

**DISEÑO DE APOYOS Y CONEXIONES****A) Diseño de conexión en apoyo Armadura - Columna de concreto**

Datos de cargas de servicio:

$D := 2274.8 \text{ kgf}$  (Carga muerta)

$L_r := 674.43 \text{ kgf}$  (Carga Viva)

$W := -1859.57 \text{ kgf}$  (Carga de viento)

$E := 809.76 \text{ kgf}$  (Carga de sismo)

Combinaciones de carga:

$combo1 := 1.4 D = 3184.72 \text{ kgf}$

$combo2 := 1.2 D + 0.5 L_r = 3066.98 \text{ kgf}$

$combo3 := 1.2 D + 1.6 L_r + 0.8 W = 2321.19 \text{ kgf}$

$combo4 := 1.2 D + 1.6 W + 0.5 L_r = 91.66 \text{ kgf}$

$combo5 := 1.2 D + 1.0 E = 3539.52 \text{ kgf}$

$combo6 := 1.2 D - 1.0 E = 1920 \text{ kgf}$

$combo7 := 0.9 D + 1.6 W = -927.99 \text{ kgf}$

$combo8 := 0.9 D - 1.6 W = 5022.63 \text{ kgf}$

Combinación de carga mas desfavorable (Ru):

$Ru := \max(combo1, combo2, combo3, combo4, combo5, combo6, combo7, combo8) = 5022.63 \text{ kgf}$

$Ru := 1 \cdot Ru = 5022.63 \text{ kgf}$  (Solo llega 01 perfil HSS a la placa)

Se diseñara la placa para dos estados limites de diseño:

**1) Estado limite de aplastamiento de la placa en el material de apoyo, Rdp:**

Dimensiones de apoyo (Concreto armado  $r=35\text{cm}$ , que equivale a un cuadrado de lado=62.04):

$Largo := 62.04 \text{ cm}$

$Base := 62.04 \text{ cm}$

Dimensiones de Armadura sobre placa: **L 2 1/2"x2 1/2"x3/16"**

Distancia desde la línea central del alma al limite del patin del perfil HSS.  $k1 := 2.5 \cdot 2.54 \text{ cm} = 6.35 \text{ cm}$

Considerando placa cuadrada de dimensiones de menor al apoyo:

$$N := 60 \text{ cm} \quad (\text{Longitud asumido paralela a cercha})$$

$$B := N = 60 \text{ cm} \quad (\text{Longitud asumido perpendicular a cercha})$$

$$\text{if}(N < \text{Largo}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Verificamos:

$$A1 := B \cdot N = 3600 \text{ cm}^2$$

$$A2 := \text{Base} \cdot \text{Largo} = 3848.96 \text{ cm}^2$$

$$\rho := \sqrt{\frac{A2}{A1}} = 1.03$$

$$\beta := \min(\rho, 2) = 1.03$$

$$\phi_c := 0.65 \quad (\text{Factor por aplastamiento de concreto})$$

$$f_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Resistencia de concreto a la compresion})$$

$$B := \frac{Ru}{\phi_c (0.85 f_c \cdot \beta) N} = 0.7 \text{ cm}$$

Este ultimo es menor al B de placa asumido, por tanto podemos concluir que la determinacion de dimensiones en planta de placa de apoyo no inside en el estado limite de aplastamiento de concreto.

Ancho final de B, considerando el proceso constructivo y colocacion de perno sera:

$$n := 5 \text{ cm} \quad (\text{Diametro de perno inicial})$$

$$B := 3 n + 2 k1 = 27.7 \text{ cm} \quad (\text{Para 3 filas de perno})$$

$$B_{\text{asumido}} := 60 \text{ cm}$$

Por tanto, la placa sera de **60cm x 50cm**.

## 2) Estado limite de la resistencia a la flexion de la placa de apoyo, Rdf:

$$Ru = 5022.63 \text{ kgf}$$

$$F_y := 36 \text{ ksi} \quad (\text{Limite de fluencia de placa de acero A36})$$

$$F_y = 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$n := \frac{B_{\text{asumido}} - 2 k1}{2} = 23.65 \text{ cm} \quad (\text{Recalculamos})$$

$$A1 := B_{\text{asumido}} \cdot N = 3600 \text{ cm}^2$$

$$t_f := \sqrt{\frac{2.22 R_u \cdot n^2}{A_1 \cdot F_y}} = 0.326 \text{ in}$$

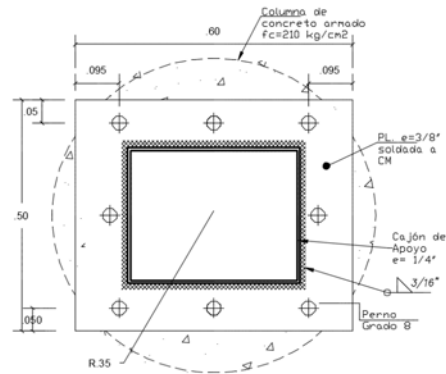
$$t_f = 0.827 \text{ cm}$$

$$t_{f_{asumido}} := \frac{3}{8} \text{ in}$$

$$t_{f_{asumido}} = 0.95 \text{ cm}$$

if ( $t_{f_{asumido}} \geq t_f$ , "Cumple.", "No cumple.") = "Cumple."

La placa llevara la misma forma rectangular del perfil, por tanton siendo sus dimensiones: **PL 3/8" x 60cm x 50cm.**



## B) Diseño de conexion en apoyo

Por ser simetrica la distribucion de esfuerzos bajo la placa de apoyo, entonces la excentricidad de carga en apoyo es cero (0). Mediante los siguientes procedimientos determinaremos la cantidad y dimension de los pernos de anclaje.

### 1) Estado limite de resistencia del acero a la tension.

$$R_u = 5022.63 \text{ kgf}$$

$$R_u = 11073.01 \text{ lbf}$$

$$N_{pernos} := 8 \quad (\text{Numero de pernos de anclaje})$$

$$T_u := \frac{R_u}{N_{pernos}} = 627.83 \text{ kgf}$$

$$T_u = 1384.13 \text{ lbf}$$

$$f_{ut} := 109 \text{ ksi} \quad (\text{Resistencia a tension de perno grado 8})$$

$$f_{ut} = 7663.46 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Area de perno requerido:

$$\phi := 0.75$$

$$A_{req} := \frac{T_u}{\phi \cdot f_{ut}} = 0.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{req} = 0.02 \text{ in}^2$$

Perno adoptado:

$$D_{perno} := 1.0 \text{ in}$$

$$A_{perno} := \pi \cdot \left( \frac{D_{perno}^2}{4} \right) = 0.79 \text{ in}^2$$

if ( $A_{perno} \geq A_{req}$ , "Cumple.", "No cumple.") = "Cumple"

Por tanto, se utilizara minimamente **08 pernos de diametro igual a 1" y grado 8.**

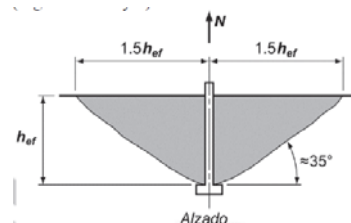
### 2) Estado limite de desprendimiento del concreto de anclaje.

Mediante este estado limite de falla determinaremos la longitud de anclaje en el concreto del perno roscado propuesto.

Asumimos profundidad embebida efectiva de anclaje teniendo en cuenta que  $4 D_{perno} \leq h_{ef} \leq 20 D_{perno}$ :

$$h_{ef} := 3.5 \text{ in}$$

$$h_{ef} = 8.89 \text{ cm}$$



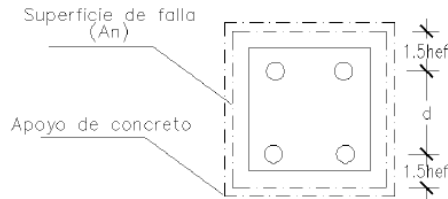
Distancia al limite de desprendimiento del concreto:

$$1.5 h_{ef} = 5.25 \text{ in} \quad 1.5 h_{ef} = 13.34 \text{ cm}$$

Area de superficie de falla de un solo perno (ACI\_318S\_14):

$$A_{NO} := 9 \cdot \left( \frac{h_{ef}}{\text{in}} \right)^{1.5} \text{ in}^2 = 58.93 \text{ in}^2$$

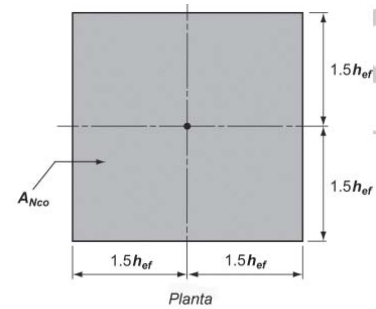
Area maxima para condicion de desprendimiento de concreto segun la figura es:



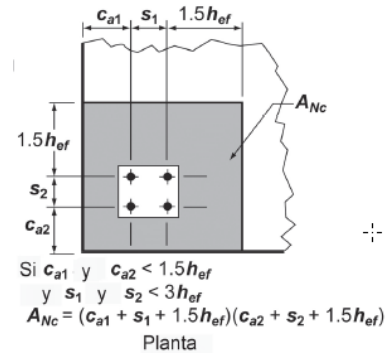
$$A_N := 60 \text{ cm} \cdot 50 \text{ cm} = 465 \text{ in}^2$$

$$N_{pernos} \cdot A_{NO} = 471.45 \text{ in}^2$$

if ( $A_N \leq N_{pernos} \cdot A_{NO}$ , "Cumple", "No cumple.") = "Cumple"



$$A_{Nco} = (2 \times 1.5 h_{ef}) \times (2 \times 1.5 h_{ef}) = 9 h_{ef}^2$$



$$\text{Si } c_{a1} \text{ y } c_{a2} < 1.5 h_{ef} \text{ y } s_1 \text{ y } s_2 < 3 h_{ef} \\ A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5 h_{ef})(c_{a2} + s_2 + 1.5 h_{ef})$$

a) Factor de modificacion para anclajes sometidos a carga resultante excentrica:

$$e_N := 0 \text{ cm} \quad (\text{Sin excentricidad, } \psi_1 = 1)$$

$$\psi_1 := \text{if} \left( e_N = 0 \text{ cm}, 1, \frac{1}{\left( \frac{1 + 2 e_N}{3 h_{ef}} \right)} \right) = 1$$

b) Factor de modificacion por efectos de borde, de anclajes en traccion ubicados proximos al borde:

$$c_{min} := 7.5 \text{ cm} \quad (\text{Distancia desde el centro de perno de un anclaje al borde de concreto, si es menor a } 1.5 h_{ef}, \psi_2 \text{ requiere reajuste})$$

$$\psi_2 := \text{if} \left( c_{min} \geq 1.5 h_{ef}, 1, 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_{min}}{1.5 h_{ef}} \right) = 0.87$$

$$\psi_3 := 1.0 \quad (\text{Para anclajes preinstalados que se ubican en zonas de posible fisuracion})$$

$$f_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c = 2986.9 \frac{\text{lbf}}{\text{in}^2}$$

$$P_b := 24 \sqrt{f_c} h_{ef}^{1.5}$$

(Resistencia a arrancamiento de concreto por presencia de elementos de anclaje, en lbf y in)

$$P_b := 24 \cdot \sqrt{3000} \cdot 14^{1.5} \text{ lbf} = 68859.51 \text{ lbf}$$

$$P_n := \frac{A_N}{A_{NO}} \psi_1 \cdot \psi_2 \cdot \psi_3 \cdot P_b = 472016.78 \text{ lbf} \quad (\text{Resistencia nominal de concreto al arrancamiento})$$

Evaluando la condicion de diseño:

$$\Phi := 0.75$$

$$P_u := R_u = 11073.01 \text{ lbf}$$

$$\Phi \cdot P_n = 354012.59 \text{ lbf}$$

if ( $\phi \cdot P_n \geq P_u$ , "Cumple.", "No cumple.") = "Cumple."

Por tanto: Teniendo en consideracion la altura efectiva, mas espesor de placas, arandela, tuerca y contratuerca se requiere minimamente **08 pernos 1" x 7" Grado 8**. Cada perno llevara tuerca con arandela y contratuerca de la misma calidad de perno.