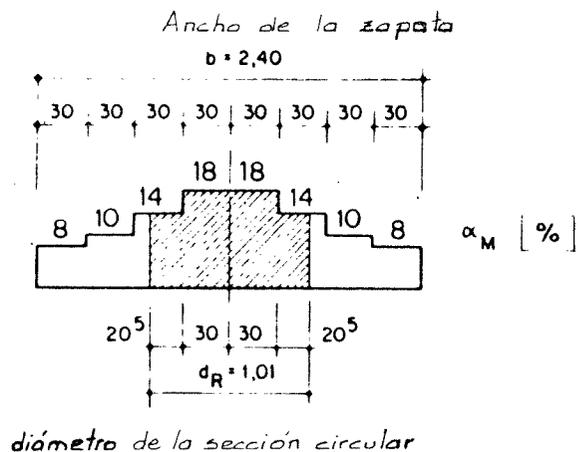
Dirección x:

$$A_{sx} \approx A_{sy} \frac{h_y}{h_x} = 22,7 \frac{54,5}{56,5} = 21,9 \text{ cm}^2$$

la armadura calculada se distribuye proporcionalmente a los porcentajes de momento.

Distribución de los momentos flectores sobre el ancho b de la zapata, distribución correspondiente de la armadura

Cuaderno 240, página 53, 2.5.2.1.

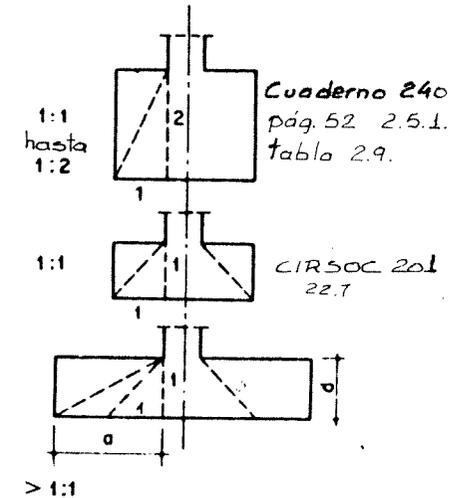


Valores determinantes α_M en porciento del momento total, para las franjas individuales.

4.2. Verificación de la seguridad contra el punzonado

Distinción de casos:

- Quando el borde de la zapata se encuentra ubicado dentro de un cono de punzonado de relación 1:2 (ver figura), la zapata se podrá ejecutar sin armadura
- Quando esta relación es de 1:1, no será necesario efectuar la verificación de la seguridad contra el punzonado (ver figura).
- Para las zapatas cuya superficie de contacto es mayor que la de un cono de relación 1:1, regirá la misma limitación de las tensiones de corte que en el caso de losas con apoyos puntuales según CIRSOC 201, artículo 22.5. (ver figura).



Esbeltez de la zapata en este caso: $\frac{a}{d} = \frac{1,00}{0,60} = 1,7:1 > 1:1$

Las tensiones de corte se deben limitar según CIRSOC 201, artículo 22.5.2.

Para la sección circular rige CIRSOC 201, artículo 22.5.1.1.:

$$u = 1,0 \cdot u_0 = 1,0 \cdot \pi \cdot d_r = \pi \cdot 1,01 = 3,17 \text{ m}$$

$$\tau_r = \frac{\text{máx } Q_r}{u \cdot h_m} = \frac{0,897}{3,17 \cdot 0,557} = 0,51 \text{ MN/m}^2$$

CIRSOC 201, artículo 22.5.1.1. ec.(46)

Tensión admisible sin considerar la armadura de corte:

$$\tau_{r1 \text{ adm}} = \kappa_1 \cdot \tau_{011} = 1,3 \alpha_s \cdot \sqrt{\mu_g} \cdot \tau_{011}$$

$\tau_{011} = 0,5 \text{ MN/m}^2$ para armadura no escalonada

$\alpha_s = 1,3$ para acero tipo III

μ_g es el porcentaje de armadura existente en la sección de diámetro d_r , obtenido de:

CIRSOC 201, artículo 22.7.

$$\mu_g \text{ exist} = A_s / (d_r \cdot h_m)$$

calculado en base al esquema anterior (zona rayada)

$$= \frac{A_{sx} + A_{sy}}{2} \cdot (0,18 + 0,14 \cdot \frac{20,5}{30,0}) \cdot 2 \cdot \frac{1}{d_r \cdot h_m}$$

$$= \frac{21,9 + 22,6}{2} \cdot 0,276 \cdot 2 \cdot \frac{1}{101 \cdot 55,7} = 0,22\%$$

$$\tau_{r1} \text{ adm} = 1,3 \cdot 1,3 \cdot \sqrt{0,22} \cdot 0,5 = 0,40 \text{ MN/m}^2$$

$$< \tau_r \text{ exist} = 0,51 \text{ MN/m}^2$$

Para evitar la armadura de corte se incrementa el porcentaje de armadura de la siguiente manera:

$$\tau_{r1} \text{ adm} = \tau_r \text{ exist} = 1,3 \cdot \alpha_s \sqrt{\mu_g \text{ neces}} \cdot \tau_{011}$$

$$\mu_g \text{ neces} = \left(\frac{\tau_r \text{ exist}}{1,3 \cdot \alpha_s \cdot \tau_{011}} \right)^2 = \left(\frac{0,51}{1,3 \cdot 1,3 \cdot 0,5} \right)^2 = 0,37 \%$$

$$> \mu_g \text{ exist} = 0,22\%$$

4.3. Armadura de flexión necesaria en la sección circular

Debido a que $\mu_g \text{ neces} > \mu_g \text{ exist}$, en la zona de la sección circular, se debe incrementar la armadura a flexión en ambas direcciones x e y:

$$\begin{aligned} \Delta A_s &= (\mu_g \text{ neces} - \mu_g \text{ exist}) \cdot d_r \cdot h_m \\ &= \frac{0,37 - 0,22}{100} \cdot 101 \cdot 55,7 = 8,4 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{sx} \text{ neces} = 21,9 + 8,4 = 30,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} \text{ neces} = 22,6 + 8,4 = 31,0 \text{ cm}^2$$

Se adopta:

en cada dirección (x e y)
 Acero tipo III 8 ϕ 20 + 6 ϕ 12
 $A_{sx} \text{ exist} = A_{sy} \text{ exist} = 31,9 \text{ cm}^2$

5. COLOCACION Y DISPOSICION DE LA ARMADURA

5.1. Longitudes básicas de anclaje

Para todas las barras se considera zona de adherencia I:

$$l_0 = \alpha_0 \cdot d_s = \frac{\beta_s}{7 \cdot \tau_1 \text{ adm}} \cdot d_s = \frac{420}{7 \cdot 1,8} \cdot d_s = 33,3 \cdot d_s$$

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

CIRSOC 201, artículo 18.4., tabla 24, renglón 3

5.2. Anclaje de la armadura de flexotracción

Se considera nulo el momento en el borde de la zapata. La armadura de flexotracción se ancla en el punto $x_0 = c_2 + l_{br} = 2,5 + 6 = 8,5$ cm para absorber el esfuerzo de tracción de la curva M/z decalada en v hacia afuera, así como también para tomar el esfuerzo de tracción de la armadura adicional de flexotracción adoptada en lugar de una armadura de corte:

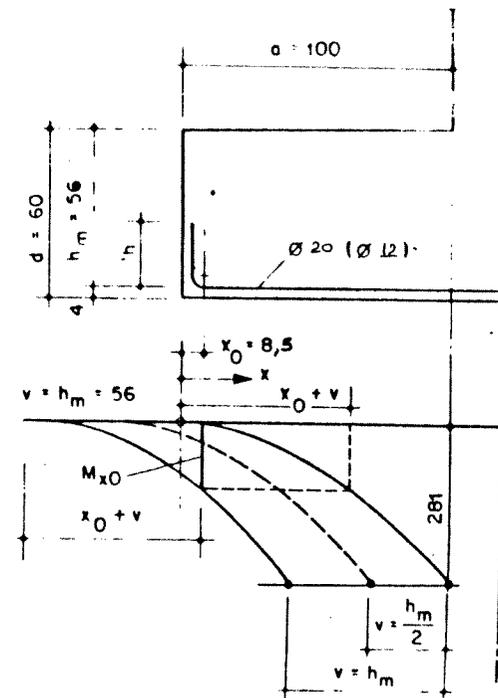
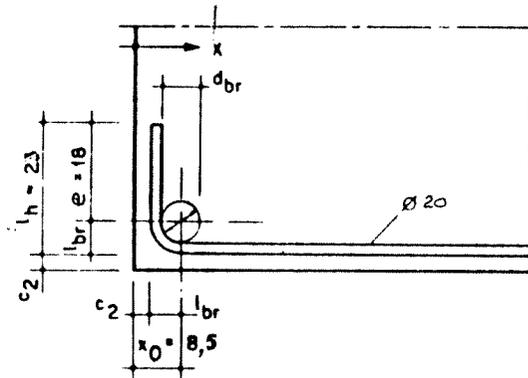
$$v = 1,0 \cdot h \approx h_m = 56 \text{ cm (para losa sin armadura de corte)}$$

$$M_{x_0} = N_{st} \frac{(x_0 + v)^2}{2 \cdot b} = 1350 \frac{0,64^2}{2 \cdot 2,4} = 115 \text{ kNm}$$

$$A_{s, x_0 \text{ nec}} = \frac{M_{x_0}}{M_{xa}} \cdot A_{sy \text{ nec}} + \Delta A_s = \frac{115}{281} \cdot 22,6 + 8,4 = 17,6 \text{ cm}^2$$

desfavorable según CIRSOC 201, artículo 18.7.2.

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{requerida para } \alpha_A = \frac{A_s \text{ neces}}{A_s \text{ exist}}$$



Anclaje con ganchos en ángulo:

$$\ell_1 = \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot \alpha_0 \cdot d_s \geq \ell_{br}$$

CIRSOC 201, artículo 18.5.2.2, ec.(30)

$$\ell_1 \text{ nec} = 0,7 \frac{17,6}{32,5} 33,3 \cdot 2,0 = \underline{25,2 \text{ cm}} > 5,4 \text{ cm}$$

Como longitud de la rama recta del gancho se adopta: $10 \cdot d_s$

De esta manera se obtiene:

$$\ell_1 \text{ exist} \approx \ell_h = \ell_{br} + 10 \cdot d_s = 5,4 + 10 \cdot 2,0 = 25,4 \text{ cm} > \ell_1 \text{ nec}$$

Para tomar las tensiones de hendimiento por tracción en la zona de anclaje se dispone con fines constructivos dentro de la zona de doblado una barra transversal de ϕ 8 mm, en los cuatro bordes.

CIRSOC 201, artículo 8.5.2.3.

5.3. Empalme con la armadura de la columna

Hipótesis para la armadura longitudinal de la columna a la altura del borde superior de la zapata:

$$A_s \text{ exist} = 4 \phi 25 \text{ (Acero tipo III)}$$

del dimensionamiento de la columna

Estas barras comprimidas se dividen en armadura de empalme y armadura de la columna.

Anclaje de la armadura de empalme en la zapata:

Longitud de anclaje ℓ_1 para barras comprimidas con extremos rectos.

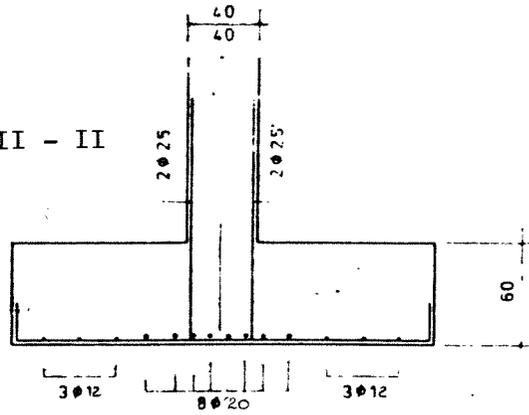
$$\begin{aligned} \ell_1 &= \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot \alpha_0 \cdot d_s \geq 10 \cdot d_s \\ &= 1,0 \cdot 0,5 \cdot 33,3 \cdot 2,5 = 42 \text{ cm} > 25 \text{ cm} = 10 \cdot d_s \end{aligned}$$

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

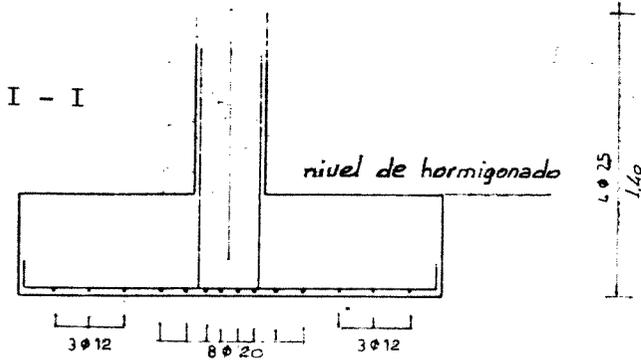
Empalme por yuxtaposición entre ambas armaduras

$$l_e = l_0 = \alpha_0 \cdot d_s = 33,3 \cdot 2,5 = 83 \text{ cm}$$

CORTE II - II



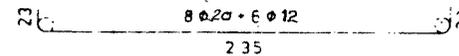
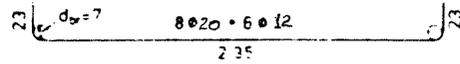
CORTE I - I



CIRSOC 201
18.6.3.3.

CIRSOC 201
18.5.2.1.

CIRSOC 201
18.5.2.2.
Tabla 25

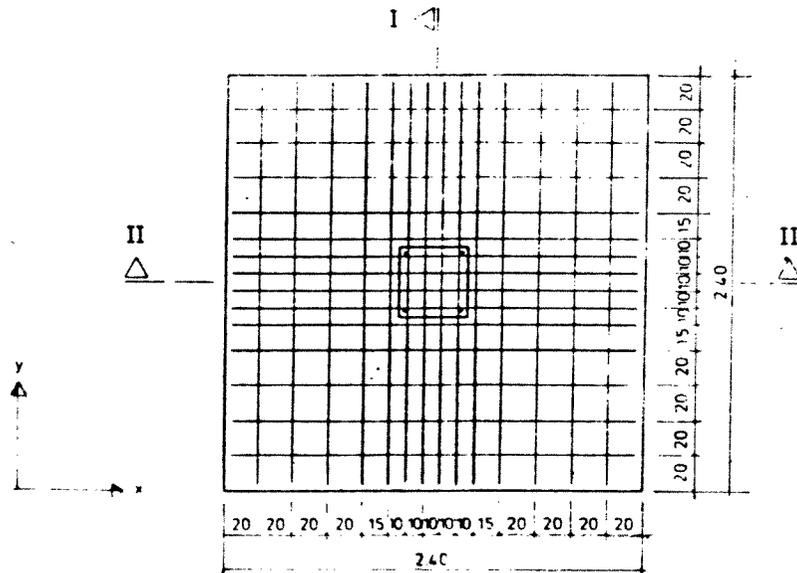


La armadura constructiva no se representa (4φ8)

DIAMETRO DEL MANDRIL

DE DOBLADO

CIRSOC 201
18.3.1.
Tabla 23



EJEMPLO 13
BASE AISLADA
Representación de la armadura
Materiales: H-21
Acero tipo III
Recubrimiento de hormigón: 2,5 cm

Ejemplo N°: 7

MENSULA CORTA

Se dimensiona una ménsula corta unida rígidamente a una columna de hormigón armado. Ambos elementos se hallan a la intemperie. En este ejemplo no se considera la transmisión de los esfuerzos a la columna.

Se distinguen dos casos:

Caso A: ménsula corta solicitada por una carga no predominantemente estática aplicada en forma directa.

Caso B: ménsula corta solicitada por una carga predominantemente estática aplicada en forma indirecta

Materiales:

- Hormigón H-21
- Barras de acero para hormigón nervuradas ADM-420-N

$$\beta_R = 17,5 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_b \text{ admisible} = \beta_R / \gamma = 17,5 / 2,1 = 8,3 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_s \text{ adm} = \beta_S / \gamma = 420 / 1,75 = 240 \text{ MN/m}^2 = 24 \text{ kN/cm}^2$$

β_R según CIRSOC 201, artículo 17.2.1., Tabla 17.

CIRSOC 201, artículo 23.2., siendo $\gamma_b = 2,1$ y $\gamma_s = 1,75$

CIRSOC 201, artículo 6.7., Tabla 10.

β_S según CIRSOC 201, artículo 17.2.1., figura 8.

- Recubrimiento de hormigón:

Utilizaremos para la armadura longitudinal $d_{s\ell} = 16 \text{ mm}$ y para los estribos $d_{s \text{ est}} = 12 \text{ mm}$.

De acuerdo con la figura 1:

CIRSOC 201, artículo 13.2. figura 1.

$$c_L \geq d_s + 5 \text{ mm o sea } 16 \text{ mm} + 5 \text{ mm} = \underline{21 \text{ mm}}$$

$$c_{est} \geq d_s + 5 \text{ mm o sea } 12 \text{ mm} + 5 \text{ mm} = \underline{17 \text{ mm}}$$

Y de acuerdo con la Tabla 15:

CIRSOC 201, artículo 13.2., Tabla 15.

Condición ambiental (a la intemperie)

Hormigón H-II (general)

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

Adoptamos

$c = 20 \text{ mm}$

CASO A: MENSULA CORTA CON CARGA SUPERIOR DIRECTA

La carga es no predominantemente estática

CIRSOC 201, artículo 2.1.6.

1. Dimensiones de los elementos

Altura útil:

$$h = d - d_2 = 65 \text{ cm} - 9 \text{ cm} = 56 \text{ cm}$$

CIRSOC 201, artículo 17.1.2. (con $\ell_k = a$)

Condición para ménsulas:

$$\frac{l_k}{h} = \frac{a}{h} = \frac{35}{56} = \underline{0,63} < 1,0$$

Ancho de la ménsula:

$$b = 45 \text{ cm}$$

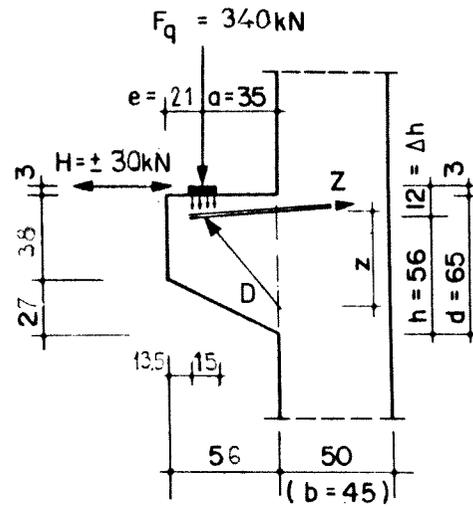
En el Cuaderno 220, artículo 2.6., página 143, se indica como condición:

$$\boxed{a / z < 1}$$

El brazo de palanca de los esfuerzos internos puede considerarse aproximadamente igual a $0,85 \cdot h$:

$$z = 0,85 \cdot h = 0,85 \cdot 56 \text{ cm} = 47 \text{ cm}$$

Entonces $a / z = 35 \text{ cm} / 47 \text{ cm} = \underline{0,74} < 1$



2. Cargas

Cargas principales:

- Carga permanente	$F_g = 40 \text{ kN}$
- Sobrecarga	$F_p = 300 \text{ kN}$
	$F_q = 340 \text{ kN}$

F_p puede ser, por ejemplo, la carga debida a un puente grúa y se considera igual al 90% F_q .

Carga secundaria:

- Carga horizontal $H = + F_p/10 = + 30 \text{ kN}$

3. Solicitaciones y dimensionamiento bajo las cargas de servicio

Esfuerzo total de tracción Z (arriba):

- Esfuerzo Z debido a F_q : $Z_F = F_q \frac{a}{0,85 h} = 340 \frac{35}{0,85 \cdot 56} = \underline{250 \text{ kN}}$

En la descomposición de fuerzas que se observa en la figura no se ha considerado la leve inclinación de Z respecto de la horizontal.

- Esfuerzo Z debido a H : $Z_H = H \frac{z + \Delta h}{z} = H \left(1 + \frac{\Delta h}{z} \right) =$
 $= 30 \left(1 + \frac{12}{47} \right) = \underline{38 \text{ kN}}$

Z_H deriva de la ΣM en el punto de aplicación de D en la sección de empotramiento.

$$Z = Z_F + Z_H = 250 \text{ kN} + 38 \text{ kN} = \underline{288 \text{ kN}}$$

$Z = 288 \text{ kN}$

La armadura de tracción requerida para Z (arriba) será:

$$A_{s\text{nec } Z} = \frac{Z}{\sigma_s \text{ adm}} = \frac{288 \text{ kN}}{24 \text{ kN/cm}^2} = \underline{12,0 \text{ cm}^2}$$

La armadura de tracción requerida para ΔZ , considerando la limitación de la tensión en el acero bajo carga no predominantemente estática será:

$$\Delta Z = Z_{Fp} = 0,90 \cdot Z_F = 0,90 \cdot 250 = 225 \text{ kN}$$

$$\Delta Z = 225 \text{ kN}$$

La verificación de la tensión admisible para el acero ADM-420-N será:

$$\Delta \sigma_s \text{ adm} = 140 \text{ MN/m}^2 = 14 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s (Z) = \frac{\Delta Z}{\Delta \sigma_s \text{ adm}} = \frac{225 \text{ kN}}{14} = 16,0 \text{ cm}^2$$

Posición	Barras de acero para hormigón armado ADM-420-N
2,3,4,	Bucles: $\begin{cases} 2 \phi 12 & \text{de 2 ramas} \\ 2 \phi 16 & \text{de 2 ramas} \end{cases}$
5	Estribos horizontales: 1 ϕ 12 de 2 ramas
1	Estribos verticales: 2 ϕ 12 de 1 rama

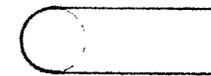
$$A_s \text{ exist} = 4,52 \text{ cm}^2 + 8,04 \text{ cm}^2 + 2,3 \text{ cm}^2 + 2,3 \text{ cm}^2 = 17,2 \text{ cm}^2$$

Esta variación de la tensión en el acero ADM-420-N igual a 140 MN/m^2 se considera en la zona de doblado. CIRSOC 201, artículo 17.8. dice: en partes rectas o de pequeña curvatura ($d_{br} \geq 25 d_s$) la amplitud de oscilación de la tensión bajo carga de servicio no debe sobrepasar el siguiente valor:

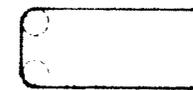
$$\Delta \sigma_s \text{ adm} = 140 \text{ MN/m}^2$$

La armadura prevista es envolvente en la zona de aplicación de la carga.

Se designa "bucle" aún cuando en lugar de un extremo en semicírculo:



se adopta la siguiente configuración:



Para absorber los esfuerzos de tracción por hendimiento debidos a las trayectorias de las tensiones de compresión, (en el alma), colocamos estribos horizontales adicionales:

$$Z_{est} = \frac{ZF}{3} = \frac{250}{3} = 83$$

$$A_{snec} = \frac{Z_{est}}{\sigma_s adm} = \frac{83}{24} = \boxed{3,5 \text{ cm}^2}$$

Adoptamos: Barras de acero para hormigón armado ADM-420-N

Estribos horizontales: 3 ϕ 10, de dos ramas (posición 5a)

$$A_{sexist} = 4,7 \text{ cm}^2$$

4. Seguridad a rotura por compresión en el alma

La verificación de la tensión principal de compresión se realiza en forma simplificada con la siguiente expresión:

valor básico $\tau_0 \leq$ valor de compresión τ_v

Cuaderno 220, artículo 2.6., página 144, ecuación (2.30.)

De la Tabla 18 (artículo 17.5.2.) obtenemos para H-21:

CIRSOC 201, artículo 17.5.2.

$$\tau_{02} = 1,80 \text{ MN/m}^2$$

$$\tau_{03} = 3,00 \text{ MN/m}$$

$$\tau_0 = \frac{Q}{b \cdot z} = \frac{FQ}{b \cdot 0,85 h} = \frac{0,340}{0,45 \cdot 0,85 \cdot 0,56} = \boxed{1,59 \text{ MN/m}^2 < \tau_{02}}$$

Tensión de corte de comparación:

$$\tau_v = \tau_{03} - \frac{1}{2} (\tau_{03} - \tau_{02}) \frac{a}{h}$$

$$= 3,00 \text{ MN/m}^2 - \frac{1}{2} (3,00 - 1,80) 0,63 = 2,62 \text{ MN/m}^2 > \tau_0$$

τ_v es el límite superior reducido de la tensión de corte τ_{03}

τ_{03} rige también como parámetro para el límite de las tensiones principales de compresión admisibles.

τ_v del Cuaderno 220, página 144, ecuación (2.30).

5. Verificación de las tensiones de corte

Esta verificación no se efectúa debido a que en CIRSOC 201, artículo 23.2., último párrafo dice: "Las limitaciones de las tensiones de corte de acuerdo con el artículo 17.5.3. no rigen aquí".

La verificación de la tensión principal de compresión se efectúa en el punto 4. de este ejemplo.

6. Zona de aplicación de la carga

El anclaje de la armadura se efectúa, por completo, detrás de la línea de acción de la carga F_q (ver el punto 7.4. de este ejemplo), para garantizar una correcta transmisión de la carga y su absorción mediante la placa de introducción de la carga se halla ubicada por detrás de los bucles (ver los detalles en los dibujos que acompañan al ejemplo, sobre todo el corte C-C).

La tensión de compresión σ_1 , bajo la placa de introducción de la carga, se calcula en función de la superficie de aplicación A_1 de la carga:

$$A_1 = b_1 \cdot d_1 = 25 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm} = 375 \text{ cm}^2$$

b_1 : medida en la dirección de la ménsula

$$\sigma_1 \text{ exist} = \frac{F_q}{A_1} = \frac{0,340 \text{ MN}}{0,037 \text{ m}^2} = \boxed{9,2 \text{ MN/m}^2} > \sigma_b \text{ adm} = \boxed{8,3 \text{ MN/m}^2}$$

El área de influencia de la tensión de compresión admisible para la carga localizada se calcula partiendo del valor de la superficie de repartición A_2 prevista según cálculo.

$$A_2 = b_2 \cdot d_2 = b_1 (d_1 + 2 \cdot 5,0 \text{ cm}) = 25 \cdot 25 = \boxed{625 \text{ cm}^2}$$

$$h \geq d_2 - d_1 = 22 - 15 = 7 \text{ cm} > b_2 - b_1 = 0$$

$$\sigma_1 \text{ adm} = \frac{\beta_R}{2,1} \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \frac{17,5}{2,1} \cdot \sqrt{\frac{625}{375}} = \boxed{10,80 \text{ MN/m}^2}$$

$$\sigma_1 \text{ adm} = \boxed{10,80 \text{ MN/m}^2} < 1,4 \beta_R = 1,4 \cdot 17,5 \text{ MN/m}^2 = \underline{24,5 \text{ MN/m}^2}$$

$$> \sigma_1 \text{ exist} = \underline{9,2 \text{ MN/m}^2}$$

En la dirección longitudinal los bucles absorben los esfuerzos de tracción por hendimiento.

No se ha considerado la expansión de la carga en la dirección transversal, por lo que no se efectúa la verificación de la armadura destinada a absorber los esfuerzos de tracción por hendimiento.

7. Colocación de la armadura

7.1. Consideraciones generales

Se adoptan las siguientes hipótesis:

Hipótesis de simplificación:

- La altura h del trapecio de distribución de la carga $h \approx 10 \text{ cm}$.
- La carga se expande sólo en la dirección longitudinal
- La expansión es menor a 1:2, hacia el extremo de la ménsula y hasta detrás del borde interno de los bucles.

1. Sobre la columna actúa una fuerza de compresión.
2. El momento originado por la ménsula, debido a F_q se distribuye en la columna aproximadamente en la mitad de su valor, hacia arriba y hacia abajo. Debido a esto, aproximadamente la mitad de la armadura de tracción (posición 1 a 3) se empalma con la armadura de la columna.
El anclaje del resto de la armadura de tracción dentro de la columna se efectúa horizontalmente con l_1 .

Medidas a considerar para los anclajes y los empalmes:

A la izquierda de F_q					En la columna		
Posición	ϕ	Forma	Zona de adherencia	Medida	Posición y forma de los extremos de las barras	Zona de adherencia	Medida
2 + 3	16	Bucles	II	l_{sk}	vertical, recto	I	l_e
4	16				horizontal, gancho en ángulo		l_1
5	12				horizontal, gancho en ángulo		l_1
5 a	10	Estribos	I	-	horizontal, gancho en ángulo recto	I	l_1
1	12				inclinado, recto vertical, recto		l_1 l_e

Siendo: l_{sk} la longitud de anclaje de los bucles en la ménsula (punto 7.4. de este ejemplo)

7.2. Longitud básica de anclaje

$$\ell_0 = \frac{\beta_S}{7 \cdot \tau_{1 \text{ adm}}} \cdot d_S$$

Para la zona de adherencia I

$$\ell_0 = \frac{420 \text{ MN/m}^2}{7 \cdot 1,8 \text{ MN/m}^2} d_S = 33 d_S$$

Para la zona de adherencia II

$$\ell_0 = \frac{420 \text{ MN/m}^2}{7 \cdot 0,9 \text{ MN/m}^2} d_S = 67 d_S$$

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

$\tau_{1 \text{ adm}}$ se obtiene de CIRSOC 201, Tabla 24, artículo 18.4.

7.3. Diámetros determinantes de los mandriles de doblado

d_{br}	Diámetro del mandril de doblado para:	A la izquierda de F_q	En la columna
$4 d_S$	Anclaje mediante ganchos	-	Posición 4, 5, 5a
$10 d_S$	Doblado para $\frac{c_\ell \geq 10 \text{ cm}}{s \geq 7 d_S}$	Posición 1	Posición 1
$15 d_S$	Doblado en general para $\frac{c_\ell > 5 \text{ cm}}{c_\ell > 3 d_S}$	Posición 2,3,4 Posición 5,5a	Posición 2
$22,5 d_S$	Idem para la posición interna	-	Posición 3

CIRSOC 201, artículo 18.3.1., Tabla 23.

renglón 2 de la Tabla 23.

renglón 5, nota (2) al pie de la Tabla 23.

renglón 5, Tabla 23.

renglón 5, nota (1) a pie de la Tabla 23.

7.4. Longitudes de anclaje a la izquierda de F_q :

Bucles superiores (Posición 2 a 5), zona de adherencia II.

Longitud de anclaje ℓ_2 a partir del borde derecho de la placa de introducción de la carga:

$$\ell_2 = \frac{2}{3} \ell_1 = \frac{2}{3} \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot \ell_0 = \frac{2}{3} \alpha_1 \alpha_A \frac{\beta_S}{7 \cdot \tau_{1 \text{ adm}}} d_S \geq 6 d_S$$

Para el menor diámetro de barra, $d_S = 12 \text{ mm}$ (posición 5), y zona de adherencia II:

$$\alpha_1 = 0,7 \text{ (bucle)}$$

$$\alpha_A = 12 \text{ cm}^2 / 17,2 \text{ cm}^2 = 0,70$$

$$\ell_2 = \frac{2}{3} 0,7 \cdot 0,7 \frac{420}{7 \cdot 0,9} 1,2 = \boxed{26 \text{ cm}} < \ell_2 \text{ exist} = \underline{26,5 \text{ cm}}$$

$$\ell_2 \text{ exist} = e + d_1/2 - c = 21 + 15/2 - 2 = 26,5 \text{ cm}$$

7.5. Longitudes de anclaje a la derecha, en la columna:

$$\ell_1 = \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot \ell_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_A \frac{\beta_S}{7 \cdot \tau_{1 \text{ adm}}} d_S \begin{cases} \geq 10 d_S \text{ (extremos rectos)} \\ \geq d_{br}/2 + d_S \text{ (para ganchos)} \end{cases} \text{ CIRSOC 201, artículo 18.5.2.2., ecuación (30)}$$

CIRSOC 201, artículo 18.7.4.

Con respecto a la armadura de tracción, se considera que la carga de la ménsula F_q actúa como si se trata de una reacción en el apoyo extremo de una viga.

CIRSOC 201, artículo 18.5.2.2., ecuación (30) y artículo 18.7.4., ecuación (35).

α_1 se obtiene de CIRSOC 201, artículo 18.5.2.2., Tabla 25.

$$A_{S \text{ nec}} = A_{S \text{ nec}}(Z)$$

Llamamos ℓ_{br} a $d_{br}/2 + d_s = 4 d_s/2 + d_s = 3 d_s$ y para todas las barras se adopta la zona de adherencia I.

La longitud de anclaje se mide siempre a partir del borde anterior de la columna.

Estribos verticales, ramas verticales y oblicuas, con extremos rectos:		
Posición 1	$\phi 12$	$\ell_{1 nec} = 1,0 \cdot 0,70 \frac{420}{7 \cdot 1,8} \cdot 1,2 = \underline{28 \text{ cm}} > 10 d_s = 12 \text{ cm}$

Debido a que se considera la desviación de las componentes de compresión y de tracción así como la inversión de las zonas de tracción y compresión en la zona del nudo, las longitudes de anclaje reales horizontales se adoptan de un largo mayor del necesario.

Bucles y estribos horizontales, con ganchos:		
Posición 4	$\phi 12$	$\ell_{1 nec} = 0,7 \cdot 0,70 \cdot 34 \cdot 1,2 = \underline{20 \text{ cm}} > 3 d_s = 3,6 \text{ cm}$
Posición 5	$\phi 12$	$\ell_{1 nec} = 0,7 \cdot 0,70 \cdot 34 \cdot 1,2 = 20 \text{ cm} > 3 d_s = 3,6 \text{ cm}$
Posición 5a	$\phi 10$	$\ell_{1 nec} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 34 \cdot 1,0 = 24 \text{ cm} > 3 d_s = 3 \text{ cm}$

Longitudes de las ramas de los estribos:

$$\ell = \ell_{br} + a = 3 \cdot d_s + 5 \cdot d_s = 8 d_s \begin{cases} \underline{8 \text{ cm}} (\phi 10) \\ \underline{10 \text{ cm}} (\phi 12) \\ \underline{13 \text{ cm}} (\phi 16) \end{cases}$$

$$a = 5 d_s$$

CIRSOC 201, artículo 18.5.2.2, Tabla 25.

7.6. Longitudes de empalme, a la derecha, en la columna

$$l_e = \alpha_e \cdot l_1 = \alpha_e \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_A \frac{\beta_S}{7 \cdot \tau_{1 \text{ adm}}} \cdot d_S \begin{cases} \geq 20 \text{ cm} \\ \geq 15 d_S \text{ (extremos rec_etos)} \end{cases}$$

CIRSOC 201, artículo 18.6.3.2., ecuación (32).

α_e de la Tabla 26, página 225

α_1 de la Tabla 25, página 220

α_A de acuerdo con el punto 7.4. de este ejemplo.

Ramas verticales, rectas, empalmadas en un 100%, en zona de adherencia I:

$$\text{Posición 1: } \phi 12 \begin{cases} l_{enec} = 1,6 \cdot 1,0 \cdot 0,70 \cdot 33,4 \cdot 1,2 = \\ l_{enec} = \boxed{45} > 20 \text{ cm} \\ > 15 d_S = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Posición 2 y 3: } \phi 16 \begin{cases} l_{enec} = 2,2 \cdot 1,0 \cdot 0,70 \cdot 33,4 \cdot 1,6 = \\ l_{enec} = \boxed{83 \text{ cm}} > 20 \text{ cm} \\ > 15 d_S = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

CASO B: MENSULA CORTA CON INTRODUCCION DE LA CARGA EN FORMA INDI-
RECTA

Las cargas son predominantemente estáticas

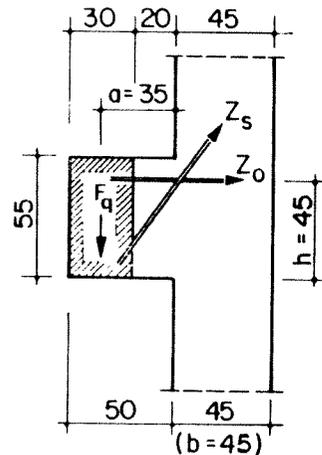
1. Dimensiones de los elementos

Altura útil:

$$h = d - d_2 = 55 - (\approx) 10 = 45 \text{ cm}$$

Condición para ménsulas:

$$\alpha = \frac{a}{h} = \frac{35}{45} = 0,78 < 1,0$$



Podemos utilizar también la relación $\frac{a}{z}$ (considerando a $z \approx 0,9 h \approx 0,9 \cdot 45 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$), debido a que se adoptan varias capas de armaduras y pueden existir inexactitudes respecto de h.

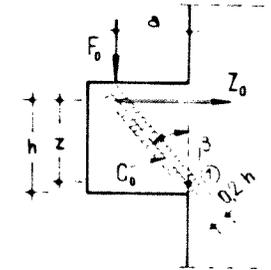
Ancho de la ménsula: $b = 45 \text{ cm}$

2. Cargas

Se consideran solamente cargas principales, predominantemente estáticas.

La carga completa $F_q = 280 \text{ kN} = 0,28 \text{ MN}$ (debida a una viga transversal).

Para calcular Z_s y Z_o , y sus componentes de compresión, se utilizan los siguientes modelos de bielas:



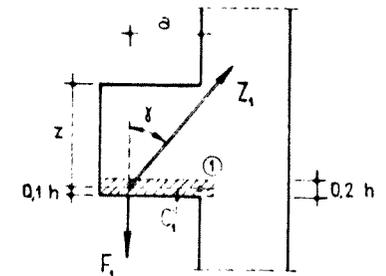
$$Z_o = F_o \cdot \text{tg } \beta$$

$$\text{siendo } \text{tg } \beta = \frac{a}{z}$$

$$\beta \approx 41^\circ$$

$$\text{Si } C_o^2 = Z_o^2 + F_o^2$$

$$C_o = F_o \sqrt{1 + \text{tg}^2 \beta}$$



$$C_1 = F_1 \cdot \text{tg } \gamma$$

$$\text{siendo } \text{tg } \gamma = \frac{a}{z}$$

$$\text{Si } Z_1^2 = C_1^2 + F_1^2$$

$$Z_1 = F_1 \sqrt{1 + \text{tg}^2 \gamma}$$

Se supone que F_0 y F_1 son aproximadamente iguales al 50% de la carga completa F_q (más un 5%).

$$F_0 = F_1 = 0,55 F_q$$

Reemplazando obtenemos:

3. Solicitaciones y dimensionamiento

Esfuerzo de tracción horizontal Z_0 :

$$Z_0 = 0,55 F_q \cdot \operatorname{tg} \beta = 0,55 \cdot 280 \text{ kN} \cdot 0,87 = 134 \text{ kN}$$

$$A_{S \text{ nec}} = \frac{Z_0}{\sigma_{sadm}} = \frac{134}{24} = 5,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ nec}} = 5,6 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo de tracción oblicuo

$$\begin{aligned} Z_S &= 0,55 \cdot F_q \cdot \sqrt{1 + (0,87)^2} = \\ &= 0,55 \cdot 280 \text{ kN} \cdot 1,32 = 204 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$A_{S \text{ nec}} = \frac{204 \text{ kN}}{24 \text{ kN/m}^2} = 8,5 \text{ cm}^2$$

Se adopta:

Para Z , estribos 3 ϕ 12, en dos ramas = 6,8 cm²

Para Z_S , barras oblicuas, 5 ϕ 16 en una rama = 10 cm²

$$C_0 = F_0 \cdot \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \beta}$$

$$C_1 = F_1 \cdot \operatorname{tg} \gamma$$

$$C_0 = 0,55 F_q \cdot \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \beta}$$

$$C_1 = 0,55 F_q \cdot \operatorname{tg} \gamma$$

$$C_0 = 0,55 \cdot 280 \cdot \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 41^\circ}$$

$$C_1 = 0,55 \cdot 280 \text{ kN} \cdot \operatorname{tg} 41^\circ$$

$$C_0 = 204 \text{ kN}$$

$$C_1 = 134 \text{ kN}$$

La resultante C en el punto (1) se determina por adición vectorial de C_0 y C_1 .

Sobre el eje x tenemos: C_1 y $C_0 \operatorname{sen} \beta$

Sobre el eje y tenemos $C_0 \operatorname{cos} \beta$

$$C^2 = (C_1 + C_0 \cdot \operatorname{sen} \beta)^2 + (C_0 \cdot \operatorname{cos} \beta)^2$$

$$C = \sqrt{(C_1 + C_0 \cdot \operatorname{sen} \beta)^2 + (C_0 \cdot \operatorname{cos} \beta)^2}$$

$$C = \sqrt{(134 + 204 \cdot \operatorname{sen} 41^\circ)^2 + (204 \cdot \operatorname{cos} 41^\circ)^2}$$

$$C = 309 \text{ kN}$$

Nota: Entre los distintos métodos de cálculo que se utilizan para resolver este tema, no se observan importantes diferencias en cuanto a la obtención de la armadura de tracción, pero sí existen discrepancias en la evaluación de la resistencia en compresión. Un valor del ancho de la biela 0,2 h dará generalmente valores del lado de la seguridad, como se podrá comprobar en el caso A anterior.

4. Verificación de la capacidad portante de la zona flexocomprimida

$$b_{nec} = \frac{2,1 \cdot C}{0,2 \cdot h \cdot \beta_R} = \frac{1,2 \cdot 309 \text{ kN}}{0,2 \cdot 45 \text{ cm} \cdot 1,75 \text{ kN/cm}^2} = 41 \text{ cm}$$

$$b_{nec} = 41 \text{ cm} < b_{exist} = 45 \text{ cm}$$

5. Colocación de la armadura

5.1. Consideraciones generales

Se distinguen:

- Bucles horizontales : ϕ 12 para absorber Z_0 (posición 7, 8 y 10)
- Barras oblicuas : ϕ 16 para absorber Z_S (posición 6)
- Estribos horizontales colocados con función constructiva ϕ 10 en la zona inferior de la ménsula (posición 9).
- Estribos de montaje, verticales, colocados con función constructiva.

Los bucles y estribos portantes envuelven a la armadura proveniente de la viga transversal con un $d_{br} = 15 d_s$.

Sólo se efectuará la verificación del anclaje de las barras en la columna, a la derecha.

Para todas las barras que conforman el anclaje rige zona de adherencia I.

Posición 6, 9 y 10: anclaje con ℓ_1
 Posición 7 y 8 : empalme con la armadura de la columna con ℓ_e .

5.2. Longitudes básicas de anclaje

Se utilizará:

- Hormigón H-21
- Acero en barras para hormigón armado ADM-420-N

$$\ell_0 = \frac{\beta_s}{7 \cdot \tau_{1 \text{ adm}}} \quad d_s = \frac{420 \text{ MN/m}^2}{7 \cdot 1,8 \text{ MN/m}^2} \quad d_s = 33 d_s$$

5.3. Diámetro determinante del mandril de doblado

d_{br}	Diámetro del mandril de doblado para :	en la ménsula	en la columna
$4 d_s$	estribos y ganchos	posición 9	posición 9 y 10
$15 d_s$	curvaturas para $c\ell > 5 \text{ cm}$ $> 4 d_s$	posición 6, 7 8 y 9	posición 6 y 7
$22,5 d_s$	igual que el punto anterior pero para la posición interior	-	posición 8

CIRSOC 201, Tabla 23, renglón 2, columna 3

Renglón 5, columna 3.

Renglón 5, nota a pie de la Tabla 23, (2)

5.4. Longitudes de anclaje, a la derecha, en la columna

$$\ell_1 = \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot \ell_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_A \frac{\beta_S}{7 \tau_1 \text{ adm}} d_s \begin{cases} \geq 10 d_s \text{ (extremos rectos)} \\ \geq \ell_{br} = 3 d_s \text{ (ganchos)} \end{cases}$$

Como en el caso A, punto 7.5.

El anclaje se considera siempre a partir del borde anterior de la columna:

-Las barras oblicuas tienen extremos rectos :

Posición 6 : $\ell_{1 \text{ nec}} = 1,0 \cdot 0,85 \cdot 34 \cdot 1,6 = \underline{47 \text{ cm}} > 10 d_s$

$$\ell_0 = \frac{420 \text{ MN/m}^2}{7 \cdot 1,8 \text{ MN/m}^2} = 34$$

$$\alpha_A (Z_s) = 8,5 / 10 \approx 0,85$$

- Bucles y estribos horizontales, con ganchos:

Posición 10	$\phi 12$	$\ell_{1 \text{ nec}} = 0,7 \cdot 0,82 \cdot 34 \cdot 1,2 = 23,4 \text{ cm} > 3 d_s$
Posición 9	$\phi 10$	$\ell_{1 \text{ nec}} = 0,7 \cdot 0,82 \cdot 34 \cdot 1,0 = 19,5 \text{ cm} > 3 d_s$

$$\alpha_A (Z_0) = \frac{5,6 \text{ cm}^2}{6,8 \text{ cm}^2} = 0,82$$

Las longitudes de las ramas de los ganchos ℓ_h se calculan como en el caso A, punto 7.5.

5.5. Longitudes de empalme, a la derecha, en la columna:

$$l_e = \alpha_e \cdot l_1 = \alpha_e \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_A \frac{\beta_S}{7 \cdot \tau_{1 \text{ adm}}} \cdot d_S \begin{cases} \geq 20 \text{ cm} \\ \geq 15 d_S \text{ (extremos rectos)} \end{cases}$$

Como en el caso A, punto 7.6.

Con respecto a los bucles, las ramas verticales con extremos rectos son empalmadas con la longitud l_e :

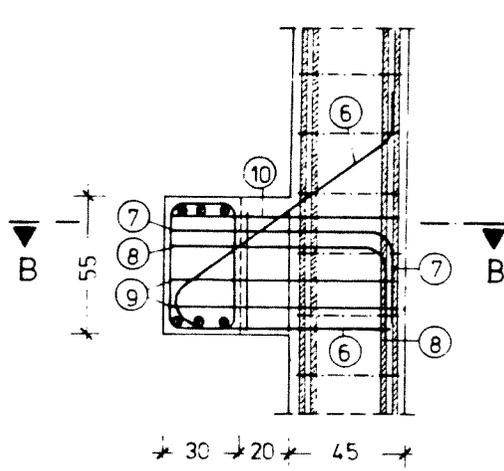
Posición 7 + 8	ϕ 12	$l_{e \text{ nec}} = 1,6 \cdot 1,0 \cdot 0,82 \cdot 34 \cdot 1,2 = 54 \text{ cm}$ $> 20 \text{ cm}$ $> 15 d_S$
----------------	-----------	--

$\alpha_e = 1,6$ (para zona de adherencia I, $d_S = 12 \text{ mm}$ y porcentaje de barras empalmadas = 100%)

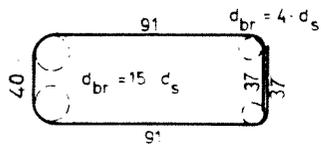
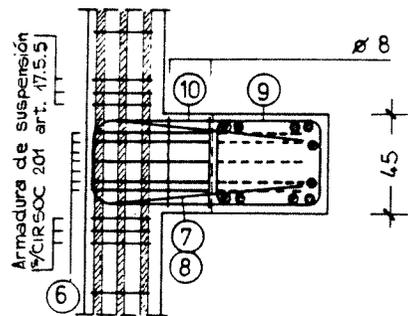
$$\alpha_1 = 1$$

$$\alpha_A (Z_0) = \frac{5,6 \text{ cm}^2}{6,8 \text{ cm}^2} = 0,82$$

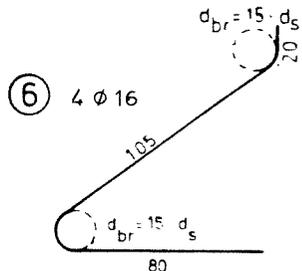
CASO B: MENSULA CORTA SOLICITADA POR CARGA PREDOMINANTEMENTE ESTATICA APLICADA EN FORMA INDIRECTA



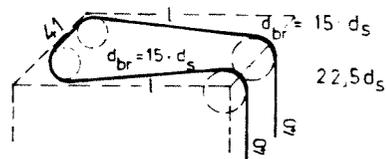
CORTE B-B



⑩ 1 ϕ 12

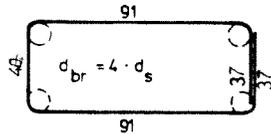


⑥ 4 ϕ 16

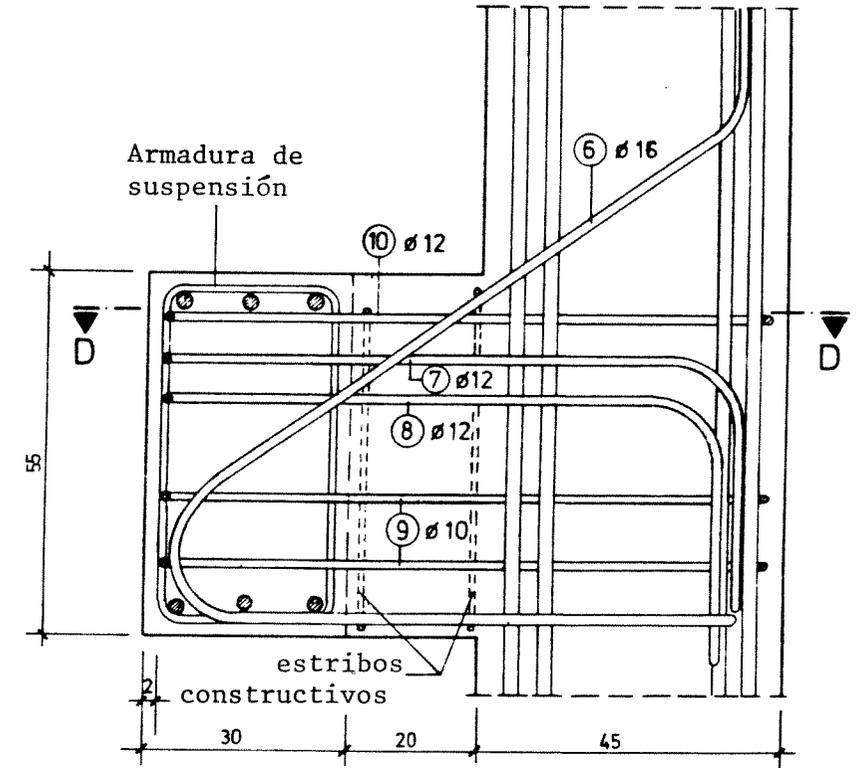


⑦ 1 ϕ 12 l = 85 d_{br} = 15 · d_s (derecha)

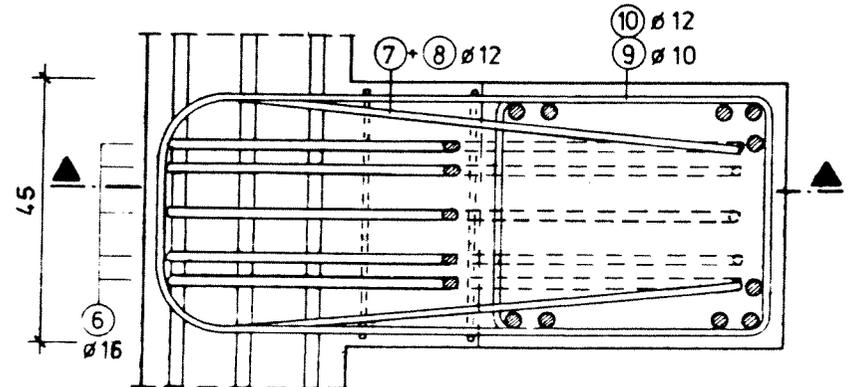
⑧ 1 ϕ 12 l = 81 d_{br} = 22,5 d_s (derecha)



⑨ 2 ϕ 10



CORTE D-D



EJEMPLO N° 8

ESQUINA DE PORTICO

El dimensionamiento y la correspondiente colocación de la armadura en las esquinas de los pórticos se ejemplifica a través de dos casos. CIRSOC 201, artículo 18.9.3., pág. 246.

CASO A: Esquina de pórtico, solicitada por un momento positivo, correspondiente a una viga de cubierta en ángulo.

CASO B: Esquina de pórtico solicitada por un momento negativo, correspondiente a un pórtico de dos pies y un solo piso.

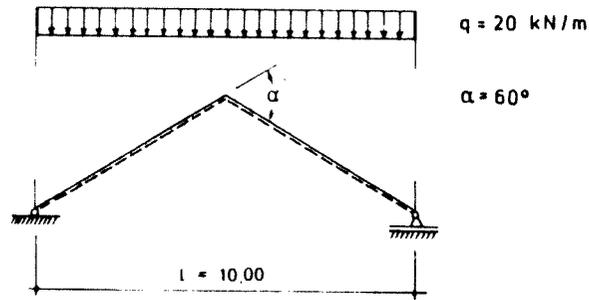
CASO A

Se obtendrá y representará la armadura necesaria para la zona de cumbre de una viga de cubierta en ángulo. El elemento se encuentra a la intemperie y la carga es predominantemente estática.

Materiales:

- | | | |
|--|---------------------------------|---|
| - Hormigón H-21 | $\beta_R = 17,5 \text{ MN/m}^2$ | CIRSOC 201, artículo 17.2.1., Tabla 17. |
| - Barras de acero para hormigón armado, nervuradas | ADM-420-N(III) | CIRSOC 201, artículo 6.7., Tabla 10. |

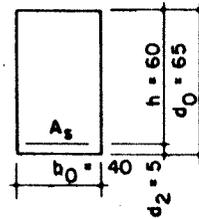
1. Esquema y Cargas



2. Sección y recubrimiento de hormigón

$$b_0 / d_0 = 40 \text{ cm} / 65 \text{ cm}$$

$$c = 2,0 \text{ cm}$$



Este valor se obtiene de la Tabla 15, y es coincidente con c_{est} (de la figura 1) y aproximadamente igual a c_L .

3. Solicitaciones

$$M_{\text{máx}} = q \cdot \ell^2 / 8 = 20 \text{ kN/m} \cdot (10 \text{ m})^2 / 8 = \boxed{250 \text{ kNm}}$$

$$A = q \cdot \ell / 2 = 20 \text{ kN/m} \cdot 10 \text{ m} / 2 = \boxed{100 \text{ kN}}$$

CIRSOC 201, artículo 18.9.3., 2º párrafo.

$\alpha = 60^\circ > 45^\circ$, por lo tanto el acodamiento es muy pronunciado. Las condiciones exigidas para estos casos:

- Hormigón \geq H-21 y
- Acero Nervurado

han sido cumplidas. Si se empleara hormigón de resistencia menor, las solicitaciones se deben multiplicar por 1,5.

CIRSOC 201, artículo 13.2., figura 1 y Tabla 15, renglón 2, columna 4.

Con respecto a la altura útil, ver el punto 4.1. de este ejemplo.

CIRSOC 201, págs. 165 y 166, figura 1 y Tabla 15.

CIRSOC 201, artículo 17.5.2., figura 11.

El esfuerzo de corte determinante a una distancia $\frac{h}{2}$ desde el borde del apoyo es:

$$\underline{Q_s \text{ máx}} = (A - q \cdot \frac{a_l + h}{2}) \cdot \cos \frac{\alpha}{2} = (100 - 20 \cdot \frac{0 + 0,6}{2}) \cdot \cos 30^\circ = 82 \text{ kN}$$

4. Dimensionamiento

H-21 : $\sigma'_{bk} = 21 \text{ MN/m}^2$ $\beta_R = 17,5 \text{ MN/m}^2$

Acero ADM-420-N : $\beta_S = 420 \text{ MN/m}^2 = 42 \text{ kN/cm}^2$

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

4.1. Dimensionamiento a flexión

$h = d_0 - d_2 = 65 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$

$k_h = \frac{h}{\sqrt{\frac{M_{\text{máx}}}{b_0}}} = \frac{60 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{250}{0,4}}} = 2,4 > k_h^* = 1,72$

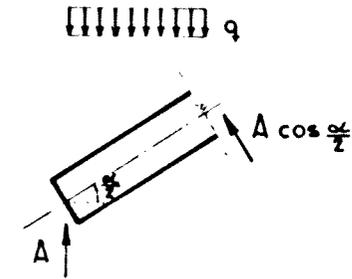
De la Tabla 1.7.a obtenemos para $k_h = 2,34$:

$k_s = 4,7$

$k_x = 0,30$

$k_z = 0,89$

$A_{s \text{ nec}} = \frac{M_{\text{máx}}}{h} \cdot k_s = \frac{250}{60} \cdot 4,7 = 19,6 \text{ cm}^2$



CIRSOC 201, artículo 17.2.1, Tabla 17

CIRSOC 201, artículo 17.2.1., figura 8 y artículo 17.5.4., 5° párrafo, también el artículo 18.5.2.1., ec(29) : $\sigma_s \text{ adm} = \beta_S / \gamma$

Cuaderno 220, Tabla 1.7.a, página 39.

B25		B25		B35		B45		B55		k_s	σ_{su}/γ	k_x	k_z	ϵ_b	ϵ_s	γ
k_h	d_s															
27	2	20	3	6,7	3	5,7	4	5,4	5	4,3	240	0,03	0,97	0,50	5,00	1,75
45	5	43	8	17	11	14	12	13,5	14	4,4	240	0,15	0,35	0,30	5,20	1,75
67	9	62	16	2,8	21	2,6	24	2,4	27	4,5	240	0,27	0,33	1,32	5,00	1,75
347	15	204	25	2,36	33	2,13	38	2,02	43	4,6	240	0,26	0,91	1,73	5,00	1,75
403	21	234	35	2,04	45	1,89	53	1,79	61	4,7	240	0,30	0,89	2,14	5,00	1,75
272	25	275	45	1,89	53	1,73	61	1,64	71	4,8	240	0,34	0,87	2,54	5,00	1,75
287	32	202	54	1,77	63	1,63	73	1,53	83	4,9	240	0,37	0,85	2,95	5,00	1,75
249	38	193	63	1,69	73	1,53	83	1,47	93	5,0	240	0,40	0,83	3,36	5,00	1,75
239	44	185	72	1,62	83	1,49	93	1,42	103	5,1	240	0,44	0,82	3,76	5,00	1,75
232	50	180	81	1,57	93	1,45	103	1,37	113	5,2	240	0,48	0,80	4,16	5,00	1,75
225	56	175	90	1,53	103	1,41	113	1,34	123	5,3	240	0,51	0,79	4,56	5,00	1,75
218	62	172	100	1,50	113	1,38	123	1,31	133	5,4	240	0,54	0,78	4,96	5,00	1,75
211	68	168	109	1,47	123	1,35	133	1,28	143	5,5	240	0,57	0,77	5,36	5,00	1,75
204	74	165	118	1,44	133	1,32	143	1,25	153	5,6	240	0,60	0,76	5,76	5,00	1,75
197	80	162	127	1,41	143	1,29	153	1,22	163	5,7	240	0,63	0,75	6,16	5,00	1,75
190	86	159	136	1,38	153	1,26	163	1,19	173	5,8	240	0,66	0,74	6,56	5,00	1,75
183	92	156	145	1,35	163	1,23	173	1,16	183	5,9	240	0,69	0,73	6,96	5,00	1,75
176	98	153	154	1,32	173	1,20	183	1,13	193	6,0	240	0,72	0,72	7,36	5,00	1,75

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).

Se adopta:

- ADM-420-N 4 ϕ 25 A_s exist = 19,6 cm²
 2 ϕ 12 como barras de montaje

Armadura oblicua en la esquina:

$$\mu_{nec} = \frac{A_s nec}{b_0 \cdot d_0} = \frac{19,6 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} \cdot 65 \text{ cm}} = \boxed{0,75\%} \begin{matrix} > 0,4\% \\ < 1,0\% \end{matrix}$$

Armadura oblicua necesaria:

$$A_{ss nec} = 0,5 \cdot A_s nec = 0,5 \cdot 19,6 = \boxed{9,8 \text{ cm}^2}$$

Se adopta:

ADM-420-N 2 ϕ 25 A_{ss} exist = 9,82

4.2. Limitación del ancho de fisuración

Un 70% de la carga total q se considera como carga permanente.

De acuerdo con lo indicado para los elementos constructivos expuestos a la intemperie en CIRSOC 201, artículo 17.6.1., 3° párrafo, ren glón 2, se controla la fisuración.

La verificación se realiza con el diámetro de comparación, de acuerdo con la Tabla de dimensionamiento 1.7.a (Cuaderno 220, pág. 39).

CIRSOC 201, artículo 18.9.3.a), 1° párrafo y figura 26.

CIRSOC 201, artículo 18.9.3.a), 1° párrafo

CIRSOC 201, artículo 17.6.2.

Ver reproducción de la Tabla 1.7.a en la página anterior.

Interpolando obtenemos:

$$k_h \text{ de cálculo} = 2,4$$

H - 21	d_s (mm)
2,64	25
2,4	
2,34	35

$$d_s \text{ máx} = 35 - \frac{2,4 - 2,34}{2,64 - 2,34} (35 - 25) = 35 - 2 = 33 \text{ mm} > d_s \text{ exist}$$

Este cálculo es demostrativo; en realidad no es necesario hacerlo.

4.3. Dimensionamiento a corte

Límites de las tensiones de corte para H-21:

$$\tau_{012} = 0,75 \text{ MN/m}^2$$

$$\tau_{02} = 1,80 \text{ MN/m}^2$$

$$\tau_{03} = 2,00 \text{ MN/m}^2$$

CIRSOC 201, artículo 17.5.3., Tabla 18.

$$\tau_0 \text{ máx} = \frac{Q_s \text{ máx}}{b_0 \cdot k_z \cdot h} = \frac{0,082}{0,4 \cdot 0,89 \cdot 0,60} = \boxed{0,38}$$

Cuaderno 220, pág. 127, artículo 2.2.2., ec(2.1.)

$$\tau_0 \text{ máx} = \boxed{0,38 \text{ MN/m}^2} < \tau_{012} = \boxed{0,75 \text{ MN/m}^2}$$

Zona de corte 1, armadura mínima de corte necesaria:

$$\text{- en general : } \tau_{\text{nec}} = 0,40 \cdot \tau_0 \text{ máx} = 0,40 \cdot 0,38 = 0,15 \text{ MN/m}^2$$

CIRSOC 201, artículo 17.5.5., ec.(24)

$$\text{- estribos : } \tau_{\text{est nec}} = 0,25 \cdot \tau_0 \text{ máx} = 0,25 \cdot 0,38 = 0,095 \text{ MN/m}^2$$

CIRSOC 201, artículo 18.8.2.2., ec.(37)

Se utilizarán solamente estribos como armadura de corte:

$$a_{s \text{ est nec}} = \frac{\tau_{nec} \cdot b_0}{\sigma_{s \text{ adm}}} = \frac{0,15 \cdot 0,4}{0,024} = \boxed{2,5 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Se adopta:

Acero ADM- 420 : estribos ϕ 8 (2 ramas)

$$s_{est} = 30 \text{ cm} = s_{est \text{ máx}} < 0,8 \cdot d_0 = 52 \text{ cm}$$

$$a_{s \text{ est exist}} = \boxed{3,4 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

5. Colocación de la armadura

$$d_1 = d_2 = d_0 = 65 \text{ cm} < 100 \text{ cm}$$

Se adopta armadura tipo bucle según CIRSOC 201, artículo 18.9.3.a), figura 26.

Longitud básica de anclaje para H-21 y ADM-420-N:

$$l_0 = \frac{\beta_s}{7 \cdot \tau_{1 \text{ adm}}} \cdot d_s = \frac{420 \text{ MN/m}^2}{7 \cdot \tau_{1 \text{ adm}}} \cdot d_s =$$

Zona de adherencia	$\tau_{1 \text{ adm}}$	d_s	l_0
I	1,8 MN/m ²	25 mm	0,84 m
II	0,9 MN/m ²	25 mm	1,67 m

Cuaderno 220, pág. 135, ec.(2.15)

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

CIRSOC 201, artículo 18.8.2.1, Tabla 31, rengón 2.

CIRSOC 201, artículo 18.9.3.a), figura 26.

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

$\tau_{1 \text{ adm}}$ según CIRSOC 201, artículo 18.4., Tabla 24

La longitud de anclaje sólo es necesaria para la armadura oblicua A_{ss} , dado que para el anclaje de la armadura de flexotracción se procede de acuerdo con las indicaciones de la figura 26.

- Anclaje de la armadura de flexotracción:

Longitud de anclaje en el extremo del bucle:

$$d_1/2 = d_2/2 = d_0/2 = 65/2 = 32,5 \text{ cm}$$

Se adopta: 35 cm

- Diámetro del mandril de doblado de los bucles:

$$d_{br \text{ nec}} = 20 d_s = 20 \cdot 2,5 = 50 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} d_{br \text{ exist}} &= d - 2 \cdot c - 2 d_{s \text{ est}} - 2 d_s = \\ &= 65 \text{ cm} - 2 \cdot 2 \text{ cm} - 2 \cdot 0,8 \text{ cm} - 2 \cdot 2,5 \text{ cm} = \\ &= \boxed{54 \text{ cm}} > d_{br \text{ nec}} \end{aligned}$$

- Anclaje de la armadura oblicua A_{SS} :

Anclamos con ℓ_0 a partir del cruce A, parcialmente en zona de adherencia I, parcialmente en zona de adherencia II.

Debido a esto se adopta un valor promedio:

$$\ell_0 \approx 1,40 \text{ cm}$$

CIRSOC 201, artículo 18.9.3.a), 4º párrafo: Se puede prescindir de la verificación de las longitudes de anclaje para las armaduras traccionadas, si se respetan las indicaciones de la figura 26 y la disposición de la armadura en forma de bucle.

CIRSOC 201, artículo 18.3.1., Tabla 23, renglón 6

CIRSOC 201, artículo 18.9.3.a), figura 26.

CASO B ESQUINA DE PORTICO CON MOMENTO NEGATIVO, correspondiente a un pórtico de un solo piso y dos pies.

Explicación:

En el ejemplo se calcula y representa la armadura necesaria para el pórtico descrito en el título.

El elemento se halla a la intemperie y la carga es predominantemente estática.

Materiales:

- Hormigón H-21
- Barras de acero nervuradas para hormigón armado ADM-420-N

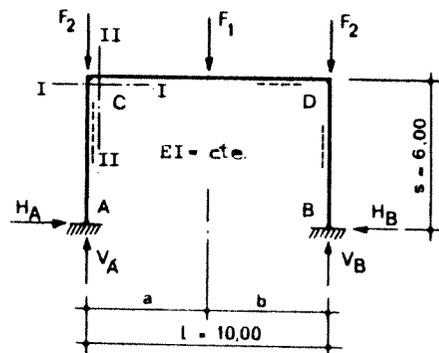
1. Esquema y cargas

$$a = b = l/2 = 5,0 \text{ m}$$

$$k = s/l = 6,0/10,0 = 0,6$$

$$F_1 = 200 \text{ kN}$$

$$F_2 = 400 \text{ kN}$$



CIRSOC 201, artículo 18.9.3., 2º párrafo:

$\alpha = 90^\circ > 45^\circ$ o sea que el acodamiento es pronunciado. Se deben cumplir los requisitos para este caso:

- Hormigón \geq H-21
- Barras de acero nervuradas

Si la resistencia del hormigón fuera menor, las solicitaciones se deben multiplicar por 1,5.

En los valores de las cargas está incluido el peso propio.

2. Secciones, recubrimiento de hormigón

Pies del pórtico: $b_0 = 40 \text{ cm}$
 $d_0 = 65 \text{ cm}$
 $h = 60 \text{ cm}$

Travesaño: $b_0 = 40 \text{ cm}$
 $d_0 = 65 \text{ cm}$
 $h = 60 \text{ cm}$

Recubrimiento: $c = 2,0 \text{ cm}$

3. Solicitaciones

$$H_A = H_B = \frac{3}{2} \frac{F_1 \cdot a \cdot b}{s \cdot \ell (k+2)} = \frac{3}{2} \frac{200 \text{ kN} \cdot 5,0 \text{ m} \cdot 5,0 \text{ m}}{6,0 \text{ m} \cdot 10,0 \text{ m} (0,6+2)} = \boxed{48,1 \text{ kN}}$$

$$V_A = V_B = F_1/2 + F_2 = \frac{200 \text{ kN}}{2} + 400 \text{ kN} = \boxed{500 \text{ kN}}$$

$$M_C = M_D = M_A - H_A \cdot s = + 96,15 \text{ kNm} - 48,1 \text{ kN} \cdot 6,0 \text{ m} = \boxed{-193 \text{ kNm}}$$

$$M_m = F_1 \cdot \ell/4 + M_C = \frac{200 \text{ kN} \cdot 10,0 \text{ m}}{4} - 193 \text{ kNm} = \boxed{307 \text{ kNm}}$$

La altura útil es $h = 60 \text{ cm}$, igual al valor del ejemplo A.

CIRSOC 201, artículo 13.2., Tabla 15, renglón 2, columna 4 y figura 1.

$$M_A = \frac{F_1 \cdot a \cdot b}{2 \cdot \ell_2} \cdot \frac{\ell (5k-1) + 2a(k+2)}{(k+2) \cdot (6k+1)} =$$

$$M_A = \frac{200 \cdot (5,0 \text{ m})^2}{2 \cdot (10 \text{ m})^2} \cdot \frac{10 \text{ m} (5 \cdot 0,6 - 1) + 2 \cdot 5 \text{ m} (0,6 + 2)}{(0,6 + 2) \cdot (6 \cdot 0,6 + 1)} =$$

$$\boxed{M_A = 96,15 \text{ kNm}}$$

4. Momentos adicionales debidos a los desplazamientos de las barras

La influencia que ejercen los desplazamientos de las barras del pórtico se considera mediante el cálculo de momentos adicionales utilizando el método de la barra equivalente.

Determinación de la longitud de pandeo:

CIRSOC 201, artículo 17.4.2.

Utilizamos el Cuaderno 220, artículo 4.3.1.1., página 184:

Para caracterizar el empotramiento de los extremos de la columna, se introduce la magnitud relativa:

$$k = \frac{\sum (E \cdot I_S/s)}{\sum (E \cdot I_R/\ell)}$$

Se supone que el módulo de elasticidad E es el mismo tanto para el travesaño como para los pies del pórtico.

$$\text{Extremo inferior: } k_A = \frac{I_S/s}{\infty} = 0 < 0,4 \text{ (determinante)}$$

$$\text{Extremo superior: } k_C = \frac{I_S/s}{I_R/\ell} = \frac{1/6}{0,70 \cdot 1/10} = 2,33$$

Cuaderno 220, pág.185, artículo 4.3.1.1., 5° párrafo: Debido a que en la práctica nunca se puede asegurar la existencia de un empotramiento totalmente rígido, no deben utilizarse coeficientes $k < 0,4$.

La reducción de la rigidez del travesaño (debido a la formación de fisuras) respecto de la rigidez de los pies del pórtico, se considera mediante el coeficiente 0,7, reduciendo la rigidez a flexión del travesaño.

$$s_K = \beta \cdot s = 1,40 \cdot 6,0 = \boxed{8,4 \text{ m}}$$

$$i = d / \sqrt{12} = 65 \cdot 0,289 = 18,8 \text{ cm}$$

$$\lambda = s_K / i = 840 \text{ cm} / 18,8 \text{ cm} = 44,7 \approx 45$$

> 20
< 70

CIRSOC 201, artículo 17.4.1., 2° párrafo.

CIRSOC 201, artículo 17.4.7., 1° párrafo: No se consideran las deformaciones por fluencia lenta, debido a que la esbeltez del elemento es $\lambda = 45$.

Por el valor de la esbeltez ($\lambda = 45$) se determina que es un elemento de mediana esbeltez.

La verificación de la seguridad a pandeo se realiza utilizando el método de dimensionamiento en el tercio medio de la longitud de pandeo, teniendo en cuenta la excentricidad adicional f .

CIRSOC 201, artículo 17.4.3., 1° párrafo, ecuación (19)

La excentricidad prevista de la carga en el pie del pórtico C es:

$$\frac{e}{d} = \frac{M/N}{d} = \frac{|M_C/V_A|}{d_0} = \frac{193/500}{0,65 \text{ m}} = \boxed{0,59}$$

> 0,30
< 2,50

por lo tanto $f = d \frac{\lambda - 20}{160} \geq 0$

$$f = 65 \frac{45 - 20}{160} = \boxed{10,2 \text{ cm}}$$

Momento adicional M_f debido a la excentricidad adicional f :

$$M_f = + N \cdot f = + 500 \text{ kN} \cdot 0,102 \text{ m} = \boxed{+ 51 \text{ kNm}}$$

5. Dimensionamiento:

$$\begin{aligned} \text{Valores característicos: } \sigma_{bk}' &= 21 \text{ MN/m}^2 \\ \beta_R &= 17,5 \text{ MN/m}^2 \\ \beta_S &= 420 \text{ MN/m}^2 \\ \sigma_s \text{ adm} &= 240 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

5.1. Dimensionamiento de los pies de pórtico (corte I - I)

Momento total en C:

$$M_C \text{ total} = M_C - M_f = -193 - 51 = -244 \text{ kNm}$$

$$\frac{e}{d} = \frac{M}{N \cdot d} = \frac{244 \text{ kNm}}{500 \text{ kN} \cdot 0,65} = 0,75 < 3,5$$

Debido a que $e/d < 3,5$ se diseñan los pies de pórtico como elementos comprimidos con armadura simétrica

$$d_1/d = 5/65 = 0,077 \approx 0,10$$

Cuaderno 220, pág. 162, párrafo siguiente a la ecuación (4.1.8.): Debido a que en el caso de los pórticos desplazables sus esquinas siempre se encuentran ubicadas en el tercio medio de la longitud de pandeo, el dimensionamiento del pie de pórtico se debe efectuar incluyendo a M_f siempre en la esquina del pórtico.

CIRSOC 201, artículo 25.1.: "Los elementos comprimidos con excentricidades relativas de la carga según el penúltimo párrafo del artículo 17.4.1., deben tratarse como vigas y losas.

No se puede considerar un momento de esquina positivo total M_C porque $|M_f| < |M_C|$.

Dimensionamiento con la tabla 1.11.b. del Cuaderno 220, pág. 53:

$$n = \frac{N}{b_0 \cdot d_0 \cdot \beta_R} = \frac{-0,500 \text{ MN}}{0,4 \text{ m} \cdot 0,65 \text{ m} \cdot 17,5 \text{ MN/m}^2} = \boxed{-0,110}$$

$$m = \frac{|M_C \text{ total}|}{b_0 \cdot d_0^2 \cdot \beta_R} = \frac{0,244 \text{ MNm}}{0,4 \text{ m} (0,65)^2 \text{ m}^2 \cdot 17,5 \text{ MN/m}^2} = \boxed{0,083}$$

En la tabla leemos : $\omega_{01} = \omega_{02} = 0,1$

$$\mu_{01} = \mu_{02} = \omega_{01}/\beta_{SR} = 0,1/24 = \boxed{0,42\%} > 0,4\%$$

Armadura mínima necesaria:

$$A_{S1} = A_{S2} = \mu_{01} \cdot b_0 \cdot d_0 = \frac{0,42\%}{100} \cdot 40 \cdot 65 = \boxed{11 \text{ cm}^2}$$

Adoptamos:

- ADM-420-N : 4 ϕ 20 en cada lado ($A_{S \text{ exist}} = 12,5 \text{ cm}^2$)
- Estribos ϕ 8 y $s_{\text{est}} = 20 \text{ cm}$

$$\beta_{SR} = \frac{\beta_S}{\beta_R} = \frac{420 \text{ MN/m}^2}{17,5 \text{ MN/m}^2} = 24$$

CIRSOC 201, artículo 25.2.2.1., 1° párrafo:

$\mu_{01 \text{ nec}} = \mu_{02 \text{ nec}} = 0,4\%$ de la sección total de hormigón.

CIRSOC 201, artículo 25.2.2.2., 2° y 3° párrafo:

$$s_{\text{est exist}} = 20 \text{ cm} < s_{\text{est máx}} = 12 \cdot 2 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$$

Verificación total del corte $H_A \approx 48 \text{ kN}$:

Esta verificación no es necesaria debido a que la excentricidad relativa de la carga $e/d = 0,75 \ll 3,5$, o sea que los pies del pórtico se dimensionan como elementos comprimidos.

5.2. Dimensionamiento del travesaño del pórtico

Debido a que se trata de un sistema desplazable, el travesaño se deberá dimensionar también considerando el efecto de empotramiento que ejerce sobre los pies del pórtico.

Por este motivo se efectúa el dimensionamiento para los momentos debidos a las cargas y además para el momento adicional M_f .

Corte en C (II - II):

$$\begin{aligned} M_{\text{II total}} &= M_c + (V_A - F_2) d_0/2 - M_f = \\ &= -193 + (500 - 400) \cdot 0,65/2 - 51 = -212 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$N = -H_A \approx -48 \text{ kN (compresión)}$$

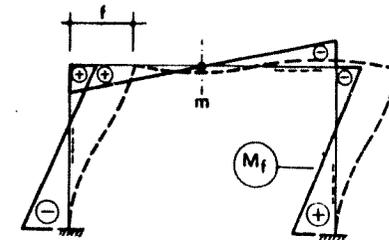
Excentricidad relativa de la carga:

$$e/d = \frac{|M_{\text{II total}}/N|}{d_0} = \frac{|212/48|}{0,65} = 6,8 > 3,5$$

CIRSOC 201, artículo 25.1., 3° párrafo.

Cuaderno 220, pág. 164, artículo 4.1.8., último párrafo.

La influencia del desplazamiento del pórtico se tiene en cuenta mediante la excentricidad adicional f ; es por esto que básicamente los momentos M_f deben corresponder a la superficie M esquematizada. De esta manera al dimensionar el travesaño, el momento M_f sólo se deberá considerar en el punto C y no en la mitad del travesaño.



Debido a que $\frac{e}{d} > 3,5$ no se efectúa la verificación de la seguridad a pandeo.

Dimensionamiento del travesaño como viga, con la tabla k_h :

$$M_s = |M_{II \text{ total}}| - N \cdot z_s = 212 + 48 (0,325 - 0,05) = 225 \text{ kNm}$$

$$k_h = \frac{h}{M_s/b_0} = \frac{60 \text{ cm}}{\frac{225 \text{ kNm}}{0,4 \text{ m}}} = 2,5 > k_h^* = 1,72$$

Del Cuaderno 220, pág. 39, Tabla 1.7.a. obtenemos para hormigón H-21 y $k_h = 2,5$ (interpolando):

$$k_s = 4,65$$

$$k_z = 0,90$$

$$A_s = \frac{M_s}{h} \cdot k_s + \frac{N}{\sigma_s \text{ adm}} = \frac{225 \text{ kNm}}{60 \text{ cm}} \cdot 4,65 - \frac{48 \text{ kN}}{24} = 15,5 \text{ cm}^2$$

Se adopta:
ADM-420-N : 5 ϕ 20 $A_s \text{ exist} = 15,71 \text{ cm}^2$

Dimensionamiento en la mitad del tramo (corte m - m)

$$M_m = 307 \text{ kNm}$$

$$N = -H_A \approx -48 \text{ kN (compresión)}$$

$$M_s = M_m - N \cdot z_s = 307 + 48 (0,325 - 0,05) \approx 320 \text{ kNm}$$

CIRSOC 201, artículo 17.4.1., 3° párrafo a).

CIRSOC 201, artículo 25.1.: "Los elementos comprimidos con excentricidades relativas de la carga, según el penúltimo párrafo del artículo 17.4.1., deben tratarse constructivamente como vigas y losas, o sea cuando ($\lambda \leq 70$ y $e/d \geq 3,50$).

$k_h = 2,5$

B15		B25		B35		B45		B55		k_s	σ_s, γ	k_x	k_z	$-e_0$	ϵ_s	γ
k_A	d_s	k_A	d_s	k_A	d_s	k_A	d_s	k_A	d_s							
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm							
21	2	70	3	61	3	57	4	54	3	41	240	0,03	0,87	0,50	1,00	1,75
15	3	93	4	81	4	74	5	69	4	44	240	0,15	0,55	0,30	1,00	1,75
9	4	116	5	96	5	87	6	81	5	47	240	0,27	0,30	0,17	1,00	1,75
3,01	15	264	25	236	33	213	38	202	43	46	240	0,24	0,91	0,45	1,00	1,75
3,01	21	234	33	204	43	183	53	172	61	47	240	0,09	0,89	0,14	1,00	1,75
2,29	25	215	42	185	53	173	63	164	71	48	240	0,34	0,87	0,25	1,00	1,75
2,07	30	202	54	177	63	163	73	153	81	4,9	240	0,33	0,85	0,25	1,00	1,75
2,49	36	193	66	168	73	153	83	147	90	5,0	240	0,40	0,83	0,30	1,00	1,75
2,29	44	185	78	162	83	149	93	142	99	5,1	240	0,44	0,82	0,30	1,00	1,75
2,32	50	180	90	157	93	145	103	137	107	5,2	240	0,48	0,80	0,30	1,00	1,75
2,26	57	175	102	151	103	141	113	134	117	5,3	240	0,57	0,79	0,30	1,00	1,75
$k_A^* = 1,72$		172	114	150	113	140	123	131	127	5,4	240	0,54	0,78	0,30	1,00	1,75
2,21	63	171	126	149	123	138	133	129	137	5,5	236	0,56	0,77	0,30	1,00	1,75
2,10	70	170	138	148	133	137	143	126	147	5,6	234	0,57	0,76	0,30	1,00	1,75
1,99	77	170	150	148	143	137	153	123	157	5,7	232	0,58	0,75	0,30	1,00	1,75
2,10		169	162	147	153	136	163	123	167	5,8	230	0,60	0,75	0,30	1,00	1,75
2,10		168	174	147	163	136	173	123	177	5,9	228	0,62	0,74	0,30	1,00	1,75
$k_A^* = 2,0$		168	186	146	173	135	183	123	187	6,0	225	0,64	0,74	0,30	1,00	1,75

$k_s = 4,65$
 $k_z = 0,90$

Tabla 1.7.a

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

Sin momento adicional

$$e/d = \frac{|M_m/N|}{d_0} = 9,8 > 3,5$$

Debido a que $e/d > 3,5$ (ver el artículo 25.1. y 17.4.1., 3° párrafo) se procede a dimensionar al elemento como viga.

$$k_h = \frac{h}{\sqrt{M_s/b_0}} = 60 / \sqrt{320/0,4} = 2,12 > k_h^* = 1,72$$

Del Cuaderno 220, página 39, Tabla 1.7.a. obtenemos para H-21 y

$$k_h = 2,12$$

$$k_s = 4,9$$

$$k_z = 0,85$$

$$A_s = \frac{M_s}{h} \cdot k_s + \frac{N}{\sigma_s \text{ adm}} = \frac{320}{60} \cdot 4,9 - \frac{48}{24} = 24,1 \text{ cm}^2$$

Se adopta:

$$\text{ADM-420-N} \quad 5 \phi 25 \quad A_s \text{ exist} = 42,5 \text{ cm}^2$$

Limitación de la abertura de fisuración:

-Corte II - II:

Verificación mediante el diámetro límite de la Tabla 1.7.a., del Cuaderno 220, pág.39.

Para H-21 y $k_h = 2,5$, obtenemos interpolando:

$$d_s \text{ máx} \approx 30 \text{ mm} > d_s \text{ exist} = 20 \text{ mm}$$

B25		B25		B35		B45		B55		k _s	d _{s,1} /γ	k _x	k _z	-ε _s	ε _s	γ
k _h	d _s															
										N/Nm ²		σ _s				
												σ _s				
21	2	20	3	21	3	22	4	23	5	24	240	0,33	0,97	0,50	5,00	1,75
25	3	23	4	24	4	25	5	26	6	27	240	0,33	0,95	0,50	5,00	1,75
27	4	25	5	26	5	27	6	28	7	29	240	0,33	0,93	0,50	5,00	1,75
30	5	28	6	29	6	30	7	31	8	32	240	0,33	0,91	0,50	5,00	1,75
33	6	31	7	32	7	33	8	34	9	35	240	0,33	0,89	0,50	5,00	1,75
36	7	34	8	35	8	36	9	37	10	38	240	0,33	0,87	0,50	5,00	1,75
39	8	37	9	38	9	39	10	40	11	41	240	0,33	0,85	0,50	5,00	1,75
42	9	40	10	41	10	42	11	43	12	44	240	0,33	0,83	0,50	5,00	1,75
45	10	43	11	44	11	45	12	46	13	47	240	0,33	0,81	0,50	5,00	1,75
48	11	46	12	47	12	48	13	49	14	50	240	0,33	0,79	0,50	5,00	1,75
51	12	49	13	50	13	51	14	52	15	53	240	0,33	0,77	0,50	5,00	1,75
54	13	52	14	53	14	54	15	55	16	56	240	0,33	0,75	0,50	5,00	1,75
57	14	55	15	56	15	57	16	58	17	59	240	0,33	0,73	0,50	5,00	1,75
60	15	58	16	59	16	60	17	61	18	62	240	0,33	0,71	0,50	5,00	1,75
63	16	61	17	62	17	63	18	64	19	65	240	0,33	0,69	0,50	5,00	1,75
66	17	64	18	65	18	66	19	67	20	68	240	0,33	0,67	0,50	5,00	1,75
69	18	67	19	68	19	69	20	70	21	71	240	0,33	0,65	0,50	5,00	1,75
72	19	70	20	71	20	72	21	73	22	74	240	0,33	0,63	0,50	5,00	1,75
75	20	73	21	74	21	75	22	76	23	77	240	0,33	0,61	0,50	5,00	1,75
78	21	76	22	77	22	78	23	79	24	80	240	0,33	0,59	0,50	5,00	1,75
81	22	79	23	80	23	81	24	82	25	83	240	0,33	0,57	0,50	5,00	1,75
84	23	82	24	83	24	84	25	85	26	86	240	0,33	0,55	0,50	5,00	1,75
87	24	85	25	86	25	87	26	88	27	89	240	0,33	0,53	0,50	5,00	1,75
90	25	88	26	89	26	90	27	91	28	92	240	0,33	0,51	0,50	5,00	1,75
93	26	91	27	92	27	93	28	94	29	95	240	0,33	0,49	0,50	5,00	1,75
96	27	94	28	95	28	96	29	97	30	98	240	0,33	0,47	0,50	5,00	1,75
99	28	97	29	98	29	99	30	100	31	101	240	0,33	0,45	0,50	5,00	1,75
102	29	100	30	101	30	102	31	103	32	104	240	0,33	0,43	0,50	5,00	1,75
105	30	103	31	104	31	105	32	106	33	107	240	0,33	0,41	0,50	5,00	1,75
108	31	106	32	107	32	108	33	109	34	110	240	0,33	0,39	0,50	5,00	1,75
111	32	109	33	110	33	111	34	112	35	113	240	0,33	0,37	0,50	5,00	1,75
114	33	112	34	113	34	114	35	115	36	116	240	0,33	0,35	0,50	5,00	1,75
117	34	115	35	116	35	117	36	118	37	119	240	0,33	0,33	0,50	5,00	1,75
120	35	118	36	119	36	120	37	121	38	122	240	0,33	0,31	0,50	5,00	1,75
123	36	121	37	122	37	123	38	124	39	125	240	0,33	0,29	0,50	5,00	1,75
126	37	124	38	125	38	126	39	127	40	128	240	0,33	0,27	0,50	5,00	1,75
129	38	127	39	128	39	129	40	130	41	131	240	0,33	0,25	0,50	5,00	1,75
132	39	130	40	131	40	132	41	133	42	134	240	0,33	0,23	0,50	5,00	1,75
135	40	133	41	134	41	135	42	136	43	137	240	0,33	0,21	0,50	5,00	1,75
138	41	136	42	137	42	138	43	139	44	140	240	0,33	0,19	0,50	5,00	1,75
141	42	139	43	140	43	141	44	142	45	143	240	0,33	0,17	0,50	5,00	1,75
144	43	142	44	143	44	144	45	145	46	146	240	0,33	0,15	0,50	5,00	1,75
147	44	145	45	146	45	147	46	148	47	149	240	0,33	0,13	0,50	5,00	1,75
150	45	148	46	149	46	150	47	151	48	152	240	0,33	0,11	0,50	5,00	1,75
153	46	151	47	152	47	153	48	154	49	155	240	0,33	0,09	0,50	5,00	1,75
156	47	154	48	155	48	156	49	157	50	158	240	0,33	0,07	0,50	5,00	1,75
159	48	157	49	158	49	159	50	160	51	161	240	0,33	0,05	0,50	5,00	1,75
162	49	160	50	161	50	162	51	163	52	164	240	0,33	0,03	0,50	5,00	1,75
165	50	163	51	164	51	165	52	166	53	167	240	0,33	0,01	0,50	5,00	1,75

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).

Cuaderno 220, pág. 39, Tabla 1.7.a: En rigor, esta verificación es válida para flexión simple, y se la utiliza para simplificar, dado que N es muy pequeña.

Verificación en la mitad del tramo:

Para H-21 y $k_h = 2,12$, obtenemos interpolando:

$$d_s \text{ máx} \approx 44 \text{ mm} > d_s \text{ exist} = 25 \text{ mm}$$

Dimensionamiento a corte:

$$Q_s \text{ máx} = \frac{F_1}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{ kN} = 0,10 \text{ MN}$$

$$\tau_0 \text{ máx} = \frac{Q_s \text{ máx}}{b_0 \cdot k_z \cdot h} = \frac{0,10}{0,4 \cdot 0,85 \cdot 0,60} = 0,49 \text{ MN/m}^2 < \tau_{012} = 0,75 \text{ MN/m}^2$$

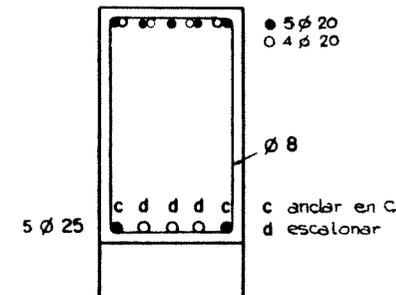
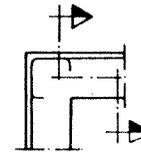
τ_{012} , τ_{02} y τ_{03} se obtienen de CIRSOC 201, Tabla 18, pág. 202.

Este valor corresponde a zona de corte I y según el artículo 17.5.5. de CIRSOC 201, es necesario colocar armadura de corte. Se colocará la misma armadura que en el caso A:

- Acero ADM-420-N, estribos $\phi 8$ (de dos ramas)
 $s_{\text{est}} = 30 \text{ cm}$

6. Colocación de la armadura6.1. Generalidades

CIRSOC 201, artículo 17.5.5.



6.2. Longitud básica de anclaje

$$\ell_0 = \frac{\beta_S}{7 \cdot \tau_{1 \text{ adm}}} \cdot d_S$$

Zona de adherencia I: $\tau_{1 \text{ adm}} = 1,8 \text{ MN/m}^2$

Zona de adherencia II: $\tau_{1 \text{ adm}} = 0,9 \text{ MN/m}$

$$\ell_{0(I)} = 33 \cdot d_S$$

$$\ell_{0(II)} = 67 \cdot d_S$$

6.3. Longitud de empalme de las barras externas

Para tener en cuenta el proceso o las etapas de hormigonado, el tramo vertical de la longitud de empalme de la esquina del pórtico (tramo curvado), sólo deberá llegar hasta el borde inferior del travesaño (longitud ℓ_{eV}). Para la zona de empalme vertical se considerará zona de adherencia I, y para la zona horizontal, zona de adherencia II.

De esta manera, para los empalmes que sólo se hallan en la zona de adherencia I ó II, se obtiene: CIRSOC 201, artículo 18.6.3.2., ec(32) y artículo 18.5.2.2., ec(30).

$$\ell_{eI} = \alpha_{eI} \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot \alpha_{0I} \cdot d_S$$

$$\alpha_A = \frac{A_{S \text{ nec}}}{A_{S \text{ exist}}}$$

$$\ell_{eII} = \alpha_{eII} \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot \alpha_{0II} \cdot d_S$$

$$\alpha_{0I} = \frac{\beta_S}{7 \cdot \tau_{1 \text{ adm}}(I)} = 33$$

$$\alpha_{0II} = \frac{\beta_S}{7 \cdot \tau_{1 \text{ adm}}(II)} = 67$$

$$\alpha_{eII} = 0,75 \cdot \alpha_{eI} \quad \text{y} \quad \alpha_{0II} = 2 \cdot \alpha_{0I}$$

Reemplazando:

$$l_{eII} = 0,75 \cdot \alpha_{eI} \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot \alpha_{0I} \cdot d_s = 1,5 \cdot l_{eI}$$

-Tramo vertical de la longitud de empalme (zona de adherencia I)

$$l_{e \text{ vert}} = d_0 - c_{est} - d_{s \text{ est}} - d_s - (\approx) 2* =$$

$$l_{e \text{ vert}} = 65 - 2,0 - 0,8 - 2,0 - 2,0 = \boxed{58,2 \text{ cm}}$$

-Tramo horizontal (zona de adherencia II)

$$l_{e \text{ horiz}} = 1,5 (l_{eI} - l_{ev})$$

$$l_{eI} = \alpha_{eI} \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot \alpha_{0I} \cdot d_s = 2,2 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 33 \cdot 2,0 = \boxed{102 \text{ cm}}$$

$$\alpha_{eI} = 2,2 \quad (\text{para un porcentaje de barras empalmadas} = 100\%)$$

$$\alpha_1 = 0,7$$

CIRSOC 201, artículo 18.6.3.2., Tabla 26, renglón 3:

$$\alpha_{eII} = 0,75 \alpha_{eI}$$

CIRSOC 201, artículo 18.3.1., Tabla 24, renglón 4:

$$\alpha_{0II} = 2 \cdot \alpha_{0I}$$

Este valor está dado por las dimensiones del travesaño.

* 2cm es la separación entre el gancho de la armadura del tramo y el borde inferior del travesaño

CIRSOC 201, Tabla 26, renglón 2.

CIRSOC 201, Tabla 25, renglón 2.

El anclaje de las ramas de los estribos abiertos, en la sección se realiza con l_1 :

$$l_1 = \alpha_1 \cdot \alpha_A \cdot \alpha_0 \cdot d_s$$

$$\alpha_1 = 1,0 \text{ (CIRSOC 201, Tabla 25, 1}^\circ \text{ renglón)}$$

$$\alpha_A = \frac{3,8 \text{ cm}^2}{7,0 \text{ cm}^2} = 0,54$$

$$\alpha_{0I} = \frac{\beta_S}{7 \cdot \tau_{1 \text{ adm}}} = \frac{420 \text{ MN/m}^2}{7 \cdot 1,8 \text{ MN/m}^2} = 33$$

$$l_1 = 1,0 \cdot 0,54 \cdot 33 \cdot 0,8 = \boxed{14,3 \text{ cm}}$$

Adoptamos 30 cm

6.5. Anclaje de la armadura de tramo del travesaño

$$A_{s \text{ nec abajo}} = \frac{1}{4} \cdot A_{s, \text{ tramo nec}} = \frac{1}{4} \cdot 24,1 \text{ cm}^2 = 6 \text{ cm}^2$$

Se adopta:

- Acero ADM-420-N : 2 ϕ 25 $A_{s \text{ exist abajo}} = 9,8 \text{ cm}^2$

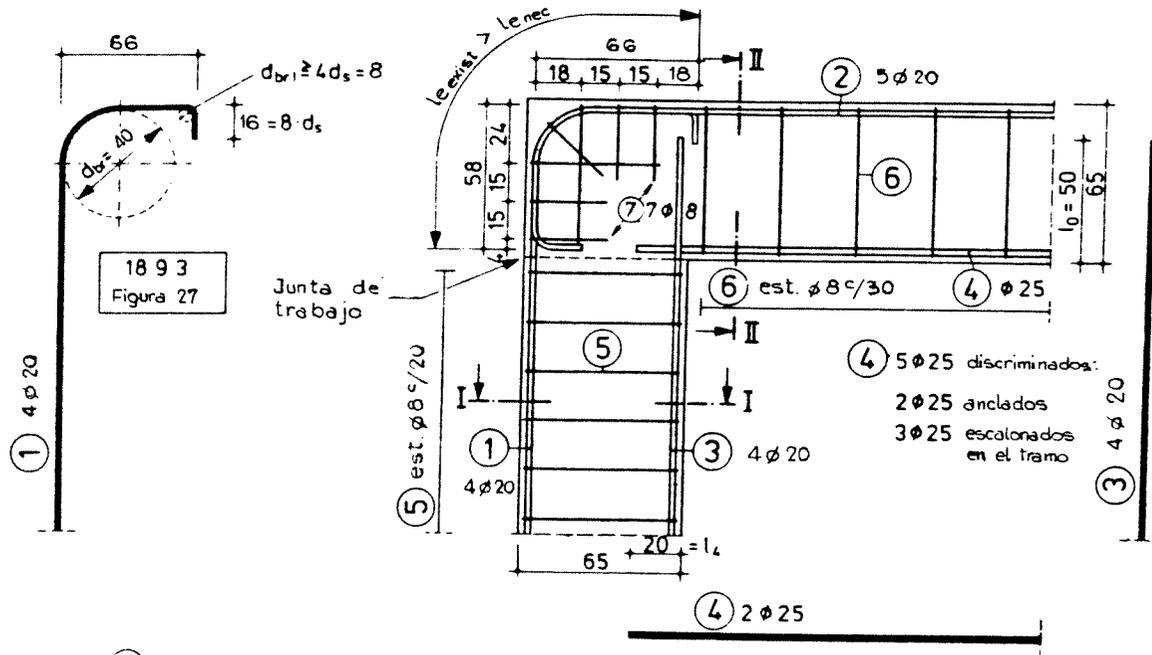
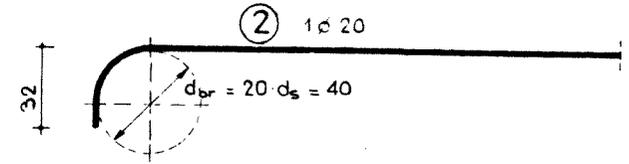
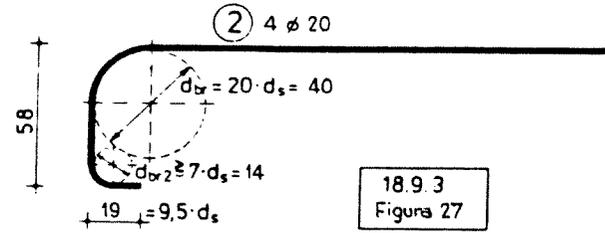
CIRSOC 201, artículo 18.6.3.4.a) y 18.6.3.4., último párrafo.

CIRSOC 201, artículo 18.6.3.4.a) y 18.6.3.4., último párrafo.

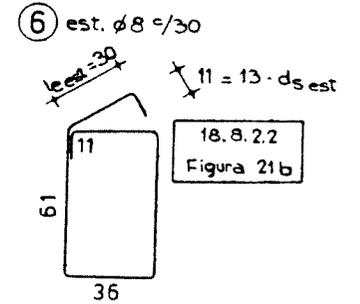
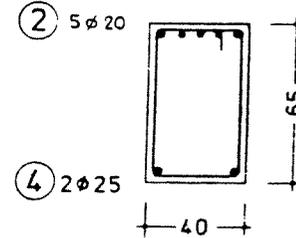
Longitud de anclaje necesaria considerando a la esquina del pórtico como un apoyo intermedio:

$$l_4 = 6 \cdot d_s = 6 \cdot 2,5 = 15 \text{ cm} < l_{4 \text{ exist}} = 20 \text{ cm}$$

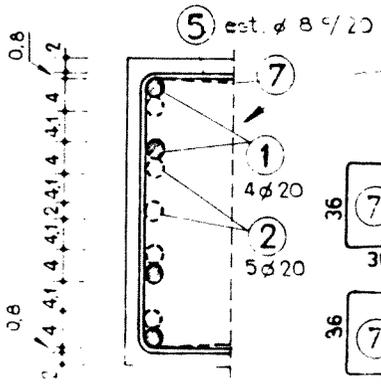
CIRSOC 201, artículo 18.7.5., 1º párrafo.



CORTE II-II



18.8.2.1
Figura 22 d



CORTE I-I

