

1.1.1 Flexión

Según lo visto anteriormente en el apartado 3.3 – “Estados límite”, para cumplir con el requerimiento de resistencia en elementos solicitados a flexión, el momento nominal resistente M_N reducido por el factor de seguridad ϕ debe ser igual o mayor que el momento último solicitante M_U .

$$M_N \cdot \phi \geq M_U$$

Donde:

M_N Es el momento nominal resistido por el elemento estructural

M_U Es el momento último solicitante

ϕ Es el factor de reducción de resistencia debido a las incertidumbres de ejecución y de la teoría del cálculo.

Solicitación		ϕ
Secciones controladas por tracción		0,90
Secciones controladas por compresión	Elementos zunchados	0,70
	Otros	0,65
Secciones controladas por corte		0,75

Factores de reducción de resistencia - Art. 9.3.2. – CIRSOC 201:2005

Dado que los elementos flexionados se diseñan para que su falla se produzca por tracción, corresponde usar un factor de reducción de resistencia $\phi = 0,9$, por lo cual:

$$M_N \cdot 0,9 \geq M_U$$

En un elemento flexionado de hormigón armado, el momento nominal interno (M_N) que equilibra al momento último externo (M_U) es igual a la fuerza de compresión C del hormigón, o su equivalente T de tracción en el acero, multiplicada por el brazo de palanca Z .

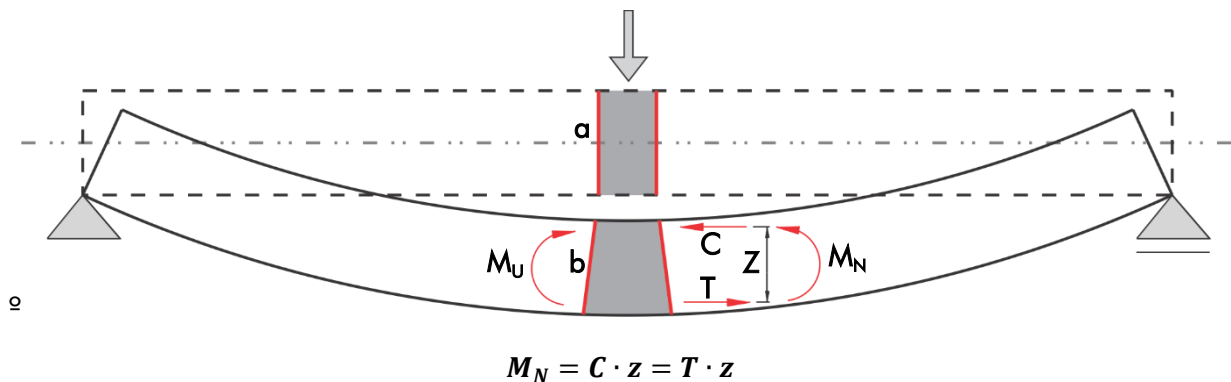


Fig. 1 – Momento interno equilibrante

Por lo tanto, para determinar el momento nominal, debemos conocer las fuerzas de tracción y compresión actuantes, y el brazo de palanca Z , que depende del estado tensional de la sección.

Estado tensional

Al aplicarse un momento flector sobre una viga o losa de material homogéneo, como la de la figura 1, se produce un giro relativo de las secciones alrededor del eje neutro, pasando de la posición “a” a la “b”,

acortándose las fibras superiores y alargándose las inferiores. Esta deformación es proporcional a la distancia al eje neutro, ya que las secciones inicialmente planas, se mantienen planas luego de girar (ley de Navier-Bernoulli). El diagrama de deformaciones tendrá entonces siempre forma triangular.

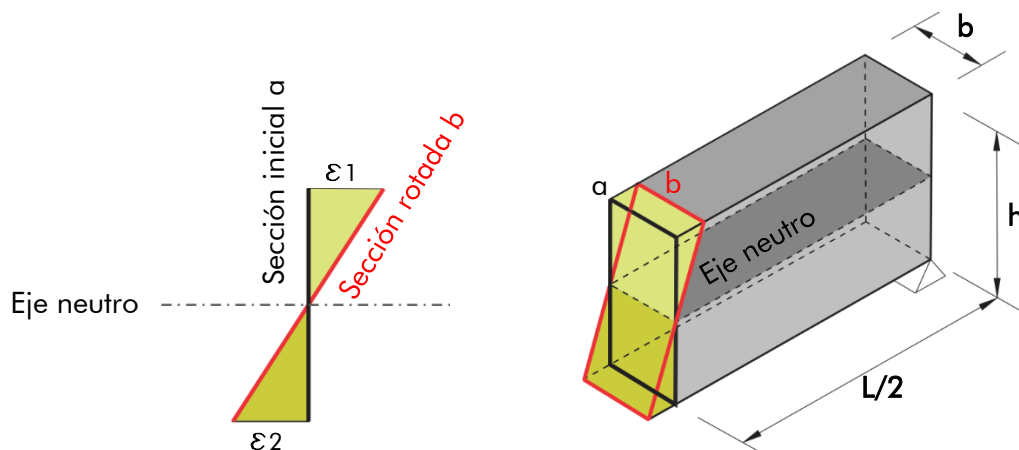


Fig. 2 – Diagrama de deformaciones

Por otro lado, el diagrama de tensiones que se producen debido a esas deformaciones, tendrán la misma geometría mientras los materiales se comporten dentro del régimen elástico lineal, en donde las tensiones son proporcionales a las deformaciones (ley de Hooke).

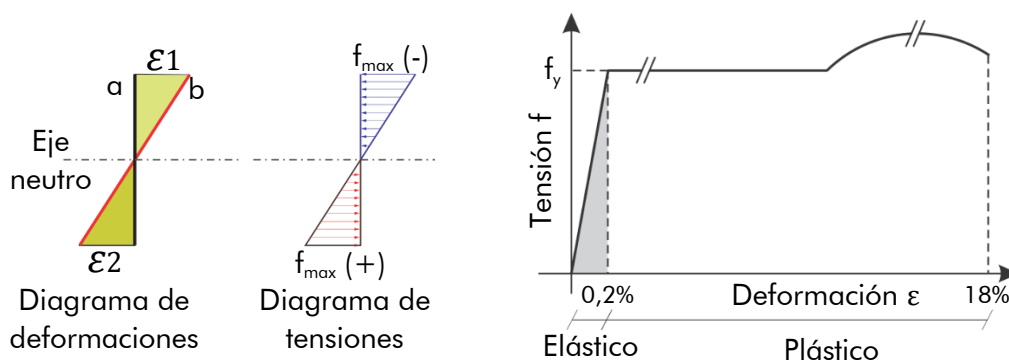


Fig. 3 – Izq.: Diagramas de deformaciones y tensiones en regimen elástico de la sección rectangular en flexión. Der.: Gráfica de deformación específica y tensión del material.

Cuando el material plastifica, pierde su rigidez y las deformaciones aumentan en mayor medida que las tensiones, sin una correspondencia directa entre ambas (comportamiento no lineal). A partir de ese momento el diagrama de tensiones será diferente al de deformaciones.

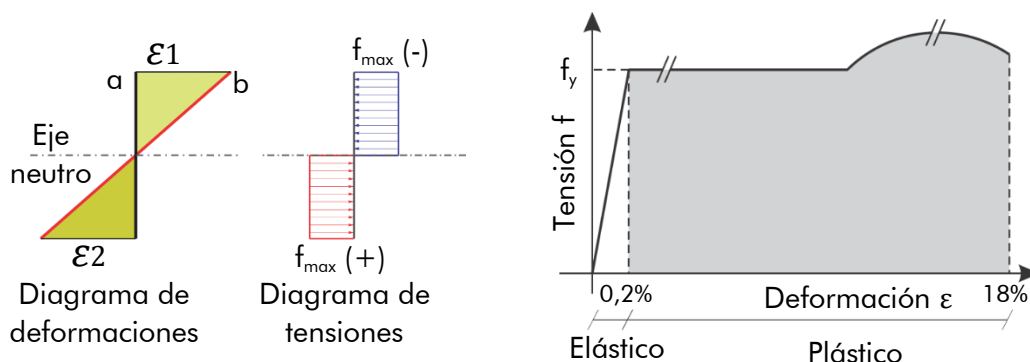


Fig. 4 – Izq.: Diagramas de deformaciones y tensiones de la sección rectangular en regimen plástico en flexión. Der.: Gráfica de deformación específica y tensión del material.

El momento resistente de la sección es el producto de la resultante de las tensiones de tracción o compresión por el brazo de palanca entre ambas, datos que surgen del diagrama de tensiones. Para materiales homogéneos (como madera o metal), en los que el comportamiento es igual tanto a tracción como a compresión, los diagramas de tensiones son simétricos y resulta simple verificar el equilibrio interno.

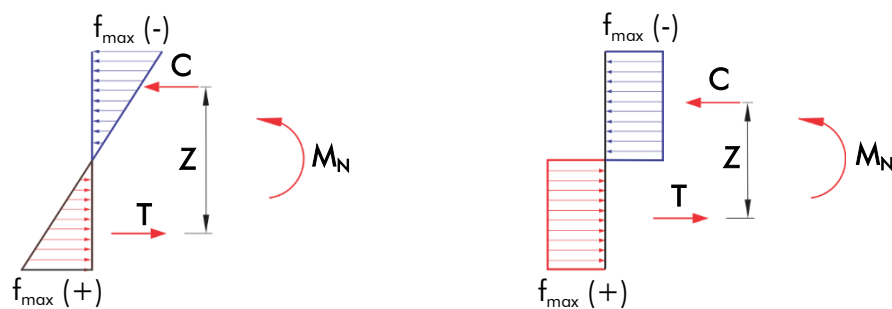


Fig. 5 – Diagrama de tensiones de materiales homogéneos. Izq: regimen elástico. Der: regimen plástico

Estudiaremos a continuación el diagrama de tensiones correspondiente a una sección de hormigón armado sometida a flexión, en donde intervienen dos materiales diferentes.

- Solicitaciones reducidas

Para valores de momento muy pequeños, mientras las tensiones no superen la resistencia a tracción del hormigón, la sección se comporta como un material homogéneo, dando lugar a un diagrama de tensiones internas simétrico, con el eje neutro a la mitad de la altura.

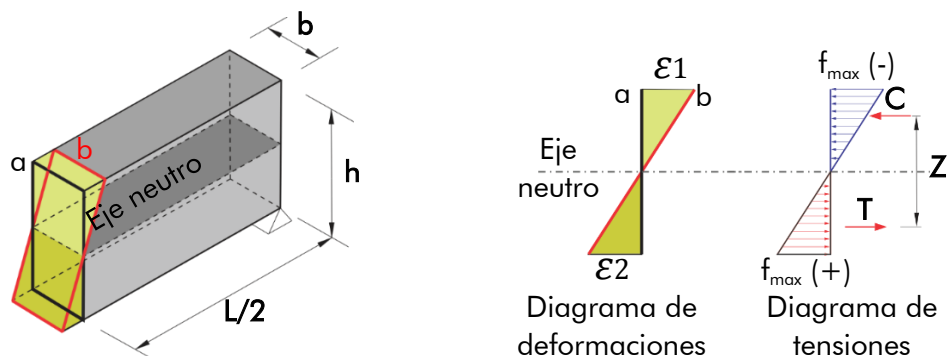


Fig. XX – Izq.: Deformación en flexión de una sección rectangular homogénea. Der.: Diagrama de deformaciones y tensiones en régimen elástico.

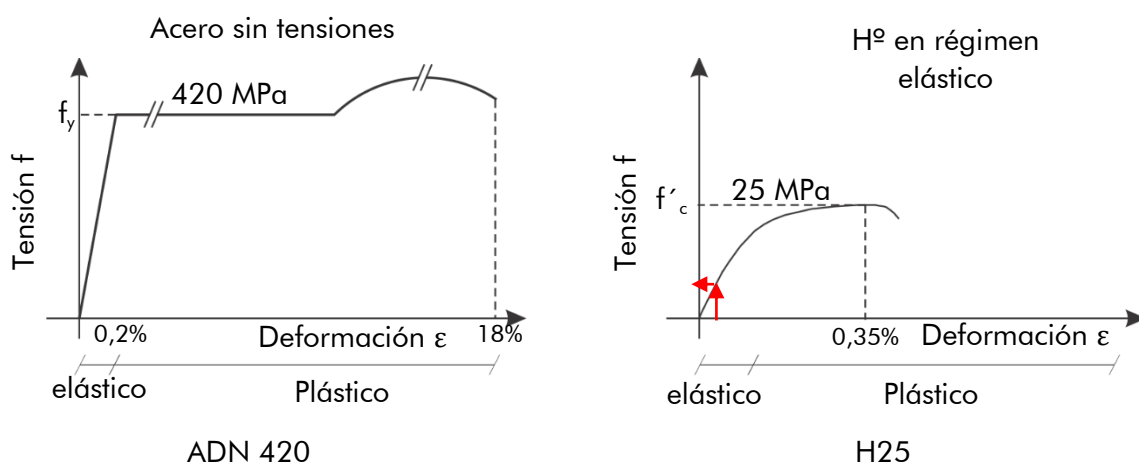


Fig. 6 – Izq.: Gráfica de tensiones y deformaciones del acero, que no se encuentra trabajando. Der.: Gráfica de tensiones y deformaciones del hormigón, trabajando en régimen elástico. Nota: Las gráficas no están en la misma escala.

- Solicitaciones moderadas. Régimen elástico.

Para valores de momento superiores al caso anterior, rápidamente el hormigón agota su capacidad a tracción, aparecen las primeras fisuras en la cara inferior y comienza a trabajar el acero. Estas micro fisuras deben aparecer siempre en el hormigón armado, dado que de lo contrario no se aprovecharía la capacidad a tracción del acero, principal ventaja de este material compuesto.

El diagrama de tensiones para este caso ya no es simétrico. El eje neutro se desplaza ligeramente hacia arriba y el hormigón debajo de él ya no trabaja. Ahora es el acero el que absorbe las tracciones y el diagrama triangular de la zona inferior desaparece.

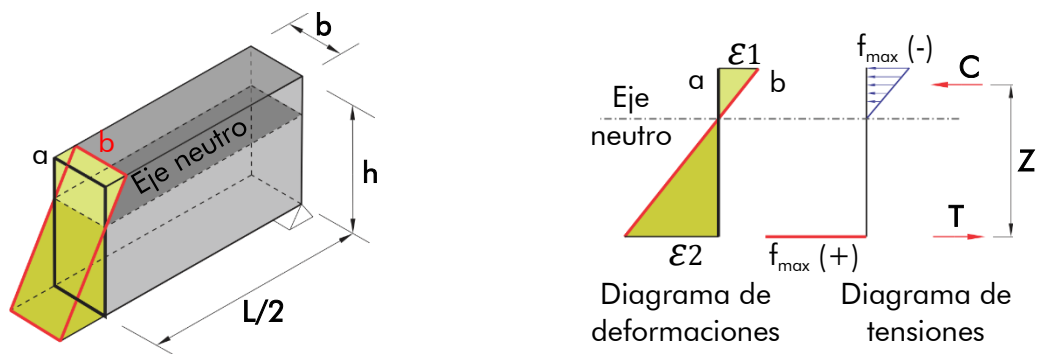


Fig. 7 – Izq.: Deformación en flexión de una sección rectangular de hormigón armado. Der.: diagrama de deformaciones y tensiones en régimen elástico. Las tracciones son tomadas exclusivamente por el acero.

Si bien las tensiones en ambos materiales han aumentado, aún se mantienen dentro del régimen elástico y no han agotado su capacidad resistente.

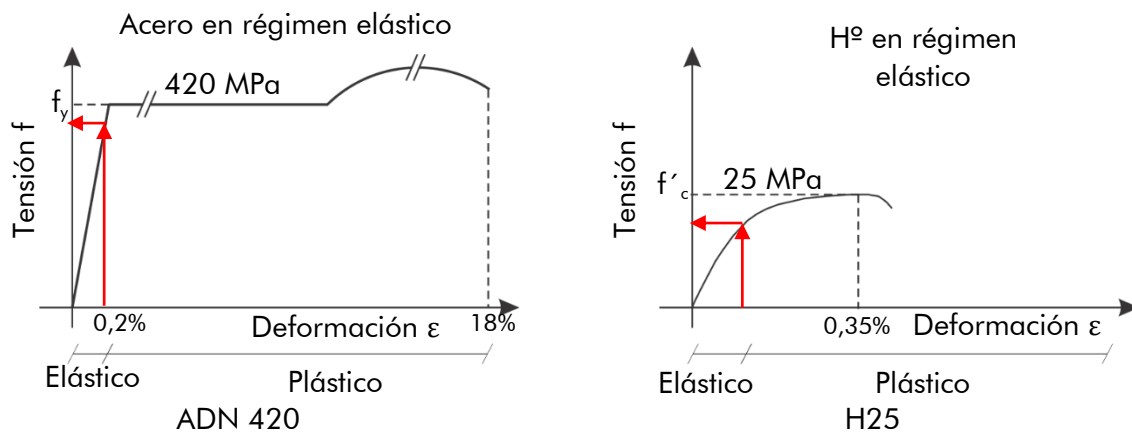


Fig. 8 – Izq.: Gráfica de tensiones y deformaciones del acero, trabajando en régimen elástico. Der.: Gráfica de tensiones y deformaciones del hormigón, trabajando en régimen elástico. Nota: Las gráficas no están en la misma escala.

- Solicitaciones últimas. Régimen plástico.

Cuando la sollicitación es tan grande que la sección alcanza su estado límite, los materiales plastifican y deja de cumplirse la ley de Hooke. El diagrama de deformaciones llega al 3‰ en el hormigón y al 2‰ en el acero (deformación de fluencia).

El diagrama de tensiones correspondiente a estas deformaciones adquiere en la zona comprimida una forma parabólica.

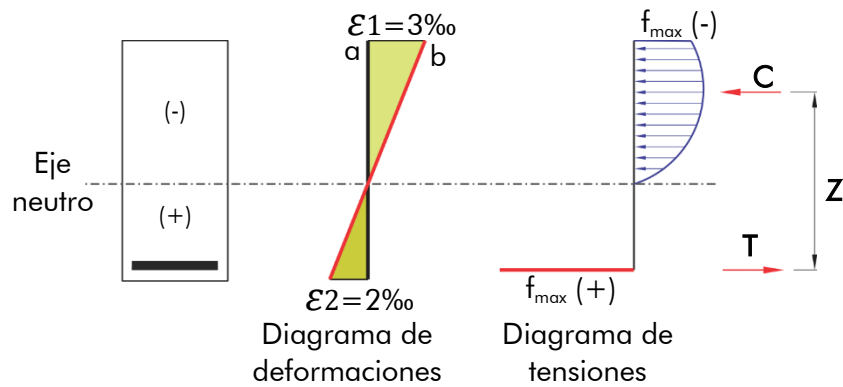


Fig. 9 – Diagrama de deformaciones y tensiones en régimen plástico. Acero y hormigón comprimido en fluencia.

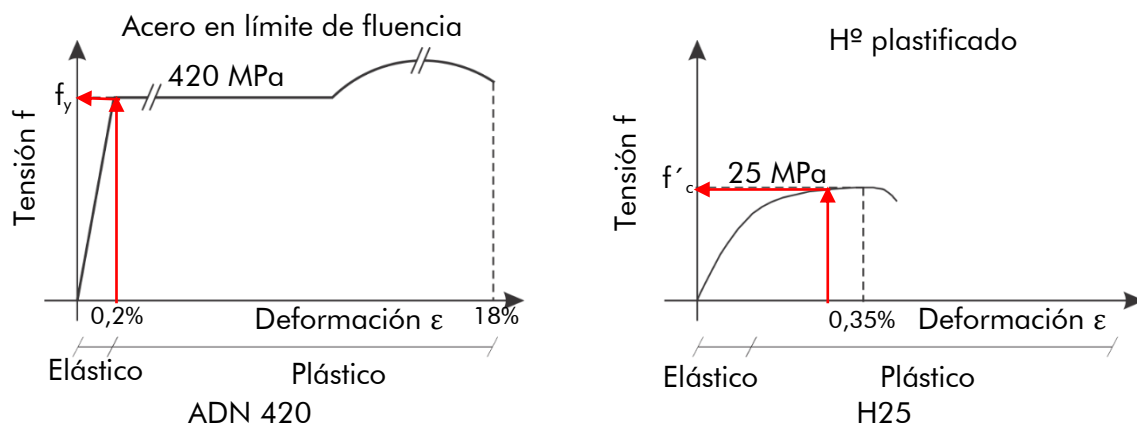


Fig. 10 – Izq.: Gráfica de tensiones y deformaciones del acero, que ha alcanzado la tensión de fluencia.
Der.: Gráfica de tensiones y deformaciones del hormigón plastificado, al 3‰ de deformación.

En esta situación, denominada balanceada, la fluencia del acero se produce en el mismo momento en que el hormigón llega a la deformación límite antes de romper. Este modo de falla simultánea no siempre ocurre, ya que podría entrar en fluencia el acero antes de romper el hormigón, o romper el hormigón sin que el acero entre en fluencia. Esto depende de la cuantía de acero colocada.

Modos de falla a flexión

La cuantía es la relación entre la sección de acero y la sección de hormigón. Según sea su valor, pueden distinguirse tres situaciones diferentes para elementos en flexión ante solicitaciones últimas, cada una con su estado tensional y modo de falla particular:

- Sección superarmada

Con cuantías altas, cuando el hormigón llega a su deformación límite del 3‰, las deformaciones producidas en el acero son mínimas y aún no ha llegado a la fluencia. La rotura se produce entonces por el hormigón comprimido, de manera frágil y repentina.

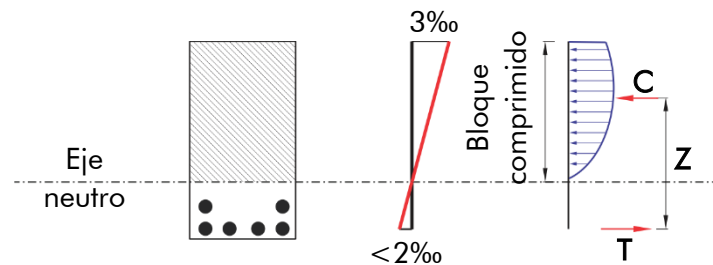


Fig. 11 –Sección, diagrama de deformaciones y diagrama de tensiones de viga superarmada

El diagrama de tensiones en esta situación, muestra un gran bloque comprimido para equilibrar las grandes cantidades de acero colocadas, un eje neutro por debajo de la mitad de la altura total y en el diagrama de deformaciones se observa que el acero llega a un valor menor al 2‰ . La rotura está controlada por compresión.

- Sección balanceada

Con cuantías intermedias, cuando el hormigón llega al 3‰ de deformación, el acero alcanza el 2‰ y entra en fluencia. Se produce una falla simultánea de ambos materiales.

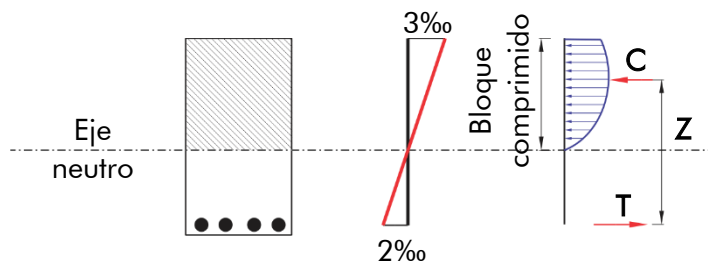


Fig. 12 –Sección, diagrama de deformaciones y diagrama de tensiones de viga balanceada

En el diagrama de tensiones ahora se observa un bloque comprimido de menor altura y un eje neutro más alto. Las deformaciones en el acero son del 2‰ , aún muy lejos de la rotura (12‰), por lo cual la falla de la sección sigue estando controlada por compresión.

- Sección subarmada

Para bajas cantidades de armadura, cuando el hormigón alcanza la deformación del 3‰ , el acero adquiere deformaciones mayores al 5‰ , sin romperse gracias a su ductilidad. Esta magnitud de deformación es notoriamente visible por lo cual se considera que ha superado su estado límite. La falla está controlada por tracción.

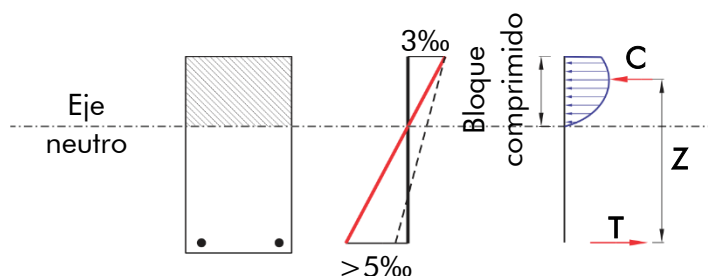


Fig. 13 –Sección, diagrama de deformaciones y diagrama de tensiones de viga balanceada

El diagrama de tensiones muestra un bloque comprimido de menores dimensiones y un eje neutro por encima de la mitad de la altura total, correspondiendo un diagrama de deformaciones con valores del 3‰ para el hormigón y del 5‰ en el acero.

Es siempre preferible que la falla se produzca por el acero traccionado antes que por el hormigón comprimido, de manera que los elementos flexionados presenten una gran fisuración antes de romperse, pudiéndose detectar esa situación a simple vista y con la suficiente anticipación que permita tomar medidas de precaución antes del colapso.

Para asegurar la condición de sección subarmada, se establece una cuantía máxima que no puede superarse. Si debido a grandes solicitaciones el momento interno equilibrante requiriera cantidades de acero superiores, no quedará más remedio que aumentar la sección de hormigón, de manera de no superar la cuantía.

Hipótesis de diseño adoptadas en el reglamento CIRSOC 201:2005

El reglamento CIRSOC 201:2005, en su artículo 10.3.4, establece que en elementos flexionados de hormigón armado, la rotura está controlada por tracción cuando la deformación alcanzada por el acero es del 5‰ o superior. Si bien en su artículo siguiente admite deformaciones del 4‰, esto implica el uso de un factor de reducción de resistencia ϕ menor a 0,9 ya que su rotura deja de estar controlada por tracción, por lo cual económicamente esta opción no resulta conveniente.

Debido a la dificultad que presenta la forma parabólica para obtener la resultante de la zona comprimida, el artículo 10.2.7 del reglamento CIRSOC-201:2005 permite usar un diagrama de forma rectangular equivalente a la distribución real, como el de la figura siguiente:

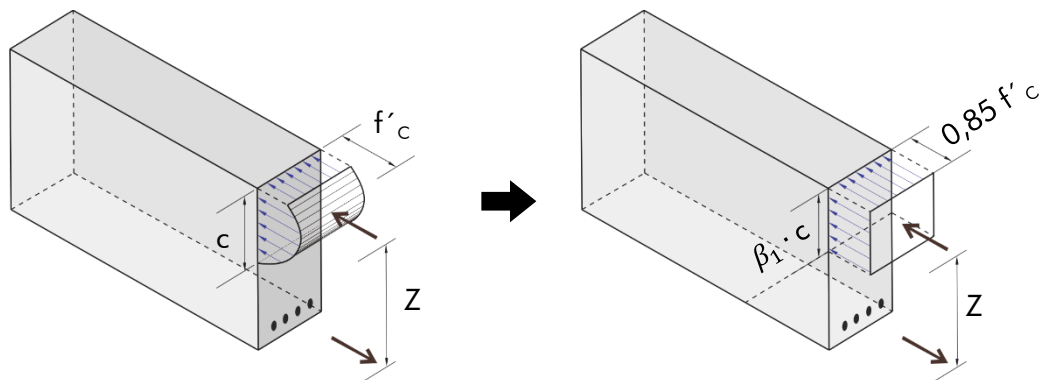


Fig. 14 –Izq.: Bloque comprimido real. Der.: Bloque comprimido rectangular equivalente

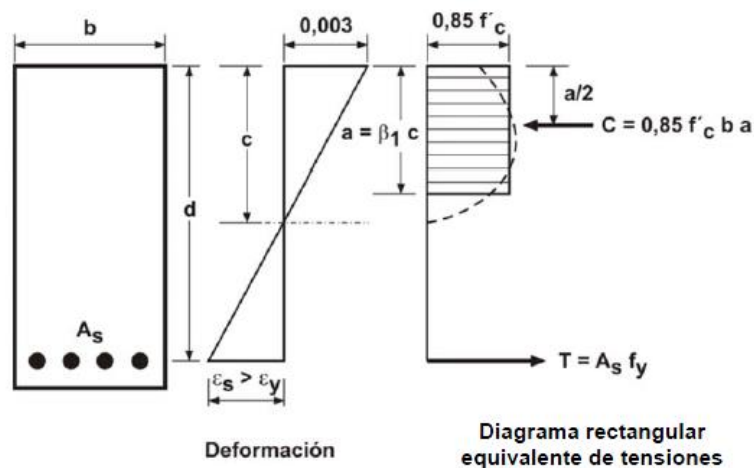


Fig. 15 –Fig. 10.2.7.1. CIRSOC 201:2005 – Distribución equivalente de tensiones

La forma parabólica de las tensiones de compresión se reemplaza por una distribución rectangular con una tensión igual al 85% de la máxima resistencia a compresión del hormigón (f'_c) y una altura reducida de la zona comprimida igual a $\beta_1 \cdot c$, siendo c la profundidad del eje neutro y $\beta_1 = 0,85$ para hormigones de $f'_c \leq 30$.

El reglamento también considera que:

- Las secciones inicialmente planas, se mantienen planas luego de deformarse
- El hormigón no resiste tracciones y su deformación de rotura es del 3‰
- Existe adherencia completa entre el acero y el hormigón
- El eje neutro de tensiones es paralelo al eje neutro de deformaciones

De lo analizado, las estrategias para dimensionado a flexión son las siguientes:

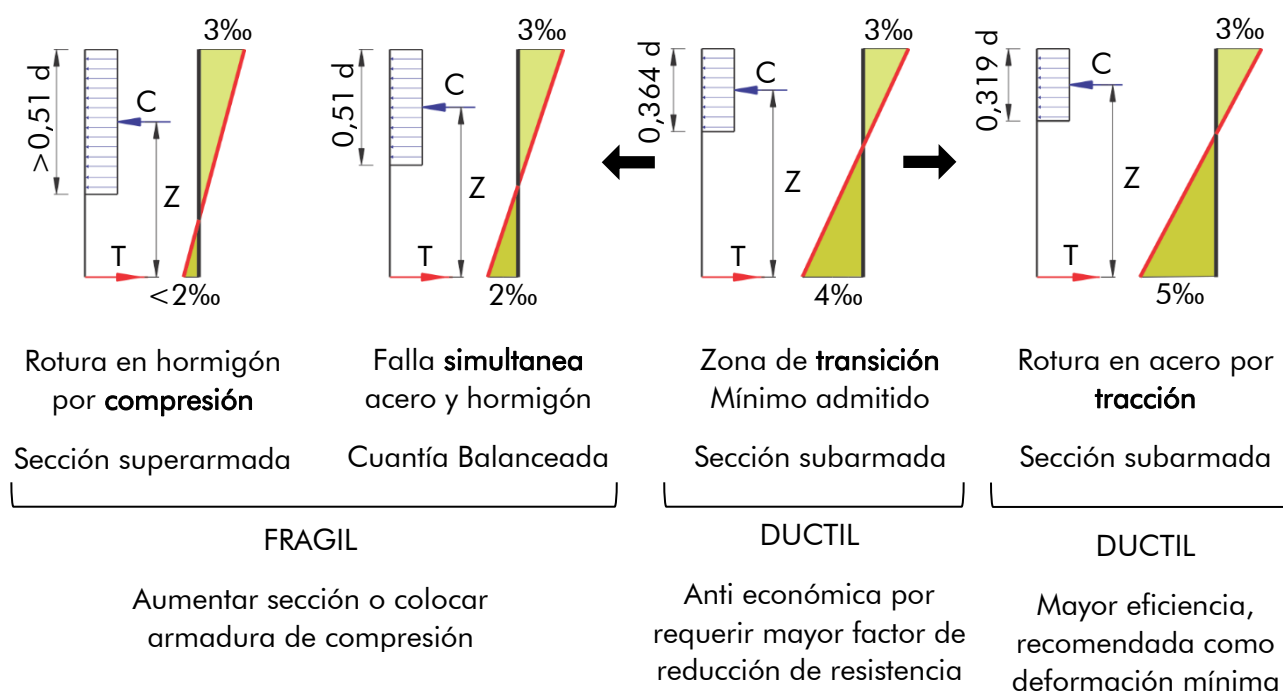


Fig. 16 – Dimensionado a flexión de hormigón según CIRSOC 201: 2005

Observamos que el diagrama de deformaciones a utilizar y su correspondiente diagrama de tensiones será cualquiera que tenga una deformación de 3‰ del hormigón y para el acero un mínimo de 5‰.

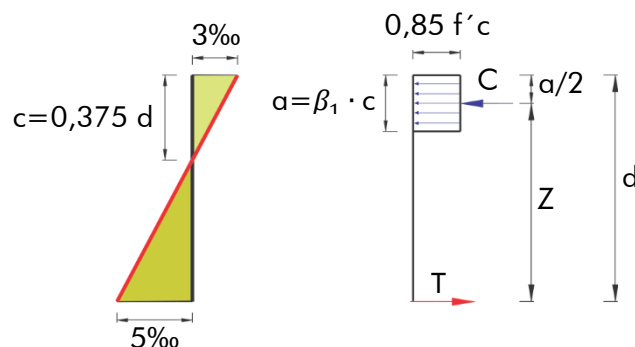


Fig. 17 – Izq.: Diagrama de deformaciones. Der.: Diagrama de tensiones

La forma final del diagrama dependerá de la relación entre el momento solicitante y la sección de hormigón. Una vez identificado el diagrama de tensiones correspondientes a una sección para un momento último dado, se puede obtener la profundidad del bloque comprimido y el brazo de palanca necesario para calcular su momento nominal resistente.

Dimensionado de la sección de hormigón

La sección de hormigón deberá ser suficiente para que llegue a su estado límite con deformaciones del acero iguales o superiores al 5‰.

Dibujando el diagrama de tensiones correspondiente a las deformaciones del 3‰ de hormigón y 5‰ de acero, podemos medir la altura del bloque comprimido equivalente y su brazo de palanca, y con ellas calcular el momento nominal que puede resistir la sección.

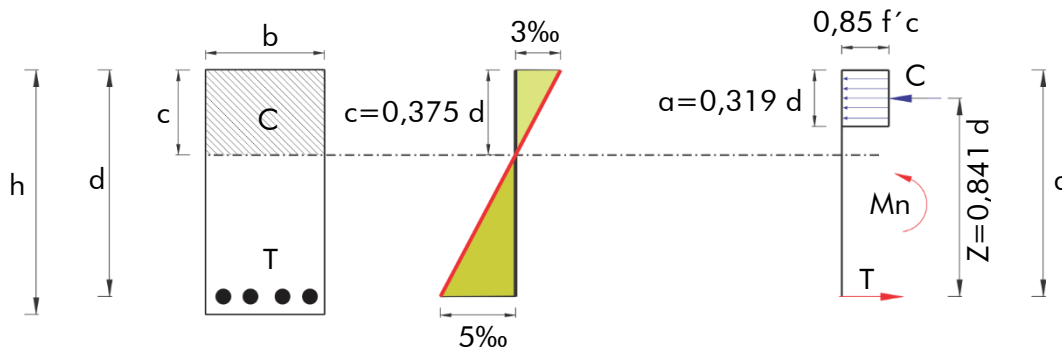


Fig. 18 –Sección de hormigón a flexión con sus diagrama de deformaciones y diagrama de tensiones correspondientes

Altura del bloque comprimido:

$$a = \beta_1 \cdot 0,375 \cdot d$$

$$a = 0,85 \cdot 0,375 \cdot d$$

$$a = 0,319 \cdot d$$

Brazo de palanca:

$$Z = 0,841 \cdot d$$

El momento nominal es igual a:

$$M_N = C \cdot Z$$

La resultante de las compresiones C es igual a la superficie del bloque comprimido por la tensión del diagrama rectangular equivalente (85% de f'_c):

$$C = a \cdot b \cdot 0,85 \cdot f'_c$$

Por lo tanto:

$$M_N = a \cdot b \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot Z$$

Reemplazando a y Z por sus valores medidos del diagrama:

$$M_N = 0,319 \cdot d \cdot b \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot 0,841 \cdot d$$

$$M_N = 0,228 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2$$

Reduciendo el momento nominal por el coeficiente $\phi = 0,9$ para rotura controlada por tracción, obtenemos el momento último que es capaz de resistir la sección con seguridad.

$$M_U = 0,228 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot \phi$$

$$M_U = 0,228 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot 0,9$$

$$M_U = 0,205 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2$$

A partir de esta expresión podemos calcular, para un determinado momento último, la sección necesaria de hormigón para que la deformación del acero sea igual al 5‰.

Eligiendo un ancho b , calculamos la altura útil necesaria d

$$d_{min} = \sqrt[2]{\frac{M_U}{0,205 \cdot f'_c \cdot b}}$$

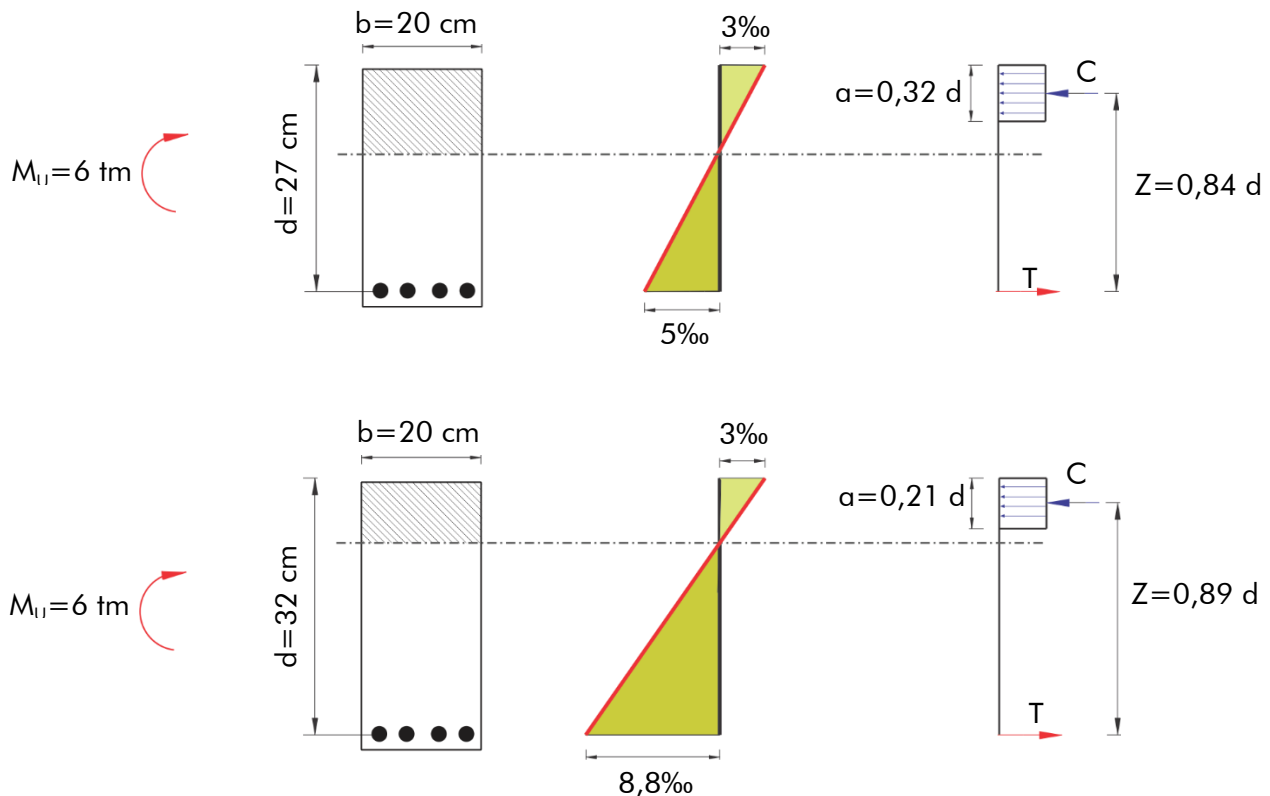
Eligiendo la altura útil d , calculamos el ancho necesario b

$$b_{min} = \frac{M_U}{0,205 \cdot f'_c \cdot d^2}$$

Dimensionado de la sección de acero

Una vez obtenida la geometría mínima de la sección (ancho y alto), podemos optar por utilizarla o adoptar cualquier otro tamaño mayor, por motivos constructivos o de diseño arquitectónico. El uso de una sección mayor, implica que tendremos un estado tensional diferente, por lo cual habrá que determinar la altura del bloque comprimido (a) para cada caso y plantear las ecuaciones de equilibrio que nos permitirán calcular la sección de acero.

Veremos como ejemplo la variación de estados tensionales para un momento flector de 6 tm, en función del aumento de altura de una sección de 20 cm de ancho, y de hormigón H20.



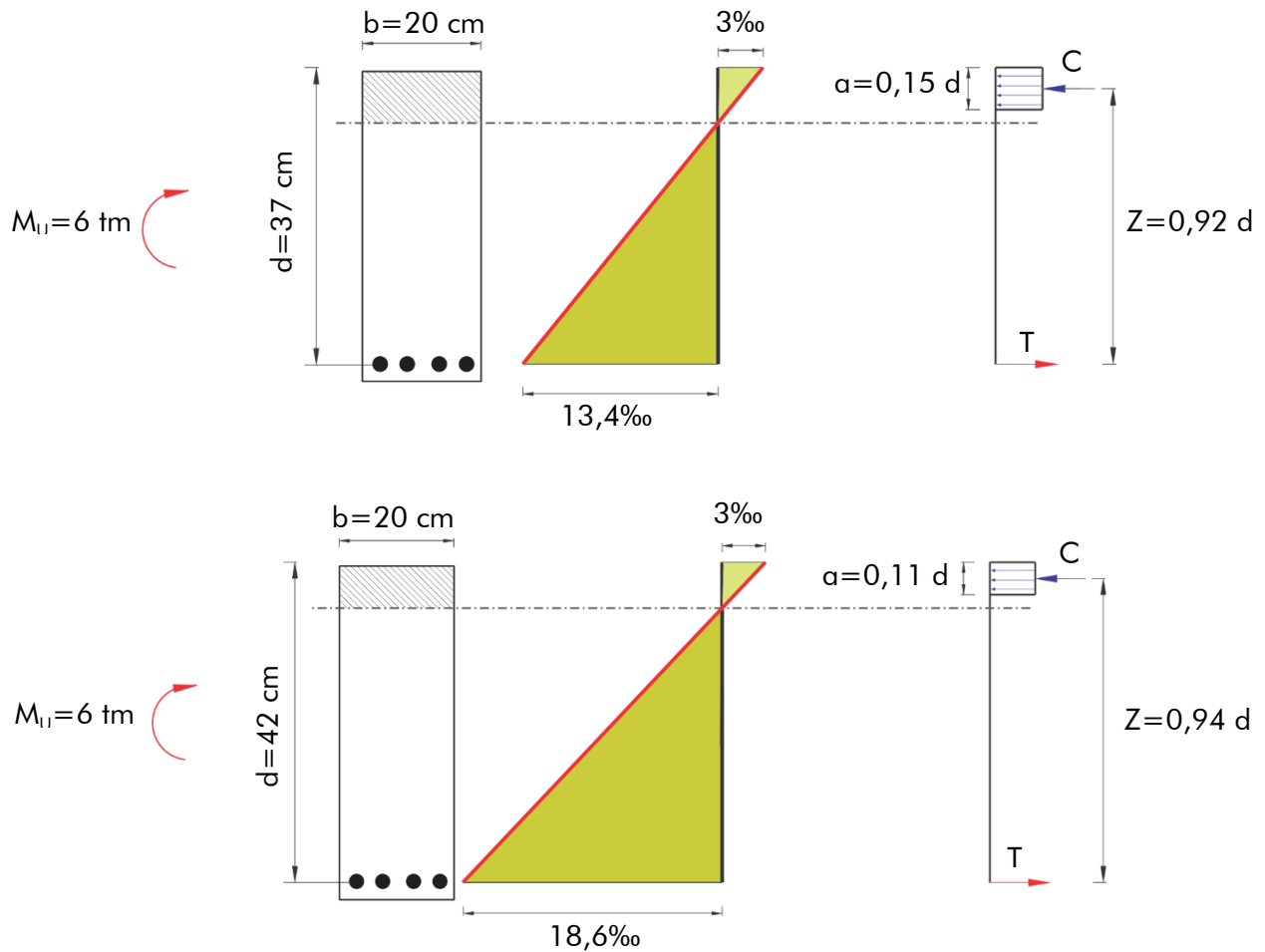


Fig. 19 –Diagramas de deformaciones y tensiones para una viga de 20 cm de ancho y diferentes alturas, sometida a una sollicitación de 6 tm

Vemos que para cada caso hay un valor de α diferente, que necesitamos conocer para calcular la fuerza de compresión C y medir su brazo de palanca Z .

Recordemos que el momento interno multiplicado por el factor de reducción de resistencia debe equilibrar al momento externo solicitante:

$$M_N \cdot \phi \geq M_U$$

Se plantean las ecuaciones de equilibrio de la sección:

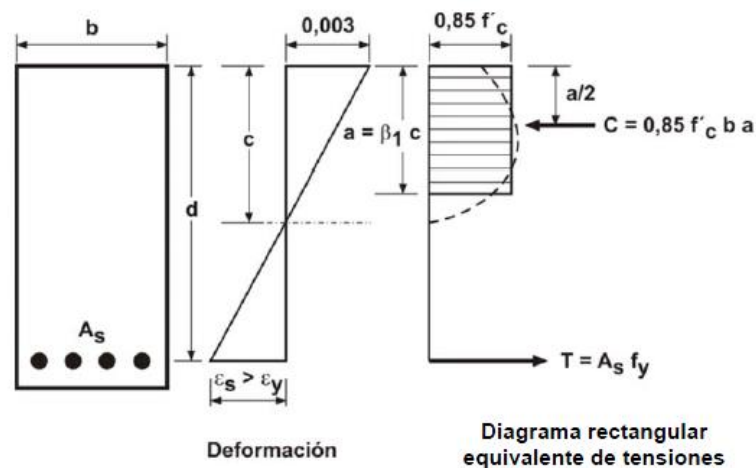


Fig. 20 –Fig. 10.2.7.1. CIRSOC 201:2005 – Distribución equivalente de tensiones

$$\Sigma M = 0$$

Se toman momentos en un punto perteneciente a la recta de acción de la fuerza T

$$M_U - M_N \cdot \phi = 0$$

$$M_U - C \cdot Z \cdot \phi = 0$$

Donde

$$C = a \cdot b \cdot 0,85 \cdot f'_c$$

$$Z = d - \frac{a}{2}$$

Reemplazando

$$M_U - a \cdot b \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \cdot \phi = 0$$

En la ecuación tenemos que b y d son el ancho y altura útil de la sección que conocemos de su predimensionado, f'_c es la resistencia especificada de compresión del hormigón que hemos seleccionado, ϕ es el factor de reducción de resistencia para secciones controladas por tracción (0,9), y M_U es el momento último obtenido del análisis de la estructura bajo la combinación de cargas más desfavorable. La única incógnita es la altura del bloque comprimido a , que puede despejarse:

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \frac{M_U}{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot \phi}}\right) \cdot d$$

Una vez obtenido el valor de la altura del bloque comprimido equivalente (a), puede graficarse el diagrama de tensiones, obtener el brazo de palanca y la armadura necesaria mediante equilibrio de fuerzas, o de momentos.

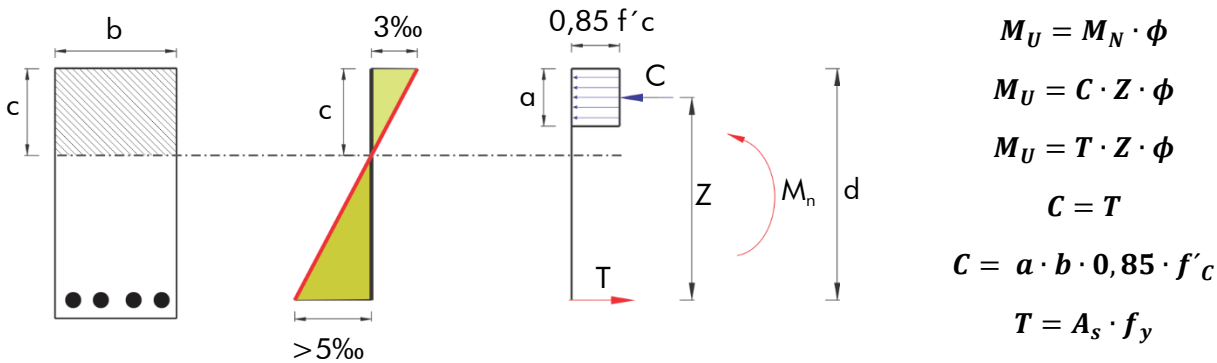


Fig. 21 – Ecuaciones de equilibrio

- Equilibrio de fuerzas:

$$\Sigma F = 0$$

$$C - T = 0$$

Donde

$$C = a \cdot b \cdot 0,85 \cdot f'_c$$

$$T = A_s \cdot f_y$$

Reemplazando

$$a \cdot b \cdot 0,85 \cdot f'_c - A_s \cdot f_y = 0$$

Despejando la sección de acero a colocar (A_s)

$$A_s = \frac{a \cdot b \cdot 0,85 \cdot f'_c}{f_y}$$

Donde

a Es la altura del bloque comprimido

b Es el ancho del elemento

f'_c Es la resistencia a compresión del hormigón

f_y Es la tensión de fluencia del acero

- Equilibrio de momentos:

$$\Sigma M = 0$$

Se toman momentos en un punto perteneciente a la recta de acción de la fuerza C (Fig. 21)

$$M_U - M_N \cdot \phi = 0$$

$$M_U - T \cdot Z \cdot \phi = 0$$

La fuerza de tracción es igual a la sección de acero a colocar (A_s) multiplicada por su tensión de fluencia (f_y):

$$T = A_s \cdot f_y$$

Reemplazando:

$$M_U - A_s \cdot f_y \cdot Z \cdot \phi = 0$$

Despejando la sección de acero a colocar (A_s)

$$A_s = \frac{M_U}{f_y \cdot Z \cdot \phi}$$

Donde

M_U Es el momento último solicitante

f_y Es la tensión de fluencia del acero

Z Es el brazo de palanca igual a $d - \frac{a}{2}$

a Es la altura del bloque comprimido

ϕ Es el factor de reducción de resistencia para rotura por tracción

Dimensionado mediante tablas

Como vimos anteriormente, para poder establecer el equilibrio necesitamos conocer el brazo de palanca Z que es igual a:

$$Z = d - \frac{a}{2}$$

En donde d es la altura útil del elemento que hemos predimensionado y a es la altura del bloque comprimido que surge del diagrama de tensiones y se obtiene:

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \frac{M_U}{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot \phi}} \right) \cdot d$$

Despejando podemos obtener un valor a/d que es una relación entre la altura del bloque comprimido equivalente y la altura útil de la sección y lo llamaremos k_a .

$$\frac{a}{d} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \frac{M_U}{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot \phi}}$$

También vimos que el valor de la altura del bloque comprimido a , varía en función de la relación entre el momento solicitante y la sección de hormigón. A esta relación la llamaremos m_n y su valor nos indica el nivel de sollicitación al que está sometida la sección.

$$m_n = \frac{M_U}{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot \phi}$$

Reemplazando en la ecuación anterior:

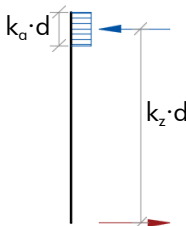
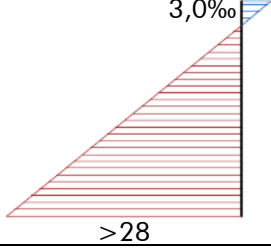
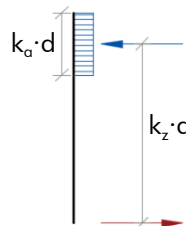
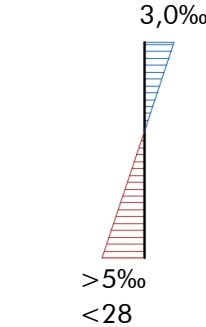
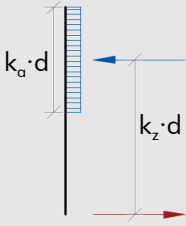
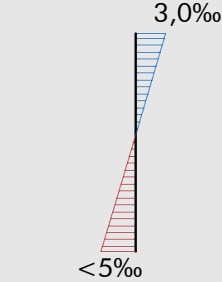
$$k_a = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_n}$$

Podemos entonces elaborar una tabla en la cual se indique el valor del coeficiente k_a en función de m_n .

También podemos tabular el brazo de palanca con un coeficiente z/d que llamaremos k_z .

De esta forma, calculando m_n , podremos leer de la tabla el valor de k_a y de k_z , que multiplicados por d arrojarán la altura del bloque comprimido y el brazo de palanca respectivamente.

$$\begin{array}{ccc} m_n = \frac{M_U}{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot \phi} & \longrightarrow & k_a = 1 - \sqrt{1 - m_n} \qquad k_z = 1 - \frac{k_a}{2} \\ & & \downarrow \qquad \qquad \qquad \downarrow \\ & & a = k_a \cdot d \qquad \qquad Z = k_z \cdot d \end{array}$$

Diagrama de Tensiones	Diagrama de deformaciones	Nivel de solicitación	Altura de bloque comprimido	Brazo de palanca			
		$m_n = \frac{M_U}{0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot d^2 \cdot \phi}$	$k_a = 1 - \sqrt{1 - m_n}$	$k_z = 1 - \frac{k_a}{2}$			
		0,052	0,053	0,973	Colocar cuantía mínima	H30	
		0,053	0,055	0,973			
		0,058	0,059	0,970			
		0,060	0,062	0,969			
		0,064	0,066	0,967			
		0,068	0,071	0,965			
		0,074	0,077	0,961			
		0,079	0,082	0,959	H20		
		0,084	0,088	0,956			
		0,093	0,098	0,951			
		0,105	0,111	0,945			
		0,114	0,121	0,939			
		0,125	0,134	0,933			
		0,139	0,150	0,925			
		0,156	0,170	0,915			
		0,177	0,196	0,902			
		0,190	0,213	0,894			
		0,205	0,232	0,884			
		0,222	0,255	0,873			
		0,232	0,268	0,866			
		0,238	0,276	0,862			
		0,243	0,283	0,858			
		0,249	0,291	0,854			
		0,255	0,300	0,850			
		0,261	0,309	0,845			
		0,268	0,319	0,841			
				0,269			
0,298	0,364			0,818			

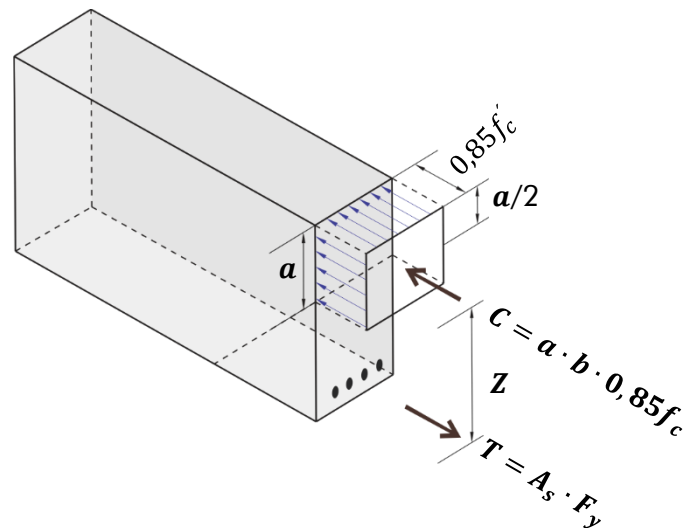


Fig. 22 – Fuerzas internas de compresión y tracción en una sección sometida a flexión

Ingresando en la tabla con el valor de m_n obtenemos k_a y k_z .

Calculando $Z = k_z \cdot d$, podemos obtener la armadura con el equilibrio de momentos:

$$A_s = \frac{M_u}{f_y \cdot Z \cdot \phi}$$

Otra opción es calcular $a = k_a \cdot d$ y obtener la armadura con el equilibrio de fuerzas:

$$A_s = \frac{a \cdot b \cdot 0,85 \cdot f'_c}{f_y}$$

Cuantías máxima y mínima

La cuantía ρ de una sección de hormigón, es la relación entre sección de acero y sección de hormigón (considerando solo su altura útil, sin el recubrimiento de la armadura traccionada).

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Cuando la cantidad de armadura colocada es muy pequeña, la fuerza de tracción que es capaz de desarrollar el acero puede ser incluso inferior que la capacidad del hormigón traccionado antes de fisurarse. Esto provocaría que en su estado limite primero falle el acero y luego el colapso se produzca por la rotura del hormigón, de manera frágil, y esto debe evitarse.

Para asegurar la falla dúctil, existen cuantías mínimas establecidas en el apartado 10.5 del reglamento CIRSOC 201:2005

Por otro lado, también existe una cuantía máxima para asegurar que los elementos flexionados sean subarmados y alcancen grandes deformaciones del acero (más del 5%) antes de la rotura del hormigón, garantizando que la falla sea dúctil.

Las cuantías mínimas y máximas son las siguientes:

Para acero ADN 420 y hormigones $f'_c \leq 300 \text{ kg/cm}^2$			
Cuantía ρ	H-20	H-25	H-30
Mínima	0,0033	0,0033	0,0033
Máxima	0,0129	0,0161	0,0194

Si la cuantía obtenida es superior a la máxima permitida para secciones subarmadas, significa que nuestro diagrama de deformaciones arroja para el acero un valor por debajo del límite del 5‰, y debemos aumentar la sección de hormigón, o colocar armadura comprimida como se verá más adelante.

Si hemos utilizado una sección de hormigón predimensionada por resistencia con una altura útil mínima igual a: $d_{min} = \sqrt[2]{\frac{M_U}{0,205 \cdot f'_c \cdot b'}}$, siempre obtendremos cuantías que no superen la máxima.

Por el contrario, si la cuantía obtenida es muy baja, corresponde colocar la cantidad de acero mínima reglamentaria y significa que la sección predimensionada posee una capacidad resistente superior a la necesaria, lo que nos habilitaría a reducir sus dimensiones o no, en función de nuestro criterio de diseño arquitectónico y los objetivos buscados en el proyecto que se esté desarrollando.

Momento último resistido por una viga determinada

Para calcular el momento resistido por una sección de hormigón armado con dimensiones y armadura definidas, bastará por multiplicar la fuerza de tracción T , o su equivalente de compresión C , por el brazo de palanca Z y el factor de reducción de resistencia ϕ .

$$M_U = T \cdot Z \cdot \phi$$

$$M_U = C \cdot Z \cdot \phi$$

La fuerza de tracción es igual a la sección de acero multiplicada por la tensión de fluencia. La fuerza de compresión es igual a la sección del bloque comprimido multiplicada por la tensión máxima del bloque comprimido equivalente del hormigón.

$$T = A_s \cdot f_y$$

$$C = a \cdot b \cdot 0,85 f'_c$$

El brazo de palanca Z se obtiene restándole a la altura útil d , la mitad de la altura del bloque comprimido $a/2$.

$$Z = d - \frac{a}{2}$$

Reemplazando T y Z

$$M_U = T \cdot Z \cdot \phi$$

$$M_U = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \cdot \phi$$

La incógnita a puede despejarse planteando el equilibrio de fuerzas:

$$T = C$$

$$A_s \cdot f_y = a \cdot b \cdot 0,85 f'_c$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot 0,85 f'_c}$$

Por lo tanto, reemplazando a por su valor

$$M_U = A_s \cdot F_y \cdot \left[d - \frac{\left(\frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot 0,85 f'_c} \right)}{2} \right] \cdot \phi$$

1.1.2 Diseño de armaduras de flexión en vigas

1.1.2.1 Vigas rectangulares con armadura a tracción

- Generalidades

Las vigas rectangulares deben armarse por razones constructivas con un mínimo de dos barras superiores y dos barras inferiores. Si la altura de la viga es elevada, se coloca además una armadura intermedia, denominada "de piel".

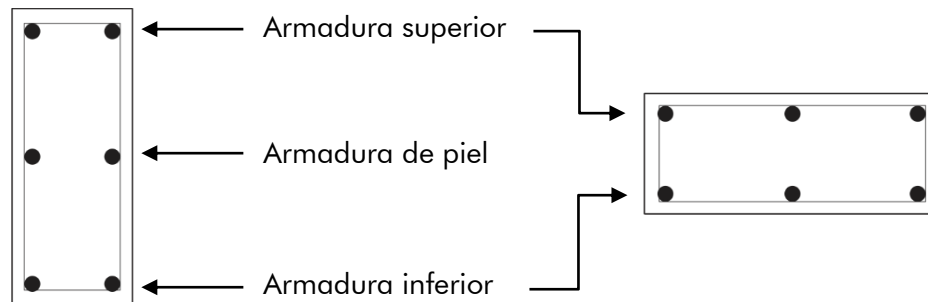


Fig. 23 – Sección transversal de vigas de H^ºA^º, con su armadura longitudinal a flexión

Una vez obtenida la sección de acero traccionado, ya sea para el armado inferior o superior, ésta debe cubrirse con una combinación de dos o más barras de los diámetros comercialmente disponibles. Los más usuales son: 6 mm, 8 mm, 10 mm, 12 mm, 16 mm, y para elementos de grandes solicitaciones también suelen usarse del 20 mm y 25 mm. Diámetros mayores a 25 mm no son usuales en estructuras de edificación, aplicándose mayormente a obras civiles de mayor envergadura.

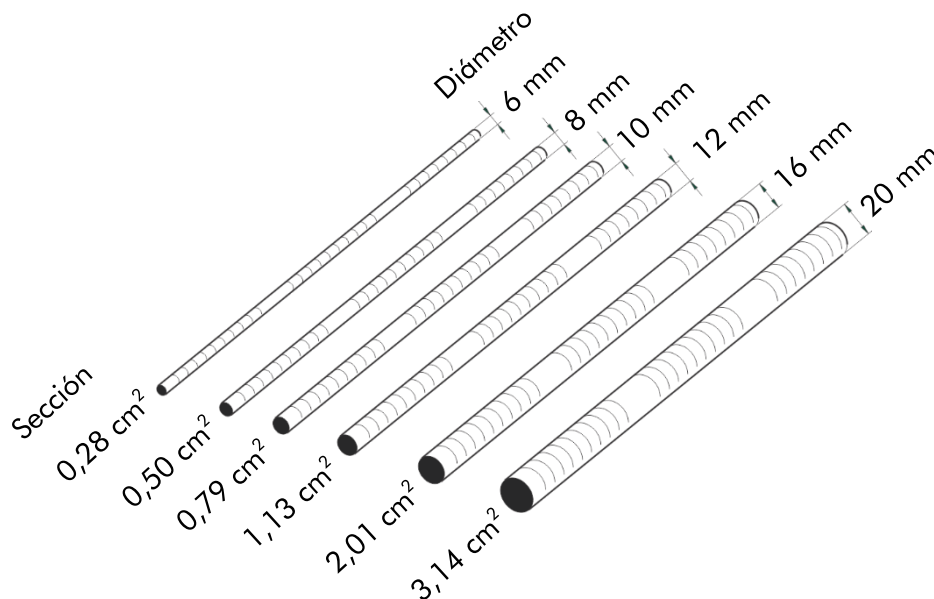


Fig. 24 – Diámetros y secciones de barras de acero usuales en edificación

La siguiente tabla resume la sección de acero que posee cada barra según su diámetro, en cantidades de 1 a 10 unidades.

Diámetro	SECCIONES NOMINALES (cm ²)									
	Cantidad de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6 mm	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8 mm	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52	5,03
10 mm	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12 mm	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
16 mm	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20 mm	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,27	31,42
25 mm	4,91	8,82	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19	49,10

- Cuantías mínimas para vigas

En todas las caras traccionadas de vigas debe cumplirse con una cuantía mínima de 0,0033, para hormigones de resistencias iguales o menores a 30 Mpa.

Para vigas que por motivos de diseño tengan una altura muy superior a la necesaria, y bajas solicitaciones, la armadura mínima puede resultar poco económica. El artículo 10.5.3 del reglamento CIRSOC 201:2005 indica que no será necesario cumplir con la cuantía mínima en aquellos casos en donde se coloque un armado que exceda en 1/3 el obtenido en el cálculo por resistencia.

- Separación mínima entre barras

Cuando se coloquen muchas barras en una misma cara de la viga, el espacio entre ellas puede ser tan reducido que dificulte el hormigonado de la misma. Para evitarlo se debe cumplir una separación mínima entre ellas de:

$$s_{l\min} \geq \begin{cases} d_b \\ 25\text{ mm} \\ 1,33 \text{ del tamaño máximo nominal del agregado grueso} \end{cases}$$

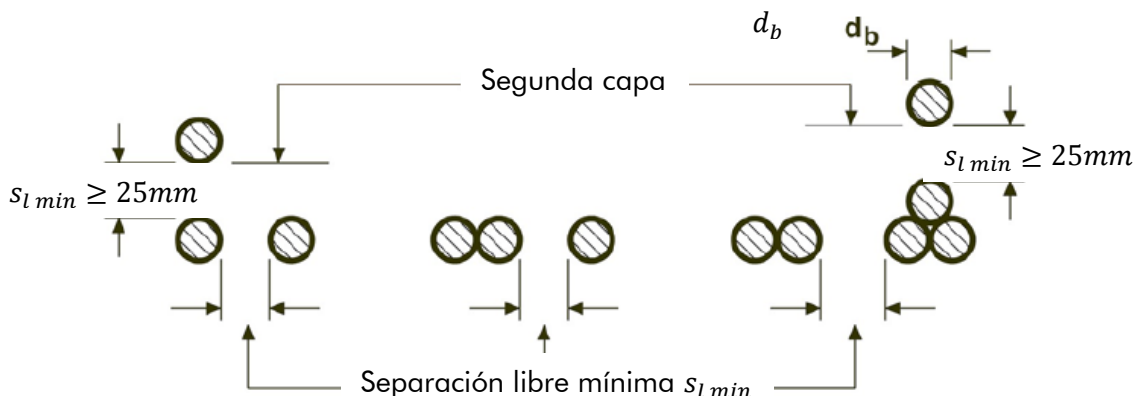


Fig. 25 – Separación mínima entre barras (Fig. 7.6.a CIRSOC 201:2005)

- Armadura de piel

Si bien el reglamento nos indica usar armadura en las caras laterales de las vigas cuando estas superan una altura de 90 cm, es recomendable para prevenir fisuración por retracción del hormigón, que la separación vertical entre dos barras longitudinales no supere los 30 cm. Habitualmente se utilizan para armadura de piel diámetros menores a 10 mm.

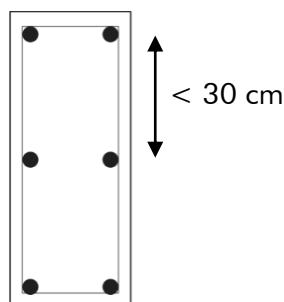


Fig. 26 – Separación máxima en altura entre barras longitudinales

- Armadura inferior

La armadura inferior debe tener una sección total igual o superior a la calculada para resistir el máximo momento ultimo de tramo, obtenido del diagrama envolvente de combinaciones de carga.

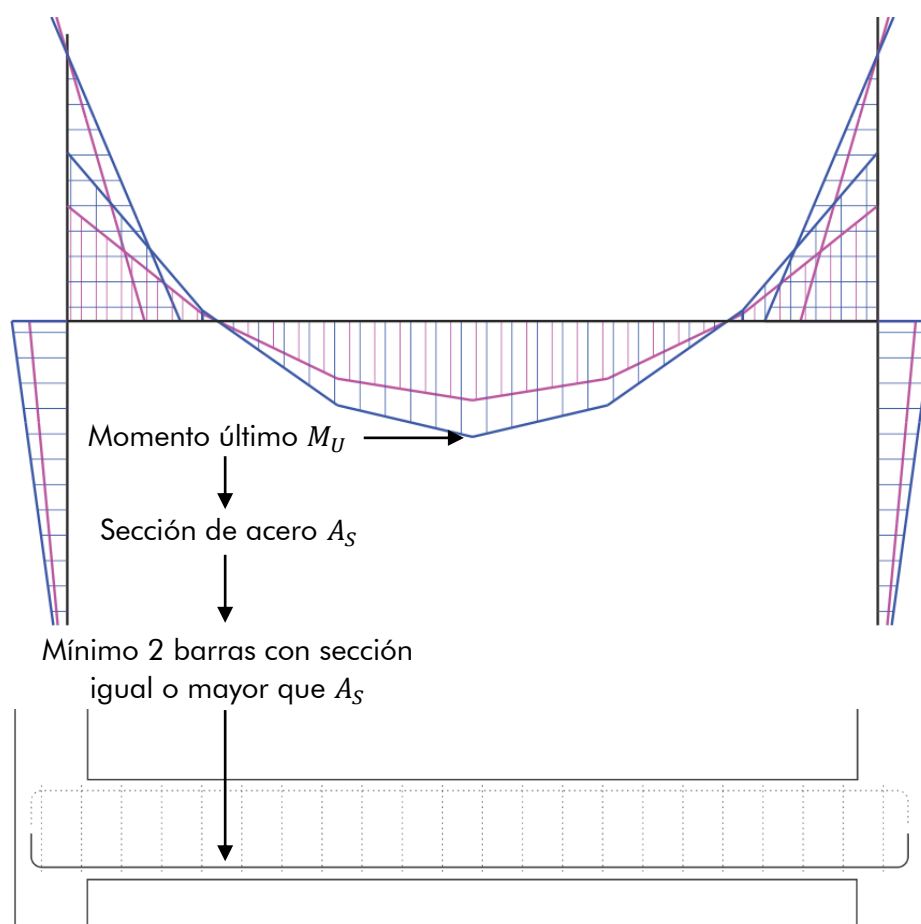


Fig. 27 – Armado inferior de viga

Esta sección necesaria debe cubrirse con un mínimo de dos barras, y como máximo la cantidad de barras que quepan dentro del ancho de la viga respetando las separaciones mínimas.

Si la viga tiene dos o más tramos con similar sollicitación, pueden cubrirse todos con las mismas barras, siempre que su longitud total sea menor que los 12 m que posee la medida comercial. Para longitudes mayores es posible realizar empalmes que cumplan los requisitos que se verán en el capítulo 7.

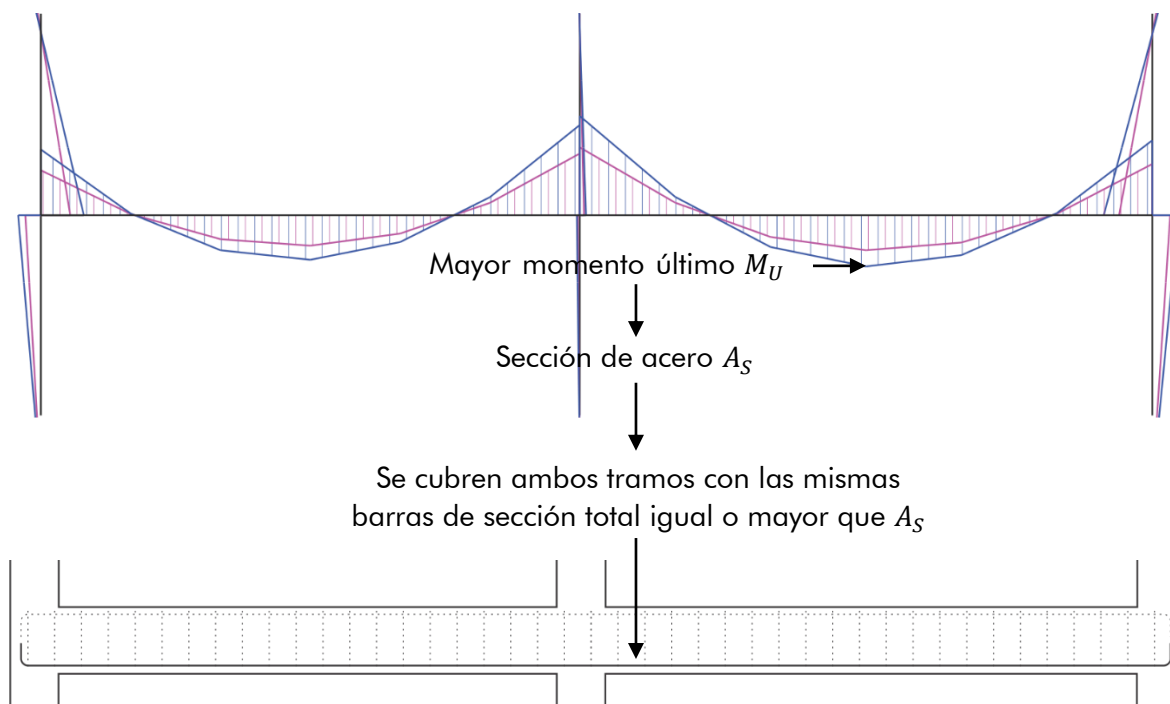


Fig. 28 – Armado inferior de viga de dos tramos

En el caso de que un tramo tenga una sollicitación significativamente mayor que el otro, pueden colocarse un mínimo de dos barras a lo largo de ambos tramos, con el acero calculado para el momento menor, y barras adicionales en el tramo de mayor momento que cubran la diferencia.

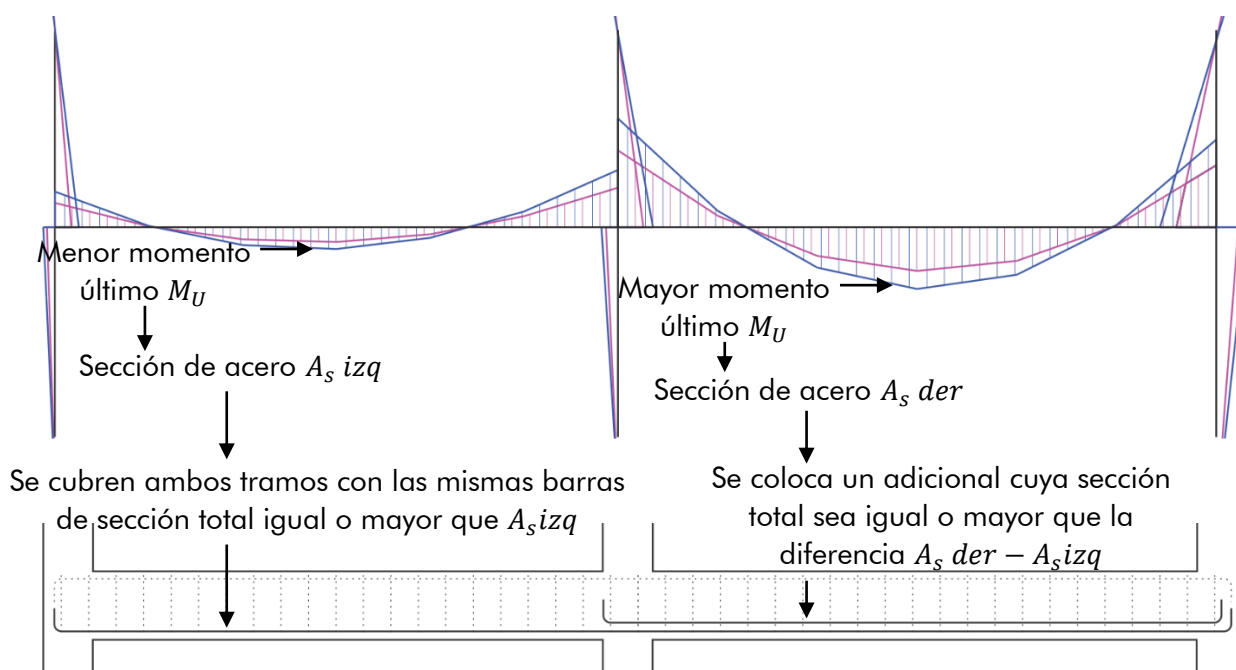


Fig. 29 – Armado inferior de viga de dos tramos con armadura suplementaria

- **Armadura superior**

Por cuestiones constructivas, deben colocarse al menos dos barras en la cara superior, aunque ésta no esté traccionada. En este caso se denominan perchas, ya que su función es solo de sostén para los estribos y no son requeridas por resistencia. En general, se utilizan diámetros de 8 mm o 10 mm, pudiéndose colocar barras mas grandes si se desea utilizarlas también como armadura de tracción al pasar por los apoyos.

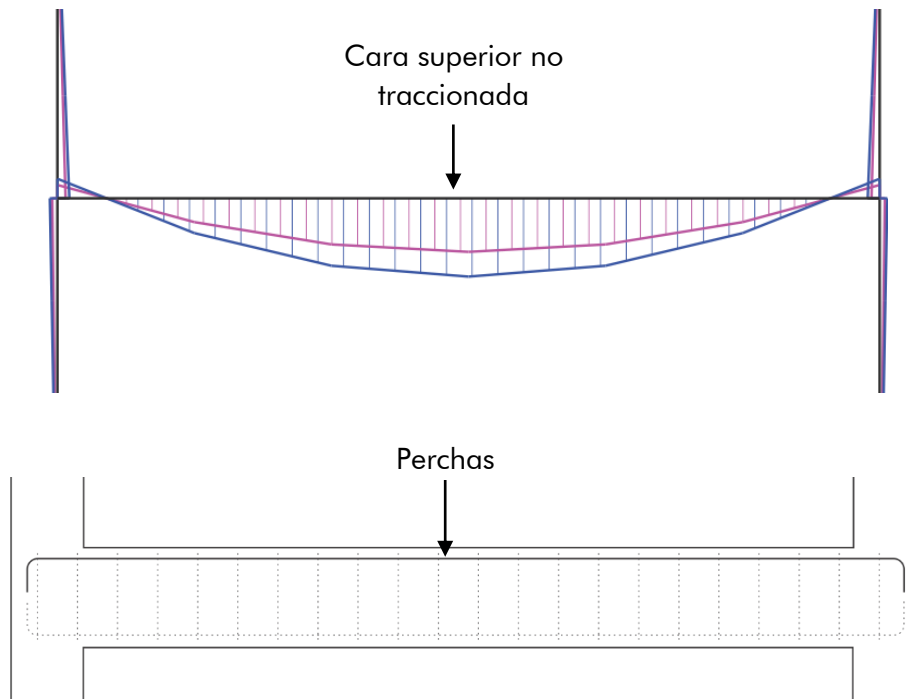


Fig. 30 – Armado superior no requerido por cálculo

Cuando exista un momento negativo que traccione la cara superior de la viga, se debe colocar una sección de acero tal que, sumada a la ya colocada en perchas, sea en total igual o mayor que el acero requerido por cálculo. Como momento negativo de cálculo puede tomarse el correspondiente a la sección situada en la cara de la columna o tabique en que se apoya la viga.

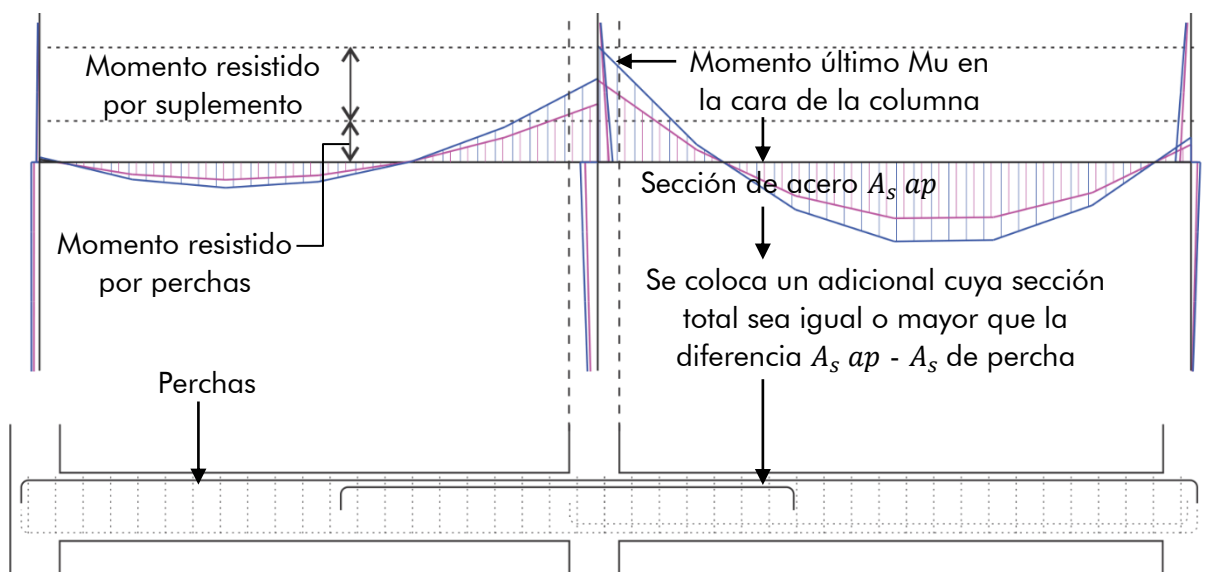


Fig. 31 – Armado superior suplementario en apoyos

Las barras de acero suplementario deben prolongarse para un correcto anclado, según las dos condiciones indicadas en el artículo 12.10 del reglamento CIRSOC 201:2005:

- La longitud embebida l_e desde el punto de inflexión:

$$l_e \geq \begin{cases} d \\ 12 d_b \\ l_n/16 \end{cases}$$

Siendo:

d Altura útil de la viga

d_b Diámetro de barra a anclar

l_n Luz libre entre apoyos

- La longitud de anclaje l_d o l_{dh} (ver capítulo 7) desde el apoyo en que debe anclarse la armadura.

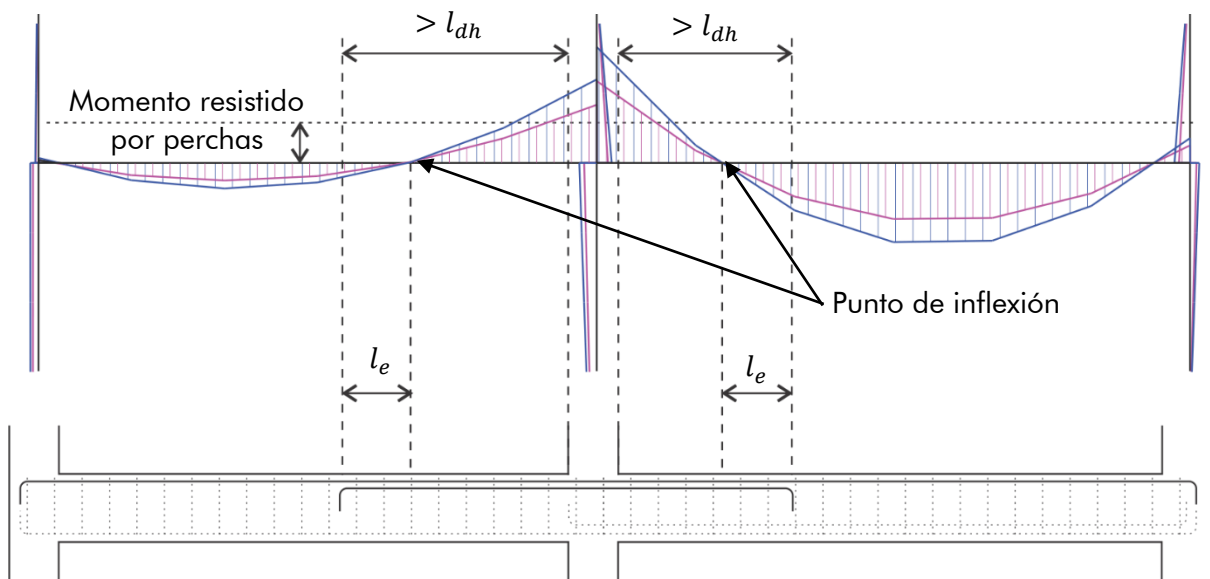


Fig. 32 – Longitud de anclaje de barras suplementarias en apoyos

1.1.2.2 Vigas rectangulares con armadura a tracción y compresión

En caso en que la altura de la viga esté limitada por motivos de diseño, y deba ser menor que la obtenida en el predimensionado por resistencia, puede recurrirse a una armadura adicional comprimida que garantice la ductilidad y permita llegar con menor altura útil a la deformación del 5‰ en el acero traccionado requerida por reglamento.

El momento último M_U resistido por este tipo de vigas se descompone entonces en: una parte resistido por la armadura traccionada (M_{U1}) y la parte restante que se genera mediante una armadura adicional tanto de compresión como de tracción y la distancia entre ambas como brazo de palanca (ΔM_U).

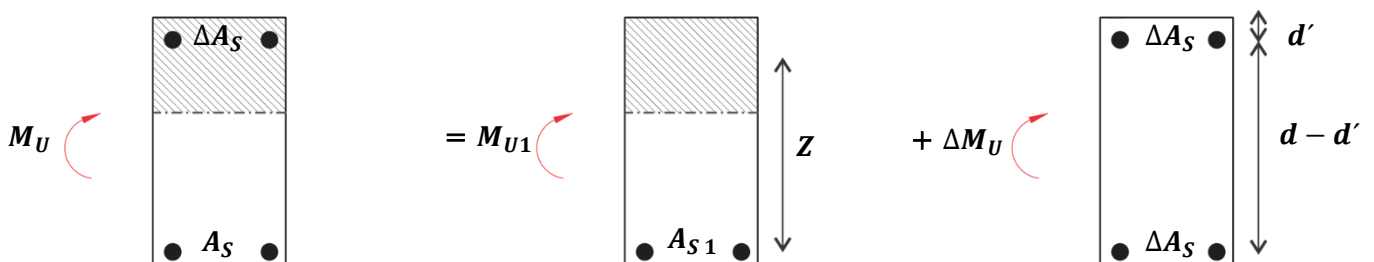


Fig. 33 – Momento resistido por viga doblemente armada

Según se vio en el predimensionado, el momento resistido por una sección de hormigón solo con armadura a tracción, con deformaciones mayores al 5‰ es:

$$M_{U1} = 0,205 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2$$

La diferencia de momentos a resistir por el armado adicional será

$$\Delta M_U = M_U - M_{U1}$$

La armadura total traccionada será:

$$A_S = A_{S1} + \Delta A_S$$

Donde:

$$A_{S1} = \frac{M_{U1}}{\phi \cdot f_y \cdot Z}$$

(Con $Z = k_z \cdot d$, y k_z puede obtenerse de la tabla de dimensionado)

$$\Delta A_S = \frac{\Delta M_U}{\phi \cdot f_y \cdot (d - d')}$$

Del lado comprimido se coloca sólo ΔA_S , pudiendo computarse las perchas.

1.1.2.3 Vigas de sección en T

Cuando se utilicen losas macizas hormigonadas monolíticamente con las vigas, puede considerarse su colaboración como parte del hormigón comprimido de la viga, conformando una sección total en forma de T. Cuando se trate de vigas de borde, con losa de un solo lado, la sección con colaboración de losa tendrá forma de L.

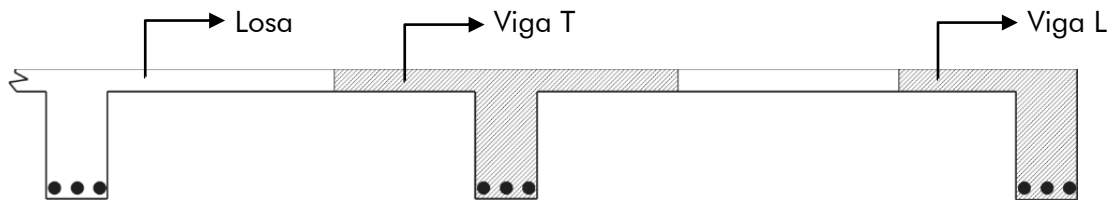


Fig. 34 – Vigas con colaboración de losa como hormigón comprimido

Esta colaboración podrá tenerse en cuenta solo cuando la losa colaborante que conforma las “alas” de la viga T se encuentre comprimida, es decir, en tramos de vigas colgadas, o en apoyos de vigas invertidas.

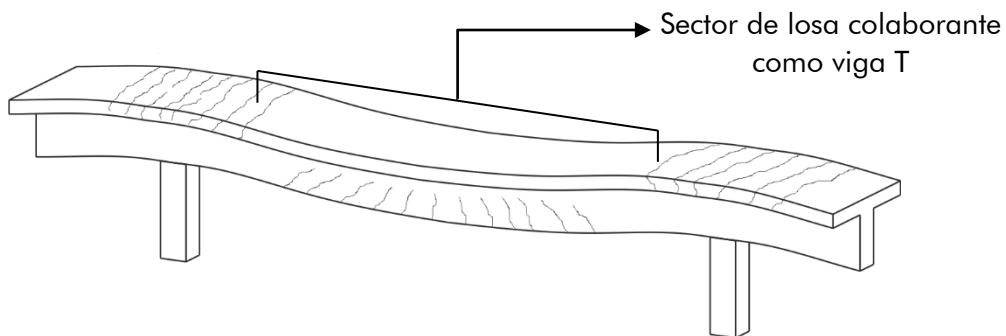


Fig. 35 – Losa colaborante en vigas colgadas

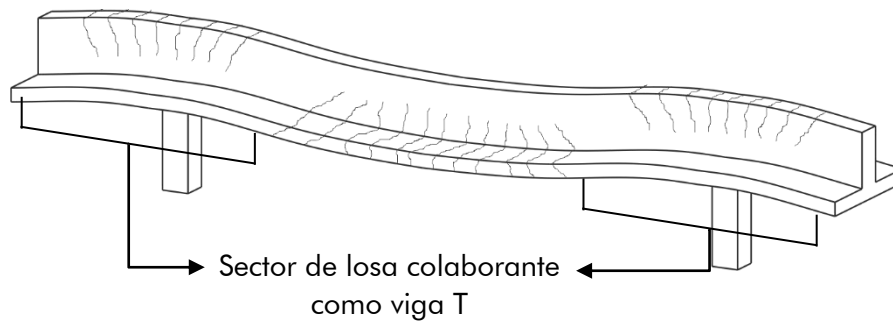


Fig. 36 – Losa colaborante en vigas invertidas

La tensión de compresión en el sector de losa colaborante con la viga no es uniforme, sino que se concentra sobre el alma de la viga, y disminuye a medida que se va alejando, debido a las deformaciones de corte de la propia losa funcionando como ala de la viga.

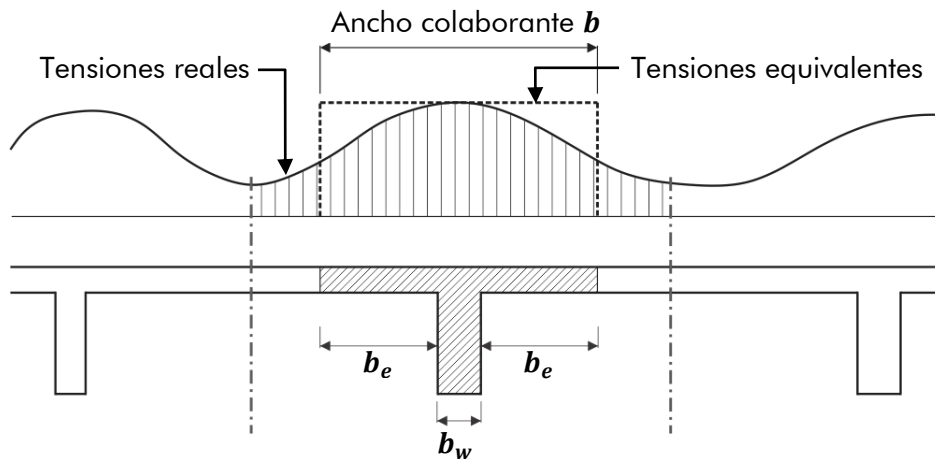
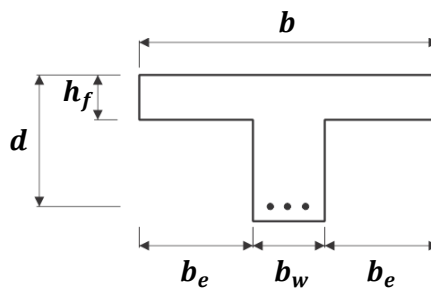


Fig. 37 – Ancho colaborante equivalente para vigas T.

Para simplificar el cálculo, en lugar de utilizar las tensiones reales se trabaja con el ancho eficaz equivalente, de tensión constante y con la misma resultante de compresión que la real.

El reglamento CIRSOC 201:2005 fija los siguientes valores para el ancho colaborante total b y el ancho de losa que sobresale a cada lado del alma b_e :

Vigas T simétricas:

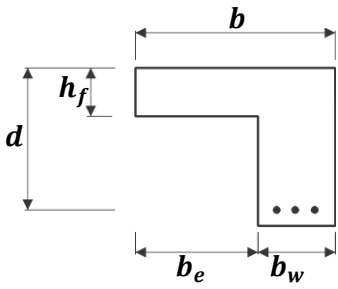


$$b \leq \frac{1}{4} \text{ de la luz de la viga}$$

$$b_e \leq \begin{cases} 8 \text{ veces el espesor de la losa} \\ \frac{1}{2} \text{ de la distancia libre al alma de la viga adyacente} \end{cases}$$

Fig. 38 – Ancho eficaz para viga T

Vigas L con losa solo a un lado:



$$b_e \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \text{ de la luz de la viga} \\ 6 \text{ veces el espesor de la losa} \\ \frac{1}{2} \text{ de la distancia libre al alma de la viga adyacente} \end{cases}$$

Fig. 39 – Ancho eficaz para viga L

Vigas T aisladas

$$\text{espesor del ala } h_f \geq \frac{1}{2} \text{ del ancho del alma } b_w$$

$$b \leq 4 \cdot b_w$$

Una vez fijado el ancho colaborante, puede darse el caso que el eje neutro esté dentro del ala o en el alma.

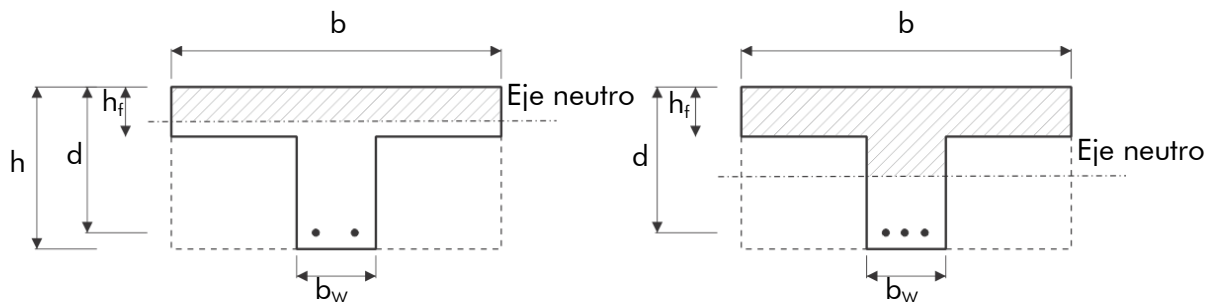


Fig. 39 – Posibles ubicaciones del eje neutro en vigas T

Si el eje neutro está dentro del espesor de la losa, la viga puede analizarse como una viga rectangular equivalente de ancho b y altura h , dado que el volumen de hormigón que se adiciona debajo del eje neutro no aporta resistencia a tracción. Se deberá verificar que la altura del bloque comprimido a sea menor que el espesor de la losa.

Por el contrario, si la altura del bloque comprimido a es mayor que el espesor de la losa, significa que el eje neutro está en el alma y puede analizarse como dos vigas separadas y sumar el aporte de cada una de ellas.

Se considera por un lado la viga de sección rectangular, y por otro una viga compuesta por las porciones sobresaliente del ala b_e y el acero adicional $A_{s\text{Ala}}$ que lo equilibre.

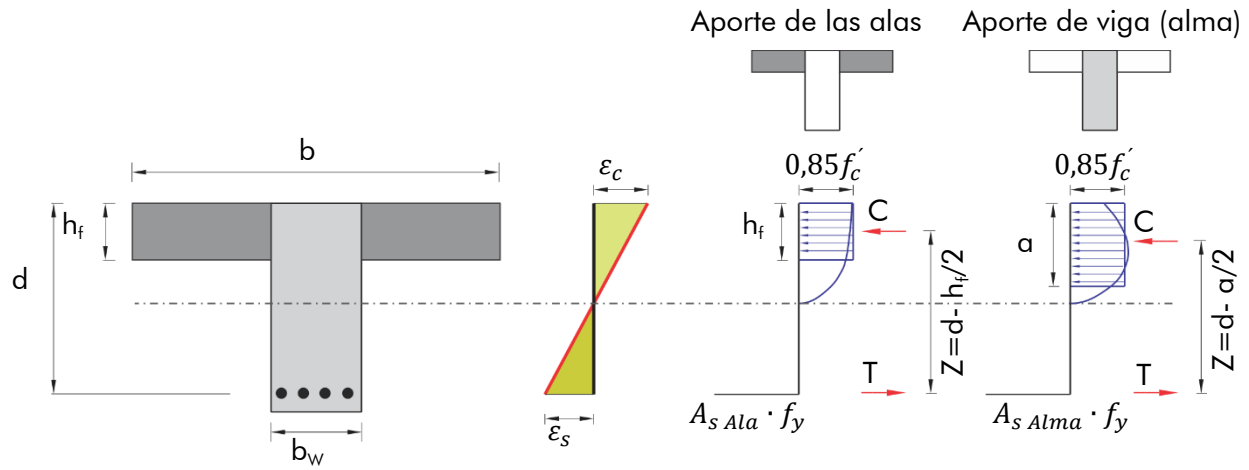


Fig. 40 – Descomposición de la resistencia de viga T en el aporte de alas y alma

El momento total resistente será la suma del aportado por el ala y el alma

$$M_U = (M_{N\text{ Ala}} + M_{N\text{ Alma}}) \cdot \phi$$

El momento resistente del ala es igual a la resultante de compresión de las alas C por el brazo de palanca Z .

$$M_{N\text{ Ala}} = C \cdot Z$$

Donde

$$C = 0,85 f'_c \cdot h_f \cdot (b - b_w)$$

$$Z = d - \frac{h_f}{2}$$

Por lo tanto:

$$M_{N\text{ Ala}} = 0,85 f'_c \cdot h_f \cdot (b - b_w) \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right)$$

La armadura para equilibrar la fuerza de compresión del ala es:

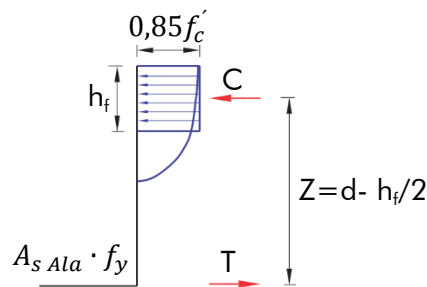


Fig. 41 – Diagrama de tensiones del momento resistido por las alas

Tomando equilibrio de momentos en un punto de la recta de acción de la fuerza

$$\phi \cdot M_{N\text{ Ala}} = A_{s\text{ Ala}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right)$$

$$A_{s\text{ Ala}} = \frac{\phi \cdot M_{N\text{ Ala}}}{\left(d - \frac{h_f}{2}\right) \cdot f_y}$$

El momento para dimensionar el alma como viga rectangular es

$$M_{U\ Alma} = M_U - \phi \cdot M_{N\ Ala}$$

La armadura del alma se obtiene mediante el procedimiento analítico, o mediante las tablas vistas anteriormente:

$$A_{S\ Alma} = \frac{M_{U\ Alma}}{f_y \cdot Z \cdot \phi}$$

(Con $Z = k_z \cdot d$, y k_z puede obtenerse de la tabla de dimensionado)

La armadura total es igual a: $A_{S\ Total} = A_{S\ Alma} + A_{S\ Ala}$

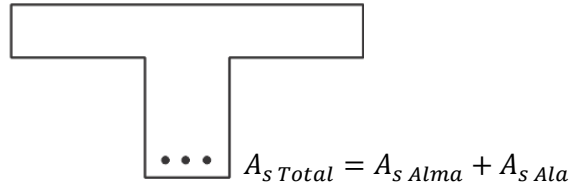


Fig. 42 – Ubicación de armadura total de viga T

1.1.3 Diseño de armaduras de flexión en losas

1.1.3.1 Macizas

- Generalidades

El dimensionado a flexión se realiza de la misma manera que para las vigas, ya que se considera la losa como una sucesión de vigas de 1 metro de ancho y de altura igual al espesor. Tanto los momentos como armaduras obtenidas se expresan entonces por un ancho unitario (Ej.: Tm/m, cm²/m).

La sección de acero se calcula por separado para cada dirección con el momento correspondiente, y la armadura obtenida se distribuye a intervalos iguales en cada metro de ancho. En lugar de determinar la cantidad de barras a colocar, se fija su separación.

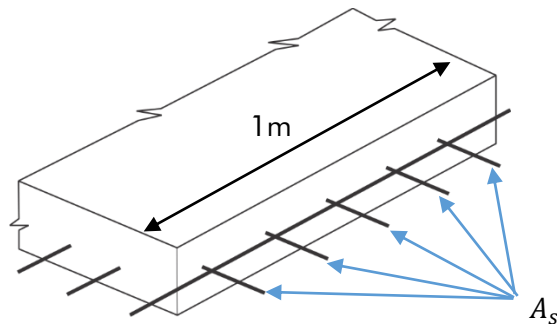


Fig. 43 – Armadura de una franja de 1m de losa

La siguiente tabla resume la sección de acero total A_s por metro de ancho de losa que aporta cada grupo de barras, según su diámetro y separación.

Diámetro	SECCIONES NOMINALES EN UN METRO DE ANCHO (cm ² /m)								
	Separación entre barras								
	10 cm	12 cm	15 cm	18 cm	20 cm	22 cm	25 cm	28 cm	30 cm
6 mm	2,83	2,36	1,88	1,57	1,41	1,29	1,13	1,01	0,94
8 mm	5,03	4,19	3,35	2,79	2,51	2,28	2,01	1,80	1,68
10 mm	7,85	6,54	5,24	4,36	3,93	3,57	3,14	2,80	2,62
12 mm	11,31	9,42	7,54	6,28	5,65	5,14	4,52	4,04	3,77
16 mm	20,11	16,76	13,40	11,17	10,05	9,14	8,04	7,18	6,70
20 mm	31,42	26,18	20,94	17,45	15,71	14,28	12,57	11,22	10,47

Según el art. 7.6.5 del reglamento CIRSOC 201:2005, la separación de la armadura s debe ser:

$$s \leq \begin{cases} 2,5 \text{ veces el espesor de la losa} \\ 25 d_b \text{ de las barras} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- Cuantías mínimas

La cuantía mínima para losas macizas, a diferencia de otros elementos solicitados a flexión, es de 0,0018 para aceros de $f_y \leq 420 \text{ Mpa}$ (art. 10.5.4 CIRSOC 201:2005).

Cuando la losa tenga armadura dispuesta en una sola dirección, se debe colocar también en la dirección perpendicular, y por encima del armado principal, una cuantía mínima de 0,0018 para resistir esfuerzos de contracción y temperatura (art. 7.12.1 CIRSOC 201:2005), con una separación máxima de:

$$s \leq \begin{cases} 3 \text{ veces el espesor de la losa} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- Armadura inferior

La armadura inferior principal debe tener, por cada franja de 1 metro de ancho de losa, una sección total igual o superior a la calculada para resistir el máximo momento último de tramo, obtenido del diagrama envolvente de combinaciones de carga.

En los apoyos libres o sin continuidad, para prever la posible formación de momentos negativos debido a imperfección de las articulaciones, es aconsejable colocar una armadura superior de longitud igual a $1/10$ de la luz libre medido desde el borde interior de apoyo. Esta armadura puede provenir de levantar o doblar una barra de por medio de la armadura inferior.

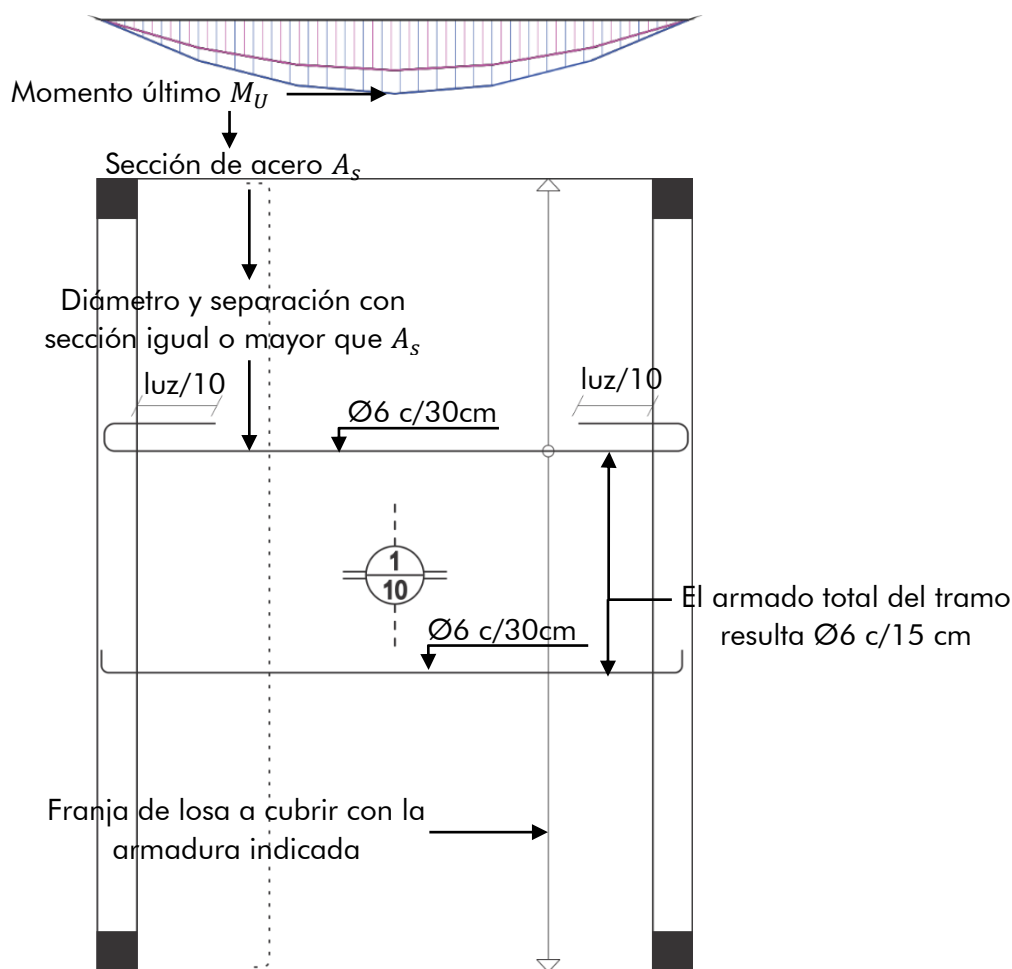


Fig. 44 – Detalle de armado de losa en una dirección

Para losas de varios tramos, podrá disponerse un armado diferente para cada uno, o un mismo armado para todas, reforzando luego aquellos tramos que por cálculo requieran mayor sección de acero.

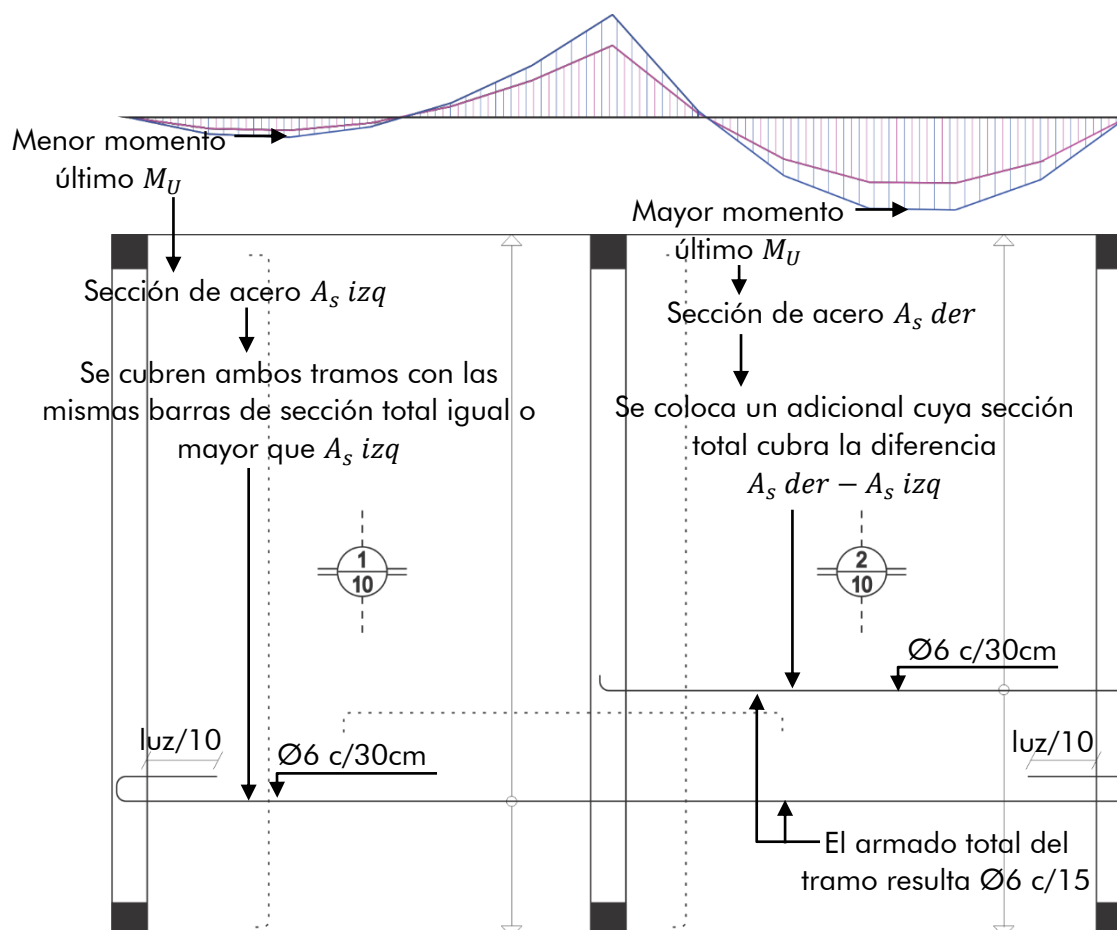


Fig. 45 – Armadura de losa en una dirección de dos tramos. Se utiliza un mismo armado para ambos tramos (Ø6 c/30 cm) y se coloca un adicional de otros Ø6 c/30 cm en el tramo más solicitado para completar la sección de acero requerida de Ø6 c/15 cm.

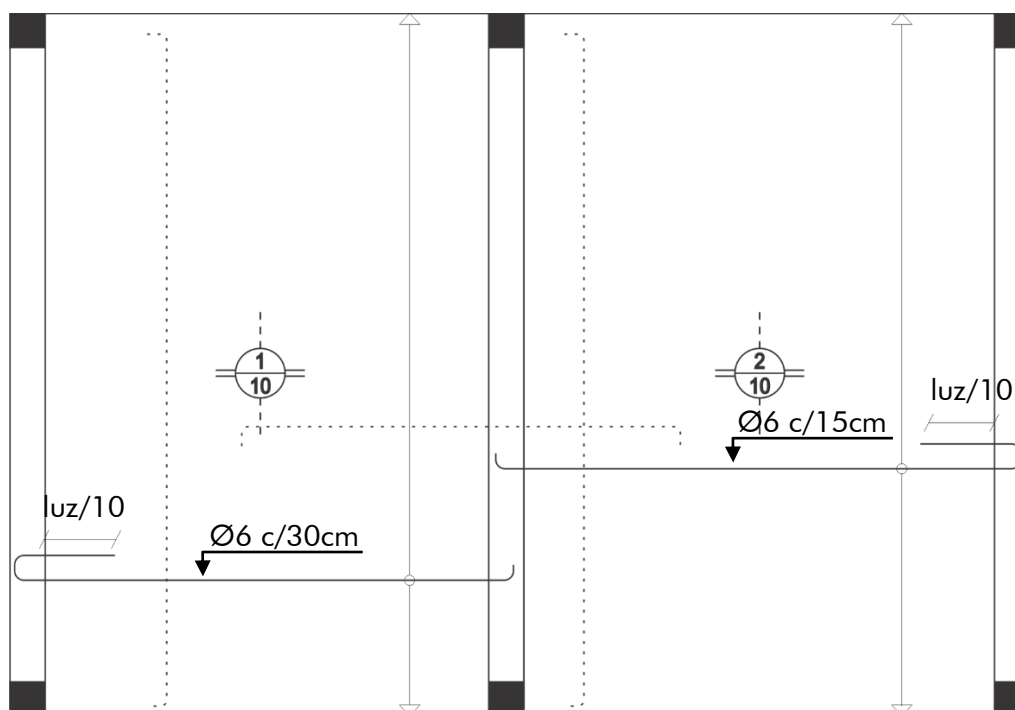


Fig. 46 – Armadura de losa en una dirección de dos tramos. En este caso se realiza el armado con una barra con separación diferente para cada tramo.

Para el caso de losas en una dirección, el armado inferior se completa con el de retracción o temperatura en la dirección perpendicular al armado principal y por encima de éste. Para losas armadas en dos direcciones se coloca en la otra dirección el armado calculado con el momento correspondiente.

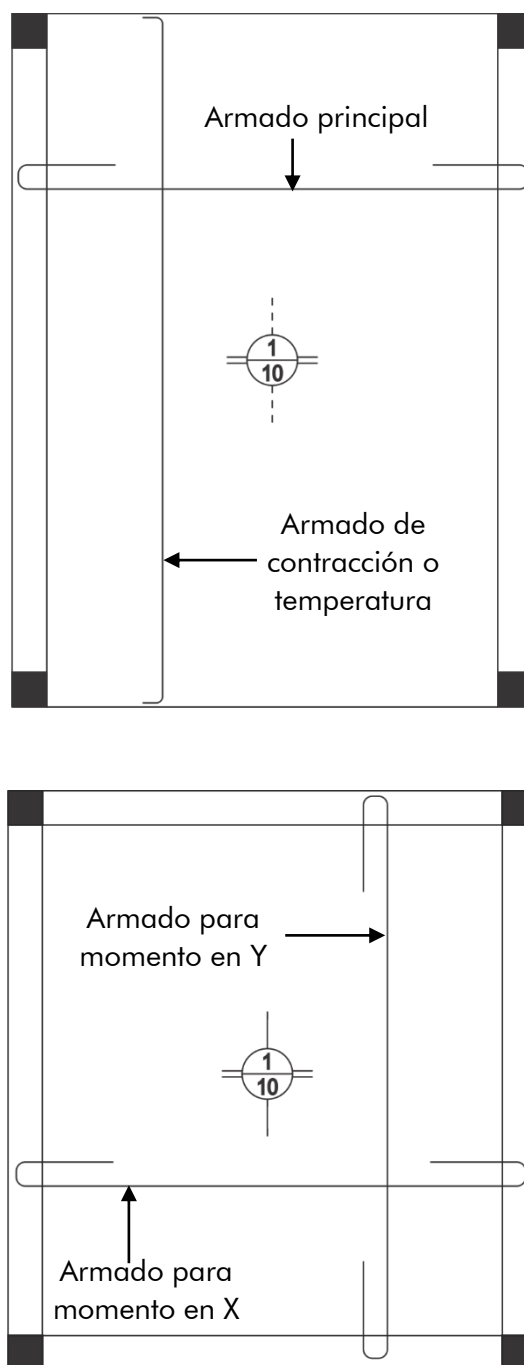


Fig. 47 – Armado de losas en una y dos direcciones

- Armadura superior

El armado superior para los apoyos puede cubrirse levantando hasta un máximo de la mitad de las barras del tramo, colocándose barras suplementarias, o con una combinación de ambos. Para las longitudes de las barras rigen las mismas disposiciones que para vigas: desde el punto de inflexión, una longitud embebida l_e y desde la sección de máximo momento, una longitud de anclaje l_d o l_{dh} .

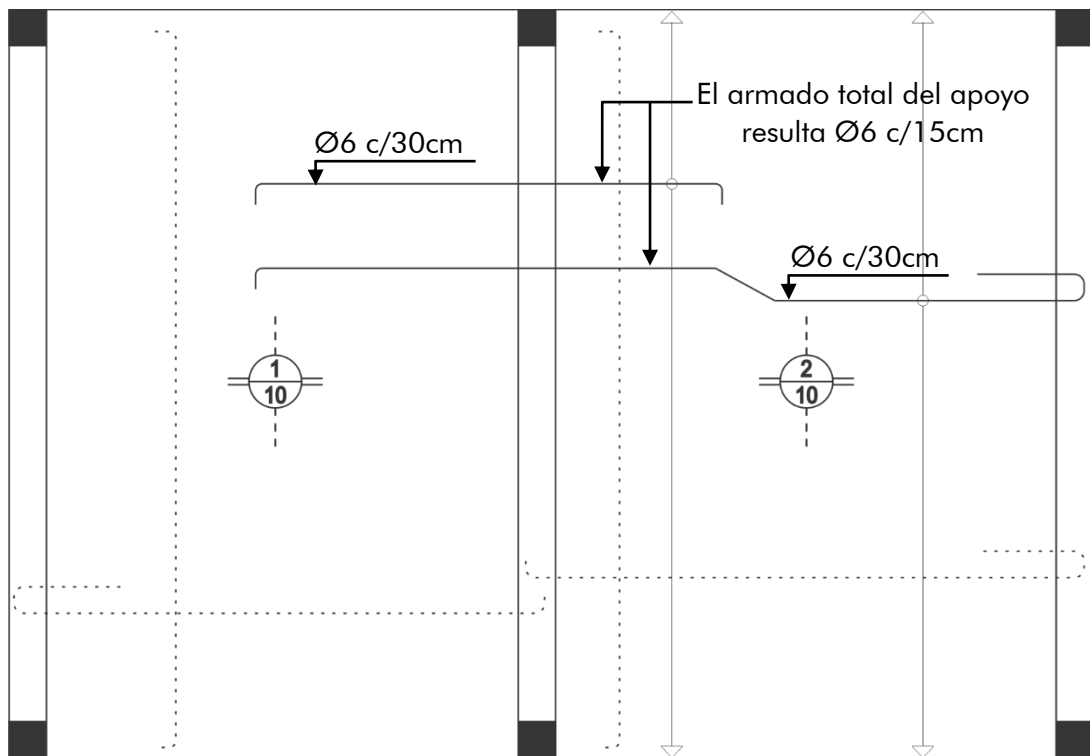
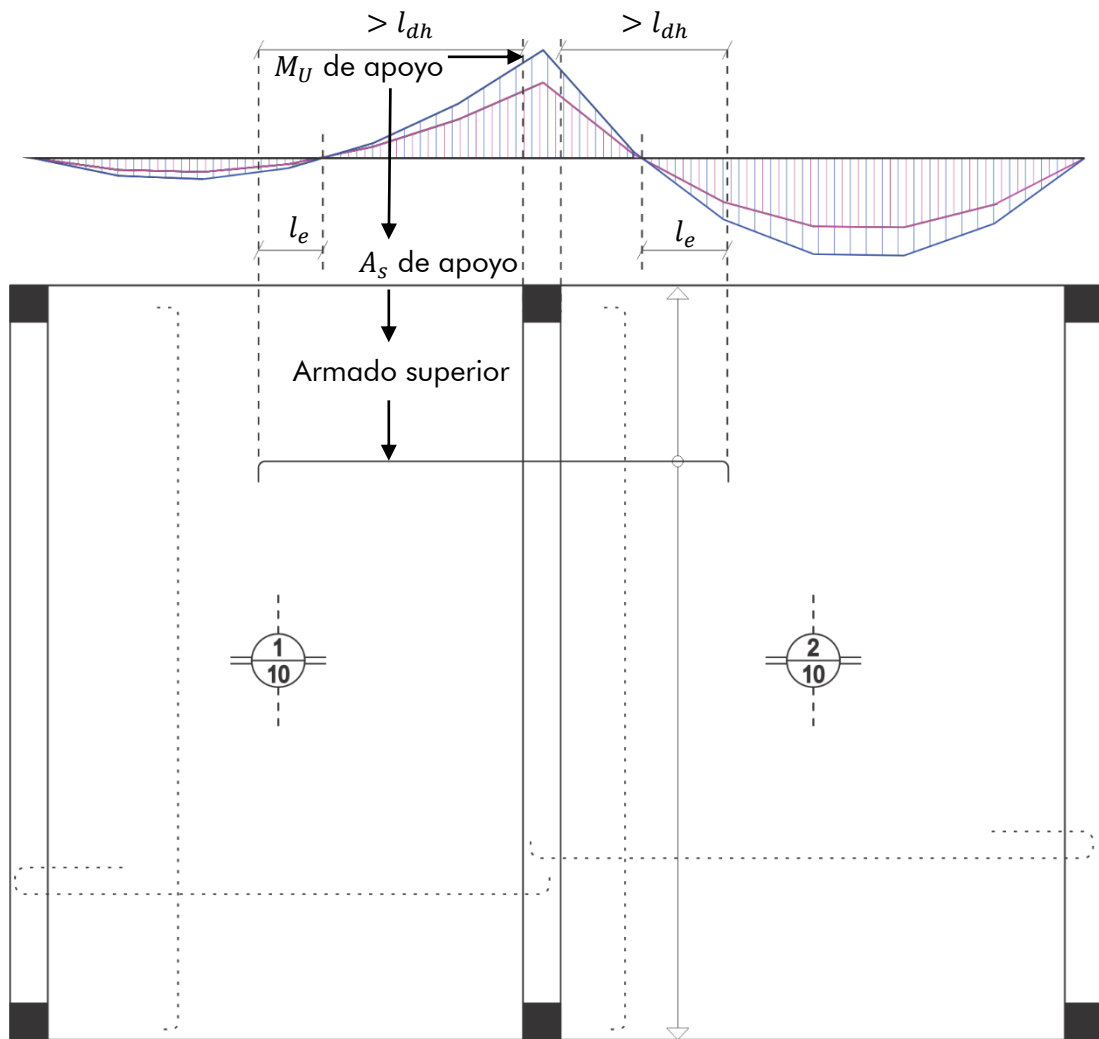


Fig. 48 – Alternativas de armado superior para apoyos

- Armadura en esquinas

Las losas macizas armadas en dos direcciones presentan un comportamiento torsional en las esquinas que produce agrietamientos en diagonal. Es por ello que el reglamento CIRSOC 201:2005 indica que debe colocarse una armadura adicional en esquinas exteriores, en la cara inferior y superior de la losa, suficiente para resistir el máximo momento positivo que se produce en ella.

Esta armadura adicional se debe ubicar a partir de la esquina, a una distancia en cada dirección igual a $1/5$ de la luz mayor de la losa.

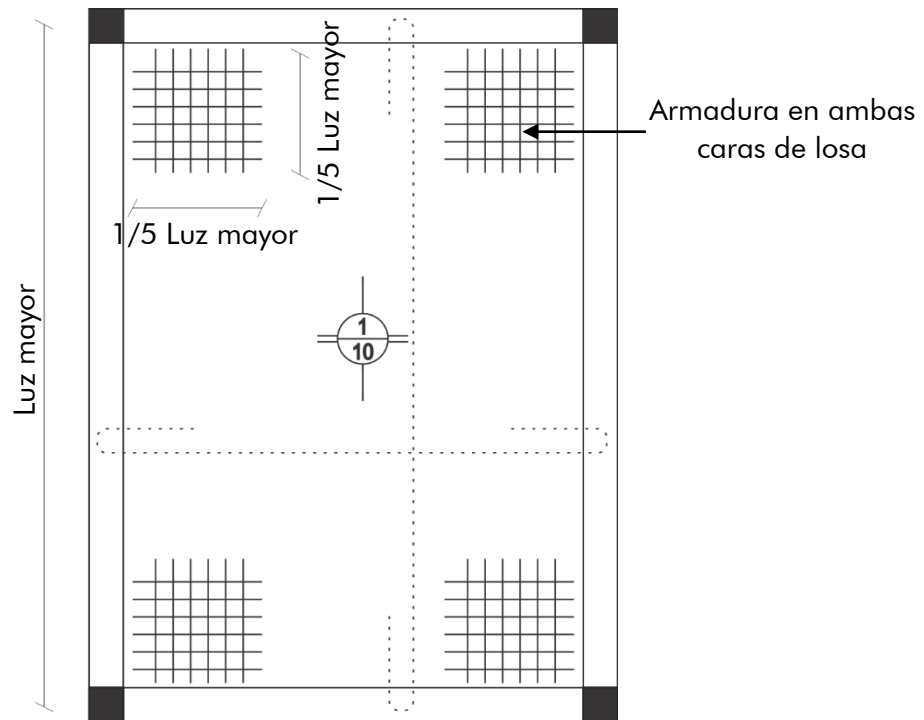


Fig. 49 – Armadura de esquinas para losas macizas en dos direcciones

1.1.3.2 Nervuradas

- Generalidades

A los efectos del dimensionado de armaduras, se considera a las losas nervuradas como una sucesión de vigas T. Para obtener las solicitaciones de cada una de estas vigas T, se multiplican los valores de momento o corte por metro de losa por la separación entre nervios, en metros.

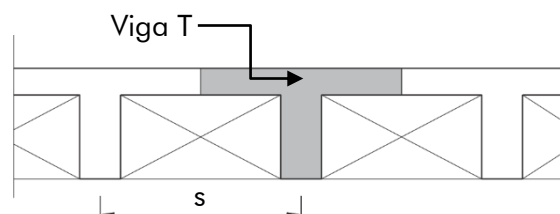


Fig. 50 – Losa nervurada como sucesión de vigas T

Para el caso de apoyos con momentos negativos, los nervios trabajan como vigas rectangulares, dado que las compresiones se encuentran abajo y la capa de compresión de la losa arriba. Como resultado, la resistencia en los apoyos de estas losas es menor que en el tramo. Si en algún caso resultara insuficiente la sección del nervio para resistir las solicitaciones de apoyo, debe aumentarse su ancho y no la altura, por

razones de diseño, ya que el fondo de la losa debe ser continuo. Este aumento de ancho puede lograrse macizando la losa en el sector próximo a los apoyos, omitiendo colocar el elemento de relleno en estas zonas.

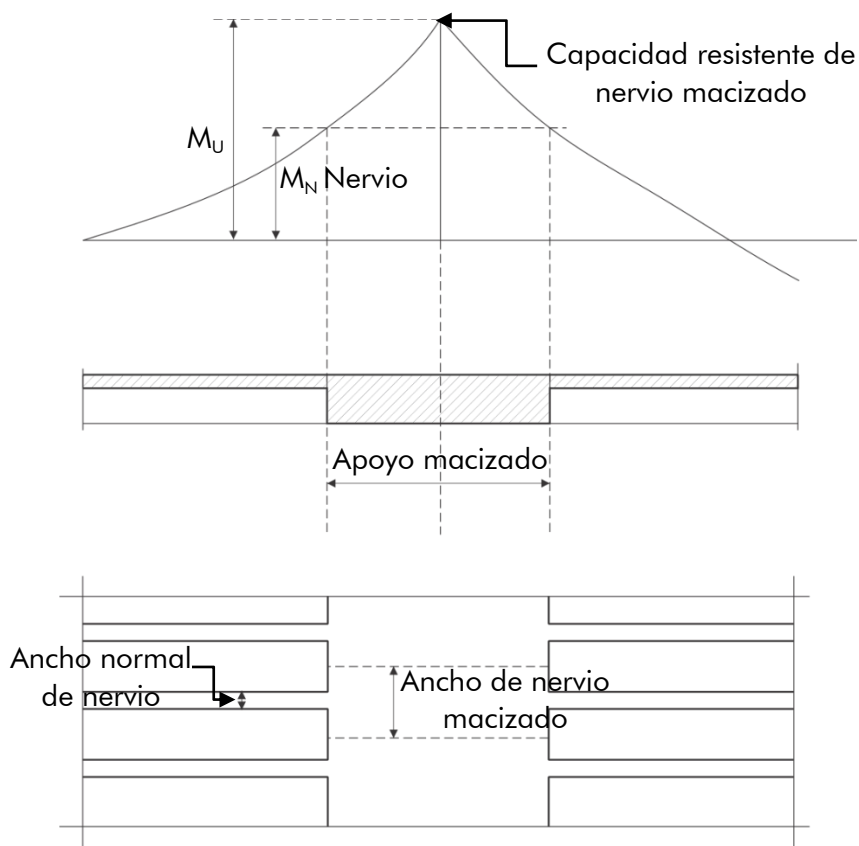


Fig. 51 – Macizado de nervios en losas nervuradas

- Armadura superior e inferior

El procedimiento para el diseño de armaduras es idéntico al de vigas T, acotándose en planta por nervio en lugar de la separación como en losas macizas.

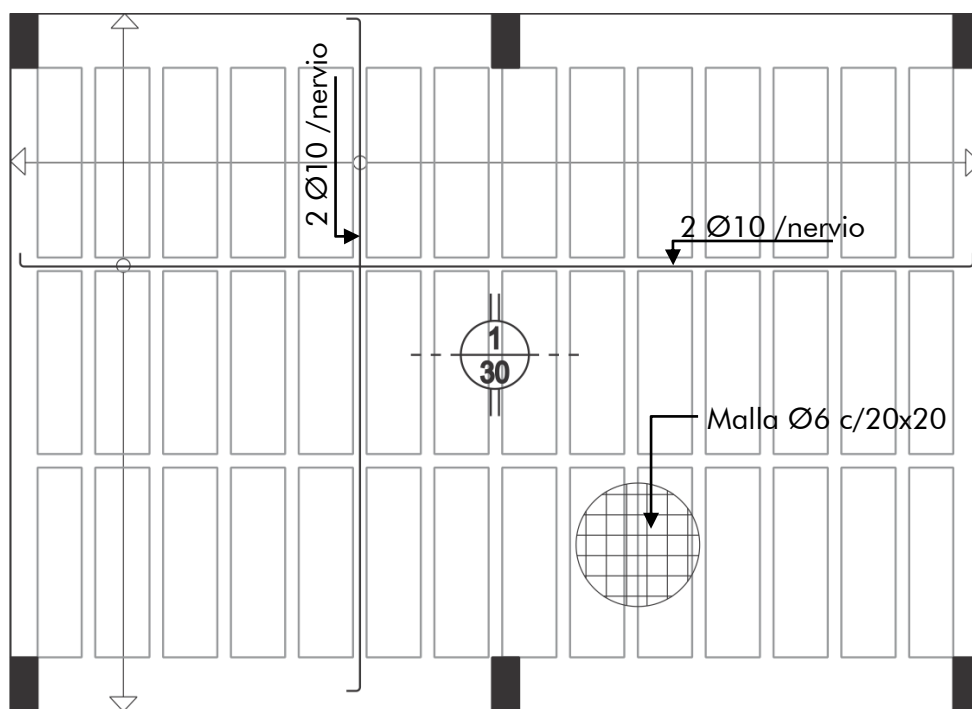


Fig. 52 – Detalle de armado de losas nervuradas

- Armadura de capa de compresión

La capa de compresión lleva una armadura mínima de cuantía 0,0018, al igual que una losa maciza. En general, se resuelve mediante mallas electrosoldadas.

- Armadura nervios de repartición

Para el caso de losas nervuradas armadas en una dirección, los nervios de repartición tendrán la misma armadura que los nervios principales.

1.1.3.3 Otros tipos

Con el objeto de optimizar costos y tiempos de ejecución, la industria ha desarrollado losas que se construyen a partir de componentes prefabricados. Se dará una breve reseña de algunos tipos utilizados en nuestro medio.

- Losa de viguetas

La losa de viguetas es un tipo de losa alivianada, en la cual los nervios (viguetas) son prefabricados y pretensados, y el material de relleno es un bloque que encastra entre ellas. Con esto se logra una gran simplicidad y rapidez constructiva, con espesores menores a los de una losa nervurada hormigonada "in situ" y sin pretensar.

Los componentes de este sistema son:

- Vigueta pretensada
- Bloque de alivianamiento
- Capa de compresión "in situ"

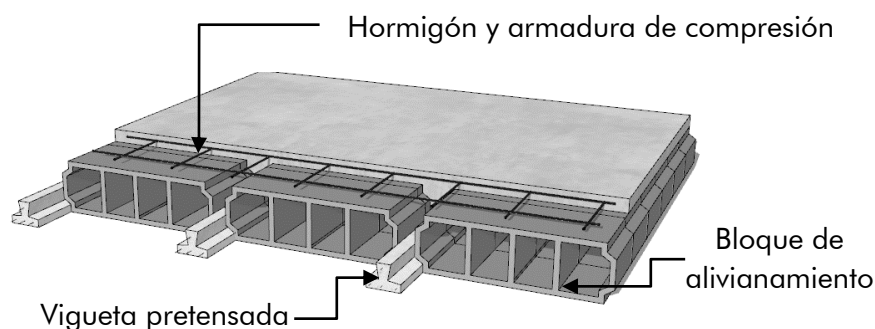


Fig. 53 – Losa de viguetas

Las viguetas constituyen los nervios de la losa. Es una pieza de hormigón prefabricado que contiene la armadura pretensada para resistir los esfuerzos de tracción de la losa. Su resistencia depende de la cantidad de acero que contienen y su fabricación se realiza en series standard según los requerimientos de cálculo para cada luz a cubrir.

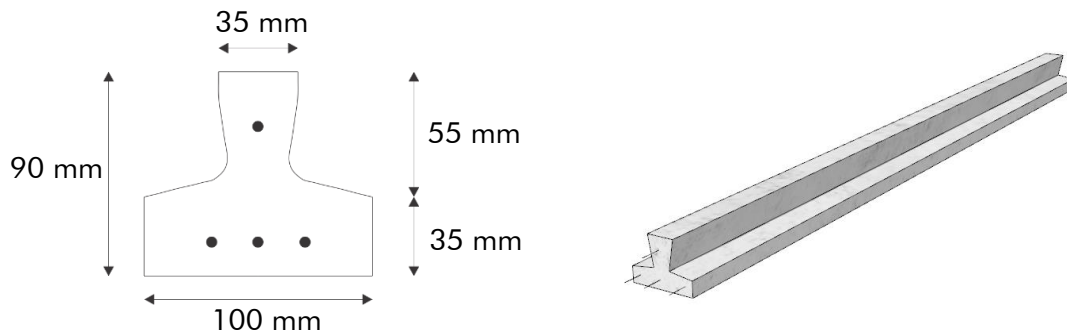


Fig. 54 – Vigueta pretensada

Los bloques o bovedillas no tienen función estructural y se utilizan solo de relleno. Los espesores disponibles son de 9, 13 y 17 cm, que sumados a la capa de compresión de hormigón dan como resultado el espesor total de losa. Su material puede ser cerámica, hormigón, o poliestireno expandido.

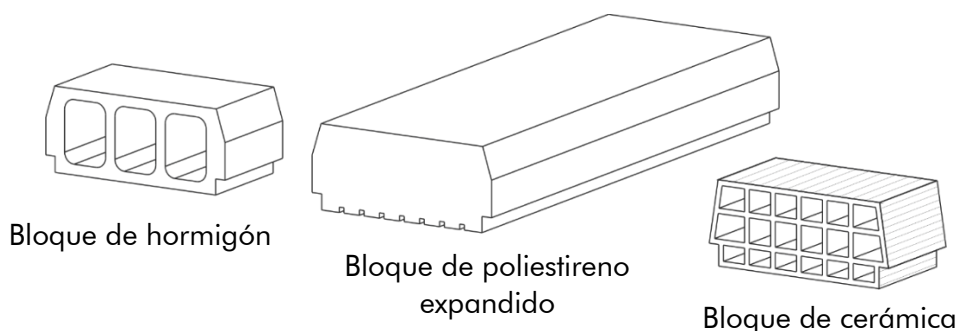


Fig. 55 – Bloques de alivianamiento para losas de viguetas

La capa de compresión de hormigón se ejecuta "in situ" conjuntamente con las vigas y su función es absorber las compresiones generadas por la flexión de la losa. Debe llevar una armadura de igual cuantía que la capa de compresión de losas nervuradas (0,0018).

Dimensionado

La elección del espesor total de losa y del tipo de viguetas se realiza mediante tablas provistas por los fabricantes, en función del momento de servicio al que está solicitada la losa.

Tipo de losa			Vigueta simple						Vigueta doble			
Altura de bovedilla			9		13		17		13		17	
Capa de compresión			4	5	4	5	4	5	4	5	4	5
Espesor total de losa			13	14	17	18	21	22	17	18	21	22
Luz (m)	1 a 3	Momentos admisibles (kgm/m)	317	367	544	608	831	912	806	904	1226	1349
	3,2 a 3,4		378	438	649	725	992	1088	901	1009	1369	1508
	3,5 a 3,8		439	509	754	843	1152	1265	1118	1252	1699	1872
	4 a 4,2		566	657	973	1087	1485	1630	1441	1615	2191	2413
	4,4 a 4,6		630	731	1082	1210	1652	1813	1603	1796	2436	2684
	4,8 a 5,2		814	944	1398	1562	2134	2342	2071	2319	3147	3467
	5,4 a 6,2		987	1147	1697	1897	2591	2843	2514	2816	3821	4209
	6,4 a 7,2		1162	1348	1996	2231	3047	3344	2957	3312	4495	4951

Momentos flectores de servicio admisibles. Fuente: Manual para la construcción de losas alivianadas de viguetas pretensadas. Tensolite

Se recomienda la ejecución de un nervio transversal “in situ” a mitad de la luz para luces mayores a 2 m. Cuando la luz supere los 3,5 m se colocarán dos nervios de repartición ubicados al tercio de la luz, y para luces mayores a 5,5 m, 3 nervios separados entre sí $1/4$ de la luz.

- Losa mixta

Se denomina losa mixta a aquella compuesta por dos materiales trabajando estructuralmente como una unidad: una chapa de acero inferior y hormigón vertido sobre ella. La chapa de acero posee pliegues que garantizan su comportamiento en conjunto, resistiendo las tracciones, mientras que el hormigón colocado sobre ella resiste las compresiones.

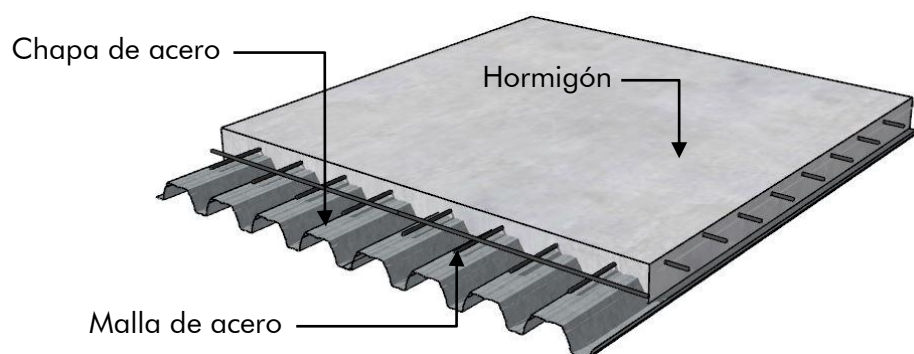


Fig. 56 –Losa mixta de hormigón con chapa de acero colaborante



Fig. 57 – Fuente: alcor.com.ar

A pesar del funcionamiento estructural de la chapa como acero a tracción de la losa, ésta tiene la desventaja de quedar expuesta directamente al fuego en caso de incendio, por lo cual suele colocarse de todas formas armadura a tracción dentro del hormigón, perdiendo su ventaja económica.

Su principal beneficio radica entonces en la facilidad de ejecución, con un montaje rápido y mínimo apuntalamiento, dado que la chapa funciona como encofrado autoportante durante esta etapa.

Otra ventaja es la posibilidad de conformar vigas mixtas, mediante incorporación de conectores metálicos que vinculan las vigas de acero con la capa de hormigón a través de la chapa. De esta manera el hormigón pasa a formar parte de la sección resistente de la viga, trabajando a compresión, mientras el acero del perfil lo hace a tracción.

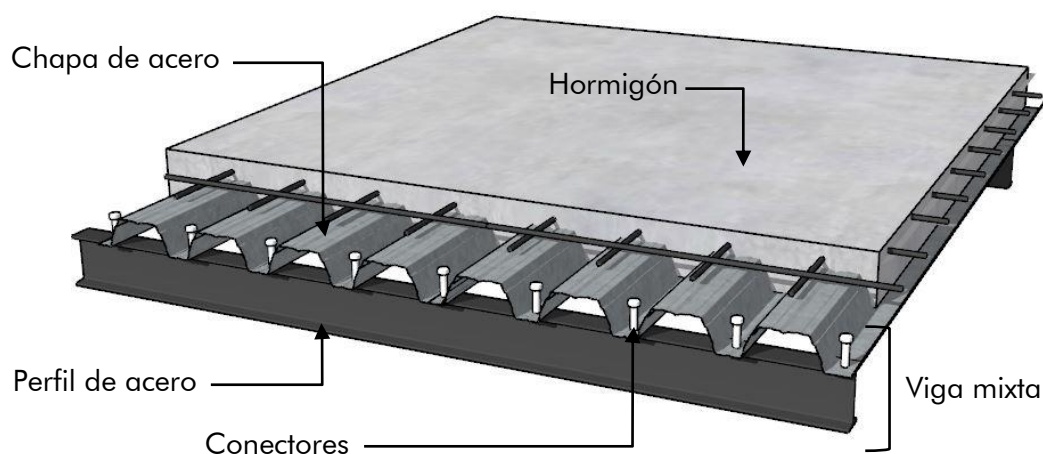


Fig. 58 – Viga mixta de acero – hormigón con conectores metálicos

Dimensionado

El dimensionado de espesores de chapa y de hormigón a utilizar se realiza en general mediante tablas provistas por los fabricantes, en función de la sobrecarga requerida.

Sobrecarga de servicio admisible (kg/m ²) (Ya se considera el peso propio)												
Espesor de chapa	Capa de H ^º (mm)	Espesor total de losa (mm)	Separacion de apoyos (m)									
			2,00	2,40	2,80	3,00	3,40	3,80	4,00	4,40	4,80	5,00
0,7 mm	50	125	988	715	546	484	342	243	204	141	94	74
	55	130	1045	756	577	512	366	260	219	152	101	80
	60	135	1101	796	608	540	391	278	234	163	109	87
	80	155	1327	960	733	651	495	355	300	212	145	117
	100	175	1553	1123	858	761	607	437	371	264	183	150
	120	195	1779	1286	982	872	704	524	446	320	225	186
0,9 mm	50	125	1312	962	744	645	468	343	294	215	156	131
	55	130	1387	1017	786	689	500	367	315	231	168	11
	60	135	1462	1072	829	734	533	391	336	247	180	152
	80	155	1762	1292	999	892	673	497	428	318	233	199
	100	175	2000	1512	1169	1044	824	611	528	394	292	250
	120	195	2000	1731	1339	1195	976	730	632	474	254	304
1,25 mm	50	125	1473	1126	903	819	679	511	446	341	260	227
	55	130	1557	1190	954	866	725	547	477	365	279	244
	60	135	1641	1254	1006	913	768	583	509	390	299	261
	80	155	1978	1512	1212	1100	925	739	646	499	383	337
	100	175	2000	1769	1418	1287	1083	906	794	613	476	419
	120	195	2000	2000	1625	1475	1240	1067	949	735	573	506

Sobrecargas de servicio admisibles (ya se considera el peso propio de losa). Fuente: catálogo Alcor

La luz máxima entre apuntalamientos también puede obtenerse mediante tablas de fabricantes:

Longitud máxima sin apuntalamiento (m)						
Espesor de placa	Cantidad de tramos	Capa de hormigón (mm)				
		Espesor total de losa (mm)				
		50	55	80	100	120
		125	130	155	175	195
0,7 mm	1	2,32	2,27	2,06	1,94	1,83
	2	2,90	2,84	2,55	2,27	2,05
	3	2,99	2,93	2,67	2,51	2,33
0,9 mm	1	2,84	2,78	2,52	2,36	2,23
	2	3,46	3,40	3,11	2,92	2,77
	3	3,58	3,51	3,21	3,02	2,86
1,25 mm	1	3,52	3,44	3,11	2,91	2,74
	2	4,18	4,10	3,76	3,54	3,35
	3	4,20	4,16	3,88	3,66	3,47

Longitud máxima sin apuntalamiento. Fuente: catálogo Alcor

- Losas alivianadas con discos o esferas plásticas

Son losas de hormigón armado sin vigas, alivianadas en su interior con esferas o discos plásticos. La armadura se coloca en forma de una doble malla, una inferior y otra superior. El comportamiento estructural es similar al de una losa maciza, con un consumo de hormigón hasta un 30% menor.

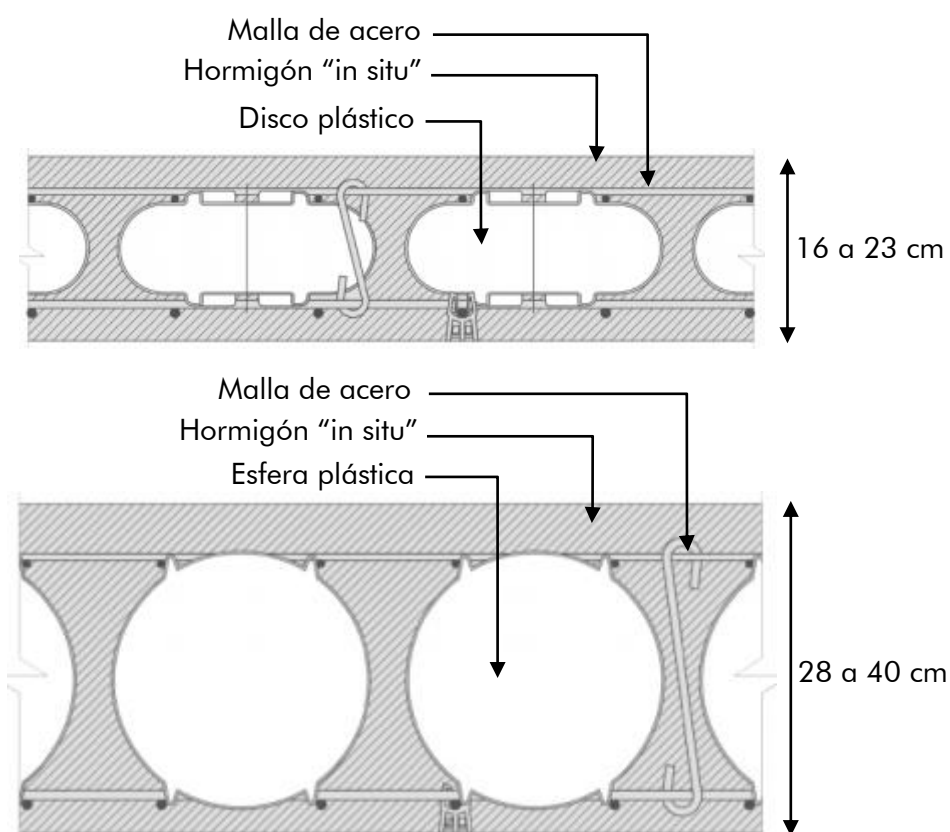


Fig. 59 – Losa alivianada con discos o esferas plásticas

Su principal ventaja es la simplicidad de armado, ya que las mallas suelen proveerse listas para su colocación, o incluso módulos completos prearmados con las esferas más la doble malla. Además, pueden cubrirse luces de hasta 15m, con espesores que rondan los 40cm y el aspecto visual de una losa maciza.

Pueden utilizarse sin vigas, macizando los sectores próximos a los apoyos para brindar resistencia al punzonado.



Fig. 60 – Polo empresarial K41 – Fuente: Catalogo Prenova 2017

- Placa alveolar

Son placas autoportantes prefabricadas de hormigón pretensado, alivianadas mediante perforaciones interiores longitudinales denominadas alveolos.

Su principal ventaja radica en la prefabricación, permitiendo reducir tiempos de obra. No requieren apuntalamientos, generalmente tampoco capa de compresión y por su terminación no necesita revoques posteriores.

Se comercializan en espesores entre 10 y 30 cm, anchos de 30, 60, y 120 cm y longitudes a pedido.

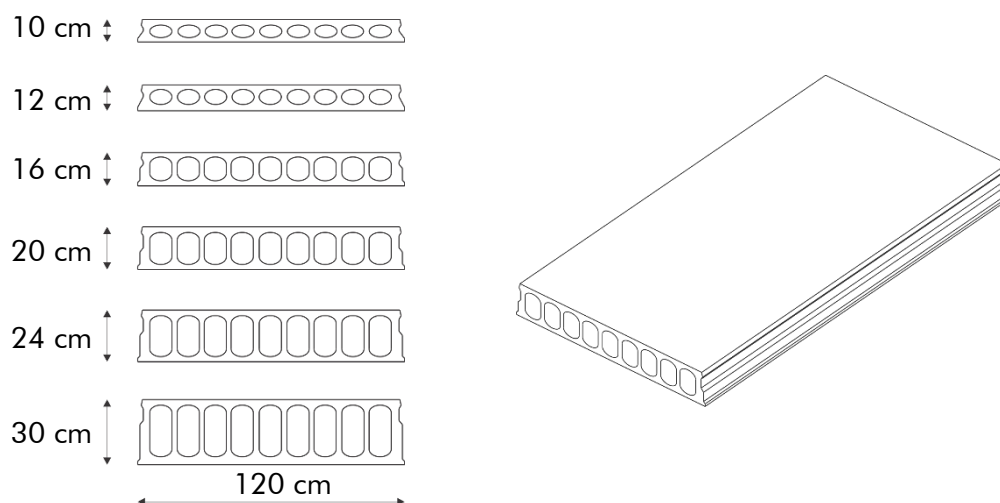


Fig. 61 – Placas alveolares para losa

Dimensionado

El armado y tensión de pretensado se encuentra estandarizado y los fabricantes brindan tablas con los momentos, luces y cargas admisibles para cada espesor y serie de placa.

Luz admisible (m)													
Espesor	Serie	Peso propio	Mom. adm.	Sobrecarga (kg/m ²)									
cm	Nº	kg/m ²	kgm/m	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
10	1	155	481	3,82	3,21	2,82	2,54	2,33	2,16	2,03	1,91	1,81	1,73
	2		713	4,67	3,93	3,46	3,12	2,86	2,66	2,49	2,35	2,23	2,13
	3		941	5,38	4,53	3,98	3,60	3,30	3,07	2,87	2,71	2,55	2,33
	4		1164	5,99	5,05	4,44	4,01	3,68	3,42	3,15	2,82	2,55	2,33
12	1	180	1181	5,72	4,89	4,34	3,94	3,83	3,38	3,18	3,01	2,8	2,73
	2		1462	6,38	5,46	4,84	4,40	4,05	3,78	3,55	3,36	3,19	3,04
	3		1743	6,97	5,97	5,30	4,81	4,43	4,13	3,88	3,66	3,32	3,04
	4		2284	7,99	6,84	6,08	5,52	5,09	4,60	4,07	3,66	3,32	3,04
16	1	220	2462	7,82	6,80	6,09	5,56	5,15	4,82	4,54	4,31	4,1	3,93
	2		3245	8,99	7,82	7,01	6,40	5,93	5,55	5,23	4,96	4,73	4,52
	3		4579	9,36	8,88	8,34	7,62	7,06	6,61	6,23	5,91	5,63	5,22
20	1	285	5082	10,22	9,08	8,26	7,62	7,11	6,69	6,33	6,03	5,76	5,53
	2		6010	10,86	9,89	8,99	8,30	7,74	7,28	6,90	6,67	6,28	6,02
	3		6559	10,87	10,33	9,40	8,67	8,09	7,61	7,21	6,86	6,56	6,30
24	1	325	7911	12,15	10,91	9,99	9,26	8,67	8,19	7,77	7,41	7,10	6,82
	2		8310	12,3	11,19	10,24	9,50	8,89	8,39	7,97	7,6	7,28	6,99
	3		9436	12,31	11,85	10,92	10,13	9,46	8,95	8,49	8,10	7,76	7,46
30	1	420	14724	14,27	13,75	12,74	11,93	11,25	10,68	10,18	9,75	9,37	9,03
	2		17159	14,29	13,8	13,48	12,89	12,16	11,54	11,00	10,53	10,12	9,75

Momentos, luces y sobrecargas admisibles para placas alveolares. Fuente: Preguntas frecuentes de losas Corblock