

CAPITULO 6. CALCULO DE SECCIONES

6.0 NOTACIÓN

- A_{cp} = Area encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, mm^2
 A_g = Area total de la sección, mm^2
 A_s = Area de armadura en tracción, mm^2
 A'_s = Area de armadura en compresión, mm^2
 b = Ancho del borde en compresión del elemento, mm
 b_w = Ancho del alma
 c = Distancia desde la fibra externa en compresión al eje neutro, mm
 C_c = Esfuerzo de compresión en el centroide del bloque de compresión del hormigón
 C_a = Esfuerzo de compresión en las barras de acero a compresión
 d = Altura útil, mm
 d_c = Espesor del recubrimiento de hormigón, medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra más cercana a esta fibra, mm
 d_t = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta la barra de acero más comprimida
 ϵ_{st} = Deformación unitaria en la barra más traccionada
 ϵ_{cu} = Deformación unitaria en la fibra extrema en compresión
 M_u = Momento mayorado en la sección considerada
 M_n = Momento resistente nominal de una sección
 N_u = Carga axial mayorada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u ; debe considerarse positiva para la compresión, negativa para la tracción.
 p_{cp} = Perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, mm
 P_n = Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada
 P_u = Es equivalente a N_u
 T_n = Momento de torsión resistente nominal
 T_u = Momento de torsión mayorado en la sección
 Φ = Factor de reducción de la resistencia
 ρ = Cuantía de armadura en tracción
 ρ_{min} = Cuantía de armadura mínima
 ρ_b = Cuantía de armadura que produce condiciones balanceadas de deformación

ρ_s = Razón entre el volumen de armadura en zunchos y el volumen total del núcleo (medido desde el diámetro exterior del zuncho), de un elemento armado con zunchos sujeto a compresión.

ρ_w = $A_s/(bwd)$

V_c = Resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón

V_n = Resistencia nominal al corte

V_s = Resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura de corte

V_u = Esfuerzo de corte mayorado en la sección

6.1 FLEXIÓN

Se presentan a continuación las expresiones de diseño para vigas rectangulares sometidas a flexión simple, flexión compuesta y flexión esviada destacando la cuantía mínima (ρ_{\min}) y la cuantía de balance (ρ_b).

6.1.1 Aspectos básicos para diseño a flexión

6.1.1.1 Condición de diseño

$$\Phi M_n \geq M_u$$

El factor Φ varia según el caso:

Caso 1: Flexión Simple $\Rightarrow \Phi = 0,9$

Caso 2: Flexión Compuesta:

a) Elementos con zunchos que cumplen:

$$\rho_s = 0,45x\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \times \frac{f'_c}{f_y} \Rightarrow \Phi = 0,75$$

b) Otros casos $\Rightarrow \Phi = 0,7$

6.1.1.2 Cuantía de armadura:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \times d}$$

$$\rho \leq 0,75 \times \rho_b$$

6.1.1.3 Cuantía de balance:

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

donde:

$$\beta_1 = \begin{cases} 0,85 & \text{Para } f'_c \leq 30 \text{ MPa} \\ 0,85 - 0,008 (f'_c - 30) & \text{Para } 30 < f'_c \leq 55 \text{ MPa} \\ 0,65 & \text{Para } f'_c > 55 \text{ MPa} \end{cases}$$

6.1.1.4 Condición de armadura mínima:

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} \geq \frac{1,4}{f_y}; f'_c \text{ en MPa}$$

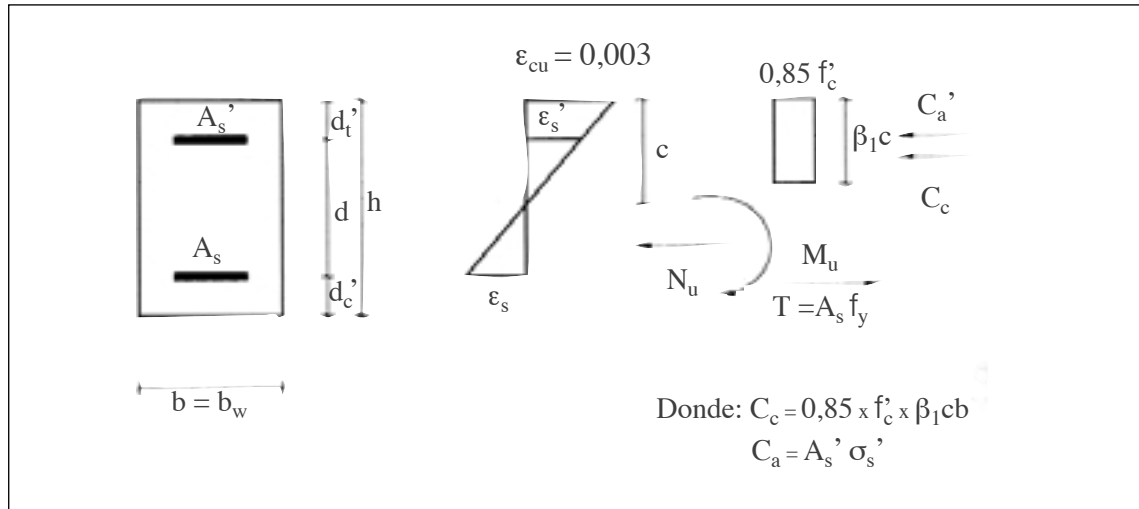
(VER FIGURA 11)

6.1.1.5 Para armadura de vigas T y secciones con el ala traccionada:

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{2 \times f_y} \geq \frac{1,4}{f_y}$$

6.1.1.6 Ecuaciones Generales

Figura 9



$$N_u = (0,85 \times f'_c \times \beta_1 \times c \times b + A'_s \times \sigma'_s - A \times \sigma_s) \times \Phi$$

$$M_u = \left[0,85 \times f'_c \times \beta_1 \times c \times b \times \left(d - \frac{\beta_1 \times c}{2} \right) + A'_s \times \sigma'_s \times (d - d') \right] \times \Phi - N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Se definen los siguientes parámetros:

$$\mu = \frac{M_u + N_u \times (d - h/2)}{(0,85 \times f'_c \times b \times d^2) \times \Phi}$$

$$\omega = \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b \times d)}$$

$$\omega' = \frac{A'_s \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b \times d)}$$

$$v = \frac{N_u}{(0,85 \times f'_c \times b \times d) \times \Phi}$$

$$\xi = \frac{c}{d}$$

$$\delta' = \frac{d'}{d}$$

6.1.2 Flexión simple

Para este caso, $N_u = 0 \Rightarrow v = 0$ y considerando $\Phi = 0,9$ y $\sigma = f_y$; además de si $\epsilon'_s > \epsilon_y$, para la mayor parte de los casos, por lo que podemos tomar a $\sigma'_s = f_y$. Las ecuaciones quedan:

$$\beta_1 \times \xi + \omega' - \omega = 0 \quad (6-1)$$

$$\beta_1 \times \xi \left(1 - \frac{\beta_1 \times \xi}{2} \right) + \omega' (1 - \delta') = \mu \quad (6-2)$$

$$\text{Si } \omega < \omega_0 = 0,75 \omega_b \Rightarrow A_s < 0,75 A_b \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow \beta_1 \times \xi &= \omega \\ \Rightarrow \omega \left(1 - \frac{\omega}{2} \right) &= \mu \Rightarrow \omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \omega_0 = \begin{cases} \text{A63-42H: } 0,4412 \beta_1 ; \text{ Si } \beta_1 = 0,85 \Rightarrow \omega_0 = 0,3750 \Rightarrow \mu_{\text{lim}} = 0,3047 \\ \text{A44-28H: } 0,5114 \beta_1 ; \text{ Si } \beta_1 = 0,85 \Rightarrow \omega_0 = 0,4347 \Rightarrow \mu_{\text{lim}} = 0,3402 \end{cases}$$

$$\text{Si } \mu > \mu_{\text{lim}} \Rightarrow A'_s = 0 \text{ y se reemplaza: } \beta_1 \xi \left(1 - \frac{\beta_1 \xi}{2} \right) = \mu_{\text{lim}}$$

$$\beta_1 \xi = \omega_0$$

en las ecuaciones (6-1) y (6-2) respectivamente.

6.1.3 Flexión compuesta

Para este caso $N_u \neq 0 \Rightarrow v \neq 0$; luego, las ecuaciones de diseño quedan:

$$\beta_1 \times \xi + \omega' - \omega = v \quad (6-3)$$

$$\beta_1 \times \xi \left(1 - \frac{\beta_1 \times \xi}{2} \right) + \omega' (1 - \delta') = \mu \quad (6-4)$$

$$\text{Si } \omega < \omega_0 = 0,75 \omega_b \Rightarrow A_s < 0,75 A_b \Rightarrow A'_s = 0$$

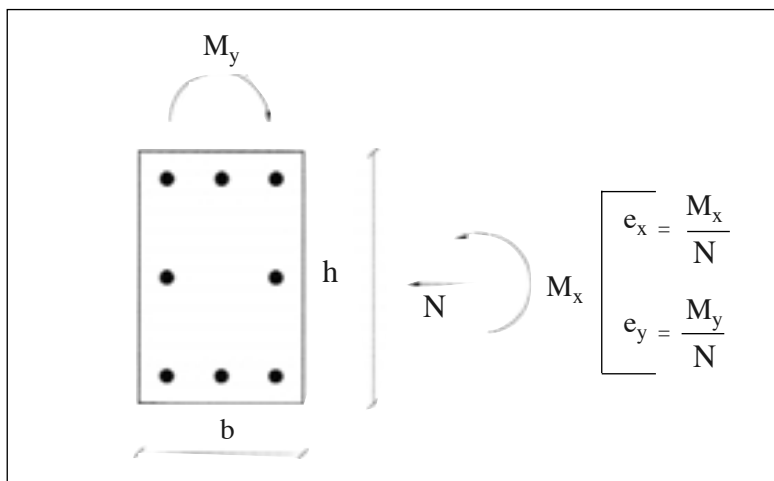
$$\beta_1 \times \xi = v + \omega$$

$$(v + \omega) \left(1 - \frac{v + \omega}{2} \right) = \mu \Rightarrow v + \omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}$$

y el procedimiento es análogo al anterior.

6.1.4 Flexión esviada

Figura 10
Flexión esviada



Para el diseño de un elemento a flexión esviada, se puede recurrir a un cálculo aproximado, en el cual se transforma el caso de flexión esviada a flexocompresión, mediante las fórmulas mostradas a continuación. De lo contrario, se puede diseñar el elemento utilizando ábacos.

Se debe calcular a flexocompresión, utilizando la siguiente transformación:

$$\text{Si } \frac{e_x}{e_y} \geq \frac{h}{b} \quad (1^\circ \text{ octante}) \Rightarrow e'_x = e_x + \frac{\beta \times h}{b} \times e_y$$

$$\Rightarrow M'_x = N \times e'_x$$

$$\text{Si } \frac{e_x}{e_y} < \frac{h}{b} \quad (2^\circ \text{ octante}) \Rightarrow e'_y = e_y + \frac{\beta \times h}{b} \times e_x$$

$$\Rightarrow M'_y = N \times e'_y$$

Donde β se obtiene de la Tabla 73 y ν se calcula según lo indicado en 6.1.1.6

Tabla 73

ν	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,9	1,0	1,1	$\geq 1,2$
β	0,6	0,7	0,8	0,9	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,5	0,4

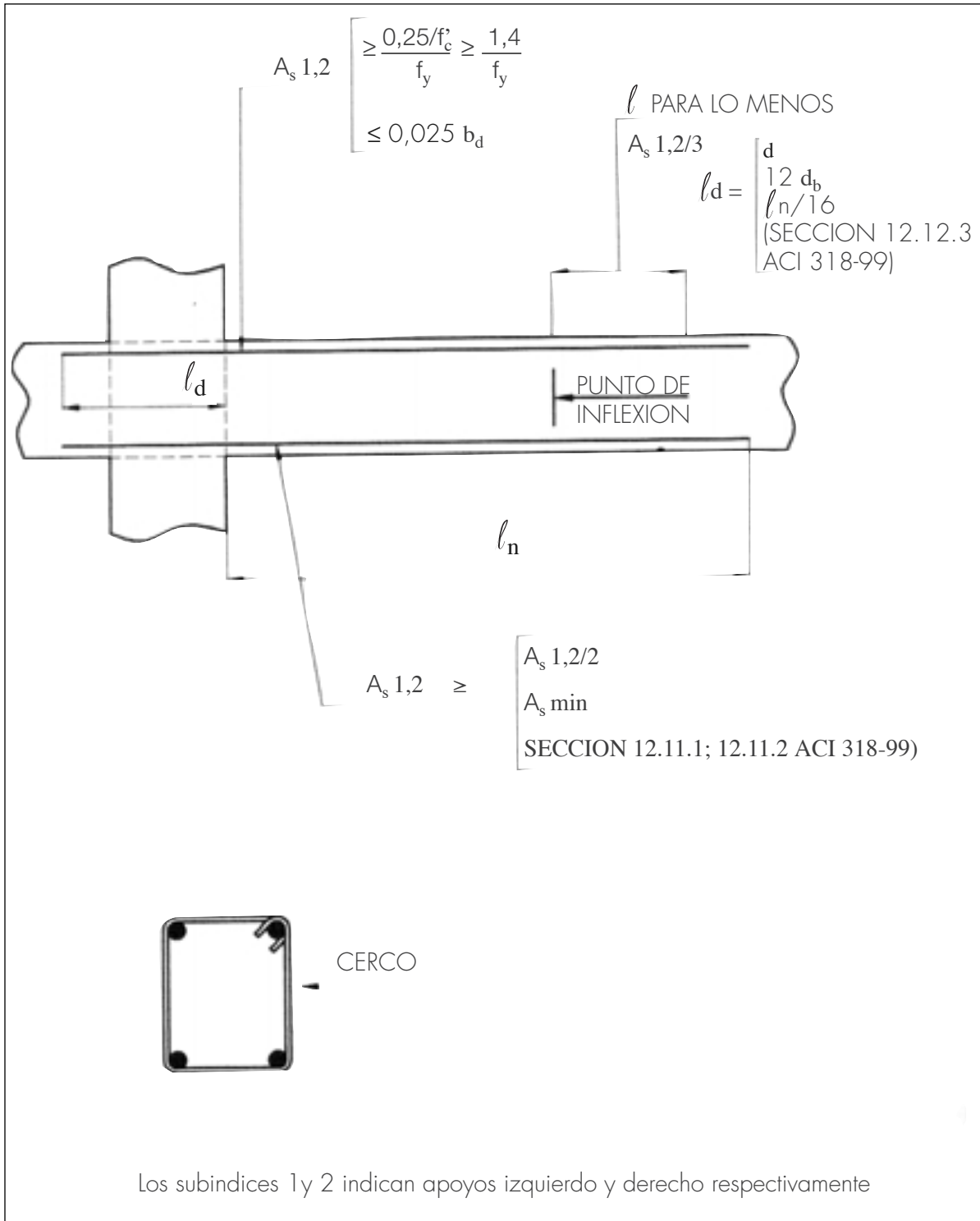
β se debe corregir según el siguiente criterio:

Si $\omega > 0,6 \Rightarrow \beta_1 = b + 0,1$

Si $\omega \leq 0,2 \Rightarrow \beta_1 = b - 0,1$

Donde $\omega = \frac{A_{\text{total}} \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b \times h}$ de ábacos de interacción

Figura 11
Armaduras mínimas de flexión



6.2 DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN MOMENTO FLECTOR VERSUS CARGA AXIAL $M_U - P_U$

Se han confeccionado diagramas adimensionales de diseño para pilares y muros sometidos a carga axial y momento flector combinados, o bien con cargas axiales excéntricas.

Para esto se han considerado las siguientes variables :

1. Tipo de elemento (pilar o muro)
 2. Distribución y cuantía de armadura
 3. Resistencia cilíndrica del hormigón (f'_c)
 4. Alturas útiles relativas (factor gamma = γ)
- La distribución y cuantía de armadura adoptadas, se eligieron según el tipo de elemento estructural. Los valores de resistencia cilíndrica f'_c elegidos son: 20, 25, 30 y 35 MPa. Para ábacos de flexión biaxial, los f'_c elegidos son 16, 20, 25, 30, 35 y 40 MPa.
- Los factores gamma (γ) se han seleccionado también en función del tipo de elemento, así para pilares se han adoptado valores de 0,7; 0,8 y 0,9; en tanto para muros los valores son 0,9 y 1,0.
- En un mismo diagrama se presentan curvas de interacción para distintas cuantías geométricas de armadura, señalándose el punto de balance ($f_s = f_y$) y el punto en el cual toda la armadura entra en compresión ($f_s = 0$).

Los diagramas se han nombrado de acuerdo a la siguiente nomenclatura :

Nombre [f'_c] / [f_y] / [γ] con f'_c y f_y en MPa.

El primer grupo de 12 diagramas corresponde a pilares con armadura en sus dos caras extremas (nombre = E). El segundo grupo de 12 diagramas corresponde a pilares con armadura distribuida uniformemente en sus cuatro caras laterales (nombre = P). El tercer grupo de 12 diagramas corresponde a pilares con armadura en sus caras laterales (nombre = L).

A continuación se presentan los diagramas para muros. Un grupo de 8 diagramas para muros con armadura lateral uniformemente distribuida, para cuantías altas (nombre = M) y cuantías bajas (nombre = CR). Otro grupo de 8 diagramas para muros con armadura uniformemente distribuida en la parte central y armadura concentrada con cuantía variable en sus extremos (nombre = AC).

6.3 ESFUERZO DE CORTE V_u

Se presentan a continuación las expresiones para el diseño al esfuerzo de corte, evaluando la contribución del hormigón V_c y del acero V_s .

Se distinguen además tres condiciones: Sin sollicitación axial, con compresión axial, y con tracción axial.

Se indica la armadura mínima al corte y las limitaciones del espaciamiento de los estribos.

6.3.1.- Condiciones de diseño.

$$\Phi V_n \geq V_u \quad , \quad \text{con } \Phi = 0,85$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (6-5)$$

6.3.2 Resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón

6.3.2.1 Cuando existe corte y flexión:

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c} b_w d}{6} \quad (6-6)$$

o mediante un método mas detallado:

$$V_c = \left[\sqrt{f'_c} + \frac{120 \rho_w V_u d}{M_u} \right] \times \frac{b_w d}{7} \quad (6-7)$$

$$\text{donde: } \rho_w = \frac{A_s}{b_w d}$$

6.3.2.2 Cuando existe compresión axial.

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \frac{\sqrt{f'_c} b_w d}{6} \quad (6-8)$$

$$\frac{N_u}{A_g} \text{ en MPa}$$

6.3.2.3 Cuando existe una tracción axial significativa.

La armadura por corte debe diseñarse para que resista el corte total, o bien considerar que:

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{3,5 A_g} \right) \frac{\sqrt{f'_c} b_w d}{6} \quad (6-9)$$

si es que este resultado es positivo, considerando que N_u es negativa en tracción y $\frac{N_u}{A_g}$ en MPa.

6.3.3 Armadura por corte

6.3.3.1 Resistencia Nominal al corte proporcionada por la armadura

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (6-10)$$

A_v = Sección del total de ramas

s = espaciamiento entre estribos

$$V_s = \frac{V_u - V_c}{\phi} \quad (6-11)$$

6.3.3.2 Armadura mínima

$$A_{vmin} = \frac{b_w \times s}{3 \times f_y} \quad (6-12)$$

6.3.3.3 Limitaciones del espaciamiento de los estribos

$$a) \quad Si V_n - V_c > \frac{\sqrt{f'_c} \times b_w \times d \times s_{max}}{3} \Rightarrow \frac{d}{4} \leq 600 \text{ mm} \quad (6-13)$$

$$b) \quad Si V_n - V_c \leq \frac{\sqrt{f'_c} \times b_w \times d \times s_{max}}{3} \Rightarrow \frac{d}{2} \leq 600 \text{ mm} \quad (6-14)$$

$$c) \quad Si V_n - V_c > 2 \times \frac{\sqrt{f'_c} \times b_w \times d \times s_{max}}{3} \Rightarrow \text{Aumentar sección} \quad (6-15)$$

6.4 TORSIÓN T_u EN ELEMENTOS NO PRETENSADOS

Se indica la condición para la cual no se realiza diseño a la torsión. Se considera la interacción entre las solicitaciones de torsión y de corte, para secciones sólidas y secciones huecas.

Se entregan las expresiones para el cálculo de la resistencia nominal a la torsión T_n y se dan las limitaciones de espaciamiento de la armadura de torsión.

Además se dan las expresiones para el cálculo de armadura longitudinal adicional y de armadura de corte adicional en caso de corte y torsión combinados.

6.4.1 Condiciones de diseño.

$$\phi T_n \geq T_u$$

6.4.1.1 Si en la sección crítica, a una distancia d de la cara del apoyo, el esfuerzo de torsión T_u cumple con la siguiente condición, entonces no se considera torsión.

$$T_u \leq \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad (6-16)$$

$$A_{cp} = \text{Area de la sección}$$

$$P_{cp} = \text{Perímetro de la sección}$$

6.4.1.2 Para torsión de compatibilidad se debe tomar T_u como el menor valor entre el T_u aplicado y

$$\phi \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad (6-17)$$

6.4.1.3 La sección se debe dimensionar de modo que :

a) Para secciones sólidas :

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \right) \quad (6-18)$$

b) Para secciones huecas :

$$\left(\frac{V_u}{b_w d} \right) + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2} \right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \right) \quad (6-19)$$

(Si el espesor de la pared es menor que A_{oh}/P_h , el segundo término debe tomarse como:

$$\frac{T_u}{1,7 \times A_{oh} \times t}$$

Donde :

A_{oh} = Area encerrada por el eje de la armadura de torsión cerrada de la periferia.

t = espesor de la pared hueca

P_h = Perímetro en la armadura de torsión cerrada de la periferia.

$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d$

6.4.2 Armadura por Torsión

6.4.2.1 La armadura transversal por torsión debe diseñarse usando:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2 \times A_o \times f_{yv} \times \cot \theta}$$

Donde:

A_o = Area bruta encerrada por el eje del flujo de corte.

A_t = Sección de una rama de armadura cerrada.

f_{yv} = Tensión de fluencia de la armadura de torsión ≤ 420 MPa

θ = Angulo de las bielas diagonales comprimidas de hormigón.

Para efectos prácticos usar:

$$A_o = 0,85 A_{oh} \quad \text{y} \quad \theta = 45^\circ$$

- Además, donde se requiera armadura por torsión según criterio indicado en 6.4.1.1, el área mínima de estribos cerrados, debe calcularse según:

$$(A_v + 2 \times A_t) = \frac{0,35 \times b_w \times s}{f_{yv}}$$

- El espaciamiento máximo de la armadura vertical por torsión es el mínimo entre $P_h/8$ y 300 mm
- Extender los estribos una distancia $b_t + d$, más allá del punto donde teóricamente no son necesarios; b_t = ancho de la sección que contiene los estribos cerrados de torsión

6.4.2.2 La armadura longitudinal adicional debe calcularse como:

$$A_L = \frac{A_v \times P_h \times f_{yv}}{s \times f_{yl}} \times \cot^2 \theta$$

y esta no debe ser inferior a:

$$A_{Lmin} = \frac{5 \times \sqrt{f_c^2} \times A_{cp}}{12 \times f_{yl}} - \frac{A_t}{s} \times P_h \times \frac{f_{yv}}{f_{yl}}$$

Donde:

f_{yl} = Tensión de fluencia de la armadura longitudinal.

$$\frac{A_t}{s} \geq 0,175 \times \frac{b_w}{f_{yv}}$$

- Las barras de la armadura transversal deben tener un diámetro al menos de $s/24$, pero no menor que $\varnothing 10$ mm, y debe haber al menos una barra en cada esquina del estribo.
- f_{yv} y f_{yL} no debe exceder de 420 MPa.
- Para torsión y corte combinado agregar armadura de corte de modo que:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d}$$

Donde:

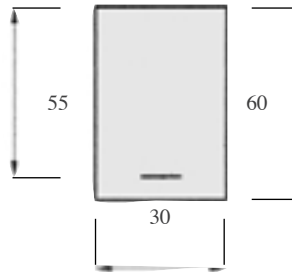
$$V_s = V_n - V_c$$

$$\text{con } V_n > \frac{V_u}{\Phi}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d$$

6.5 EJEMPLOS DE CALCULO

Ejemplo 6.5.1 Diseñar a flexión la sección de la figura. Considerar H-30 (90%) con $f'_c=25$ MPa, acero A63-42H, 35% de cargas vivas y 65% de cargas muertas.



$$1. M_S = 20 \text{ T-m.}$$

$$\mu = \frac{1,505 \times 20}{0,9 \times 350,6 \times 0,55} = 0,1734 < 0,3047 \Rightarrow A' = 0$$

No se necesita armadura a compresión

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 0,1918$$

$$A = \frac{\omega \times 0,85 \times f'_c \times b \times d}{f_y} = 16,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\phi 32 (16,08 \text{ cm}^2)$$

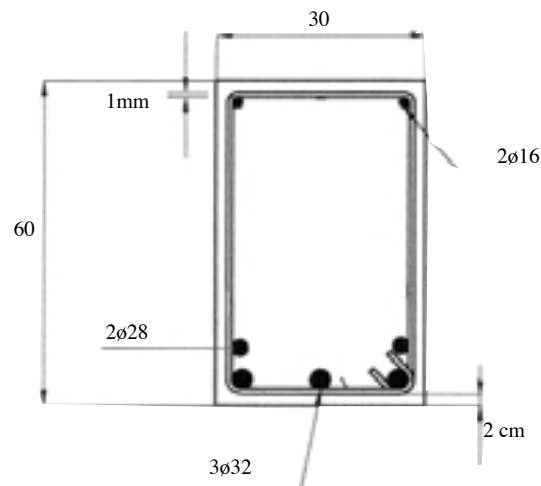
$$2. M_S = 40 \text{ T-m}$$

$\mu = 0,3468 > 0,3047 \Rightarrow$ se necesita armadura a compresión

$$\mu_{lim} + \frac{\omega' \times \sigma_s'}{f_y} \times (1 - \delta') = \mu$$

$$\omega' = \frac{0,3468 - 0,3047}{1 - 0,0909} = 0,0463 \Rightarrow A' = 3,86 \text{ cm}^2 (2\phi 16)$$

$$\omega = 0,3750 + \omega' = 0,4213 \Rightarrow A = 35,17 \text{ cm}^2 (3\phi 32 [1^a C] + 2\phi 28 [2^a C])$$



Como la armadura esta colocada en dos capas, es necesario hacer una corrección de la altura útil, y con esto de la armadura colocada:

$$d_{\text{real}} = 60 - \left(\frac{24,13 \times 4,6 + 12,32 \times 12,6}{36,45} \right) = 52,7$$

Entonces la armadura requerida realmente es:

$$d_{\text{real}} = \frac{55}{52,7} \times A_{\text{colocado}} = \frac{55}{52,7} \times 35,17 = 36,7 \text{ cm}^2$$

Pero $A_{\text{colocado}} = 36,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \Delta = -0,7 \% \Rightarrow \text{Aceptable.}$

Chequeamos la armadura:

$$\rho = \frac{36,45}{30 \times 55} = 0,022 < 0,03 \Rightarrow \text{Cuantía aceptable}$$

Ejemplo 6.5.2 Diseñar la sección de la figura anterior, utilizando las ecuaciones para el diseño de flexión compuesta.

$$P_u = 40T$$

$$M_u = 36 \text{ T-m}$$

$$\Phi = 0,7$$

$$\mu = \frac{36 + 40 \times (0,55 - 0,30)}{0,7 \times 350,6 \times 0,55} = 0,3408 > 0,3047$$

$$\omega' = \frac{0,3408 - 0,3047}{1 - 0,0909} = 0,0397 \Rightarrow A' = 3,31 \text{ cm}^2 (2\phi 16)$$

$$v = \frac{40}{0,7 \times 350,6} = 0,1629$$

$$\omega_o + \omega' - \omega = v$$

$$0,3750 + 0,0397 - \omega = 0,1629$$

$$\omega = 0,2518 \Rightarrow A = 21,02 \text{ cm}^2 (2\phi 32 + 1\phi 25)$$

$$A_{\text{total}} = 24,33 \text{ cm}^2$$

Ejemplo 6.5.3 Diseñar la sección de la figura anterior, utilizando los ábacos de flexión compuesta.

$$N_u = 40T$$

$$M_u = 36 T\cdot m$$

Se utiliza el ábaco $A = A'$ para $\gamma = 0,8$ y calculando los adimensionales respectivos:

$$\frac{P_u}{f_c^* \times A_g} = 0,0888$$

$$\frac{P_u \times e}{f_c^* \times A_g \times h} = 0,1333$$

y entrando con estos adimensionales en el ábaco 16, tenemos $\rho = 0,018$

Luego:

$$A = A' = \frac{0,018 \times 30 \times 60}{2} = 16,2 \text{ cm}^2 (2\phi 32) \Rightarrow A_{Total} = 32,4 \text{ cm}^2$$

Si se comparan los diseños obtenidos en los ejemplos 6.5.2 y 6.5.3, se puede observar que para el ejemplo 6.5.2 se obtuvo una armadura de $24,33 \text{ cm}^2$; mientras que en el ejemplo 6.5.3 se obtuvo una armadura de $32,4 \text{ cm}^2$, por lo cual, el diseño con ecuaciones resulta mucho más eficiente.

Ejemplo 6.5.4 Diseñar la sección de la figura anterior, utilizando los ábacos $A = A'$, $\gamma = 0,8$ (ábaco 16).

$$N_u = 250 T$$

$$M_u = 50 T\cdot m$$

$$f_c^* \times A_g = 450 T$$

$$\frac{N_u}{f_c^* \times A_g} = 0,5555$$

$$\frac{N_u \times e}{f_c^* \times A_g \times h} = 0,1852$$

Del ábaco se obtiene:

$$\rho = 0,037 \Rightarrow A = A' = 33,3 \text{ cm}^2 (3\phi 32[1^a C] + 2\phi 25[2^a C]) = 33,95 \text{ cm}^2$$

Chequeamos si cabe la armadura:

$$30 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - 3 \times 3,2 = 14,4 \text{ cm} \Rightarrow s = 7,2 \text{ cm OK}$$

Como la armadura esta colocada en 2 capas, es necesario corregir el factor γ

$$24,13 \times 4,6 + 9,82 \times 12,6 = 33,95 \times \bar{x} \Rightarrow \bar{x} = 6,91$$

$$\Rightarrow \gamma_{real} = \frac{h - 2\bar{x}}{h} = 0,77$$

$$\Rightarrow A = A_{calculado} \times \frac{0,8}{0,77} = 34,778 \text{ cm}^2$$

Así, la armadura colocada es un 2,38% inferior a la requerida, lo cual es aceptable.

Ejemplo 6.5.5 Diseñar la sección de la figura anterior utilizando los ábacos para flexión esviada.

$$N_u = 36 \text{ T}$$

$$M_{uh} = 40 \text{ T-m}$$

$$M_{ub} = 15 \text{ T-m}$$

$$\nu = \frac{N_u}{A_g} = \frac{36}{0,6 \times 0,3} \times 0,01 = 2,0 \text{ MPa}$$

$$\mu_h = \frac{40}{0,3 \times 0,6 \times 0,6} \times 0,01 = 3,70 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{15}{0,3 \times 0,6 \times 0,3} \times 0,01 = 2,78 \text{ MPa}$$

$$\mu_x = 3,70$$

$$\mu_y = 2,78$$

Y ocupando $\delta = 0,1$ obtenemos

$$\rho_g = 0,045$$

$$\Rightarrow A_{Total} = 0,045 \times 30 \times 60 = 81 \text{ cm}^2 (6\phi 36 + 4\phi 25)$$

Chequeamos los espaciamientos:

En direccion h: $s = 13,1 \text{ cm}$ **OK**

En direccion b: $s = 8,4 \text{ cm}$ **OK**

Ejemplo 6.5.6 Utilizar el método ruso para el ejemplo anterior.

$$\begin{aligned}\Phi &= 0,7 \\ v &= \frac{N_u}{\phi \times (0,85 \times f'_c \times b \times d)} = \frac{36}{0,7 \times (0,85 \times 2500 \times 0,3 \times 0,55)} = 0,1467 \\ \beta &= 0,7467 \\ e_x &= \frac{M_x}{N_u} = \frac{40}{36} = 1,1111 \\ e_y &= \frac{M_y}{N_u} = \frac{15}{36} = 0,4167 \\ \frac{e_x}{e_y} &= 2,666 > \frac{h}{b} = 2 \\ \Rightarrow e'_x &= e_x + \beta' \times \frac{h}{b} \times e_y = 1,1111 + \frac{0,7467 \times 0,6}{0,3} \times 0,4167 = 1,733 \\ M_{ux} &= N_u \times e'_x = 62,4 \text{ T-m} \\ \mu &= 0,5289 \\ v &= 0,1467 \\ \omega' &= 0,2466 \\ \omega &= 0,4749 \Rightarrow \omega < 0,6 \wedge \omega > 0,2\end{aligned}$$

$\Rightarrow \beta$ no tiene correcciones

Así, utilizando ábaco 16, para $A=A'$, $\gamma = 0,8$ y calculando los adimensionales para entrar al gráfico:

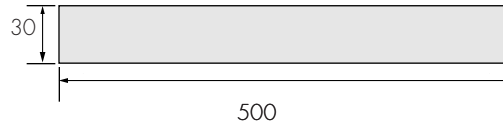
$$\begin{aligned}\frac{P_u}{f'_c \times A_g} &= \frac{36}{2500 \times 0,3 \times 0,6} = 0,08 \\ \frac{P_u \times e}{f'_c \times A_g \times h} &= \frac{36 \times 1,733}{2500 \times 0,6 \times 0,3 \times 0,6} = 0,2311 \\ \Rightarrow \rho &= 0,04 \Rightarrow A_{Total} = 72 \text{ cm}^2 \\ \Rightarrow A &= A' = (3\phi 36 + 2\phi 22)\end{aligned}$$

Y utilizando el gráfico de armadura distribuida $\Rightarrow \rho = 0,05$
 $\Rightarrow A_{Total} = 90 \text{ cm}^2$ (12 ϕ 32)

Como se puede apreciar, con este método da más armaduras que cuando se utilizan las rosetas para el cálculo de flexión esviada.

Ejemplo 6.5.7 Diseñar el muro de la figura, utilizando ábacos para $\gamma = 0,9$

$$\begin{aligned} V_u &= 120 \text{ T} \\ M_u &= 2250 \text{ T} \cdot \text{m} \\ N_u &= 700 \text{ T} \\ \frac{e}{\ell} &= 0,6428 \end{aligned}$$



Calculando los adimensionales para el uso de los ábacos:

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{f_c' \times A_g} &= 0,1866 \\ \frac{P_u \times e}{f_c' \times A_g \times \ell} &= 0,12 \end{aligned}$$

Usando ábacos P_u - M_u con armadura en los bordes extremos, tenemos:

$$\rho = 0,011 \Rightarrow A = A' = 82,5 \text{ cm}^2$$

Usando ábacos para muros, (ábaco 47), considerando $\rho_w = 0,0025$ tenemos:

$$\rho = 0,05 \Rightarrow A = A' = 0,05 \times 25 \times 30 = 37,5 \text{ cm}^2$$

Donde A y A' son las armaduras en las puntas de muros, y la armadura vertical esta dada por:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{h \times L_w} \Rightarrow A_{sw} = 33,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{DMV } \phi \text{ 8a13}$$

Estudio Teórico

- Considerando $f_s = f_y$

$$M_{ue} = 2250 + 700 \times 2,35 = 3.895 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$d = 485 \text{ cm}$$

$$0,1 \times f_c' \times A_g = 375 \text{ T} \Rightarrow \Phi = 0,7$$

$$0,85 \times f_c' \times b \times d = 3.091,9 \text{ T}$$

$$\mu = \frac{3.895}{0,7 \times 3.091,9 \times 4,85} = 0,3712 > 0,3047$$

$$v = \frac{700}{3.091,9 \times 0,7} = 0,3234$$

$$\omega' = \frac{0,3712 - 0,3047}{1 - 0,0309} = 0,06862 \Rightarrow A' = 50,52 \text{ cm}^2$$

$$0,3750 + 0,06862 - \omega = 0,3234$$

$$\omega = 0,1202 \Rightarrow A = 88,5 \text{ cm}^2$$