

## Anexo 1. Ejercicio 1 Zapatas Aisladas

Ejercicio recopilado del libro del Ing. Roberto Morales. Pag 145 (Morales, s. f.)

$$P_D = 65 \text{ t}$$

$$\sigma_t = 3,5 \text{ kg/cm}^2$$

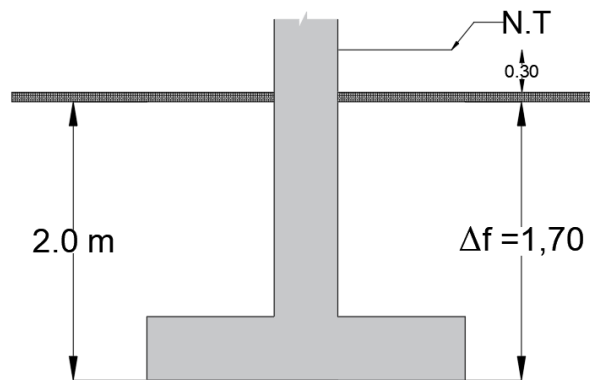
$$P_L = 180 \text{ t}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_M = 2,1 \text{ t/m}^3$$

$$hf = 2 \text{ m}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$



Columna  $\Delta$

$$a = 0,55 \text{ m}^2$$

$$b = 0,80 \text{ m}^2$$

- Esfuerzo neto del terreno

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{prom} * hf$$

$$\sigma_n = 35 - 2,1 * 2 = 30,80 \text{ t/m}^2$$

- Dimensiones de la Zapata

$$A_{zap} = \frac{P}{\sigma_n} = \frac{245}{30,3} = 8,09 \text{ m}^2$$

Para cumplir  $L_{v1} = L_{v2}$

$$T = 2,85 + \frac{0,80 - 0,55}{2} = 2,975 \text{ m}$$

$$AS = 2,85 * \frac{0,80 - 0,55}{2} = 2,725 \text{ m}$$

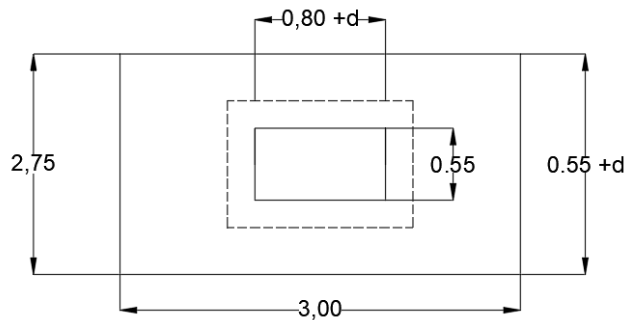
Adoptar dimensiones constructivas

$$\underline{3,00 \text{ m} \times 2,75 \text{ m}}$$

**- Reacción neta del Terreno**

$$W_{NU} = \frac{PL}{Azap} = (180 * 1,4 + 65 * 1,7) = \frac{362,5}{8,25} = 43,94 \frac{t}{m^2}$$

**- Dimensionamiento de la Altura h2 de la zapata por punzonamiento**



Condición de Diseño

$$\frac{Vu}{\phi} = Vc$$

$$\frac{Vu}{\phi} = \frac{1}{\phi} * (Pu - Wu * (0,80 + d)(0,55 + d)) \dots \dots \dots (1)$$

$$\beta c = \frac{D_{mayor}}{D_{menor}} = \frac{0,80 \text{ m}}{0,55 \text{ m}} = 1,46 < 2$$

$$Vc = 0,27 * \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) * \sqrt{f'c} * bo * d \leq 1,06 * \sqrt{f'c} * bo * d$$

$$Vc = 1,06 * \sqrt{f'c} * bo * d \dots \dots \dots (2)$$

Donde

$$bo * 2 * (0,80 + d) + 2 * (0,55 + d) = 2,7 + 4d$$

$$(1) = (2)$$

$$362,5 - 43,94 * (0,44 + 1,35 * d + d^2) = 0,851 * 1,06 * \sqrt{210} * 10 * 2,7d + 4d^2)$$

Resolviendo:

$$d = 0,520 \text{ m}$$

Usar

$$h = 0,60 \text{ m} \quad d_{prom} = 60 - (7,5 + \emptyset) = 60 - (7,5 + 1,91)\emptyset \frac{3}{4}$$

$$R = 7,5 \text{ cm} \quad d_{prom} = 52,00 \text{ cm}$$

#### - Verificación de cortante

$$Vdu = (Wu * S)(Lv - d) = (43,94 * 2,75)(1,10 - 0,51) = 73,29 \text{ t}$$

$$Vn = \frac{Vdu}{\emptyset} = 83,87 \text{ t}$$

$$Vc = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0,53 * 0,75 * \sqrt{210} * 10 * 2,75 * 0,51$$

$$Vc = 80,827 \text{ t} > Vn \text{ CONFORME}$$

#### Diseño por Flexión

$$Mu = (Wu * S) * \frac{Lv^2}{2} = (43,92 * 2,75) * \frac{1,1^2}{2} = 73,11 \text{ t/m}$$

$$As = \frac{Mu}{\emptyset * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{73,11 * 10^5}{0,9 * 4200 * (0,9 * 50,59)} = 42,48 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As * fy}{0,85 * f'c * b} = \frac{42,48 * 4200}{0,85 * 210 * 275} = 3,63 \text{ cm}$$

$$As = 39,06 \text{ cm}^2$$

#### Verificación de Asmin:

$$Asmin = \rho_{temp} * b * d = 0,0018 * 275 * 50,59 = 25,04 \text{ cm}^2 \text{ CONFORME}$$

Usar

$$As = 39,66 \quad n = \frac{As}{A\emptyset} = \frac{39,66}{2,85} = 13,92 \approx 14$$

$$S = \frac{2,75 - 2r - \emptyset}{n - 1} = \frac{2,75 - 0,15 - 0,019}{13} = 0,20 \text{ m}$$

Usar

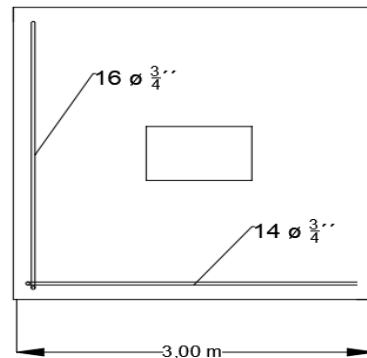
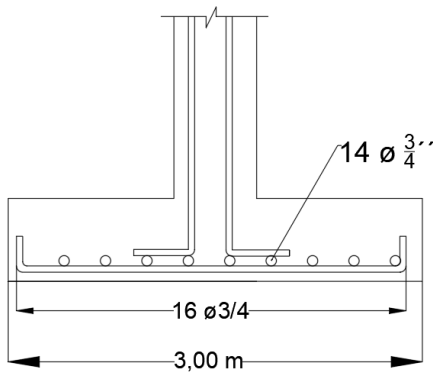
14  $\emptyset 3/4'' c/20cm$

En dirección Transversal

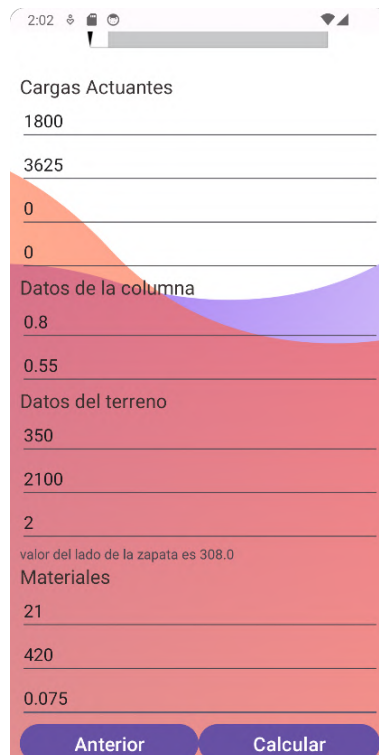
$$A_{st} = A_s * \frac{3,00}{2,75} = 43,47 \text{ cm}^2$$

$$n = 15,18 \approx 16, \quad s = 0,19m$$

Usar 16  $\emptyset 3/4''$  cada 0,19m



**Resolución por el software:**



# Resultados

**RESULTADOS**

**Dimensiones en planta**

LADO A = 3.0 m  
LADO B = 2.75 m  
altura h = 0.6 m  
alt. útil d = 0.53 m

**Esfuerzos resultantes**

**Esfuerzos resultantes**

$\sigma_1 = 439.394 \text{ kN/m}^2$   
 $\sigma_2 = 439.394 \text{ kN/m}^2$   
 $\sigma_3 = 439.394 \text{ kN/m}^2$   
 $\sigma_4 = 439.394 \text{ kN/m}^2$

**Armadura**

**Armadura paralela al Eje A**

**Armadura paralela al Eje A**

Acero requerido = 37.633 cm<sup>2</sup>

**Posibles diámetros a usar**

Barras diam 8 c/0.0 cm  
Barras diam 10 c/5.0 cm  
Barras diam 12 c/5.0 cm  
Barras diam 16 c/10.0 cm  
Barras diam 20 c/20.0 cm  
Barras diam 22 c/25.0 cm

**Seleccione el diámetro a usar**

**Armadura paralela al Eje B**

Acero requerido = 41.054 cm<sup>2</sup>

**Posibles diámetros a usar**

Barras diam 8 c/0.0 cm  
Barras diam 10 c/5.0 cm

**Armadura paralela al Eje B**

Acero requerido = 41.054 cm<sup>2</sup>

**Posibles diámetros a usar**

Barras diam 8 c/0.0 cm  
Barras diam 10 c/5.0 cm  
Barras diam 12 c/5.0 cm  
Barras diam 16 c/10.0 cm  
Barras diam 20 c/20.0 cm  
Barras diam 22 c/25.0 cm

**Disposición de Armaduras**

**Armadura en dirección A:**  
Ø 20.0 mm c/20.0 cm

**VERIFICACIONES**

**Dirección A:**

**Cortante  $V_c > V_u$  [kN]**  
839.567 kN > 688.75 kN CUMPLE

**Punzonamiento  $V_{cp} > V_{up}$  [kN]**  
3054.123 kN > 2993.855 kN CUMPLE

**Flexión  $M_n > M_u$  [kN/m<sup>2</sup>]**  
818.903 kN·m > 731.042 kN·m CUMPLE

**Dirección B:**

**Cortante  $V_c > V_u$  [kN]**  
915.891 kN > 751.364 kN CUMPLE

**Punzonamiento  $V_{cp} > V_{up}$  [kN]**  
3054.123 kN > 2993.855 kN CUMPLE

**Flexión  $M_n > M_u$  [kN/m<sup>2</sup>]**  
893.349 kN·m > 797.5 kN·m CUMPLE

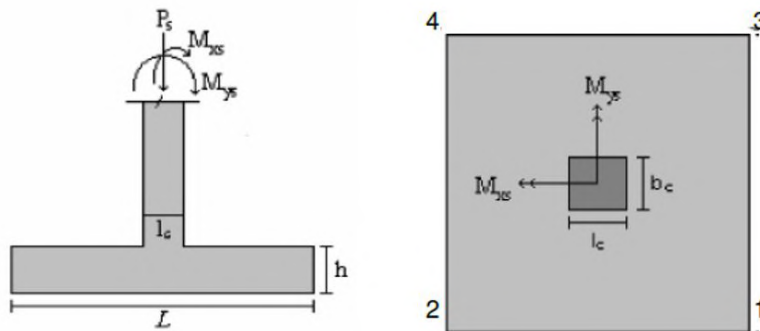
## Anexo 2. Ejercicio 2 Zapatas aisladas

### Ejercicio recopilado del libro de cimentaciones de la Universidad Rafael Landivar.

(Universidad Rafael Landivar, s. f.)

Se requiere diseñar la zapata mostrada en la figura con la siguiente información básica:

Carga Vertical	=	$P = 1000 \text{ kN}$
Momento en la dirección del eje y	=	$M_y = 250 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momento en la dirección del eje x	=	$M_x = 300 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Esfuerzo admisible del suelo	=	$q_a = 150 \text{ kPa}$
Resistencia a la compresión del concreto	=	$f'_c = 21 \text{ MPa}$
Resistencia a la tracción del acero	=	$F_y = 420 \text{ MPa}$
Columna Cuadrada	=	$B_c = 50 \times 50 \text{ cm}^2$



### Dimensionamiento. –

Los elementos de la zapata se dimensionan para que resistan las cargas mayoradas y las reacciones inducidas. El área de apoyo de la base de la fundación se determina a partir de las fuerzas sin mayorar y el esfuerzo permisible sobre el suelo.

Las cargas en Servicio son:

Carga Vertical	=	$P = 1000 \text{ kN}$
Momento en la dirección del eje y	=	$M_y = 250 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momento en la dirección del eje x	=	$M_x = 300 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Por lo tanto, las excentricidades son:

$$e_y = \frac{M_y}{P}$$

$$e_y = \frac{250 \text{ kN} \cdot \text{m}}{1000 \text{ kN}} = 0,30 \text{ m}$$

La zapata se dimensiona según la siguiente expresión:

$$q = \frac{P}{BL} \left( 1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B} \right) \leq q_a$$

Reemplazando los valores y resolviendo la ecuación sabiendo que  $L=B$ :

$$q = \frac{1000}{B^2} \left( 1 \pm \frac{6 * 300}{B} \pm \frac{6 * 250}{B} \right) \leq 150 \text{ kN/cm}^2$$

$$B = 357 \text{ cm} \cong 360 \text{ cm} = L$$

Se verifica que las excentricidades estén dentro del rango

$$\frac{L}{6} = \frac{3,60}{6} = 0,60 \text{ m} > e_x = 0,30 \text{ m} \quad \text{Cumple}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{3,60}{6} = 0,60 \text{ m} > e_y = 0,25 \text{ m} \quad \text{Cumple}$$

Por lo tanto:

$$B = 3,60 \text{ m}$$

$$L = 3,60 \text{ m}$$

Determinando el diagrama de presiones para el estado último de carga:

Carga Vertical	=	$P = 1400 \text{ kN}$
Momento en la dirección del eje y	=	$M_y = 350 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momento en la dirección del eje x	=	$M_x = 420 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$q_1 = \frac{1400}{3,6 * 3,6} * \left( 1 - \frac{6 * 0,30}{3,60} - \frac{6 * 0,25}{3,60} \right) = 8,96 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = \frac{1400}{3,6 * 3,6} * \left( 1 + \frac{6 * 0,30}{3,60} - \frac{6 * 0,25}{3,60} \right) = 117 \text{ kN/m}^2$$

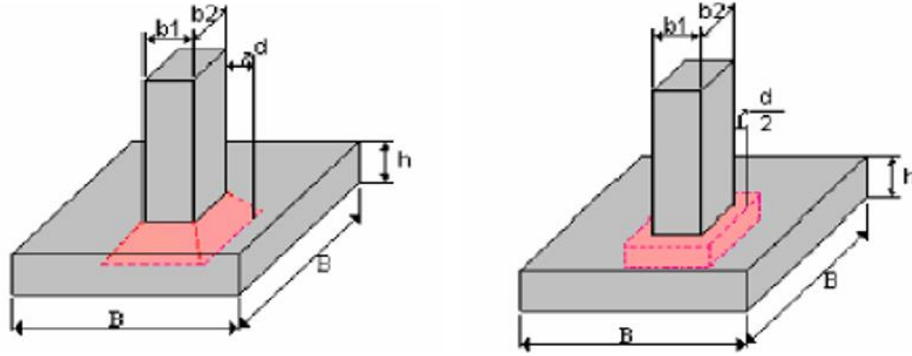
$$q_3 = \frac{1400}{3,6 * 3,6} * \left( 1 - \frac{6 * 0,30}{3,60} + \frac{6 * 0,25}{3,60} \right) = 99 \text{ kN/m}^2$$

$$q_4 = \frac{1400}{3,6 * 3,6} * \left( 1 + \frac{6 * 0,30}{3,60} + \frac{6 * 0,25}{3,60} \right) = 207 \text{ kN/m}^2$$

### **Punzonamiento**

Asumiendo  $H=0,40 \text{ m}$ ;  $r = 0,07 \text{ m}$ ;  $d=0,33 \text{ m}$ :

Sección crítica, a  $d/2$



$$V_{up} = Pu - \frac{q_1 + q_2}{2} [(bc + d)(lc + d)]$$

$$V_{up} = 1400 - \frac{207 + 117}{2} [(0,50 + 0,33)(0,50 + 0,33)]$$

$$V_{up} = 1288,4 \text{ kN}$$

Debe cumplirse:

$$V_{c1} = 1,1 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$V_{c2} = 0,53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$V_{c3} = 0,27 * \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

Donde:

$$b_o = 83 \text{ cm} * 4 = 332 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{360}{360} = 1$$

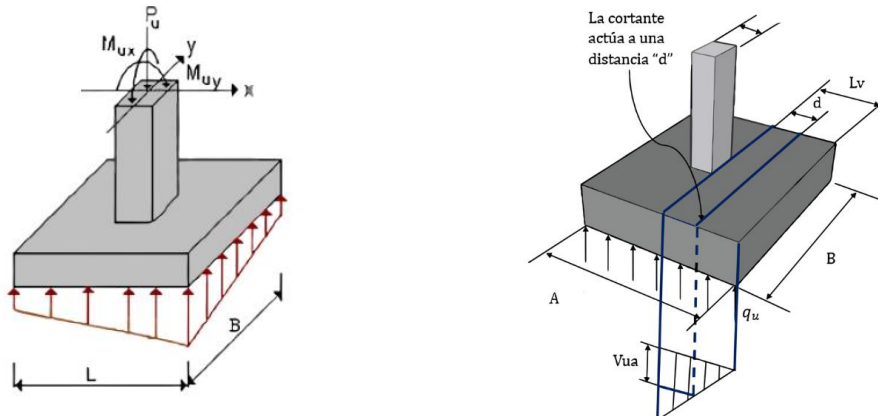
$$\alpha_s = \begin{cases} 40 & \text{para columna interior} \\ 30 & \text{para columna de borde} \\ 20 & \text{para columna de esquina} \end{cases}$$

$$V_{up} = 1284,4 \text{ kN} < \begin{cases} V_{c1} = 0,75 * 1,1 * 1 * \sqrt{210} * 100 * 332 * 33 = 1309,80 \text{ kN} \\ V_{c2} = 0,75 * 0,53 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * \sqrt{210} * 100 * 332 * 33 = 1893,3 \text{ kN} \\ V_{c3} = 0,75 * 0,27 * \left(2 + \frac{40 * 33}{332}\right) * \sqrt{210} * 100 * 332 * 33 = 1921,3 \text{ kN} \end{cases}$$

Como  $V_u < V_{c1}$  OK



Cortante en la sección crítica unidireccional, a un peralte de la cara de la columna:



$$q_{ud} = q_{umax} - \frac{q_{umax} - q_2}{B} \left[ \frac{(B - b_c)}{2} - d \right]$$

$$q_{ud} = 207 - \frac{207 - 117}{3,60} \left[ \frac{(3,60 - 0,50)}{2} - 0,33 \right]$$

$$q_{ud} = 176,50 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{ud} = \frac{176,5 + 207}{2} * 3,60 * 1,22 = 842,2 \text{ kN}$$

Ahora:

$$V_{u1} = \phi * \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) * b_w * d$$

Donde:

$$V_{u1} = 0,75 * \left( \frac{\sqrt{210}}{6} \right) * 360 * 33 = 684,30 \text{ kN}$$

Como  $V_{u1} < V_{ud}$  Se debe aumentar el peralte

Asumiendo  $H=0,50\text{m}$ ;  $r=0,07 \text{ m}$ ;  $d=0,43\text{m}$

$$q_{ud} = 207 - \frac{207 - 117}{3,60} \left[ \frac{(3,60 - 0,50)}{2} - 0,43 \right]$$

$$q_{ud} = 179,0 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{ud} = \frac{179 + 207}{2} * 3,60 * 1,12$$

$$V_{ud} = 778,2 \text{ kN}$$

Ahora:

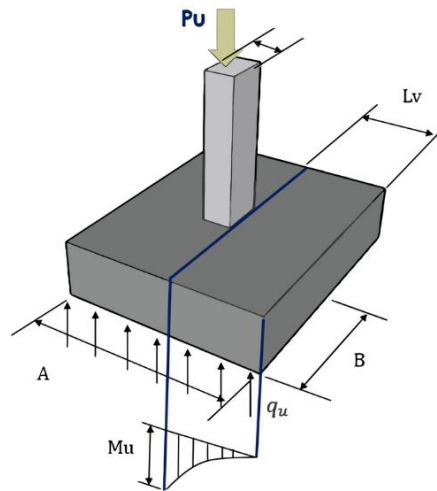
$$V_{u1} = \phi * \left( \frac{\sqrt{f'c}}{6} \right) * bw * d$$

Donde:

$$V_{u1} = 0,75 * \left( \frac{\sqrt{210}}{6} \right) * 360 * 43 = 891,7 \text{ kN}$$

Como  $V_{u1} > V_{ud}$  OK

**Diseño a Flexión:**



El momento en la sección crítica, por el esfuerzo producido en la base es:

$$M_u = \left[ \frac{q_{u\max} + q_{uf}}{B} * \frac{2L_v^2}{3} + q_{uf} * \frac{L_v^2}{2} \right] L$$

**Donde:**

$$q_{uf} = q_{u\max} - \left( \frac{q_{u\max} - q_{u2}}{B} \right) \left( \frac{B - bc}{2} \right)$$

$$q_{uf} = 207 - \frac{207 - 117}{3,60} * \left[ \frac{3,60 - 0,50}{2} \right]$$

$$q_{uf} = 168,30 \text{ kN/m}^2$$

$$L_v = \frac{B - bc}{2} = \frac{3,60 - 0,50}{2}$$

$$L_v = 1,55 \text{ m}$$

Luego:

$$Mu = \left[ \frac{207 + 168,30}{2} * \frac{2 * 1,55^2}{3} + 168,30 * \frac{1,55^2}{2} \right] 3,60$$

$$Mu = 839,52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Ku = \frac{Mu}{0,90 * b * d^2 * fc}$$

$$Ku = \frac{839,52}{0,90 * 3,60 * 0,43^2 * 21} = 0,00667$$

$$0,59 * \omega^2 - \omega + 0,0667 = 0$$

$$\omega_1 = 1,6254$$

$$\omega_2 = 0,0696$$

$$\rho = \frac{\omega * f'c}{fy} = 0,00348$$

$$As = \rho * B * d = 53,87 \text{ cm}^2$$

Considerando Área mínima

$$Amin = \frac{0,80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d$$

$$Amin = \frac{0,80 * \sqrt{210}}{4200} * 360 * 43 = 42,73 \text{ cm}^2$$

$$Amin = \frac{14 * b * d}{fy}$$

$$Amin = \frac{14 * 360 * 43}{4200} = 51,60 \text{ cm}^2$$

$$As > Amin$$

Considerando el área máxima:

$$Amax = 0,75 * \rho b * b * d$$

$$Amax = \frac{0,85 * fc}{fy} * \beta_1 * \left( \frac{6000}{fy + 6000} \right)$$

$$\rho b = \frac{0,85 * f_c}{f_y} * \beta_1 * \left( \frac{6000}{4200 + 6000} \right) = 0,0213$$

$$A_{max} = 0,75 * 0,0213 * 360 * 43 = 247,29 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

Usar 19  $\phi$  20mm c/20cm

$$A_s = 59,69 \text{ cm}^2$$

**Separación:**

$$S = \frac{A - 2r - db}{n_b - 1}$$

$$S = \frac{360 - 2 * 7 - 2}{19 - 1} = 19,11 \text{ cm}$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

**Resolución por el software:**

**Datos de entrada**

5:48

Cargas Actuantes

1000

1400

420

350

Datos de la columna

0.5

0.5

Datos del terreno

150

2100

1.2

Materiales

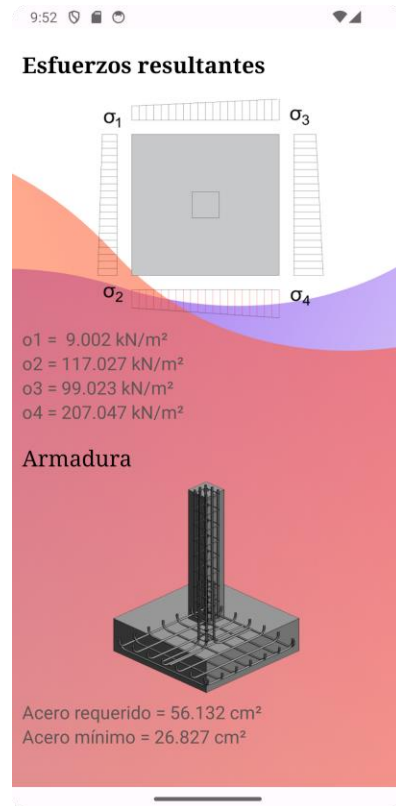
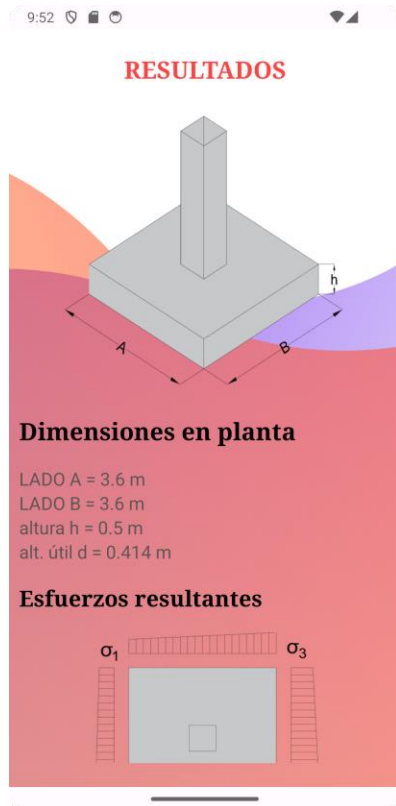
21

420

0.07

Anterior Calcular

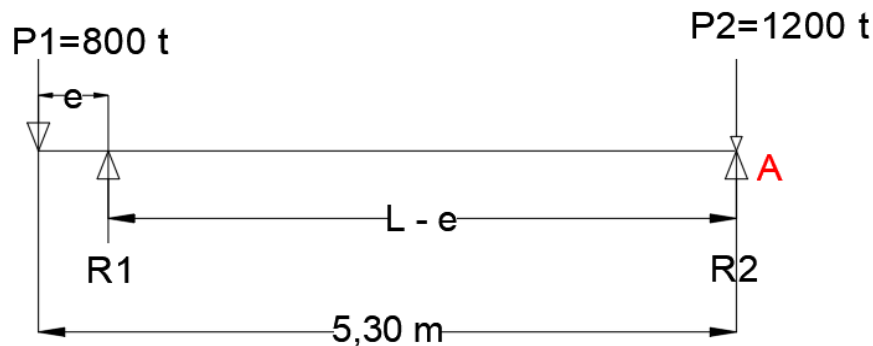
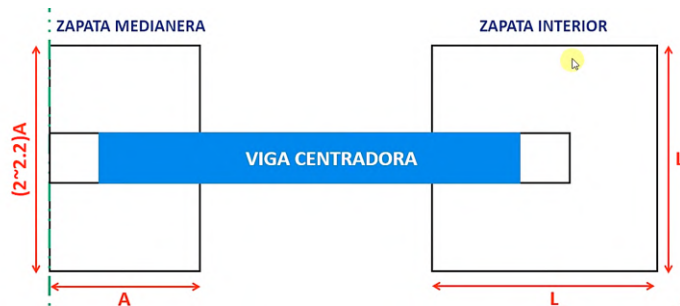
# Resultados



### Anexo 3. Ejercicio 1 Zapata Medianera con viga centradora

Ejercicio recopilado de página web HR estructural Design. ((89) HR ESTRUCTURAL - , s. f.)

DATOS					
	UNIDAD	VALOR		UNIDAD	VALOR
<b>Cargas Actuantes columna medianera</b>			<b>Materiales</b>		
Carga Axial en Servicio	kN	800	Resist a comp. del concreto	MPa	21
Carga axial Ultima	kN	1040	Resist a la fluencia del acero	MPa	420
Momento Ultimo Dir. x	kN·m	0	Recubrimiento	m	0,07
Momento Ultimo Dir. y	kN·m	0	<b>Datos del Terreno</b>		
<b>Dimensiones de la columna zapata medianera</b>			Capacidad Portante	kPa	250
Long Mayor	m	0,50	Densidad prom. del terreno	kN/m <sup>3</sup>	2100
Long Menor	m	0,40	Profundidad de desplante	m	2.0
<b>Cargas Actuantes columna interior</b>			<b>Dimensiones de la columna zapata interior</b>		
Carga Axial en Servicio	kN	1200	Long Mayor	m	0,50
Carga axial Ultima	kN	1560	Long Menor	m	0,40
Momento Ultimo Dir. x	kN·m	0	<b>Longitud entre columnas</b>		
Momento Ultimo Dir. y	kN·m	0	Longitud	m	5,30



$$e = \frac{A - a}{2} = \frac{1,3 - 0,5}{2} = 0,40 \text{ m}$$

$$\sum M_2 = 0$$

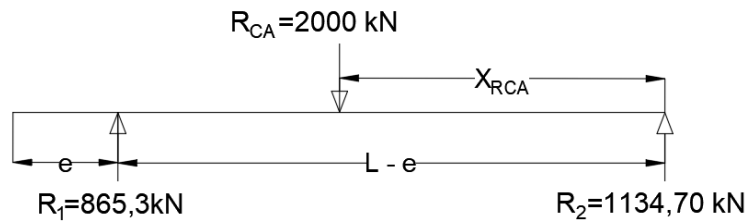
$$R_1 * (L - e) - P_1 * (L) = 0$$

$$R_1 = \frac{P_1 * (L)}{(L - e)} = \frac{800 * (5,30)}{(5,30 - 0,40)} = 865,30 \text{ kN}$$

$$\sum V = 0$$

$$R_1 + R_2 - P_1 - P_2 = 0$$

$$R_2 = P_1 + P_2 - R_1 = 800 + 1200 - 865,30 = 1134,70 \text{ kN}$$



$$\sum V = 0$$

$$R_1 + R_2 - R_{CA} = 0$$

$$R_{CA} = R_1 + R_2 = 865,30 + 1134,70 = 2000 \text{ kN}$$

$$\sum M_2 = 0$$

$$R_1 * (L - e) - R_{CA} * (X_{RCA}) = 0$$

$$X_{RCA} = \frac{R_1 * (L - e)}{R_{CA}} = \frac{865,3 * (5,30 - 0,40)}{2000 \text{ kN}} = 2.12 \text{ m}$$

### -Dimensionamiento en planta Zapata Medianera

$$\sigma_{neta} = \sigma_{admissible} - \gamma_s * H_s$$

$$\sigma_{neta} = 250 - 21 * 2 = 238,0 \text{ kN/m}^2$$

$$Area = \frac{R_1}{\sigma_{neta}}$$

$$Area = \frac{865,30 \text{ kN}}{238,0 \text{ kN/m}^2} = 3,64 \text{ m}^2$$

$$B \geq B_{req}$$

**Entonces sabiendo que  $B \approx 2A$**

Adoptamos dimensiones de:

$$A = 1,40 \text{ m} \quad B = 2,80 \text{ m}$$

Donde:

$$3,92 \text{ m} > 3,64 \text{ m} \quad \text{CONFORME}$$

**-Dimensionamiento en planta Zapata Interior**

$$\sigma_{neta} = \sigma_{admisible} - \gamma_s * H_s$$

$$\sigma_{neta} = 250 \text{ kPa} - 21 \text{ kN/m}^3 * 2 \text{ m} = 238,0 \text{ kN/m}^2$$

$$Area = \frac{R_2}{\sigma_{neta}}$$

$$Area = \frac{1134,7 \text{ kN}}{238,0 \text{ kN/m}^2} = 4,77 \text{ m}^2$$

$$B \geq B_{req}$$

**Entonces sabiendo que  $B \approx A$**

Adoptamos dimensiones de:

$$A = 1,10 \text{ m} \quad B = 2,20 \text{ m}$$

Donde:

$$(2,20 \text{ m} * 2,20 \text{ m}) > 3,64 \text{ m}^2$$

$$4,84 \text{ m}^2 > 3,64 \text{ m}^2 \quad \text{CONFORME}$$

**- Posición del centro de gravedad de las Áreas**

$$\sum v = 0$$

$$CGA = Area1 + Area2$$



$$\sum M_2 = 0$$

$$X_{CGA} = \frac{Area_1 * (L - e)}{Area_1 + Area_2}$$

$$X_{CGA} = \frac{3,64 \text{ m}^2 * (5,30 \text{ m} - 0,40 \text{ m})}{3,64 \text{ m}^2 + 4,84 \text{ m}^2} = 2,10 \text{ m}$$

**- Distribución de Presiones del suelo**

$$X_{CGA} \approx X_{CGA}$$

Para evitar Asentamientos diferenciales, las zapatas deben tener distribución de presiones uniformes en el suelo para ello (XRCA) debe ser próximo a (XCGA).

**- Diseño de Zapata MEDIANERA**

**- Tensión Amplificada del suelo**

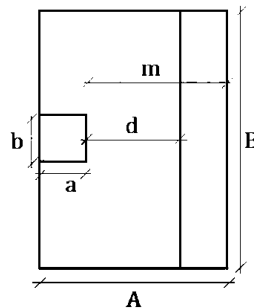
$$\sigma_u = \frac{R_1 u}{Area_1}$$

$$\sum M_2 = 0$$

$$R_1 = \frac{Pu_1 * L}{L - e}$$

$$R_1 = \frac{1040 \text{ kN} * 5,30 \text{ m}}{5,30 \text{ m} - 0,55 \text{ m}} = 293,94 \text{ kN/m}^2$$

**- Corte Por Flexión Paralelo a B**



$$\phi V_c > V_u$$

Donde

$$V_u = \sigma_u * (m - d) * B$$

$$m = (A - a)$$

$$d = H - rec$$

$$\phi V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f_c} * B * d$$

**Asumiendo una altura de 50 cm**

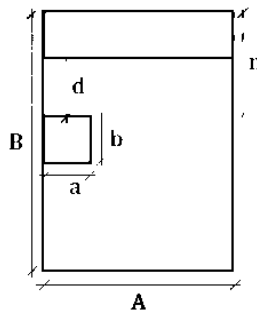
$$d = 0,50 - 0,07 = 0,43 \text{ m}$$

$$V_u = 293,94 * ((1,4 - 0,4) - 43) * 2,8 = 147,00 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 * 0,53 * \sqrt{210} * 2,80 * 0,43 = 700,00 \text{ kN}$$

$$700 \text{ kN} > 147 \text{ kN} \quad \text{CONFORME}$$

**- Corte Por Flexión Paralelo a A**



$$\phi V_c > V_u$$

Donde

$$V_u = \sigma_u * (N - d) * A$$

$$N = \left( \frac{B}{2} - \frac{b}{2} \right)$$

$$d = H - rec$$

$$\phi V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f_c} * B * d$$

**Asumiendo una altura de 50 cm**

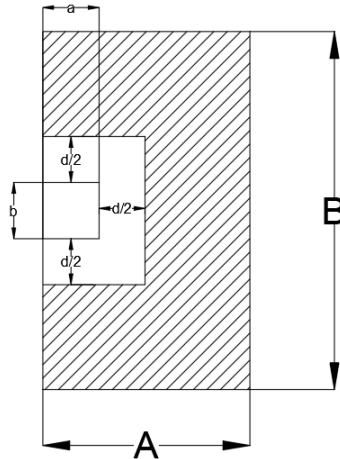
$$d = 0,50 - 0,07 = 0,43 \text{ m}$$

$$V_u = 293,94 * \left( \frac{2,8 \text{ m}}{2} - \frac{0,50 \text{ m}}{2} \right) * 1,4 = 283,083 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 * 0,53 * \sqrt{210} * 1,40 \text{ m} * 0,43 \text{ m} = 361,90 \text{ kN}$$

$$361,90 \text{ kN} > 283,083 \text{ kN} \quad \text{CONFORME}$$

**- Corte por punzonamiento**



$$\phi V_c \geq V_u$$

$$V_u = \sigma_u * (A * B) - (a + d/2)(b + d)$$

$$\phi V_{c1} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c2} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{\alpha_o * d}{b_o}\right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c3} = \phi * 1,1 * \sqrt{f_c} * b_o * d$$

Sabiendo que  $b_o$ .

$$b_o = 2 * \left(a + \frac{d}{2}\right) + 2 * (b + d)$$

$$b_o = 2 * \left(0,4 + \frac{0,43}{2}\right) + 2 * (0,5 + 0,43) = 2,27 \text{ m}$$

Reemplazando:

$$\phi V_{c1} = 0,75 * 0,27 * \left(2 + \frac{4}{1}\right) \sqrt{210} * 393,6 \text{ m} * \frac{43 \text{ cm}}{1000} = 1502,1 \text{ kN}$$

$$\phi V_{c2} = 0,75 * 0,27 * \left(2 + \frac{40 * d}{216,8}\right) \sqrt{210} * 393,6 \text{ m} * \frac{43 \text{ cm}}{1000} = 2235,90 \text{ kN}$$

$$\phi V_{c3} = 0,75 * 1,1 * \sqrt{210} * 393,6 * \frac{43 \text{ cm}}{1000} = 1182,58 \text{ kN}$$

Asumimos  $V_c = 1182,58 \text{ kN}$  por ser el más desfavorable

$$V_u = 309 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * [(1,4 \text{ m} * 2,8 \text{ m}) - (0,4 \text{ m} + 0,43 \text{ m})(0,5 \text{ m} + 0,43 \text{ m})]$$

$$V_u = 972,39 \text{ kN}$$

Verificación

$$1182,58 \text{ kN} > 972,39 \text{ kN} \quad \text{CONFORME}$$

**- Refuerzo por Flexión Paralelo a A**

$$A_s = \text{Max} (A_s; A_{smin})$$

$$M_b = \frac{\sigma_u * B * m^2}{2}$$

$$A_s = \frac{0,85 f_c}{f_y} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0,85 * \phi * B * d^2 * f_c}} \right) * B * d$$

$$A_{smin} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

Reemplazando

$$M_b = \frac{309 \text{ kN/m}^2 * 2,80 \text{ m} * 0,80 \text{ m}^2}{2} = 276,90 \text{ kN} * \text{m}$$

$$A_s = \frac{0,85 * 210}{420} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 276,90 \text{ kN} * \text{m}}{0,85 * 0,90 * 2,80 \text{ m} * 0,430 \text{ m}^2 * 210}} \right) * 2,80 \text{ m} * 0,43 \text{ m}$$

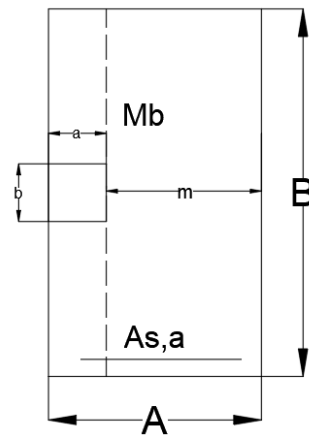
$$A_s = 17,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

$$A_{smin} = 0,00018 * 2,80 * 0,5 * \frac{4200}{4200}$$

$$A_{smin} = 25,20 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor valor de  $A_s = 25,20 \text{ cm}^2$



### - Refuerzo por Flexión Paralelo a B

$$A_s = \text{Max} (A_s; A_{smin})$$

$$M_a = \frac{\sigma_u * A * n^2}{2}$$

$$A_s = \frac{0,85 f_c}{f_y} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0,85 * \phi * B * d^2 * f_c}} \right) * B * d$$

$$A_{smin} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

Reemplazando

$$M_b = \frac{309 \text{ kN/m}^2 * 1,40 \text{ m} * 1,20 \text{ m}^2}{2} = 289,3 \text{ kN} * \text{m}$$

$$A_s = \frac{0,85 * 210}{420} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 289,3 \text{ kN} * \text{m}}{0,85 * 0,90 * 1,40 \text{ m} * 0,430 \text{ m}^2 * 210}} \right) * 1,40 \text{ m} * 0,43 \text{ m}$$

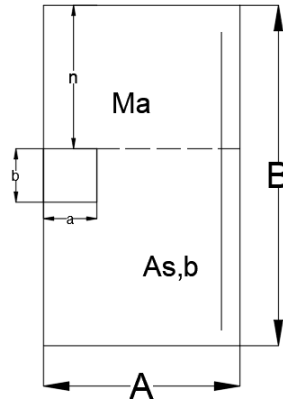
$$A_s = 16,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

$$A_{smin} = 0,00018 * 1,40 * 0,5 * \frac{4200}{4200}$$

$$A_{smin} = 11,70 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor valor de  $A_s = 16,44 \text{ cm}^2$



- Diseño de Zapata INTERIOR

- Tensión Amplificada del suelo

$$\sigma_u = \frac{R2u}{Area2}$$

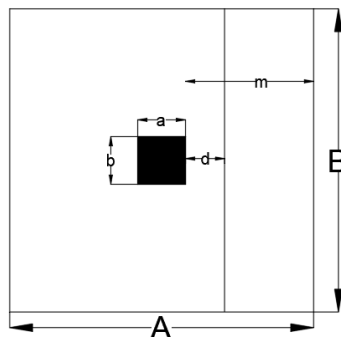
$$\sum M2 = 0$$

$$R1 = Pu1 + Pu2 - R1$$

$$R2 = 1040 \text{ kN} + 1560 \text{ kN} - 1124,9 \text{ kN} = 1475,1 \text{ kN}$$

$$\sigma_u = \frac{1475,1}{2,2 * 2,2} = 299,931 \text{ kN/m}^2$$

- Corte Por Flexión Paralelo a B



$$\phi Vc > Vu$$

Donde

$$Vu = \sigma u * (m - d) * B$$

$$m = \left( \frac{A}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

$$d = H - rec$$

$$\phi Vc = \phi * 0,53 * \sqrt{f_c} * B * d$$

**Asumiendo una altura de 50 cm**

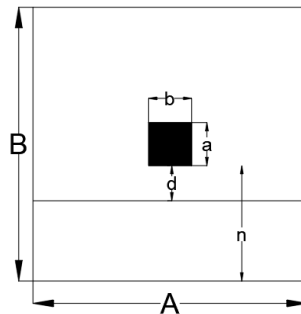
$$d = 0,50 - 0,07 = 0,43 \text{ m}$$

$$Vu = 299,931 \text{ kN/m}^2 * \left( \left( \frac{2,2\text{m}}{2} - \frac{0,4\text{m}}{2} \right) - 43\text{cm} \right) * 2,2\text{m} = 312,89 \text{ kN}$$

$$\phi Vc = 0,75 * 0,53 * \sqrt{210} * 2,20\text{m} * 0,43\text{m} = 550,00 \text{ kN}$$

$$550,00\text{kN} > 278,89 \text{ KN} \quad \text{CONFORME}$$

**- Corte Por Flexión Paralelo a A.**



$$\phi Vc > Vu$$

Donde

$$Vu = \sigma u * (N - d) * A$$

$$N = \left( \frac{B}{2} - \frac{b}{2} \right)$$

$$d = H - rec$$

$$\phi Vc = \phi * 0,53 * \sqrt{f_c} * B * d$$

**Asumiendo una altura de 50 cm**

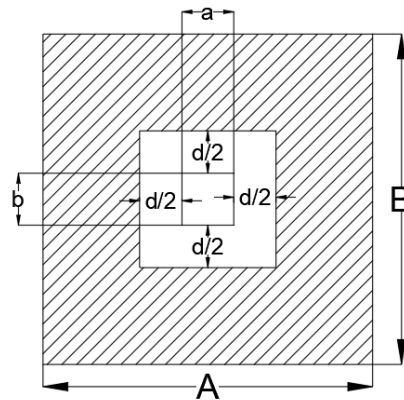
$$d = 0,50 - 0,07 = 0,43$$

$$Vu = 299,931 \text{ kN/m}^2 * \left( \frac{2,2\text{m}}{2} - \frac{0,50\text{m}}{2} \right) * 2,2\text{m} = 325,924 \text{ kN}$$

$$\phi Vc = 0,75 * 0,53 * \sqrt{210} * 2,2 * 0,43 = 441,545 \text{ kN}$$

$$441,545 \text{ kN} > 325,924 \text{ kN} \quad \text{CONFORME}$$

**- Corte por punzonamiento**



$$\phi Vc \geq Vu$$

$$Vu = \sigma u * (A * B) * (a + d)(b + d)$$

$$\phi Vc1 = \phi * 0,27 * \left( 2 + \frac{4}{\beta c} \right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\phi Vc2 = \phi * 0,27 * \left( 2 + \frac{\alpha_o * d}{b_o} \right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\phi Vc3 = \phi * 1,1 * \sqrt{f_c} * b_o * d$$

Sabiendo que  $b_o$

$$b_o = 2 * (a + d) + 2 * (b + d)$$

$$b_o = 2 * (0,4\text{m} + 0,43\text{m}) + 2 * (0,5\text{m} + 0,43\text{m}) = 3,54 \text{ m}$$

Reemplazando:

$$\phi Vc1 = 0,75 * 0,27 * \left( 2 + \frac{4}{1} \right) \sqrt{210} * 354,0 * \frac{43}{1000} = 2341,17 \text{ kN}$$



$$\phi V_{c2} = 0,75 * 0,27 * \left(2 + \frac{40 * d}{216,8}\right) \sqrt{210} * 354,0 * \frac{43}{1000} = 2341,70 \text{ kN}$$

$$\phi V_{c3} = 0,75 * 1,1 * \sqrt{210} * 354,0 * \frac{43}{1000} = 1339,78 \text{ kN}$$

Asumimos  $V_c = 1339,78 \text{ kN}$  por ser el más desfavorable

$$V_u = \frac{304,8 \text{ kN}}{m^2} * [(2,2 \text{ m} * 2,2 \text{ m}) - (0,4 \text{ m} + 0,43 \text{ m})(0,5 \text{ m} + 0,43 \text{ m})]$$

$$V_u = 1262,461 \text{ kN}$$

Verificación

$$1339,78 \text{ kN} > 1262,461 \text{ kN} \quad \text{CONFORME}$$

**- Refuerzo por Flexión Paralelo a A**

$$A_s = \text{Max} (A_s; A_{smin})$$

$$M_b = \frac{\sigma_u * B * m^2}{2}$$

$$A_s = \frac{0,85 f_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0,85 * \phi * B * d^2 * f_c}}\right) * B * d$$

$$A_{smin} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

Reemplazando

$$M_b = \frac{304,80 \text{ kN/m}^2 * 2,20 \text{ m} * 0,85 \text{ m}^2}{2} = 242,22 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{0,85 * 210}{420} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 242,22 \text{ KN} * \text{m}}{0,85 * 0,90 * 2,20 \text{ m} * 0,430 \text{ m}^2 * 210}}\right) * 2,20 \text{ m} * 0,43 \text{ m}$$

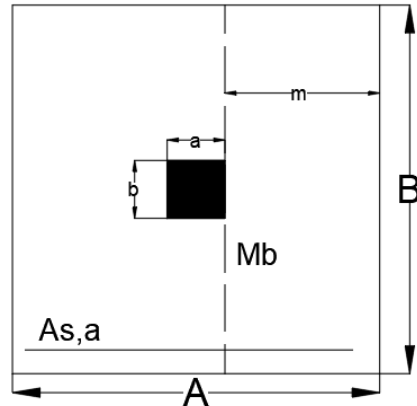
$$A_s = 15,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

$$As_{min} = 0,00018 * 2,20 * 0,5 * \frac{4200}{4200}$$

$$As_{min} = 20,86 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor valor de  $As = 20,86 \text{ cm}^2$



#### - Refuerzo por Flexión Paralelo a B

$$As = \text{Max} (As; As_{min})$$

$$Ma = \frac{\sigma u * A * n^2}{2}$$

$$As = \frac{0,85 f_c}{f_y} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85 * \phi * B * d^2 * f_c}} \right) * B * d$$

$$As_{min} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

Reemplazando

$$Mb = \frac{304,80 * 2,20 * 0,90^2}{2} = 271,60 \text{ KN} * \text{m}$$

$$As = \frac{0,85 * 210}{420} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 271,60 \text{ KN} * \text{m}}{0,85 * 0,90 * 2,20 * 0,430^2 * 210}} \right) * 2,20 * 0,43$$

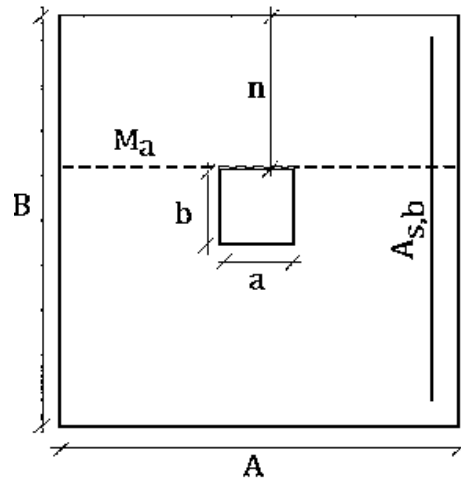
$$As = 16,90 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

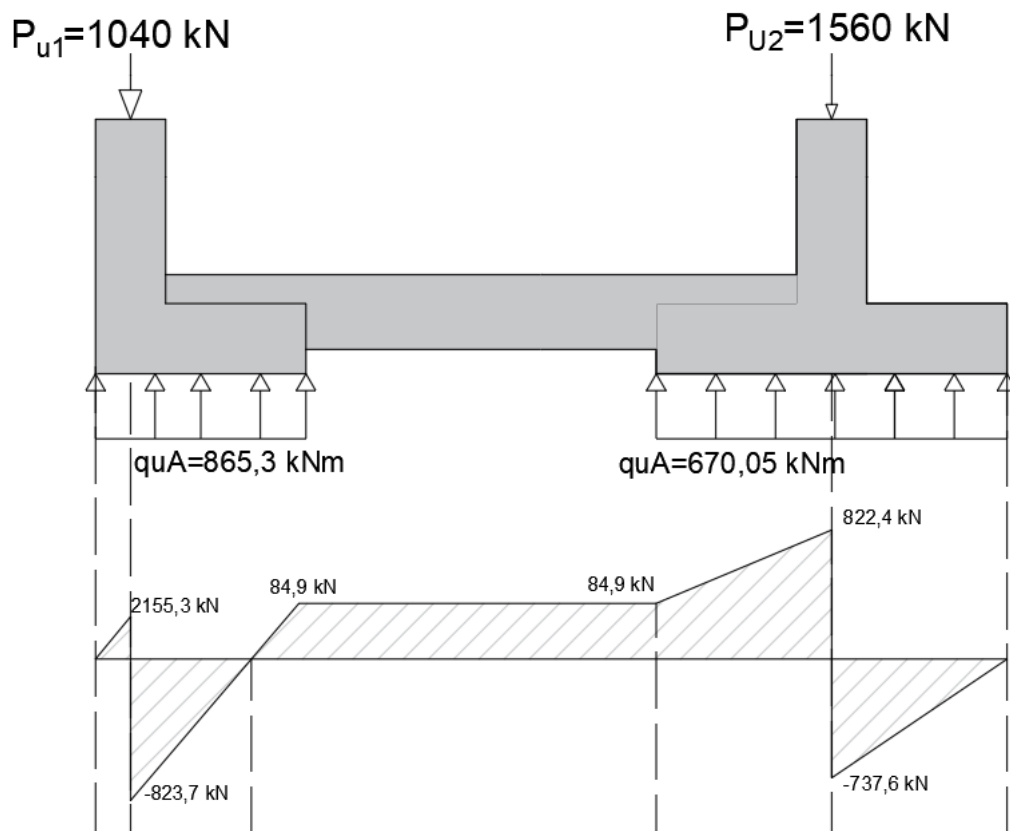
$$A_{smin} = 0,00018 * 2,20 * 0,5 * \frac{4200}{4200}$$

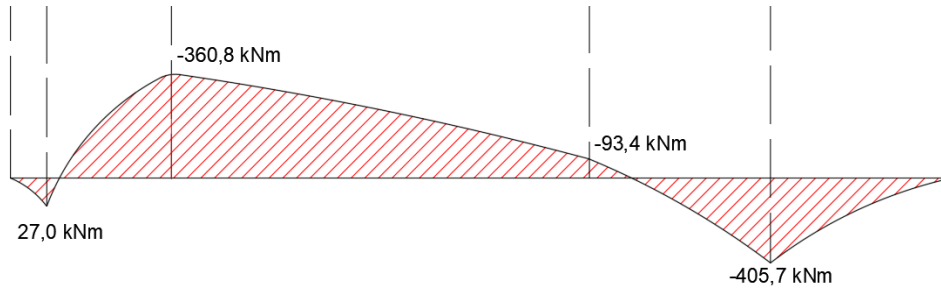
$$A_{smin} = 20,86 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor valor de  $A_s = 20,86 \text{ cm}^2$



### 5.- Diseño de la viga Centradora



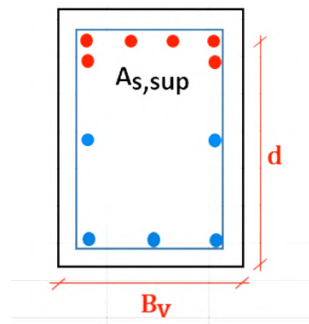


### -Diseño de Viga de Equilibrio

Altura de la viga

$$h = \frac{L}{7} = \frac{530}{7} = 75,71 \approx 75 \text{ cm}$$

Refuerzo Longitudinal Superior



$$A_s = \text{Max} (A_s; A_{smin})$$

$$A_s = \frac{0,85 f_c}{f_y} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85 * \phi * B * d^2 * f_c}} \right) * B * d$$

$$A_{smin} \geq \left\{ \frac{1,4}{f_y} * Bv * d, \quad \frac{0,80 * \sqrt{f_c}}{f_y} * Bv * d \right\}$$

Reemplazando

$$A_s = \frac{0,85 * 210}{4200} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 360,80}{0,85 * \phi * 0,40 * 0,69^2 * f_c}} \right) * 0,4 * 0,69$$

$$A_s = 18,40 \text{ cm}^2$$

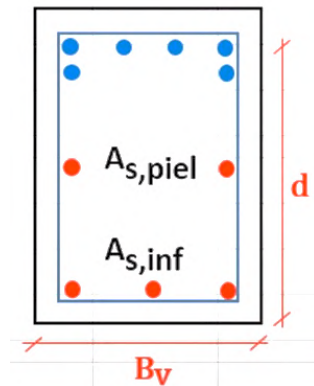
Armadura Mínima

$$A_{smin1} = \frac{14}{210} = 67,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin2} = \frac{0,80 * \sqrt{210}}{4200} = 9,20 \text{ cm}^2$$

Se adoptará una armadura superior de 18,40 cm<sup>2</sup>

-Refuerzo Longitudinal Inferior



$$A_{s \text{ inf}} = \text{Max}(A_{smin}; A_{s \text{ sup}}/2)$$

Entonces

$$A_{smin1} = \frac{14}{210} = 67,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin2} = \frac{0,80 * \sqrt{210}}{4200} = 12,14 \text{ cm}^2$$

Se adoptará una armadura inferior de 12,14 cm<sup>2</sup>

Refuerzo de piel

$$A_{s \text{ piel}} = 0,1 * A_{s \text{ sup}}$$

$$A_{s \text{ piel}} = 0,1 * 18,40 = 1,84 \text{ cm}^2$$

Longitud de Ganchos

$$12 * d_b = 22 \text{ cm}$$

## Resolución por el software:

### Datos de entrada

#### Datos de Entrada

**Zapata Medianera**

Cargas Actuantes

800

---

1040

Columna zapata Medianera

0.4

---

0.5

**Zapata Interior**

Cargas Actuantes

1200

---

1560

0

---

0

Columna zapata Interior

0.4

---

0.5

Viga de Equilibrio

5.3

Datos del terreno

Cargas Actuantes

1200

---

1560

---

0

---

0

Columna zapata Interior

0.4

---

0.5

---

Viga de Equilibrio

5.3

Datos del terreno

250

---

0

---

0

---

0

Materiales

21

---

420

---

0.05

---

Anterior Calcular

## Resultados

#### RESULTADOS

**Zapata Medianera**

**Dimensiones en planta**

LADO A = 1.4 m

LADO B = 2.8 m

altura útil d = 0.45 m

altura h = 0.5 m

**Esfuerzo Resultante**

**Esfuerzo Resultante**

Esf último  $\sigma_u = 292.942 \text{ kN/m}^2$

**Armadura**

**Armadura paralela al eje A**

Acero requerido = 25.2 cm<sup>2</sup>

**Armadura paralela al eje A**

Acero requerido = 25.2 cm<sup>2</sup>

**Posibles diámetros a usar**

- Barras diámetro 8 c/5.0 cm
- Barras diámetro 10 c/5.0 cm
- Barras diámetro 12 c/10.0 cm
- Barras diámetro 16 c/20.0 cm
- Barras diámetro 20 c/30.0 cm
- Barras diámetro 22 c/40.0 cm

**Seleccione el diámetro a usar**

16 OK

**Armadura paralela al eje B**

Acero requerido = 16.448 cm<sup>2</sup>

**Posibles diámetros a usar**

- Barras diámetro 8 c/0.0 cm
- Barras diámetro 10 c/5.0 cm
- Barras diámetro 12 c/5.0 cm
- Barras diámetro 16 c/15.0 cm
- Barras diámetro 20 c/25.0 cm
- Barras diámetro 22 c/30.0 cm

**Seleccione el diámetro a usar**

10:10

### Disposición de Armaduras



Armadura en dirección A:  
 $\varnothing$  16.0 mm c/20.0 cm  
 Armadura en dirección B:  
 $\varnothing$  16.0 mm c/15.0 cm  
 Longitud de Ganchos:  
 20.0 cm

**VERIFICACIONES**

**Dirección A:**

Cortante  $V_c > V_u$  [kN]  
 725.801 kN > 451.131 kN CUMPLE

Punzonamiento  $V_{cp} > V_{up}$  [kN]  
 1183.583 kN > 974.399 kN CUMPLE

Flexión  $M_n > M_u$  [kN/m<sup>2</sup>]  
 457.712 kN·m > 410.119 kN·m CUMPLE

10:11

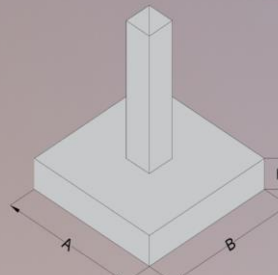
**Dirección B:**

Cortante  $V_c > V_u$  [kN]  
 362.9 kN > 287.083 kN CUMPLE

Punzonamiento  $V_{cp} > V_{up}$  [kN]  
 1183.583 kN > 974.399 kN CUMPLE

Flexión  $M_n > M_u$  [kN/m<sup>2</sup>]  
 308.02 kN·m > 271.191 kN·m CUMPLE

### Zapata Interior



**Dimensiones en planta**

LADO A = 2.2 m  
 LADO B = 2.2 m  
 altura h = 0.5 m

10:12

### Esfuerzo Resultante



esf último  $\sigma_u = 299.931$  kN/m<sup>2</sup>

**Armadura**

Acero requerido = 20.865 cm<sup>2</sup>

**Posibles diámetros a usar**

- Barras diam 8 c/5.0 cm
- Barras diam 10 c/5.0 cm
- Barras diam 12 c/10.0 cm
- Barras diam 16 c/20.0 cm
- Barras diam 20 c/30.0 cm
- Barras diam 22 c/40.0 cm

16 OK

10:14

### Disposición de Armaduras



Armadura en dirección 1:  
 $\varnothing$  16.0 mm c/20.0 cm  
 Armadura en dirección 2:  
 $\varnothing$  16.0 mm c/20.0 cm  
 Longitud de Ganchos:  
 20.0 cm

**VERIFICACIONES**

Cortante  $V_c > V_u$  [kN]  
 443.545 kN > 329.924 kN CUMPLE

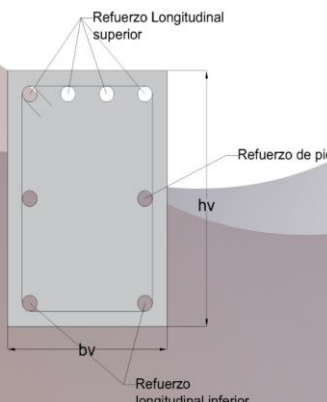
Punzonamiento  $V_{cp} > V_{up}$  [kN]  
 1339.003 kN > 1260.461 kN CUMPLE

Flexión  $M_n > M_u$  [kN/m<sup>2</sup>]  
 276.03 kN·m > 267.239 kN·m CUMPLE

### Viga Centradora

10:13

### Viga Centradora



**Dimensiones**

Base de la viga = 0.5 m  
 altura de la viga = 0.75 m

**Refuerzo Longitudinal superior**

17.858 cm<sup>2</sup>

10:14



**Dimensiones**

Base de la viga = 0.5 m  
 altura de la viga = 0.75 m

**Refuerzo Longitudinal superior**

17.858 cm<sup>2</sup>

**Refuerzo Longitudinal inferior**

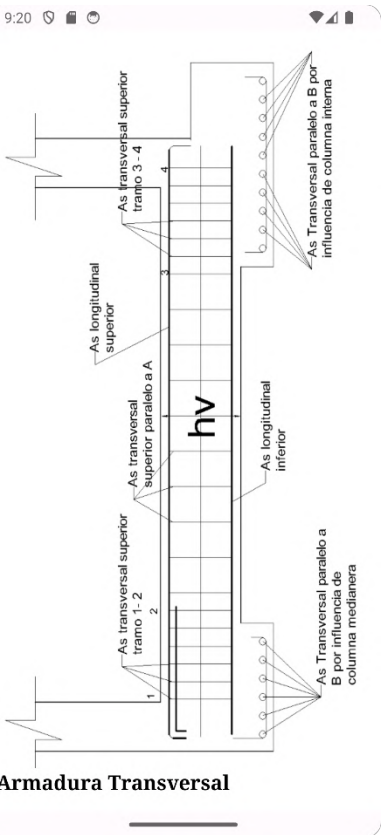
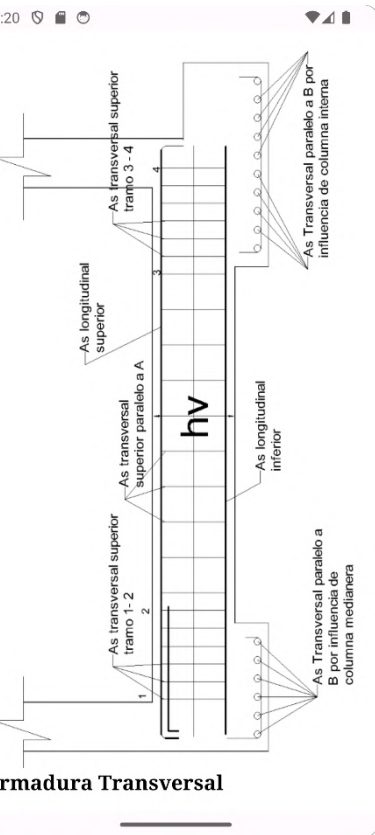
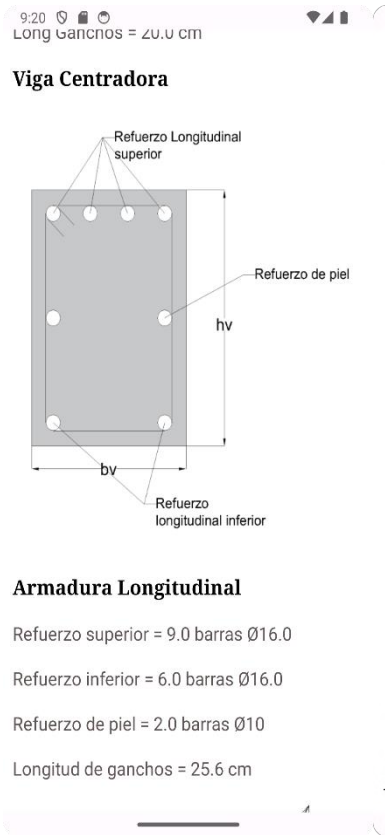
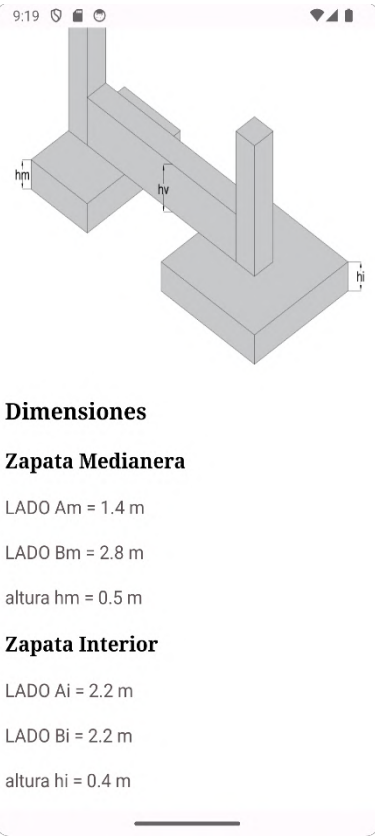
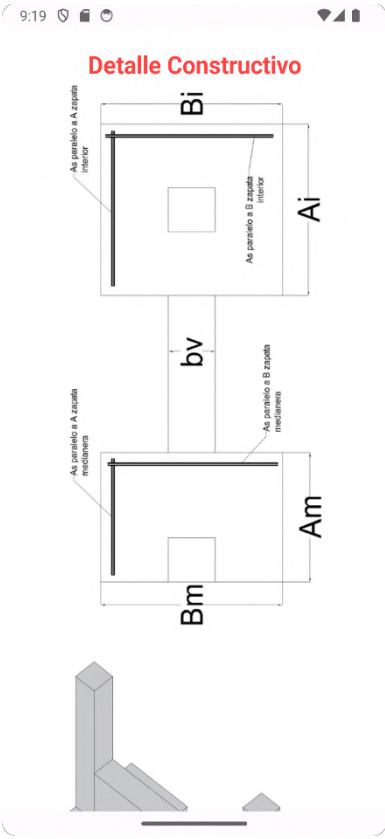
11.667 cm<sup>2</sup>

**Refuerzo Longitudinal de piel**

1.786 cm<sup>2</sup>

Seleccione el diámetro a usar para la armadura longitudinal de la viga

16 ANTERIOR SIGUIENTE





#### Anexo 4. Ejercicio 2 Zapata Medianera con viga centradora.

Ejercicio recopilado del libro del Ing. Roberto Morales. Pag 145 (Morales, s. f.)

Diseñar la zapata conectada que se muestra en la figura adjunta:

La columna exterior p1 esta sujeta a PD = 70 t; pl; 26 t

La columna exterior p2 esta sujeta a PD = 120 t; pl; 45 t

La capacidad portante permisible del terreno a nivel de fondo de cimentación es de:

$$hf = 1,50m$$

$$c1 = 0,50 * 0,50 m$$

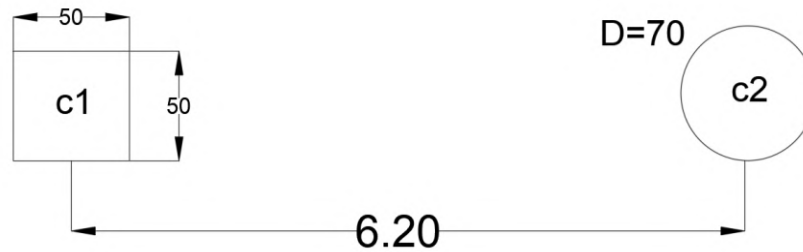
$$\sigma_{adm} = 350tn/m^2$$

$$c2 = 0,70 m$$

$$\gamma_m = 210 kg/cm^2$$

$$fy = 4200 kg/cm^2$$

$$fc = 210 kg/cm^2$$



#### Dimensionamiento

#### Zapata exterior

#### Esfuerzo neto del terreno

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{prom} * hf$$

$$\sigma_n = 30 - 2 * 2 = 31,00 t/m^2$$

Dimensiones de la Zapata

$$Azap = \frac{P}{\sigma_n} = \frac{96,0}{31,0} = 3,65m^2$$

#### Dimensionamiento en Planta

$$T = 2S$$

$$2S^2 = 3,65$$

$$S = 1,35$$

$$Usar S = 1,35$$

## Viga de Conexión

$$h = \frac{L1}{7} = \frac{6,20}{7} = 0,89m$$

$$b = \frac{p1}{31 * L1} = \frac{96}{31 * 62} = 0,50m$$

Usar

$$0,50 * 0,90 m$$

## Dimensionamiento de Zapata Exterior

$$Wv = 0,90 * 0,50 * 2,40 = 1,08 t/m$$

$$\sum M2 = 0$$

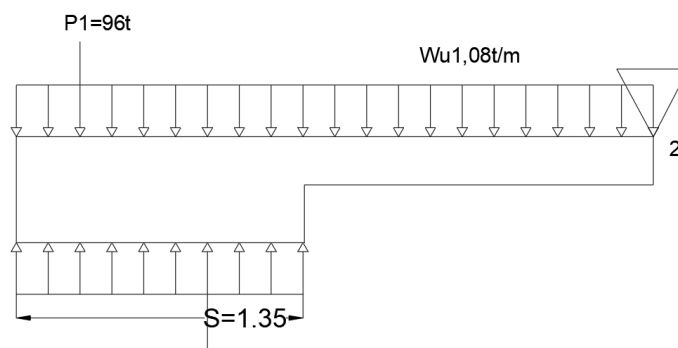
$$RN * (5,775) = P1 * 6,20 + 1,08 * \frac{6,45^2}{2}$$

$$RN = 106,96 t$$

$$Az = \frac{RN}{\sigma n} = \frac{106,96}{31,6} = 3,39 m^2$$

$$3,39 = T * S = T * 1,35 m$$

$$T = 2,51 m$$



Diseño de viga de conexión

$$p1u = 142,2 t$$

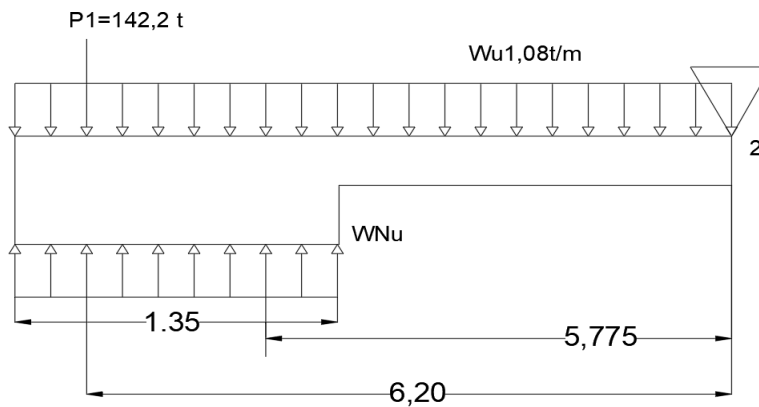
$$Wvu = 1,51 t/m$$

$$\sum M2 = 0$$

$$RNU * (5,775) = P1 * 6,20 + 1,41 * \frac{6,45^2}{2}$$

$$RN = 158,10 \text{ t}$$

$$WNU = \frac{RNU}{S} = \frac{158,1}{1,35} = 117,11 \text{ t/m}$$



**Sección de momento máximo,  $Xo \leq S$**

$$Vx = (WNU - Wvu) * Xo - P1u = 0$$

$$Xo = \frac{142,20}{117,11 - 1,51} = 1,23 \text{ m} < S = 1,35 \text{ CONFORME}$$

$$Mumax = (WNU - Wvu) * \frac{Xo^2}{2} - P1u * \left( Xo - \frac{t1}{2} \right)$$

$$Mumax = (115,6) * \frac{1,23^2}{2} - 142,2 * (1,23 - 0,25)$$

$$Mumax = -51,91 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$As = \frac{51,91 * 10^5}{0,90 * 4200 * 0,90 * 82,78}$$

$$As = 18,40 \text{ cm}^2 \quad a = 8,6 \text{ cm}$$

$$As = 17,50 \text{ cm}^2 \quad a = 8,2 \text{ cm} \quad \text{CONFORME}$$

$$d = 90 - \left(5 + 0,95 + \frac{2,54}{2}\right) = 82,78 \text{ cm}$$

Usar

$$4\phi 1 > 18,40 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{20,28}{50,8278} = 0,0049 > \rho_{min} = \frac{14}{fy} = 0,0033 \quad \text{CONFORME}$$

### Refuerzo en la carga inferior

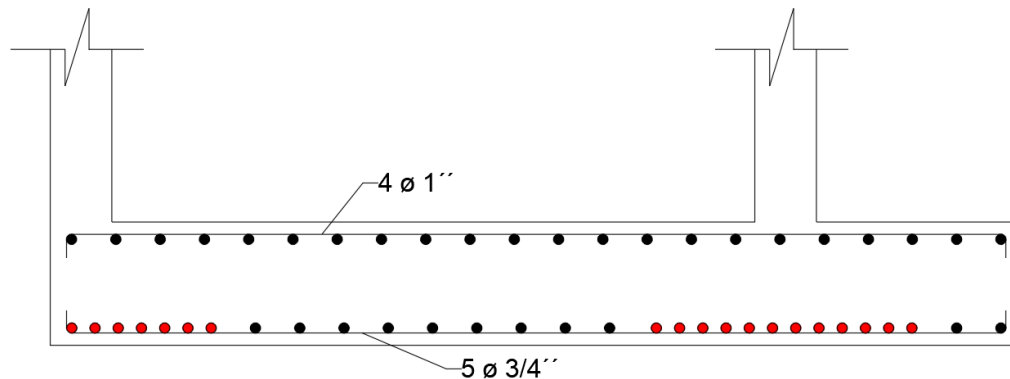
$$As = \left(\frac{As}{3}, \frac{As}{2}\right) \geq As_{min}$$

$$As = \frac{20,28}{2} = 10,14 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 0,0033 * 50 * 82,78 = \mathbf{13,8 \text{ cm}^2}$$

Como  $As > As_{min}$

Usar  $5\phi 3/4''$



### Diseño por corte

$$V1u = (WNU - Wvu)(t1 + d) - P1u$$

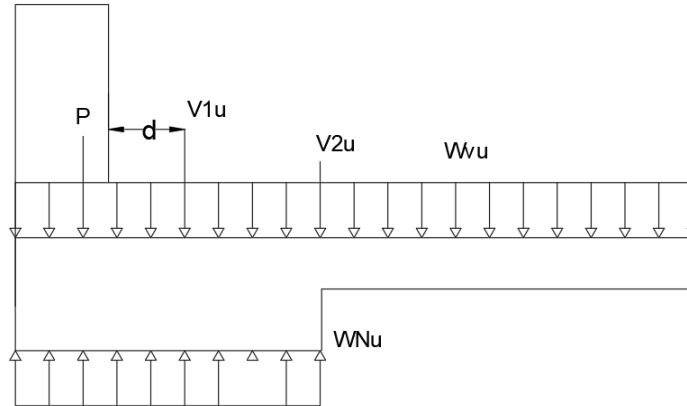
$$V1u = (115,6)(0,50 + 0,83) - 142,2 = 11,55 \text{ t}$$

$$V2u = (WNU - Wvu)S - P1u$$

$$V2u = (115,6)1,35 - 142,2 = 13,86 \text{ t}$$

$$\frac{Vu}{\phi} = \frac{13,86}{0,85} = 16,31 \text{ t}$$

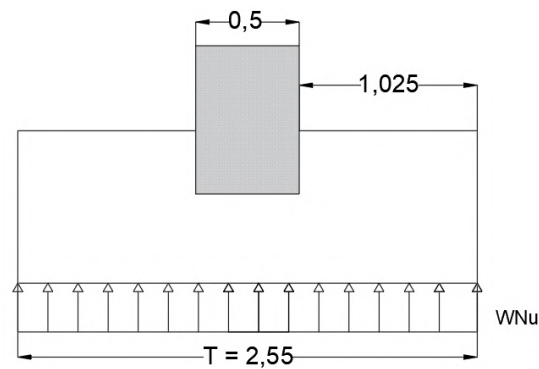
$$Vc = 0,53 * \sqrt{210} * (10)(0,50)(0,83) = 31,88 \text{ t} > Vn \quad \text{CONFORME}$$



Usar Estribo de Montaje S=36  $\phi = 36 * 1,91 = 68,6\text{cm}$

En zonas muy sísmicas deben confinarse los extremos de la vida de conexión (viga dúctil)

### Diseño de Zapata Exterior



$$WNU = \frac{RNU}{S} = \frac{158,1}{2,55 * 1,35} = 44,93 \text{ t/m}^2 = 44,94 * 1,35 = 62 \text{ t/m}$$

$$M_{umax} = 62,00 * \frac{1,025^2}{2} = 32,57 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Mu = \phi * fc * b * d^2 * w * (1 - 0,59 w)$$

$$\rho = 0,004 \quad w = \rho * \frac{fy}{fc}$$

Si:

$$W = 0,0004 * \left( \frac{4200}{210} \right) = 0,08$$

$$32,57 * 10^5 = 0,90 * 210 * b * d^2 * 0,08 * (1 - 0,59 * 0,08)$$

$$b = 135 \text{ cm} \quad d = 40,59$$

$$\text{Usar } h = 0,50 \text{ m} \quad d = 41,60 \text{ cm}$$

### Diseño por Corte

$$Vud = WNU * (Lv - d)$$

$$Vud = 62 * (1,025 - 0,416) = 37,76 \text{ t}$$

$$Vn = \frac{Vud}{\phi} = 44,42 \text{ t} * Vc = 0,53 * \sqrt{210} * 1,35 * 0,416 = 45,77 \text{ t} = Vn$$

CONFORME

### Diseño por Flexión

$$As = \frac{32,57 * 10^5}{0,90 * 4200 * 0,90 * 41,6} = 23,8 \text{ cm}^2$$

$$a = 4,00 \text{ cm} \quad As = 23,8 \text{ cm}^2 \quad a = 3,80 \text{ cm} \quad \text{CONFORME}$$

$$\text{Usar } 8 \text{ } \phi \text{ } 3/4''$$

$$s = \frac{1,35 - 0,15 - 0,019}{7} = 0,17 \text{ m}$$

### Refuerzo Transversal

$$A_{temp} = 0,0018 * b * h = 0,0018 * 255 * 50 = 20,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } 12 \text{ } \phi \text{ } 5/8'' \quad c/22 \text{ cm}$$

### Diseño de la Zapata Interior

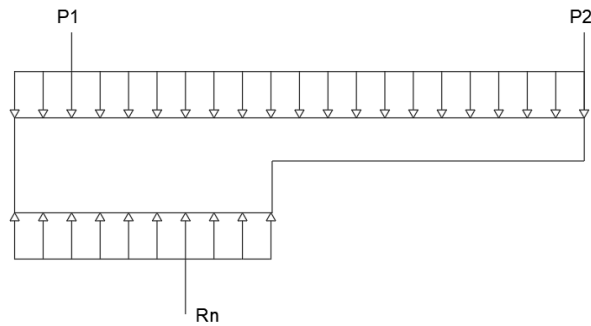
$$P2 \text{ efectivo} = -p2 - p1 - wv * Lv + RN$$

$$P2 \text{ efectivo} = -165 - 96 - 1,08 * 6,45 + 106,96 = -161,0 \text{ t}$$

$$P2u \text{ efectivo} = -p2u - p1u - wvu * Lvu + RNu$$

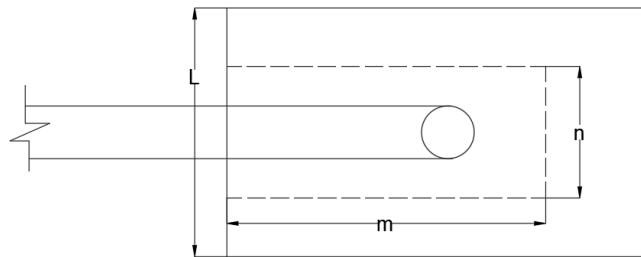
$$P2u \text{ efectivo} = -244,5 - 142,2 - 1,51 * 6,45 + 158,1 = 23860 \text{ t}$$

$$Az = \frac{P2efectivo}{\sigma n} = \frac{161,0}{31,6} = 5,10 cm^2$$



Usar 2,30 x 2,30 m

$$WNU = \frac{p2efectivo}{Az} = \frac{238,6}{5,29} = 45,10 t/m^2$$



$$Lv = \frac{2,30 - 0,62}{2} = 0,84 m$$

$$Mumax = Wun * \frac{Lv^2}{2} = (45,1 * 2,30) * \frac{0,84^2}{2} = 36,60 t \cdot m$$

Usar  $hmin = 0,50 m$        $d = 40,59 cm$

### Verificación por punzonamiento

$$Vu = Puefectivo - Wnu * (m)(n)$$

$$m = 0,84 + 0,62 + \frac{0,41}{2}$$

$$n = 0,50 + 0,41 = 0,91 m$$

$$Vu = 238,6 - 45,1 * 1,6 * 0,91 = 152,33 t$$

$$Vn = \frac{Vu}{\phi} = 203,106 t$$

$$Vc = 1,07 * \sqrt{fc} * bo * d = 1,06 * \sqrt{210} * (10) * (4,23)(0,41) = 247,40 t$$

$$bo = 2m + n = 2 * 1,66 + 0,91 = 4,23 m$$

$$Vc = 247,40 t > 152,33 t \quad \text{CONFORME}$$

### verificación por corte

$$Vud = (WnuL)(Lv - d) = (45,10 * 2,30)(0,84 - 0,41) = 39,65 t$$

$$Vn = \frac{Vu}{\phi} = 52,86 t$$

$$Vc = 0,53 * 0,75 * \sqrt{210} * (10) * (2,30 * 0,41) = 58,61 t > Vn \quad \text{CONFORME}$$

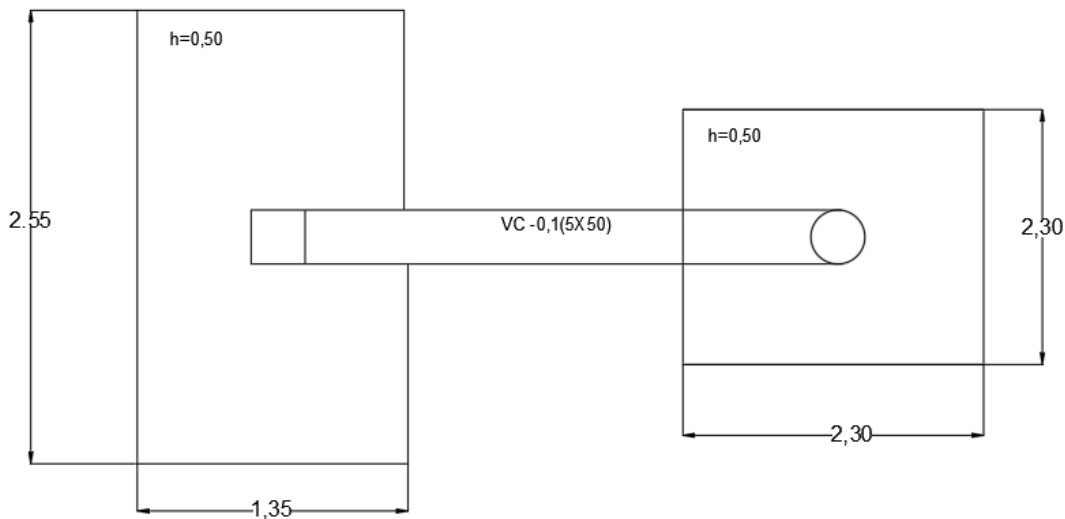
### Diseño por flexión

$$As = \frac{36,6 * 10^5}{0,90 * 4200 * 0,90 * 40,59} = 21,9 cm^2$$

$$a = 2,70cm \quad As = 21,95 cm^2 \quad a = 2,50 cm \quad \text{CONFORME}$$

Usar 13  $\phi$  5/8''

$$s = \frac{2,3 - 0,15 - 0,016}{7} = 0,18m$$





## Resolución por el software:

### Datos de entrada

**Datos de Entrada**

**Zapata Medianera**

Cargas Actuantes

960

1422

Columna zapata Medianera

0.5

0.5

**Zapata Interior**

**Zapata Interior**

Cargas Actuantes

1650

2445

0

0

Columna zapata Interior

0.7

0.7

Viga de Equilibrio

6.20

**Cargas Actuantes**

1650

2445

0

0

Columna zapata Interior

0.7

0.7

Viga de Equilibrio

6.20

Datos del terreno

390

2000

2

Materiales

21

420

0.05

Anterior    Calcular

### Resultados

**RESULTADOS**

**Zapata Medianera**

Dimensiones en planta

LADO B = 2.55 m

LADO A = 1.35 m

alt. útil d = 0.45 m

altura h = 0.5 m

**Esfuerzo Resultante**

**Esfuerzo Resultante**

esf último  $\sigma_u = 443.471 \text{ kN/m}^2$

**Armadura**

Armadura paralela al eje A

Acero requerido = 24.639 cm<sup>2</sup>

Acero requerido = 24.639 cm<sup>2</sup>

**Posibles diámetros a usar**

Barras diámetro 8 c/5.0 cm

Barras diámetro 10 c/5.0 cm

Barras diámetro 12 c/10.0 cm

Barras diámetro 16 c/20.0 cm

Barras diámetro 20 c/30.0 cm

Barras diámetro 22 c/35.0 cm

**Seleccione el diámetro a usar**

16    OK

**Armadura paralela al eje B**

Acero requerido = 19.203 cm<sup>2</sup>

**Posibles diámetros a usar**

Barras diámetro 8 c/0.0 cm

Barras diámetro 10 c/5.0 cm

Barras diámetro 12 c/5.0 cm

Barras diámetro 16 c/10.0 cm

Barras diámetro 20 c/20.0 cm

Barras diámetro 22 c/25.0 cm

**Seleccione el diámetro a usar**

10:22



Armadura en dirección A:  
 $\varnothing$  16.0mm c/20.0 cm  
 Armadura en dirección B:  
 $\varnothing$  16.0mm c/10.0 cm  
 Longitud de Ganchos:  
 20.0 cm

**VERIFICACIONES**

**Dirección A:**

Cortante  $V_c > V_u$  [kN]  
 660.997 kN > 452.341 kN CUMPLE

Punzonamiento  $V_{cp} > V_{up}$  [kN]  
 1291.182 kN > 1221.209 kN CUMPLE

Flexión  $M_n > M_u$  [kN/m<sup>2</sup>]  
 416.845 kN·m > 408.52 kN·m CUMPLE

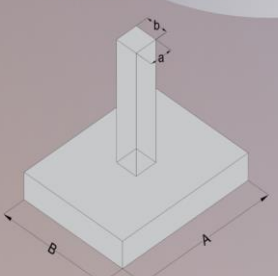
10:23

Cortante  $V_c > V_u$  [kN]  
 349.94 kN > 344.244 kN CUMPLE

Punzonamiento  $V_{cp} > V_{up}$  [kN]  
 1291.182 kN > 1221.209 kN CUMPLE

Flexión  $M_n > M_u$  [kN/m<sup>2</sup>]  
 437.439 kN·m > 314.497 kN·m CUMPLE

**Zapata Interior**

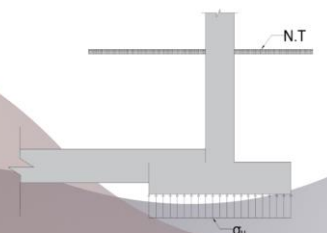


**Dimensiones en planta**

LADO A = 2.3 m  
 LADO B = 2.3 m  
 altura h = 0.5 m

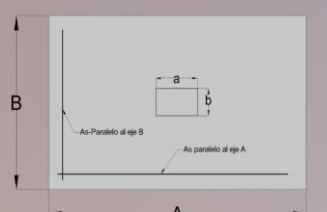
10:23

**Esfuerzo Resultante**



esf ultimo  $\sigma_u = 442.41$  kN/m<sup>2</sup>

**Armadura**



Armadura paralela al Eje A

Acero requerido = 20.7 cm<sup>2</sup>

10:24

**Armadura paralela al Eje A**

Acero requerido = 20.7 cm<sup>2</sup>

**Posibles diámetros a usar**

Barras diámetro 8 c/5.0 cm  
 Barras diámetro 10 c/5.0 cm  
 Barras diámetro 12 c/10.0 cm  
 Barras diámetro 16 c/20.0 cm  
 Barras diámetro 20 c/30.0 cm  
 Barras diámetro 22 c/40.0 cm

16

**Armadura paralela al Eje B**

Acero requerido = 20.7 cm<sup>2</sup>

**Posibles diámetros a usar**

Barras diámetro 8 c/5.0 cm  
 Barras diámetro 10 c/5.0 cm  
 Barras diámetro 12 c/10.0 cm  
 Barras diámetro 16 c/20.0 cm  
 Barras diámetro 20 c/30.0 cm  
 Barras diámetro 22 c/40.0 cm

10:25



Armadura en dirección A:  
 $\varnothing$  16.0mm c/20.0 cm  
 Armadura en dirección B:  
 $\varnothing$  16.0mm c/20.0 cm  
 Longitud de Ganchos:  
 20.0 cm

**VERIFICACIONES**

**Dirección A:**

Cortante  $V_c > V_u$  [kN]  
 596.193 kN > 356.14 kN CUMPLE

Punzonamiento  $V_{cp} > V_{up}$  [kN]  
 2474.765 kN > 1755.262 kN CUMPLE

Flexión  $M_n > M_u$  [kN/m<sup>2</sup>]  
 375.978 kN·m > 325.614 kN·m CUMPLE

10:25

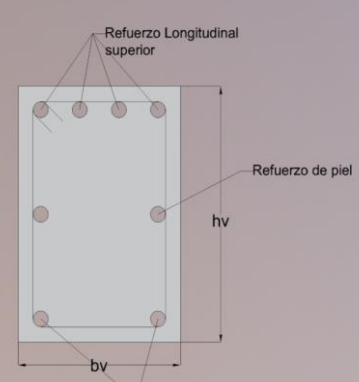
**Dirección B:**

Cortante  $V_c > V_u$  [kN]  
 596.193 kN > 356.14 kN CUMPLE

Punzonamiento  $V_{cp} > V_{up}$  [kN]  
 2474.765 kN > 1755.262 kN CUMPLE

Flexión  $M_n > M_u$  [kN/m<sup>2</sup>]  
 375.978 kN·m > 325.614 kN·m CUMPLE

**Viga Centradora**



10:26



Refuerzo longitudinal inferior

### Dimensiones

altura de la viga = 0.85 m  
Base de la viga = 0.5 m

**Refuerzo Longitudinal superior**  
18.675 cm<sup>2</sup>

**Refuerzo Longitudinal inferior**  
13.333 cm<sup>2</sup>

**Refuerzo Longitudinal de piel**  
1.867 cm<sup>2</sup>

Seleccione el diametro para la armadura longitudinal de la viga

16

ANTERIOR SIGUIENTE

3:14

### Viga Centradora

base viga  $b_v = 0.5$  m  
altura viga  $h_v = 0.88$  m

### Armadura

#### Zapata Medianera

As paralela al eje A  $\varnothing 16.0$ mm c/20.0cm  
As paralela al eje B  $\varnothing 16.0$ mm c/10.0cm  
Long Ganchos = 20.0 cm

#### Zapata Interior

As paralela al eje A  $\varnothing 16.0$ mm c/20.0cm  
As paralela al eje B  $\varnothing 16.0$ mm c/20.0cm  
Long Ganchos = 20.0 cm

### Viga Centradora



Refuerzo Longitudinal superior

Refuerzo de piel

9:19

### Viga Centradora

base viga  $b_v = 0.5$  m  
altura viga  $h_v = 0.75$  m

### Armadura

#### Zapata Medianera

As paralela al eje A  $\varnothing 16.0$ mm c/20.0cm  
As paralela al eje B  $\varnothing 16.0$ mm c/15.0cm  
Long Ganchos = 20.0 cm

#### Zapata Interior

As paralela al eje A  $\varnothing 16.0$ mm c/20.0cm  
As paralela al eje B  $\varnothing 16.0$ mm c/20.0cm  
Long Ganchos = 20.0 cm

### Viga Centradora

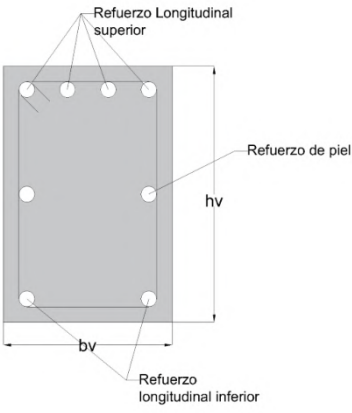


Refuerzo Longitudinal superior

Refuerzo de piel

3:22

### Viga Centradora



Refuerzo Longitudinal superior

Refuerzo de piel


$h_v$

$b_v$

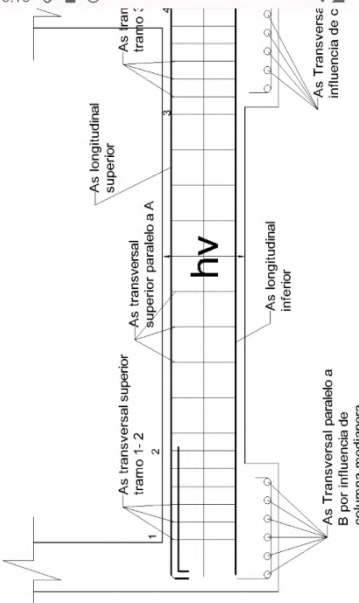
Refuerzo longitudinal inferior

### Armadura Longitudinal

Refuerzo superior = 9.0 barras  $\varnothing 16.0$   
Refuerzo inferior = 5.0 barras  $\varnothing 16.0$   
Refuerzo de piel = 2.0 barras  $\varnothing 10$   
Longitud de ganchos = 25.6 cm



3:15



As longitudinal superior

As Transversal superior paralelo a A

As Transversal superior paralelo a B

As Transversal superior tramo 1-2

As Transversal superior tramo 3-4

As Transversal inferior

As Transversal paralelo a B por influencia de columna medianera

$h_v$

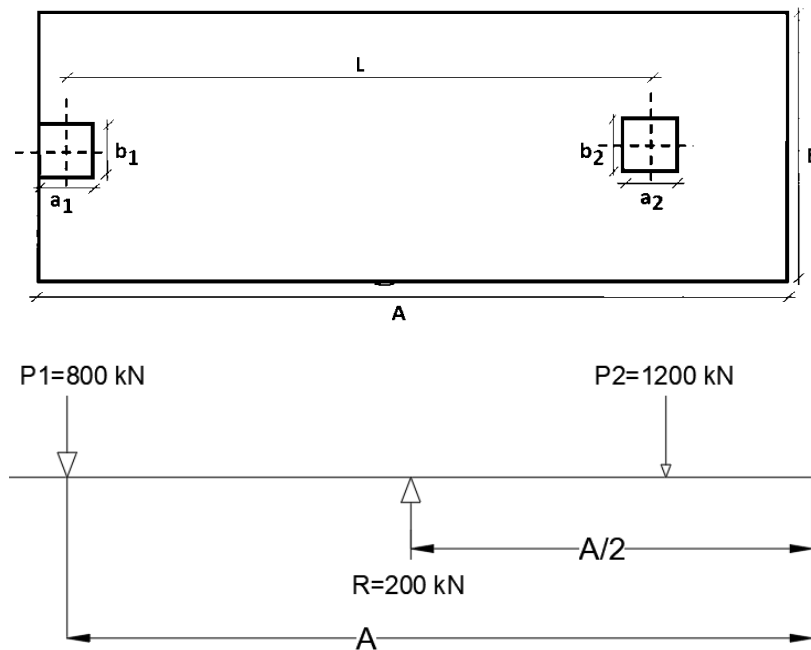
### Armadura Transversal

Estribos tramo 1-2 =  $\varnothing 16.0$  cada 10.0 cm  
Estribos tramo central =  $\varnothing 8$  cada 25 cm  
Estribos tramo 3-4 =  $\varnothing 16.0$  cada 10.0 cm

## Anexo 5. Ejercicio 1 Zapata Combinada Medianera

Ejercicio recopilado de página web HR estructural Design. ((89) HR ESTRUCTURAL - , s. f.)

DATOS					
	UNIDAD	VALOR		UNIDAD	VALOR
<b>Cargas Actuantes columna medianera</b>			<b>Materiales</b>		
Carga Axial en Servicio	kN	800	Resist a comp. del concreto	MPa	21
Carga axial Ultima	kN	1040	Resist a la fluencia del acero	MPa	420
Momento Ultimo Dir. x	kN*m	0	Recubrimiento	m	0,07
Momento Ultimo Dir. y	kN*m	0	<b>Datos del Terreno</b>		
<b>Dimensiones de la columna zapata medianera</b>			Capacidad Portante	kPa	250
Long Mayor	m	0,40	Densidad prom. del terreno	kN/m <sup>3</sup>	18
Long Menor	m	0,40	Profundidad de desplante	m	1.2
<b>Cargas Actuantes columna interior</b>			<b>Dimensiones de la columna zapata interior</b>		
Carga Axial en Servicio	kN	1200	Long Mayor	m	0,50
Carga axial Ultima	kN	1560	Long Menor	m	0,50
Momento Ultimo Dir. x	kN·m	0	<b>Longitud entre columnas</b>		
Momento Ultimo Dir. y	kN·m	0	Longitud	m	3,00



$$\sum M_1 = 0$$

$$P1 \left(\frac{a_1}{2}\right) + P2 \left(\frac{a_1}{2} + L\right) - R \left(\frac{A}{2}\right) = 0$$

$$A = \frac{2}{R} \left[ P1 \left(\frac{a_1}{2}\right) + P2 \left(\frac{a_1}{2} + L\right) \right]$$

$$A = \frac{2}{2000} [800(0,2) + 1200(0,25 + 3)] = 4,00 \text{ m}$$

$$\sum V = 0$$

$$P1 + P2 - R = 0$$

$$R = 800 + 1200 = 2000 \text{ kN}$$

$$Lv = A - \frac{a_1}{2} - L - \frac{a_2}{2}$$

$$Lv = 4,10 - 0,20 - 3 - 0,25 = Lv = 0,65 \text{ m}$$

Verificación del lado B:

$$B > Breq$$

$$\sigma_{neto} = \sigma_{adm} - \gamma_s * H_s$$

$$\sigma_{neto} = 250 - 18 * 1.2 = 228,40 \text{ kPa}$$

$$Area = \frac{R}{\sigma_{neto}} = \frac{2000}{228,40} = 8,76 \text{ m}^2$$

$$Breq = \frac{Area}{A} = \frac{8,76}{4,0} = 2,19 \text{ m}$$

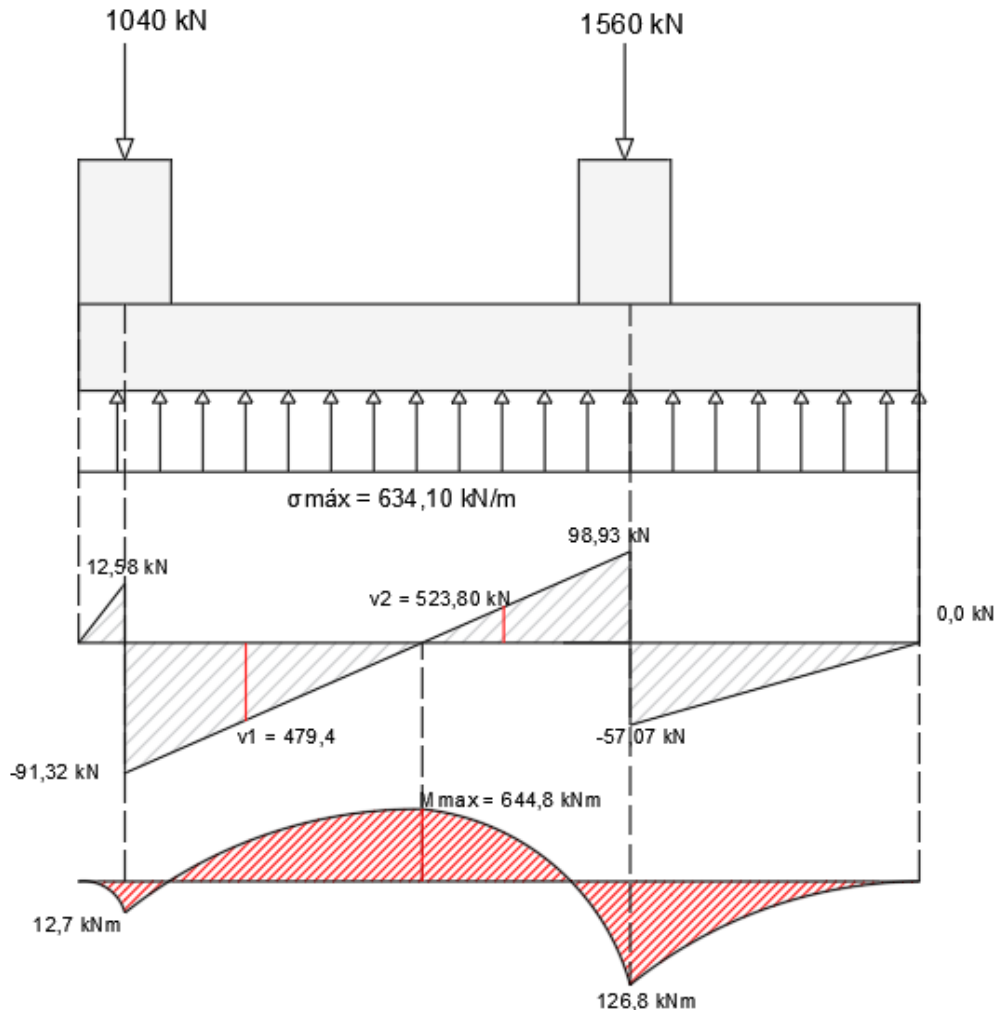
Adoptamos entonces dimensiones de

$$\text{Dimensiones} = 4,0 * 2,30 \text{ m}$$

### **Diseño de Zapata combinada**

- Tensión amplificada del suelo

$$\sigma_u = \frac{P1u + P2u}{A * B} = \frac{1040 + 1560}{4,0 * 2,4} = 274,2 \text{ kN/m}^2$$



- Corte por Flexión Paralelo B

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$\phi V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f_c} * B * d$$

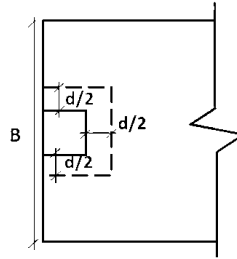
$$d = H - rec - \frac{db1 + db2}{2}$$

Asumimos H = 0,55cm para iteración

$$\phi V_c = 0,75 * 0,53 * \sqrt{f_c} * 2,40 * 0,50 = 619,91 \text{ kN}$$

$$619,91 \text{ kN} > 556,58 \text{ kN} \text{ CONFORME}$$

**- Corte por punzonamiento Columna Lateral**



$$\phi V_c \geq V_u$$

$$V_u = P_{1u} - \sigma_u(a_1 + d/2)(b_1 + d)$$

$$\phi V_{c1} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c2} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{\alpha_o * d}{b_o}\right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c3} = \phi * 1,1 * \sqrt{f_c} * b_o * d$$

Sabiendo que  $b_o$ .

$$b_o = 2 * \left(a + \frac{d}{2}\right) + (b + d)$$

$$b_o = 2 * \left(0,4 + \frac{0,5}{2}\right) + (0,40 + 0,5) = 2,168 \text{ m}$$

Reemplazando:

$$\phi V_{c1} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{4}{1}\right) \sqrt{210} * 216,8 * 0,50 = 1847,5 \text{ kN}$$

$$\phi V_{c2} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{30 * d}{216,8}\right) \sqrt{210} * 216,8 * 0,50 = 2678,1 \text{ kN}$$

$$\phi V_{c3} = \phi * 1,1 * \sqrt{210} * 216,8 * 0,50 = 1177,0 \text{ kN}$$

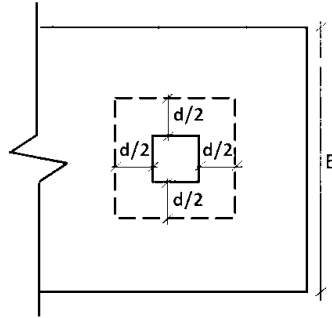
Asumimos  $V_c = 1177,0 \text{ kN}$  por ser el más desfavorable

$$V_u = 104 - 26,42 \left(0,40 + \frac{0,5}{2}\right) (0,40 + 0,50) = 890,8 \text{ kN}$$

Verificación

$$1174,0 \text{ kN} > 890,8 \text{ kN} \quad \text{CONFORME}$$

**- Corte por punzonamiento Columna Interior**



$$\phi V_c \geq V_u$$

$$V_u = P_{1u} - \sigma_u(a_1 + d/2)(b_1 + d)$$

$$\phi V_{c1} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c2} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{\alpha_o * d}{b_o}\right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c3} = \phi * 1,1 * \sqrt{f_c} * b_o * d$$

Sabiendo que  $b_o$ .

$$b_o = 2 * (a + d) + (b + d)$$

$$b_o = 2 * (0,5 + 0,50) + (0,50 + 0,5) = 3,936 \text{ m}$$

Reemplazando:

$$\phi V_{c1} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{4}{1}\right) \sqrt{210} * 393,6 * 0,50 = 3354,2 \text{ kN}$$

$$\phi V_{c2} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{40 * d}{216,8}\right) \sqrt{210} * 393,6 * 0,50 = 3867,8 \text{ kN}$$

$$\phi V_{c3} = \phi * 1,1 * \sqrt{210} * 393,6 * 0,50 = 2277,5 \text{ kN}$$

Asumimos  $V_c = 2277,5 \text{ kN}$  por ser el más desfavorable

$$V_u = 156 - 26,42(0,50 + 0,5)(0,50 + 0,50) = 1304,0 \text{ kN}$$



Verificación

$$227,80 \text{ kN} > 130,40 \text{ kN} \quad \text{CONFORME}$$

**- Refuerzo Superior Longitudinal (Paralelo A)**

$$A_s = \text{Max} (A_s; A_{smin})$$

$$A_s = \frac{0,85 f_c}{f_y} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85 * \emptyset * B * d^2 * f_c}} \right) * B * d$$

$$A_{smin} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

Reemplazando

$$A_s = \text{Max} (A_s; A_{smin})$$

$$A_s = \frac{0,85 * 210}{420} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 644,8 \text{ kN} * \text{m}}{0,85 * 0,90 * 2,40 * 0,50^2 * 210}} \right) * 2,40 * 0,50$$

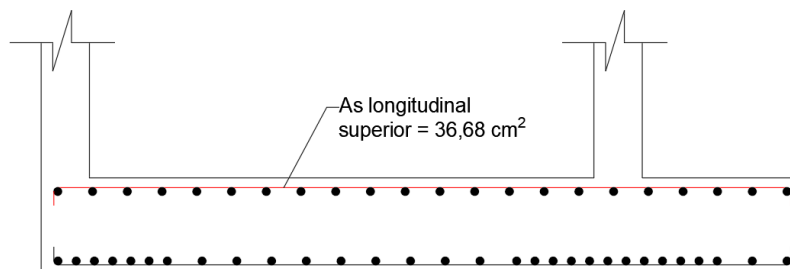
$$A_s = 36,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

$$A_{smin} = 0,00018 * 2,40 * 0,55 * \frac{4200}{4200}$$

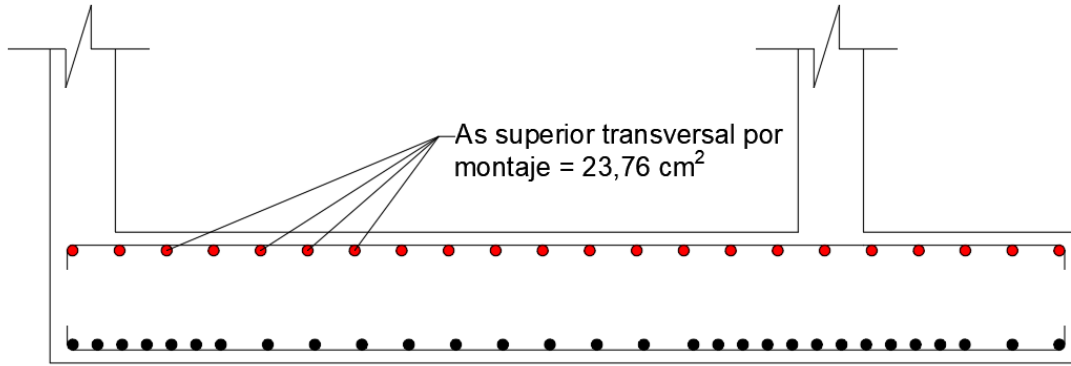
$$A_{smin} = 23,76 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor valor de  $A_s = 36,68 \text{ cm}^2$



**- Refuerzo superior por montaje**

$$A_{smin} = 23,76 \text{ cm}^2$$



**- Refuerzo inferior longitudinal Paralelo a A.**

$$A_s = \text{Max} (A_s; A_{smin})$$

$$mu = \frac{\sigma u * B * Lv^2}{2}$$

$$mu = \frac{264,2 * 2,40 * 0,65^2}{2} = 134,0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{0,85 f_c}{f_y} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85 * \phi * B * d^2 * f_c}} \right) * B * d$$

$$A_{smin} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

Reemplazando

$$A_s = \text{Max} (A_s; A_{smin})$$

$$A_s = \frac{0,85 * 210}{420} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 134,0 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0,85 * 2,40 * 0,90 * 0,50^2 * 210}} \right) * 2,40 * 0,50$$

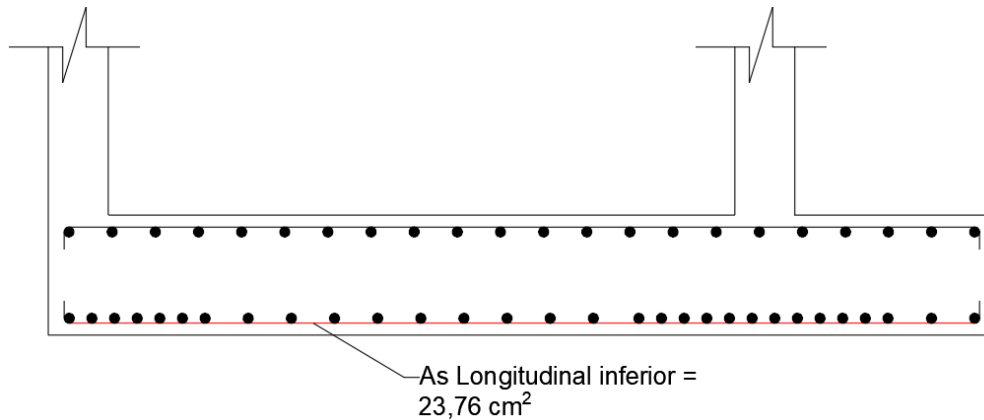
$$A_s = 7,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

$$A_{smin} = 0,00018 * 2,40 * 0,55 * \frac{4200}{4200}$$

$$A_{smin} = 23,76 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor valor de  $A_s = 23,76 \text{ cm}^2$



**- Refuerzo inferior transversal (Paralelo B) por influencia de columna medianera**

$$Mu = \frac{quB * \left(\frac{B}{2} - \frac{b1}{2}\right)^2}{2}$$

$$Mu = \frac{43,33 * \left(\frac{2,40}{2} - \frac{0,4}{2}\right)^2}{2} = 21,67 \text{ cm}^2$$

$$As = \frac{0,85fc}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85 * \emptyset * (a1 + d) * d^2 * fc}}\right) * B * d$$

$$Asmin = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{fy}$$

Reemplazando

$$As = \text{Max} (As; Asmin)$$

$$As = \frac{0,85 * 210}{420} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 216,7 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0,85 * 0,90 * 70 * 0,50^2 * 210}}\right) * 0,70 * 0,50$$

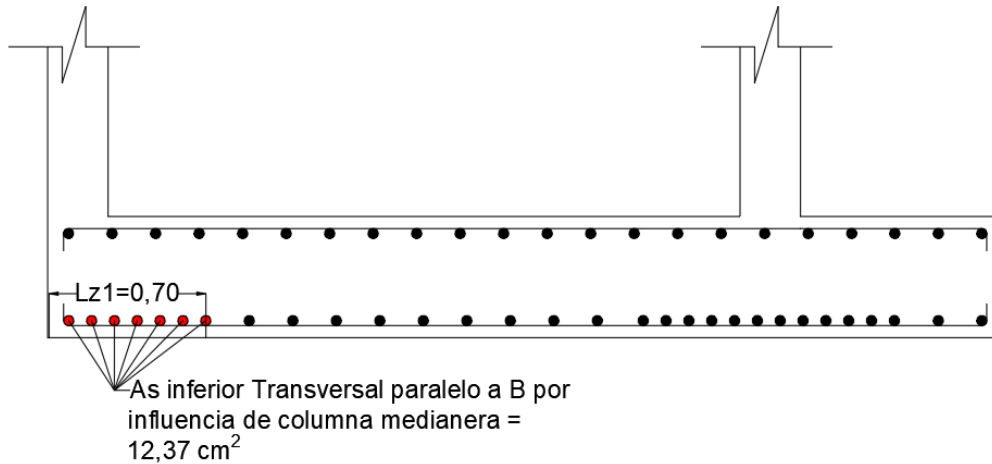
$$As = 12,37 \text{ cm}^2$$

$$Asmin = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{fy}$$

$$Asmin = 0,00018 * 0,70 * 0,55 * \frac{4200}{4200}$$

$$A_{smin} = 6,93 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor valor de  $A_s = 12,37 \text{ cm}^2$



**- Refuerzo inferior Transversal interior (Paralelo B) por influencia de columna interior**

$$M_u = \frac{q_u B * \left(\frac{B}{2} - \frac{b_2}{2}\right)^2}{2}$$

$$M_u = \frac{65 * \left(\frac{2,40}{2} - \frac{0,5}{2}\right)^2}{2} = 29,33 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{0,85 f_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0,85 * \phi * (a_1 + d) * d^2 * f_c}}\right) * B * d$$

$$A_{smin} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

Reemplazando

$$A_s = \text{Max} (A_s; A_{smin})$$

$$A_s = \frac{0,85 * 210}{420} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 293,3 \text{ kN} * \text{m}}{0,85 * 0,90 * 1 * 0,50^2 * 210}}\right) * 1,0 * 0,50$$

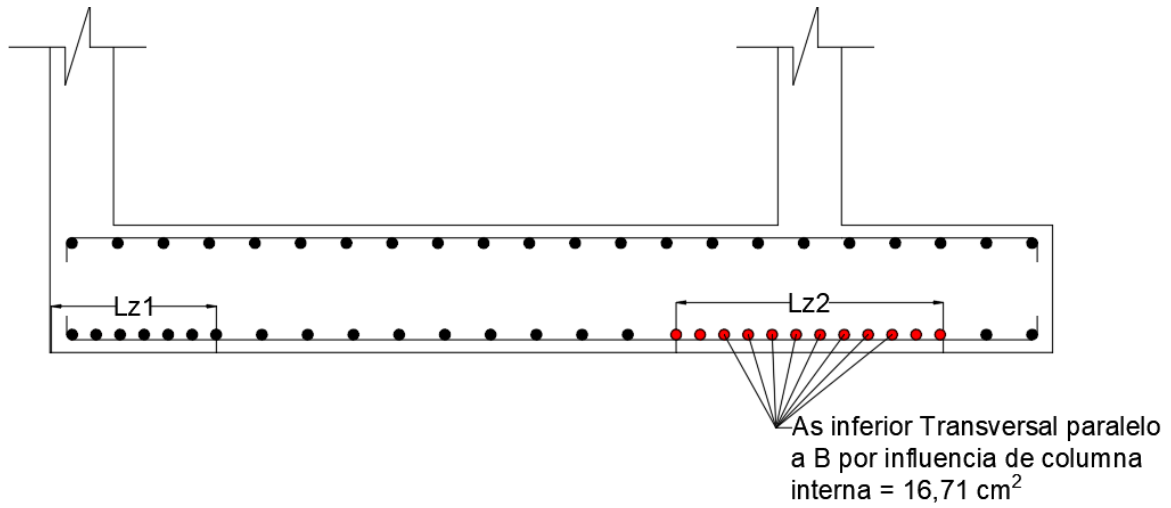
$$A_s = 16,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

$$A_{smin} = 0,00018 * 1 * 0,55 * \frac{4200}{4200}$$

$$A_{smin} = 9,90 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor valor de  $A_s = 16,71 \text{ cm}^2$



## Resolución por el software - Datos de entrada:

7:04

### Datos de Entrada

Zapata combinada

Solicitaciones

Columna 1

800

1040

0

0

Columna 2

1200

7:05

0

0

Columna 2

1200

1560

0

0

Long. de eje a eje de columnas

3

Dimensiones de columnas

Columna 1

0.4

0.4

Columna 2

0.5

0.5

7:05

3

Dimensiones de columnas

Columna 1

0.4

0.4

Columna 2

0.5

0.5

Datos del terreno

250

2100

1.2

valor del lado de la zapata es 16.27213456628653

Materiales

21

420

0.07

Anterior

Calcular

## Resultados:

10:28

### RESULTADOS

Zapata combinada

Dimensiones en planta

LADO A = 4.0 m

LADO B = 2.3 m

altura h = 0.55 m

Long Lv = 0.8 m

Esfuerzos resultantes

10:28

### Esfuerzos resultantes

$\sigma_1 = 282.609 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_2 = 282.609 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_3 = 282.609 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_4 = 282.609 \text{ kN/m}^2$

Armadura

10:29

### Armadura

Refuerzo superior long. (Paralelo a A)

Acero requerido = 37.094 cm<sup>2</sup>

Posibles diámetros a usar

Barras diámetro 8 c/0.0 cm

Barras diámetro 10 c/0.0 cm

Barras diámetro 12 c/5.0 cm

Barras diámetro 16 c/10.0 cm

Barras diámetro 20 c/15.0 cm

Barras diámetro 22 c/20.0 cm

Seleccione el diámetro a usar

Ejm. (8,10,12,16,20,22) (mm)

OK

10:29

**Refuerzo inferior long. (Paralelo a A)**

Aceros requerido = 22.77 cm<sup>2</sup>

**Posibles diámetros a usar**

- Barras diámetro 8 c/5.0 cm
- Barras diámetro 10 c/5.0 cm
- Barras diámetro 12 c/10.0 cm
- Barras diámetro 16 c/20.0 cm
- Barras diámetro 20 c/30.0 cm
- Barras diámetro 22 c/35.0 cm

**Seleccione el diámetro a usar**

Ejm. (8,10,12,16,20,22) (mm) **OK**

**Refuerzo inferior transversal lateral paralelo B por influencia de columna medianera**

Aceros requerido = 12.097 cm<sup>2</sup>

**Posibles diámetros a usar**

- Barras diámetro 8 c/0.0 cm
- Barras diámetro 10 c/5.0 cm
- Barras diámetro 12 c/5.0 cm
- Barras diámetro 16 c/10.0 cm
- Barras diámetro 20 c/20.0 cm
- Barras diámetro 22 c/25.0 cm

10:30

- Barras diámetro 8 c/0.0 cm
- Barras diámetro 10 c/5.0 cm
- Barras diámetro 12 c/5.0 cm
- Barras diámetro 16 c/10.0 cm
- Barras diámetro 20 c/20.0 cm
- Barras diámetro 22 c/25.0 cm

**Seleccione el diámetro a usar**

Ejm. (8,10,12,16,20,22) (mm) **OK**

**Refuerzo inferior transversal lateral paralelo B por influencia de columna interior**

Aceros requerido = 16.272 cm<sup>2</sup>

**Posibles diámetros a usar**

- Barras diámetro 8 c/0.0 cm
- Barras diámetro 10 c/5.0 cm
- Barras diámetro 12 c/5.0 cm
- Barras diámetro 16 c/10.0 cm
- Barras diámetro 20 c/20.0 cm
- Barras diámetro 22 c/25.0 cm

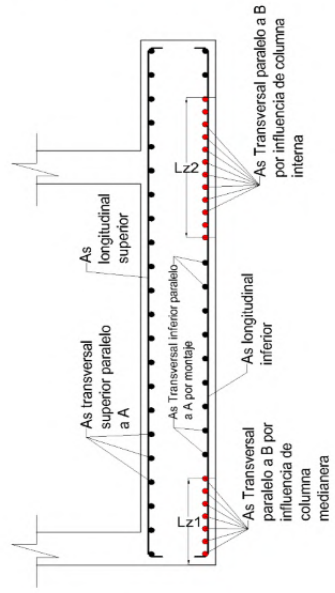
**Seleccione el diámetro a usar**

Ejm. (8,10,12,16,20,22) (mm) **OK**

**ANTERIOR** **SIGUIENTE**

**RESULTADOS**

**Disposición de Armaduras**



8:01

**Refuerzo superior long. (Paralelo a A)**

Ø 22.0mm c/20.0cm

Longitud de ganchos: 35.2 cm

**Refuerzo superior transversal paralelo a B por montaje**

Ø 12.0mm c/70.0cm

Longitud de ganchos: 16.0 cm

**Refuerzo inferior long. (Paralelo a A)**

Ø 16.0mm c/20.0cm

Longitud de ganchos: 25.6 cm

**Refuerzo inferior transversal lateral paralelo B por influencia de columna medianera**

Ø 20.0mm c/20.0cm

Longitud de ganchos: 32.0 cm

**Refuerzo inferior transversal lateral paralelo B por influencia de columna interior**

Ø 20.0mm c/20.0cm

10:30

Ø 20.0mm c/20.0 cm

Longitud de ganchos: 20.0 cm

Longitud Lz2 = 1.1 m

**Refuerzo inferior transversal paralelo a B por montaje**

Ø 16.0mm c/20.0 cm

Longitud de ganchos: 20.0 cm

**VERIFICACIONES**

**Cortante  $V_c > V_u$  [kN]**

614.742 kN > 575.902 kN CUMPLE

**Punzonamiento  $V_{cp} > V_{up}$  [kN]**

columna perimetral

1180.465 kN > 885.682 kN CUMPLE

columna interior

2139.039 kN > 1297.373 kN CUMPLE

**Flexión  $M_n > M_u$  [kN/m<sup>2</sup>]**

756.22 kN·m > 623.999 kN·m CUMPLE

**ANTERIOR** **SIGUIENTE**

**Refuerzo superior long. (Paralelo a A)**

## Anexo 6. Ejercicio 2 Zapata Combinada Medianera

Ejercicio recopilado de página web Libre ingeniería Civil. («▷ Diseño de zapatas combinadas + Hoja de Calculo», 2021)

$\sigma_t = 1.85 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$  (Capacidad portante del suelo)

$D_f = 1.5 \text{ [m]}$  (Fondo de cimentación)

$\gamma_{prom} = 2.0 \text{ [tn/m}^3\text{]}$  (peso promedio del suelo y cimentación)

$s/c = 0.5 \text{ [tn/m}^2\text{]}$  (sobre carga de piso)

Se conoce las dimensiones de las columnas y la distancia entre ellos

Columna C1  $\rightarrow 50 \times 50$

CM = 60 [tn] (Carga Muerta)

CV = 30 [tn] (Carga Viva)

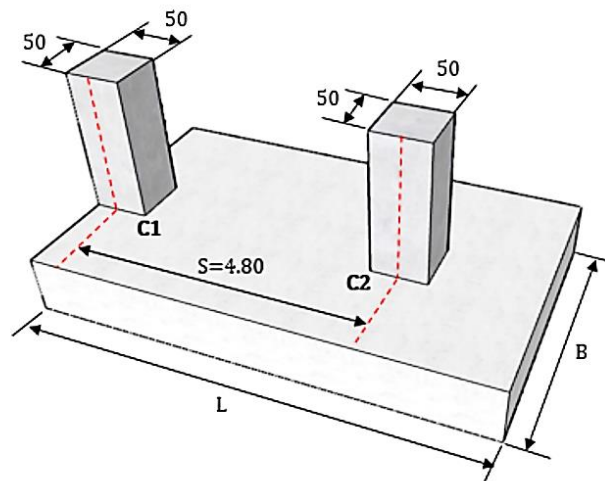
Columna C2  $\rightarrow 50 \times 50$

CM = 70 [tn] (Carga Muerta)

CV = 40 [tn] (Carga Viva)

$f'_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

$f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$



### Cálculo de carga de servicio

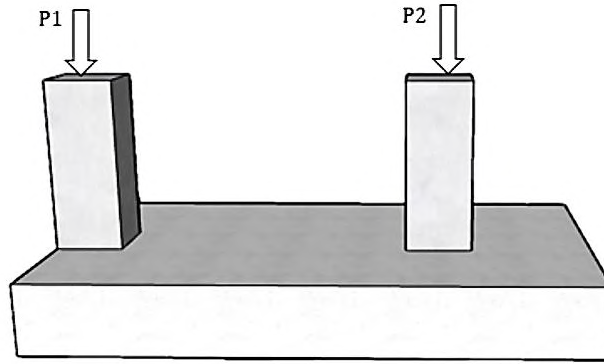
Para la columna C1

$$P_1 = 60 + 30 = 90 \text{ [tn]}$$

Para la columna C2

$$P_2 = 70 + 40 = 110 \text{ [tn]}$$





### Cálculo del esfuerzo neto del suelo

$$\sigma_{neto} = \sigma_t - \gamma_{prom} * Df - s/c$$

$$\sigma_{neto} = (1.85 * 10) - 2.0 * 1.5 - 0.5$$

$$\sigma_{neto} = 15 [tn/m^2] \cong 1.5 [kg/cm^2]$$

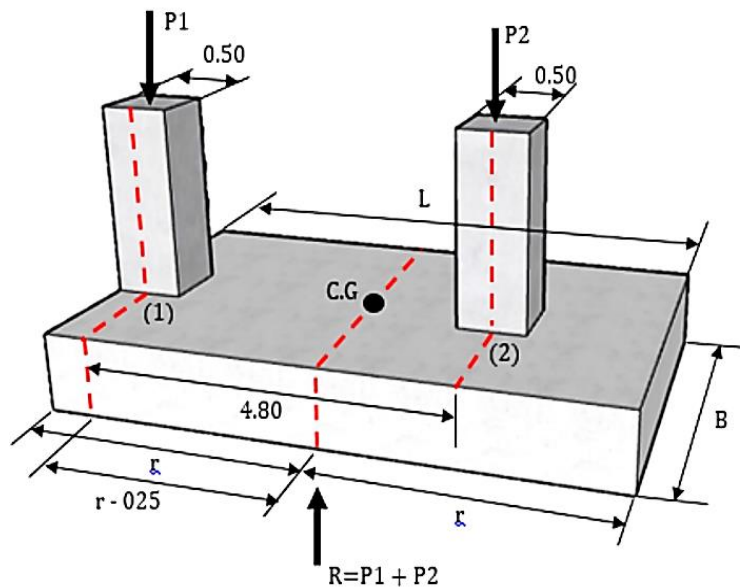
### Cálculo de área de zapata

$$Az = \frac{P1 + P2}{\sigma_{neto}}$$

$$Az = \frac{90 + 110}{15}$$

$$Az = 13.3 [m^2]$$

### Dimensionamiento de zapata



$$\sum M(1) = 0 \quad (+)$$

$$-P2 * 4.8 + R * (r - 0.25) = 0$$

$$110 * 4.8 = (90 + 110) * (r - 0.25)$$

$$r = 2.89 \text{ [m]}$$

#### Cálculo de L

$$L = r + r$$

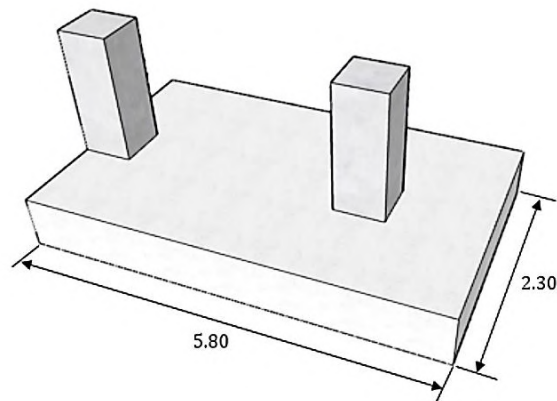
$$L = 2.89 + 2.89 = 5.78 \cong 5.80 \text{ [m]}$$

#### Cálculo de B

$$Az = B * L$$

$$13.3 = B * 5.80$$

$$B = 2.29 \cong 2.30 \text{ [m]}$$



#### Cálculo de cargas ultimas

$$\text{Por normativa } P_U = 1.4 * CM + 1.7 * CV$$

Para la columna C1

$$P_{U1} = 1.4 * 60 + 1.7 * 30 = 135 \text{ [tn]}$$

Para la columna C2

$$P_{U2} = 1.4 * 70 + 1.7 * 40 = 166 \text{ [tn]}$$

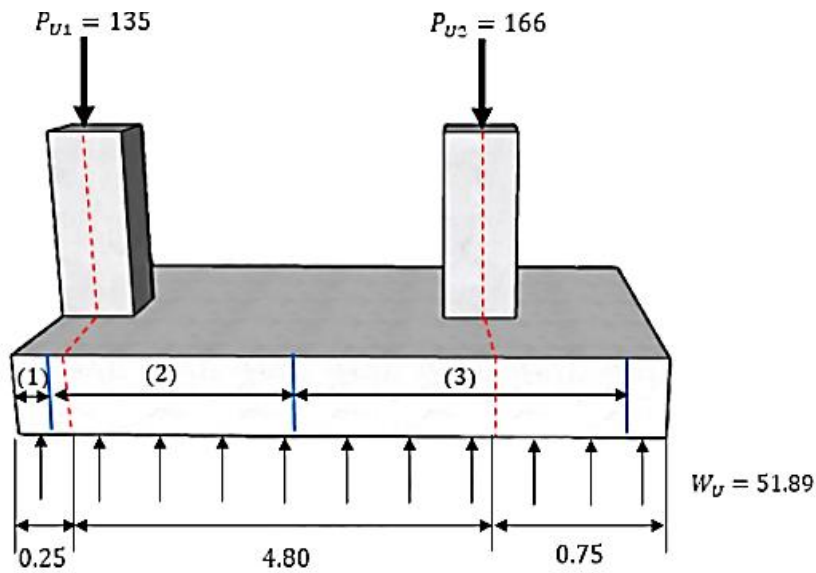
#### Cálculo de la reacción neta del suelo: Por metro lineal

$$P_{UT} = P_{U1} + P_{U2}$$

$$P_{UT} = 135 + 166 = 301 \text{ [tn]}$$

$$W_U = \frac{P_{UT}}{L}, \text{ para obtener el valor por metro}$$

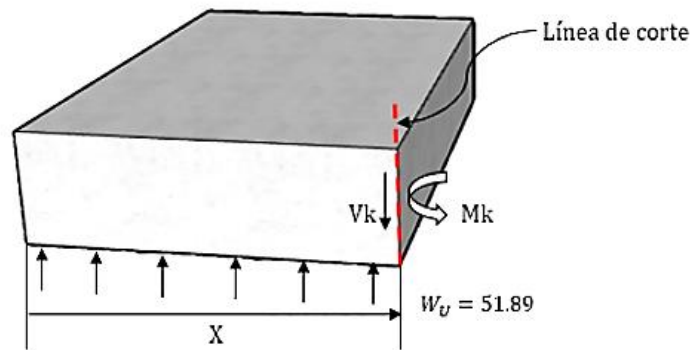
$$W_U = \frac{301}{5.80} = 51.89 \text{ [tn/m]}$$



### Elaboración de diagramas Momento y Cortante

Idealizamos 3 cortes a lo largo de la zapata

#### Análisis para el tramo (1)



Sumatoria de fuerza en Y

$$(+)\uparrow \sum F_y = 0$$

$$+W_U * x - V_k = 0$$

$$V_k = 51.89 * x$$

Probamos diferentes valores para "x"

$$x = 0 \rightarrow V_k = 0 \text{ [tn]}$$

$$x = 0.25 \rightarrow V_k = +12.97 \text{ [tn]}$$

Sumatoria de Momentos

$$\sum M = 0 \quad (+)$$

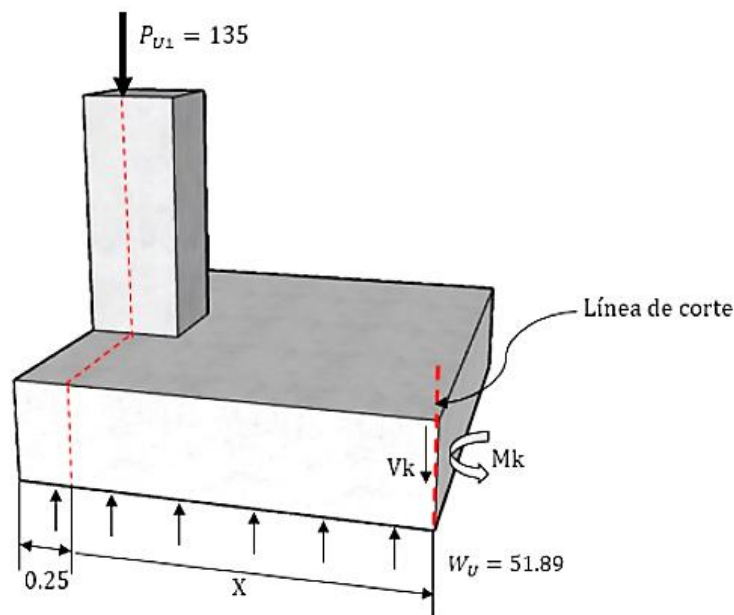
$$-W_u * \frac{x^2}{2} + M_k = 0$$

$$M_k = 51.89 * \frac{x^2}{2}$$

Probamos diferentes valores para "x"

$$x = 0 \rightarrow M_k = 0 \text{ [tn. m]}$$

$$x = 0.25 \rightarrow M_k = +1.62 \text{ [tn. m]}$$



Sumatoria de fuerzas en Y

$$(+)\uparrow \sum F_y = 0$$

$$-P_{V1} + W_u * (x + 0.25) - V_k = 0$$

$$V_k = 51.89 * (x + 0.25) - 135$$

Probamos diferentes valores para "x"

$$x = 0 \rightarrow V_k = -122.03 \text{ [tn]}$$

El momento máximo ocurre cuando  $V_k = 0$

$$0 = 51.89 * (x + 0.25) - 135$$

Resolviendo la ecuacion  $x = 2.35$  [m]

$$x = 2.35 \rightarrow V_k = 0$$

Hasta el eje de columnas C2

$$x = 4.80 \rightarrow V_k = +127.05$$

Sumatoria de Momentos

$$\sum M = 0 \quad (+)$$

$$+P_{U1} * x - W_u * \frac{(x + 0.25)^2}{2} + M_k = 0$$

$$M_k = 51.89 * \frac{(x + 0.25)^2}{2} - 135 * x$$

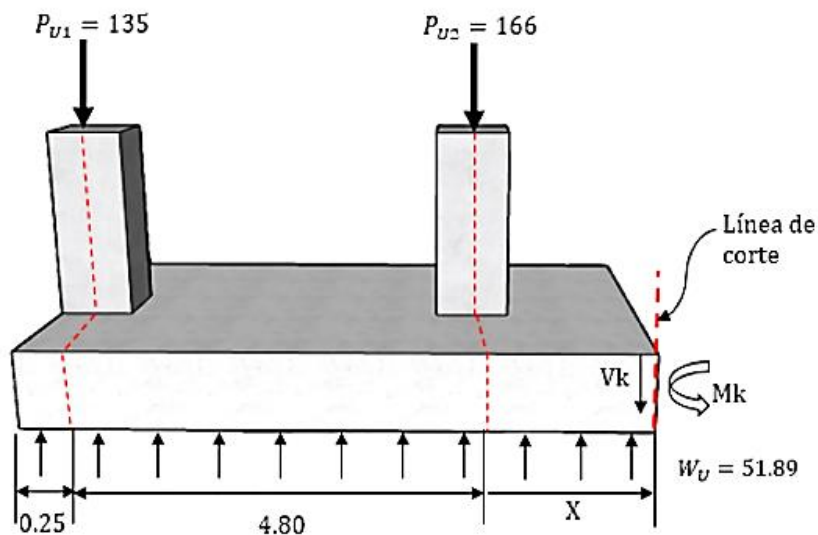
Probamos diferentes valores para "x"

$$x = 0 \rightarrow M_k = +1.62$$

$$x = 2.35 \rightarrow M_k = -141.86$$

$$x = 4.80 \rightarrow M_k = +13.66$$

Análisis para el tramo (3)



Sumatoria de fuerzas en Y

$$(+)\uparrow \sum Fy = 0$$

$$-P_{U1} - P_{U2} + Wu * (x + 0.25 + 4.80) - Vk = 0$$

$$Vk = 51.89 * (x + 5.05) - 135 - 166$$

Probamos diferentes valores para "x"

$$x = 0 \rightarrow Vk = -38.96 [tn]$$

$$x = 0.75 \rightarrow Vk = 0.0 [tn]$$

Sumatoria de Momentos

$$\sum M = 0 \quad \curvearrowright (+)$$

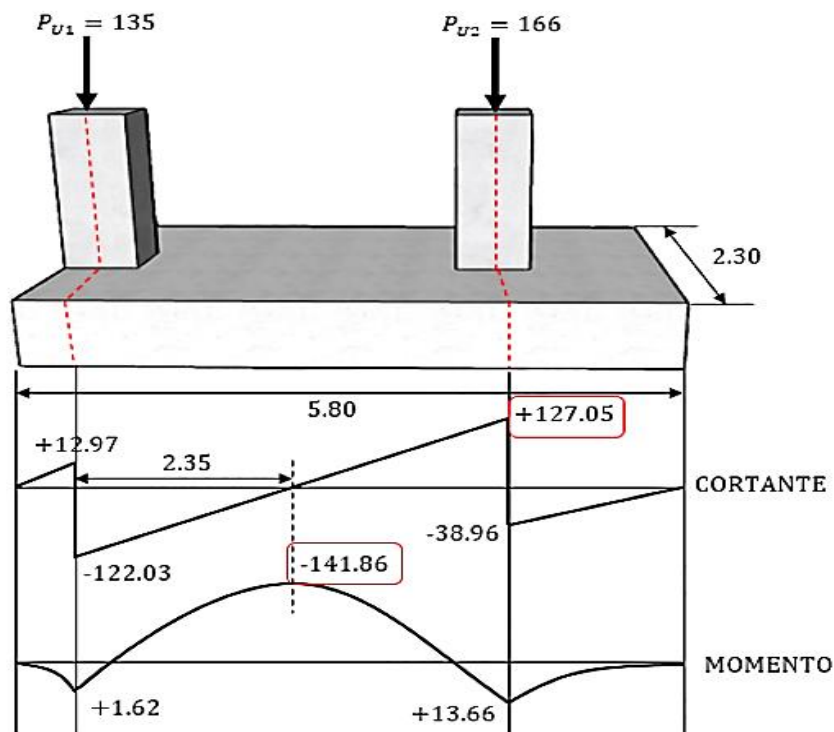
$$+P_{U1} * (4.8 + x) + P_{U2} * x - Wu * \frac{(x + 4.80 + 0.25)^2}{2} + Mk = 0$$

$$Mk = 51.89 * \frac{(x + 5.05)^2}{2} - 135 * (4.8 + x) - 166 * x$$

Probamos diferentes valores para "x"

$$x = 0 \rightarrow Mk = +13.66 [tn.m]$$

$$x = 0.75 \rightarrow Mk = 0.0 [tn.m]$$



### Calculo de la altura de zapata

Evalúamos con el cortante máximo a una distancia "d"

$$V_{ud} = V_u - W_u \cdot d \rightarrow Ec(1)$$

Asumimos que  $V_{ud}$  será el cortante máximo que pueda resistir la zapata

$$V_{ud} = \phi \cdot V_n$$

$$V_{ud} = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \rightarrow Ec(2)$$

Igualando Ecuación (1) y (2)

$$\phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = V_u - W_u \cdot d$$

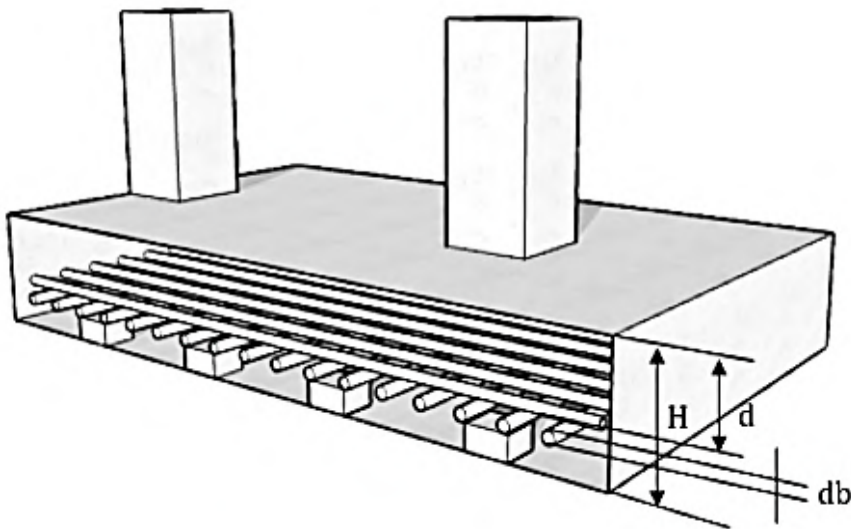
$$V_u = (\phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b + W_u) \cdot d$$

$$d = \frac{V_u}{(\phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b + W_u)}$$

Reemplazando valores

$$d = \frac{127.05 \cdot 10^3}{(0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 230 + (51.89 \cdot 10))}$$

$$d = 62.88 \text{ [cm]}$$



$$H = d + \varnothing_{\text{barra}} + re$$

Asumimos que el acero de la zapata es igual al  $\varnothing_{\text{barra}}$  de la columna

Para esta caso  $\varnothing_{\text{barra col}} = 5/8"$

$$H = 62.88 + 1.59 + 7.5$$

$$H = 71.97 \cong 75 \text{ [cm]}$$

Nota: Con esta altura se garantiza la verificación a Cortante

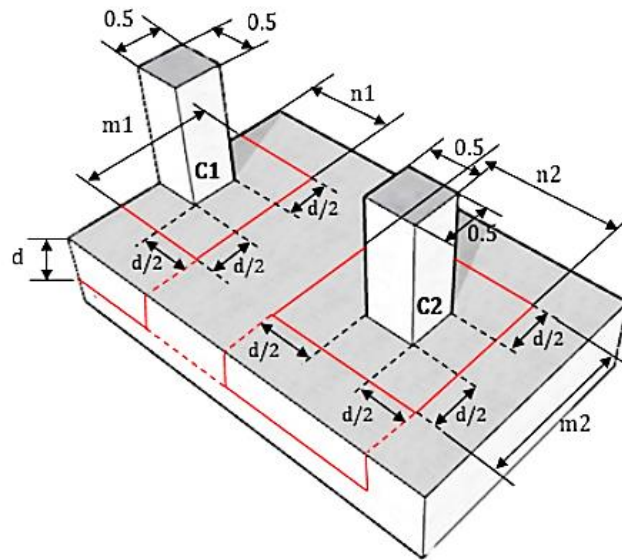
Recalculamos "d" con la nueva altura H

$$d = H - \varnothing_{\text{barra}} - re$$

$$d = 75 - 1.59 - 7.5$$

$$d = 65.91 \text{ [cm]}$$

### Verificación por punzonamiento



### Análisis para la columna C1 (Exterior)

#### Cálculo del perímetro crítico ( $b_o$ )

$$m_1 = 0.50 + 2 * d/2$$

$$m_1 = 0.50 + 0.659 = 1.159 \text{ [m]}$$

$$n_1 = 0.50 + d/2$$

$$n_1 = 0.50 + 0.659/2 = 0.83 \text{ [m]}$$

$$b_o = 2 * n_1 + m_1$$

$$b_o = 2 * 0.83 + 1.159 = 2.819 \text{ [m]} \cong 281.9 \text{ [cm]}$$



### Cálculo del Área crítica de punzonamiento ( $A_c$ )

$$A_c = b_o \cdot d$$

$$A_c = 2.819 \cdot 0.659 = 1.86 \text{ [m}^2\text{]}$$

### Cálculo del Fuerza última de punzonamiento ( $F_{vu}$ )

$$F_{vu} = P_{U1} - w_u \cdot m_1 \cdot n_1$$

$$F_{vu} = 135 - 51.89 \cdot 1.159 \cdot 0.83$$

$$F_{vu} = 85.08 \text{ [tn]}$$

### Calculo del esfuerzo de punzonamiento admisible $V_u$ (Esfuerzo máximo que puede resistir la zapata)

$$\phi = 0.85$$

$$V_u = \phi \cdot V_c$$

El menor de:

$$(1)V_{c1} = \phi \cdot 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$\beta$  es la relacion entre el lado largo y corte de la columna

$$(2)V_{c2} = \phi \cdot 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$\alpha_s = 40 \text{ (Columnas interiores)}$$

$$\alpha_s = 30 \text{ (Columnas de borde)}$$

$$\alpha_s = 20 \text{ (Columnas de esquina)}$$

$$(3)V_{c3} = \phi \cdot 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

Recuerda: Para todos los casos  $b_o$  es el perimetro critico

$$(1)V_{c1} = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\left(\frac{50}{50}\right)}\right) \cdot \sqrt{210} \cdot 281.9 \cdot 65.91$$

$$V_{c1} = 363836.45 \text{ [kg]} \cong 363.38 \text{ [tn]}$$

$$(2)V_{c2} = 0.85 \cdot 0.27 \cdot \left(\frac{30 \cdot 65.91}{281.9} + 2\right) \cdot \sqrt{210} \cdot 281.9 \cdot 65.91$$

$$\alpha_s = 30 \text{ (columna de borde)}$$

$$V_{c2} = 556862.83 \text{ [kg]} \cong 556.86 \text{ [tn]}$$

$$(3)V_{c3} = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 281.9 * 65.91$$

$$V_{c3} = 242594.43 [kg] \cong 242.59 [tn]$$

**El menor es  $V_{c3} = 242.59 [tn]$**

$$F_{vu} < V_u$$

$$85.08 < 242.59 [tn] \text{ OK}$$

**Análisis para la columna C2 (Interior)**

**Cálculo del perímetro crítico ( $b_o$ )**

$$m_2 = 0.50 + 2 * d/2$$

$$m_2 = 0.50 + 0.659 = 1.159 [m]$$

$$n_2 = 0.50 + 2 * d/2$$

$$n_2 = 0.50 + 0.659 = 1.159 [m]$$

$$b_o = 2 * (n_2 + m_2)$$

$$b_o = 2 * (1.159 + 1.159) = 4.64 [m] \cong 464 [cm]$$

**Cálculo del Área crítica de punzonamiento ( $A_c$ )**

$$A_c = b_o * d$$

$$A_c = 4.64 * 0.659 = 3.06 [m^2]$$

**Cálculo del Fuerza última de punzonamiento ( $F_{vu}$ )**

$$F_{vu} = P_{U2} - w_u * m_2 * n_2$$

$$F_{vu} = 166 - 51.89 * 1.159 * 1.159$$

$$F_{vu} = 96.30 [tn]$$

**Cálculo del esfuerzo de punzonamiento admisible  $V_u$  (Esfuerzo máximo que puede resistir la zapata)**

$$\phi = 0.85$$

$$V_u = \phi * V_c$$

El menor de:

$$(1)V_{c1} = 0.85 * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\left(\frac{50}{50}\right)}\right) * \sqrt{210} * 464 * 65.91$$

$$V_{c1} = 598956.06 [kg] \cong 598.96 [tn]$$

$$(2)V_{c2} = 0.85 * 0.27 * \left( \frac{40 * 65.91}{464} + 2 \right) * \sqrt{210} * 464 * 65.91$$

$\alpha_s = 40$  (columna interior)

$$V_{c2} = 781234.38 \text{ [kg]} \cong 781.23 \text{ [tn]}$$

$$(3)V_{c3} = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 464 * 65.91$$

$$V_{c3} = 399304.06 \text{ [kg]} \cong 399.30 \text{ [tn]}$$

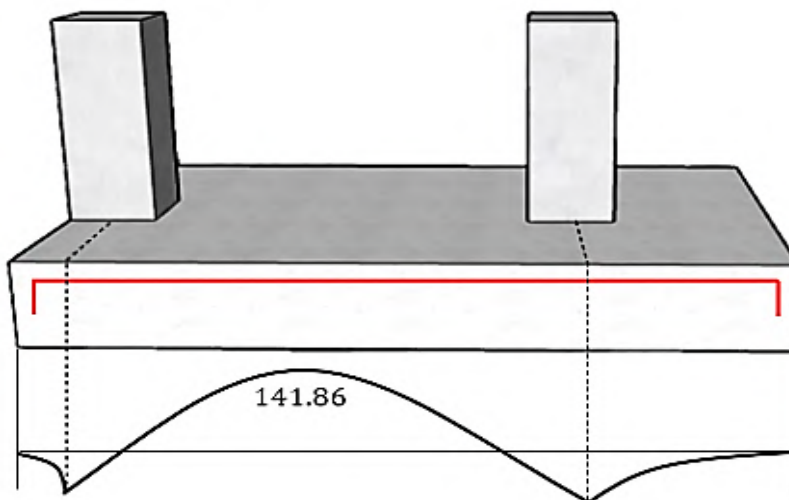
**El menor es  $V_{c3} = 399.30 \text{ [tn]}$**

$F_{vu} < V_u$

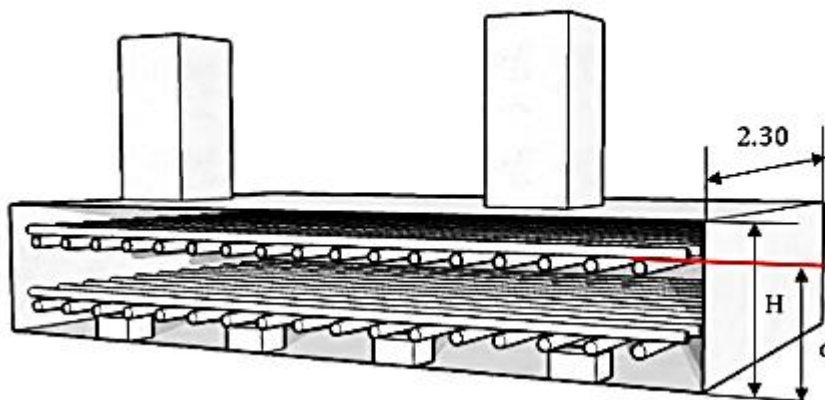
$96.30 < 399.30 \text{ [tn]} \text{ OK}$

## DISEÑO DE ACERO LONGITUDINAL

Diseño del acero superior



El momento máximo calculado es 141.86 [tn.m]



Altura efectiva "d"

$$d = H - \phi_{\text{barra}} - re$$

$$d = 75 - 1.59 - 7.5$$

$$d = 65.91 \text{ [cm]}$$

**Cálculo de a**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{0.9 * 0.85 * b * f'c}}$$

$$a = 65.91 - \sqrt{65.91^2 - \frac{2 * (141.86 * 10^5)}{0.9 * 0.85 * 230 * 210}}$$

$$a = 6.44 \text{ [cm]}$$

**Cálculo de As**

$$As = \frac{Mu}{0.9 * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$As = \frac{141.86 * 10^5}{0.9 * 4200 * \left(65.91 - \frac{6.44}{2}\right)}$$

$$As = 59.86 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Cálculo de acero mínimo**

Para losas y zapatas  $\rho_{\text{min}} = 0.0018$

$$As_{\text{min}} = 0.0018 * b * h$$

$$As_{\text{min}} = 0.0018 * 230 * 75$$

$$As_{\text{min}} = 31.05 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$As_{\text{min}} < As$ , usar acero calculado

$$As = 59.86 \text{ [cm}^2\text{]}$$

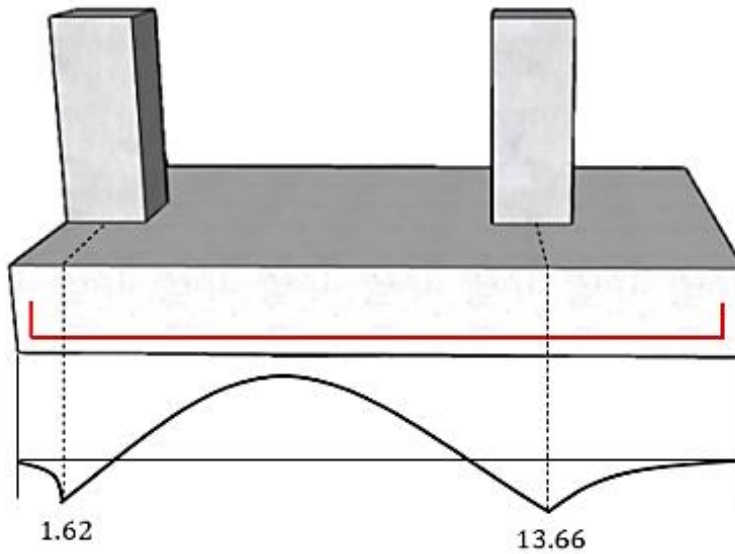
Usando barras de 1", Área de barra = 5.1 [cm<sup>2</sup>]

$$\text{Cantidad (n)} = \frac{As}{Ab} = \frac{59.86}{5.1} = 11.7 \cong 12$$

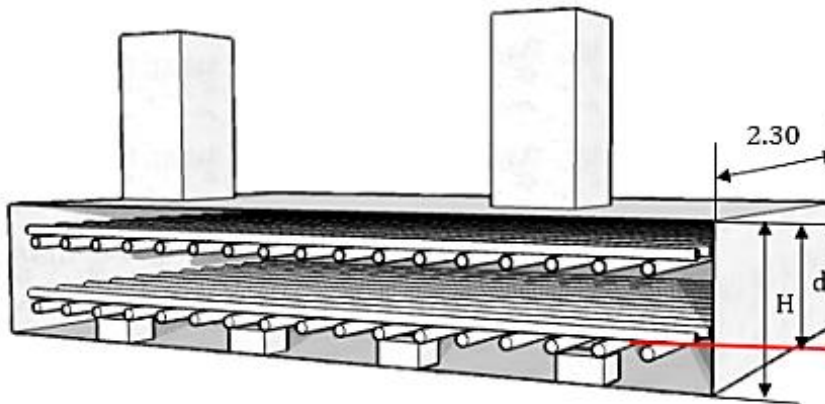
$$\text{Espaciamiento (S)} = \frac{230}{12} = 19.2 \cong 19 \text{ [cm]}$$

Usar Ø1" @ 19 [cm] arriba

### Diseño del acero inferior



El momento máximo calculado es 13.66 [tn.m]



Altura efectiva "d"

$$d = H - \emptyset_{\text{barra}} - re$$

$$d = 75 - 1.59 - 7.5$$

$$d = 65.91 \text{ [cm]}$$

### Cálculo de a

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{0.9 * 0.85 * b * f'c}}$$

$$a = 65.91 - \sqrt{65.91^2 - \frac{2 * (13.66 * 10^5)}{0.9 * 0.85 * 230 * 210}}$$

$$a = 0.87 \text{ [cm]}$$

### Cálculo de $A_s$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{13.66 * 10^5}{0.9 * 4200 * \left(65.91 - \frac{0.87}{2}\right)}$$

$$A_s = 5.52 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$A_{smin} > A_s$ , usar acero mínimo

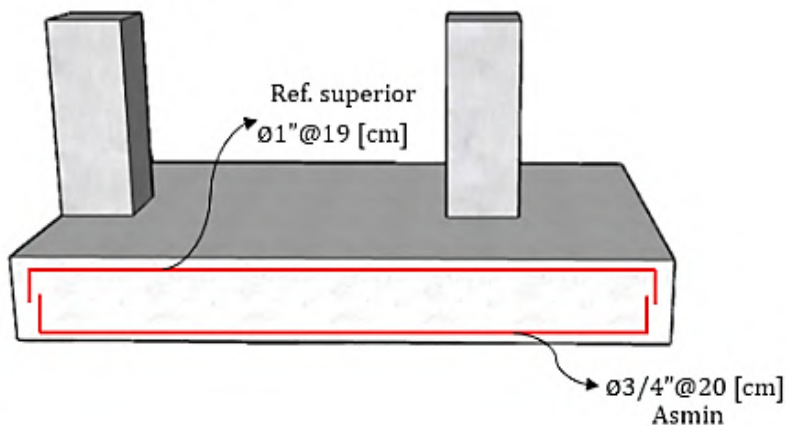
$$A_s = 31.05 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Usando barras de 3/4", Área de barra = 2.84 [cm<sup>2</sup>]

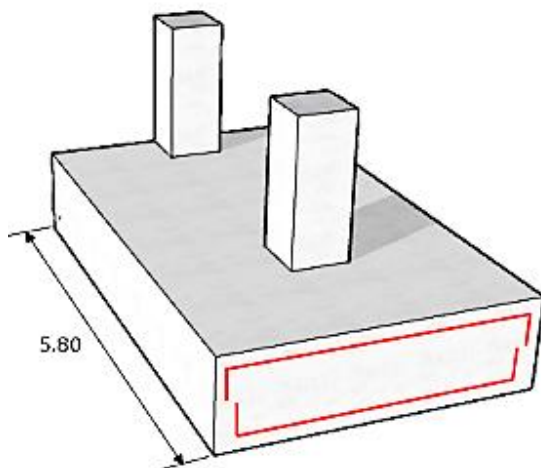
$$\text{Cantidad (n)} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{31.05}{2.84} = 10.9 \cong 11$$

$$\text{Espaciamiento (S)} = \frac{230}{11} = 20.9 \cong 20 \text{ [cm]}$$

Usar  $\emptyset 3/4" @ 20$  [cm] abajo



### DISEÑO DE ACERO TRANSVERSAL



En la dirección Transversal colocamos el acero mínimo en ambas capas superior e inferior

### Cálculo de acero mínimo

Para losas y zapatas  $\rho_{\min} = 0.0018$

$$A_{s\min} = 0.0018 \cdot b \cdot h$$

$$A_{s\min} = 0.0018 \cdot 580 \cdot 75$$

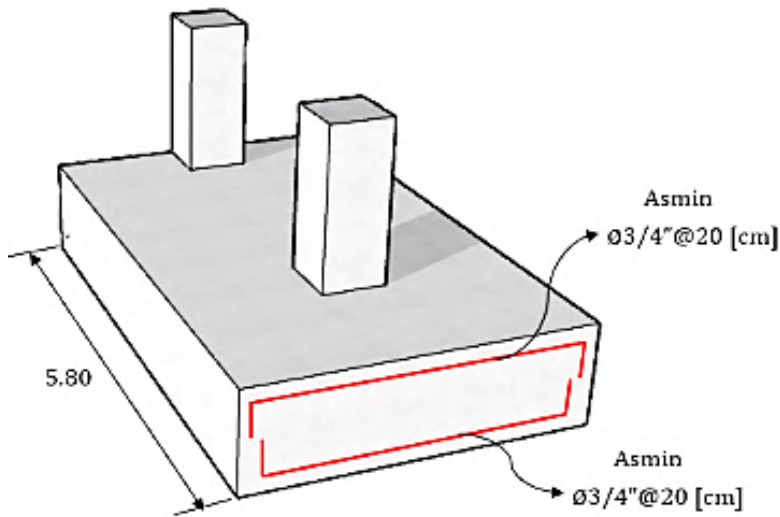
$$A_{s\min} = 78.3 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Usando barras de 3/4", Área de barra = 2.84 [cm<sup>2</sup>]

$$\text{Cantidad (n)} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{78.3}{2.84} = 27.57 \cong 28$$

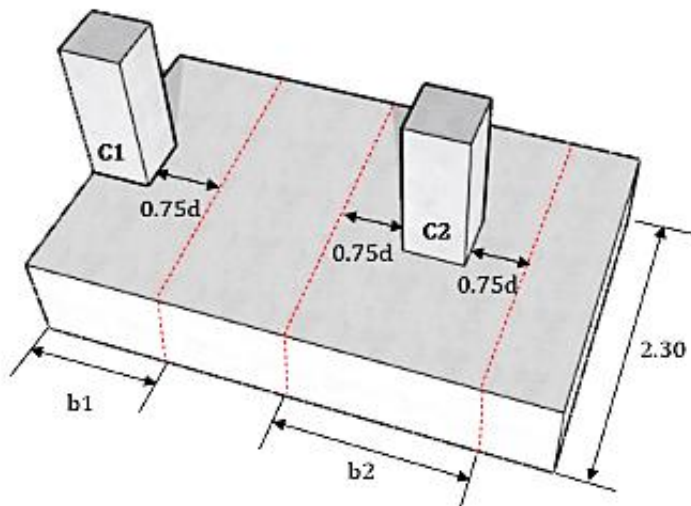
$$\text{Espaciamiento (S)} = \frac{580}{28} = 20.71 \cong 20 \text{ [cm]}$$

Usar Ø3/4" @ 20 [cm] arriba y abajo



### Diseño de Acero Por influencia de Columnas

Cálculo de áreas de influencia



$$b1 = 0.50 + 0.75 \cdot d$$

$$b1 = 0.50 + 0.75 \cdot 0.659$$

$$b1 = 0.99 \text{ [m]}$$

$$b2 = 0.50 + 0.75 \cdot d + 0.75 \cdot d$$

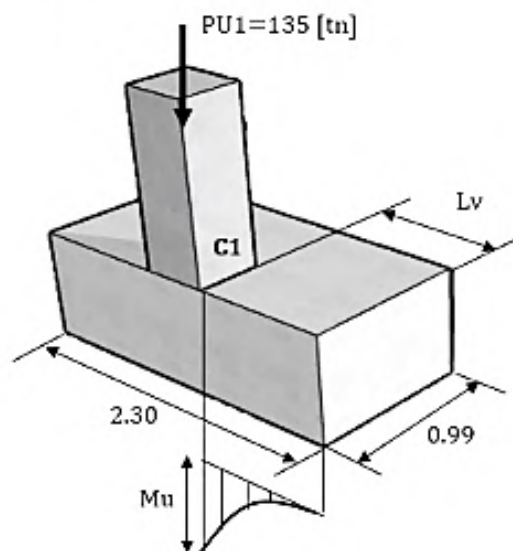
$$b2 = 0.50 + 0.75 \cdot 0.659 + 0.75 \cdot 0.659$$

$$b2 = 1.49 \text{ [m]}$$

Nota: Diseñamos la cimentación para cada columna como zapatas aisladas

### Diseño en columna C1 (Exterior)

Análisis en la dirección 2.30 [m]



### Cálculo de la reacción última del suelo

$$q_u = \frac{135}{2.30 \times 0.99}$$

$$q_u = 59.3 \text{ [tn/m}^2\text{]}$$

### Cálculo de Lv

$$Lv = (2.30 - 0.5)/2$$

$$Lv = 0.90 \text{ [m]}$$

### Calculo de Mu

$$Mu = \frac{q_u \cdot Lv^2 \cdot B}{2}$$

$$Mu = \frac{59.3 \cdot 0.9^2 \cdot 0.99}{2}$$

$$Mu = 23.78 \text{ [tn. m]}$$



### Calculo del acero

$$A_s = \frac{0.85 + f'c \cdot b \cdot d}{f_y} - \sqrt{\frac{1.7 + f'c \cdot b}{f_y^2} \cdot \left( \frac{0.85 + f'c \cdot b \cdot d^2}{2} - \frac{M_u}{\phi} \right)}$$

$\phi = 0.9$  (Vigas y losas controladas por tensión)

$$A_s = \frac{0.85 + 210 \cdot 99 \cdot 65.91}{4200} - \sqrt{\frac{1.7 + 210 \cdot 99}{4200^2} \cdot \left( \frac{0.85 + 210 \cdot 99 \cdot 65.91^2}{2} - \frac{23.78 \cdot 10^5}{0.9} \right)}$$

$$A_s = 9.71 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### Cálculo de acero mínimo

Para losas y zapatas  $\rho_{\min} = 0.0018$

$$A_{s\min} = 0.0018 \cdot b \cdot h$$

$$A_{s\min} = 0.0018 \cdot 99 \cdot 75$$

$$A_{s\min} = 13.37 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$A_s < A_{s\min}$ , usar acero mínimo

$$A_s = 13.37 \text{ [cm}^2\text{]}$$

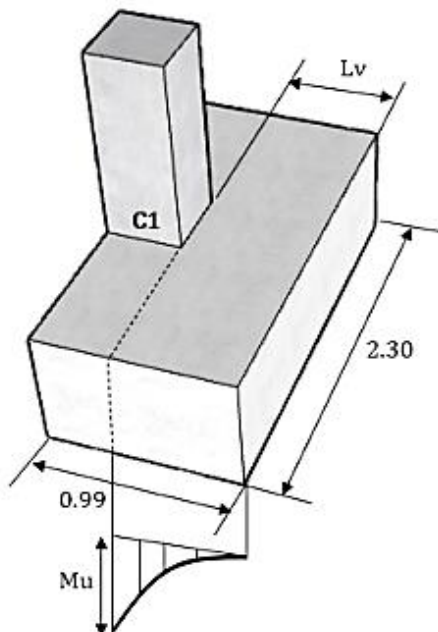
Usando barras de 3/4", Área de barra = 2.84 [cm<sup>2</sup>]

$$\text{Cantidad (n)} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{13.37}{2.84} = 4.70 \cong 5$$

$$\text{Espaciamiento (S)} = \frac{99}{5} = 19.8 \cong 18 \text{ [cm]}$$

Usar  $\phi 3/4" @ 18 \text{ [cm]}$

Análisis en la dirección 0.99 [m]



### Cálculo de $L_v$

$$L_v = (0.99 - 0.5)$$

$$L_v = 0.49 \text{ [m]}$$

### Cálculo de $M_u$

$$M_u = \frac{q_u \times L_v^2 \times B}{2}$$

$$M_u = \frac{59.3 \times 0.49^2 \times 2.3}{2}$$

$$M_u = 16.37 \text{ [tn.m]}$$

### Cálculo del acero

$$A_s = \frac{0.85 \times 210 + 230 + 65.91}{4200} - \sqrt{\frac{1.7 \times 210 + 230}{4200^2} \times \left( \frac{0.85 \times 210 + 230 \times 65.91^2}{2} - \frac{16.37 \times 10^5}{0.9} \right)}$$

$$A_s = 6.60 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### Cálculo de acero mínimo

Para losas y zapatas  $\rho_{\min} = 0.0018$

$$A_{s\min} = 0.0018 \times b \times h$$

$$A_{s\min} = 0.0018 \times 230 \times 75$$

$$A_{s\min} = 31.05 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$A_s < A_{s\min}$ , usar acero mínimo

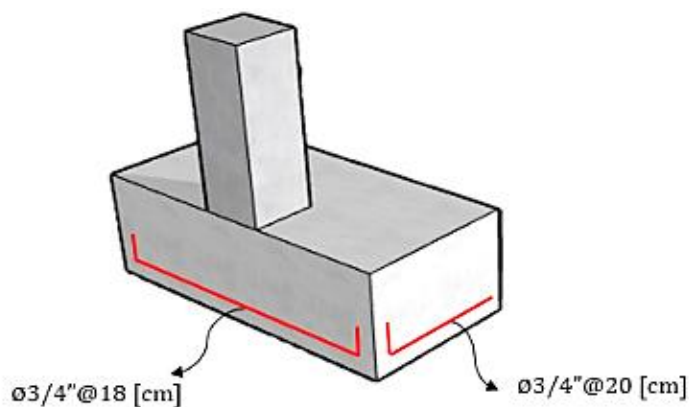
$$A_s = 31.05 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Usando barras de 3/4", Area de barra = 2.84 [cm<sup>2</sup>]

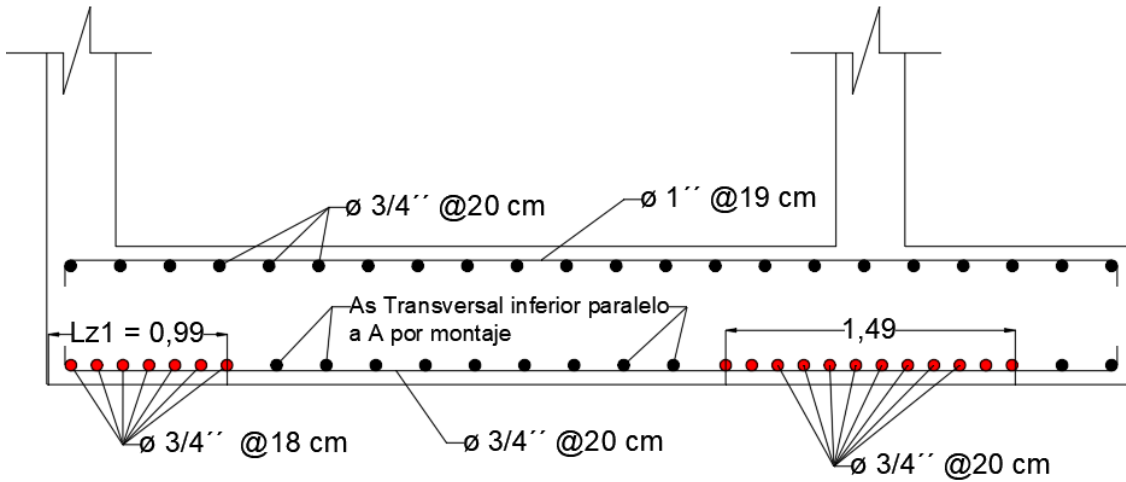
$$\text{Cantidad (n)} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{31.05}{2.84} = 10.9 \cong 11$$

$$\text{Espaciamiento (S)} = \frac{230}{11} = 20.9 \cong 20 \text{ [cm]}$$

Usar  $\emptyset 3/4" @ 20$  [cm]



El mismo análisis para la columna 2, puedes realizar los cálculos tiene todos los datos



**Resolución por el software - Datos de entrada:**

**Datos de Entrada**

Zapata combinada

Solicitaciones  
Columna 1  
900  
1350  
0  
0  
Columna 2  
1100

Long. de eje a eje de columnas  
4.80

Dimensiones de columnas  
Columna 1  
0.5  
0.5  
Columna 2  
0.5  
0.5

Datos del terreno  
185  
2000  
1.5  
valor del lado de la zapata es 17.55

Materiales  
21  
420  
0.07

Anterior Calcular

# Resultados

10:34

## RESULTADOS

### Zapata combinada

#### Dimensiones en planta

LADO A = 5.8 m  
LADO B = 2.3 m  
altura h = 0.75 m  
Long Lv = 0.75 m

#### Esfuerzos resultantes

10:34

## Esfuerzos resultantes

o1 = 223.303 kN/m<sup>2</sup>  
o2 = 227.971 kN/m<sup>2</sup>  
o3 = 223.303 kN/m<sup>2</sup>  
o4 = 227.971 kN/m<sup>2</sup>

### Armadura

10:35

## Armadura

### Refuerzo superior long. (Paralelo a A)

Acero requerido = 58.947 cm<sup>2</sup>

#### Posibles diámetros a usar

- Barras diámetro 8 c/0.0 cm
- Barras diámetro 10 c/0.0 cm
- Barras diámetro 12 c/0.0 cm
- Barras diámetro 16 c/5.0 cm
- Barras diámetro 20 c/10.0 cm
- Barras diámetro 22 c/10.0 cm

#### Seleccione el diámetro a usar

Ejm. (8,10,12,16,20,22) (mm)

10:36

Acero requerido = 31.05 cm<sup>2</sup>

#### Posibles diámetros a usar

- Barras diámetro 8 c/0.0 cm
- Barras diámetro 10 c/5.0 cm
- Barras diámetro 12 c/5.0 cm
- Barras diámetro 16 c/10.0 cm
- Barras diámetro 20 c/20.0 cm
- Barras diámetro 22 c/25.0 cm

#### Seleccione el diámetro a usar

Ejm. (8,10,12,16,20,22) (mm)

#### Refuerzo inferior transversal lateral paralelo B por influencia de columna medianera

Acero requerido = 13.5 cm<sup>2</sup>

#### Posibles diámetros a usar

- Barras diámetro 8 c/0.0 cm
- Barras diámetro 10 c/5.0 cm
- Barras diámetro 12 c/5.0 cm
- Barras diámetro 16 c/10.0 cm
- Barras diámetro 20 c/20.0 cm
- Barras diámetro 22 c/25.0 cm

#### Seleccione el diámetro a usar

10:36

- Barras diámetro 8 c/0.0 cm
- Barras diámetro 10 c/5.0 cm
- Barras diámetro 12 c/5.0 cm
- Barras diámetro 16 c/10.0 cm
- Barras diámetro 20 c/20.0 cm
- Barras diámetro 22 c/25.0 cm

#### Seleccione el diámetro a usar

Ejm. (8,10,12,16,20,22) (mm)

#### Refuerzo inferior transversal lateral paralelo B por influencia de columna interior

Acero requerido = 17.55 cm<sup>2</sup>

#### Posibles diámetros a usar

- Barras diámetro 8 c/0.0 cm
- Barras diámetro 10 c/5.0 cm
- Barras diámetro 12 c/5.0 cm
- Barras diámetro 16 c/10.0 cm
- Barras diámetro 20 c/20.0 cm
- Barras diámetro 22 c/25.0 cm

#### Seleccione el diámetro a usar

Ejm. (8,10,12,16,20,22) (mm)

7:56

## RESULTADOS

### Disposición de Armaduras

### Refuerzo superior long. (Paralelo a A)

7:56

**Refuerzo superior long. (Paralelo a A)**  
Ø 26.0mm c/20.0cm  
Longitud de ganchos: 41.6 cm

**Refuerzo superior transversal paralelo a B por montaje**  
Ø 12.0mm c/90.0cm  
Longitud de ganchos: 16.0 cm

**Refuerzo inferior long. (Paralelo a A)**  
Ø 20.0mm c/20.0cm  
Longitud de ganchos: 32.0 cm

**Refuerzo inferior transversal lateral paralelo B por influencia de columna medianera**  
Ø 20.0mm c/20.0cm  
Longitud de ganchos: 32.0 cm

**Refuerzo inferior transversal lateral paralelo B por influencia de columna interior**  
Ø 20.0mm c/20.0cm

10:37

Ø 20.0mm c/45.0 cm  
Longitud de ganchos: 25.0 cm  
Longitud Lz2 = 1.3 m

**Refuerzo inferior transversal paralelo a B por montaje**  
Ø 20.0mm c/20.0 cm  
Longitud de ganchos: 25.0 cm

**VERIFICACIONES**

**Cortante  $V_c > V_u$  [kN]**  
879.716 kN > 803.869 kN CUMPLE

**Punzonamiento  $V_{cp} > V_{up}$  [kN]**  
columna perimetral  
2244.973 kN > 1130.726 kN CUMPLE  
columna interior  
3696.108 kN > 1353.227 kN CUMPLE

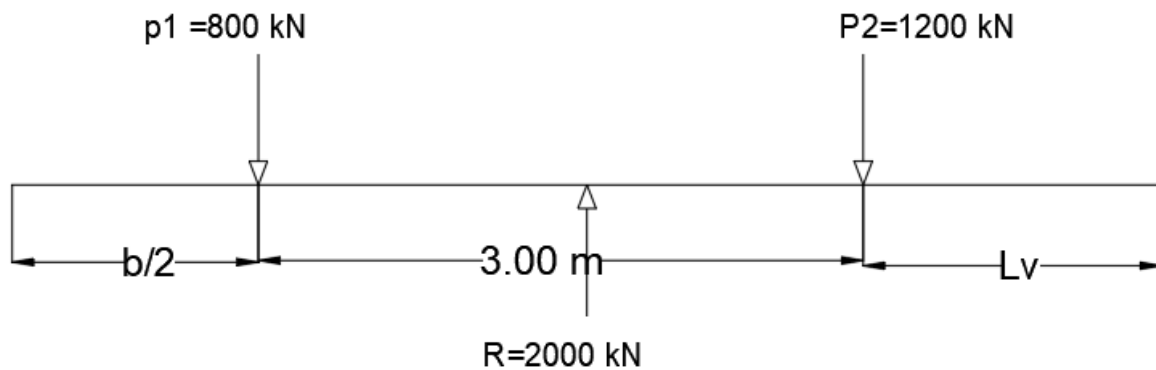
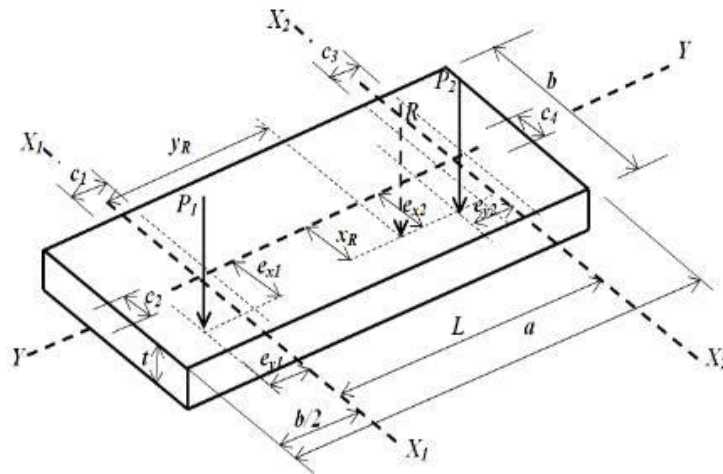
**Flexión  $M_n > M_u$  [kN/m<sup>2</sup>]**  
1497.326 kN·m > 1412.342 kN·m CUMPLE

ANTERIOR SIGUIENTE

## Anexo 7. Ejercicio 1 Zapata Combinada Centrada

Ejercicio recopilado de página web HR estructural Design. ) *hr estructural* -, s. f.)

DATOS					
	UNIDAD	VALOR		UNIDAD	VALOR
<b>Cargas Actuantes columna medianera</b>			<b>Materiales</b>		
Carga Axial en Servicio	kN	800	Resist a comp. del concreto	MPa	21
Carga axial Ultima	kN	1040	Resist a la fluencia del acero	MPa	420
Momento Ultimo Dir. x	kN·m	0	Recubrimiento	m	0,05
Momento Ultimo Dir. y	kN·m	0	<b>Datos del Terreno</b>		
<b>Dimensiones de la columna zapata medianera</b>			Capacidad Portante	kPa	350
Long Mayor	m	0,40	Densidad prom. del terreno	kN*m <sup>3</sup>	21
Long Menor	m	0,40	Profundidad de desplante	m	2.0
<b>Cargas Actuantes columna interior</b>			<b>Dimensiones de la columna zapata interior</b>		
Carga Axial en Servicio	kN	1200	Long Mayor	m	0,40
Carga axial Ultima	kN	1560	Long Menor	m	0,40
Momento Ultimo Dir. x	kN·m	0	<b>Longitud entre columnas</b>		
Momento Ultimo Dir. y	kN·m	0	Longitud	m	3,00



**- Cálculo de  $Xr$  al centro de gravedad de las cargas**

$$xr = \frac{P2 * L}{p1 + p2} - \frac{Mx1 + Mx2}{p1u + p2u}$$
$$xr = \frac{1200 \text{ kN} * 3 \text{ m}}{1200 \text{ kN} + 800 \text{ kN}} - \frac{0 + 0}{1560 \text{ kN} + 1040 \text{ kN}} = 1,80 \text{ m}$$

Hallando el valor de  $yr$  al centro de gravedad al eje  $y$

$$yr = \frac{My1 + My2}{p1u + p2u} = 0$$

**- Esfuerzo Admisible del terreno**

$$\sigma_t = \sigma_{adm} - \gamma t * hf$$

$$\sigma_t = 350 - 21 * 2 = 308 \text{ kPa}$$

**- Dimensionamiento en tensiones admisibles**

$$\sigma_t > \frac{p1 + p2}{A * B} * \left(1 + \frac{6 * eyr}{B}\right)$$

Sabiendo que

$$A = 2 * \left(\frac{B}{2} + XR\right)$$

Entonces:

$$\sigma_t > \frac{p1 + p2}{\left[2 * \left(\frac{B}{2} + XR\right)\right] * B} * \left(1 + \frac{6 * eyr}{B}\right)$$

Iterando el valor de  $B$  hasta que  $\sigma_t \approx \frac{p1+p2}{\left[2 * \left(\frac{B}{2} + XR\right)\right] * B} * \left(1 + \frac{6 * eyr}{B}\right)$  Adoptando un valor de

$B=1,40\text{m}$

$$308 \text{ kN/m}^2 > \frac{800 + 1200}{\left[2 * \left(\frac{1,40}{2} + 1,80\right)\right] * B} * \left(1 + \frac{6 * 0}{B}\right)$$

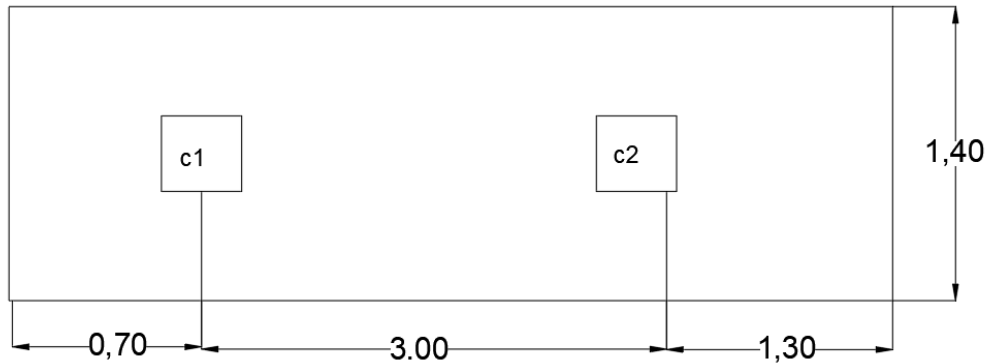
$$308 \text{ kN/m}^2 \approx 285 \text{ kN/m}^2 \text{ CONFORME}$$

Reemplazando en ecuación A

$$A = \left[ 2 * \left( \frac{B}{2} + XR \right) \right] = 2 * \left( \frac{1,4 \text{ m}}{2} + 1,80 \text{ m} \right) = 5,0 \text{ m}$$

Adoptamos entonces dimensiones de

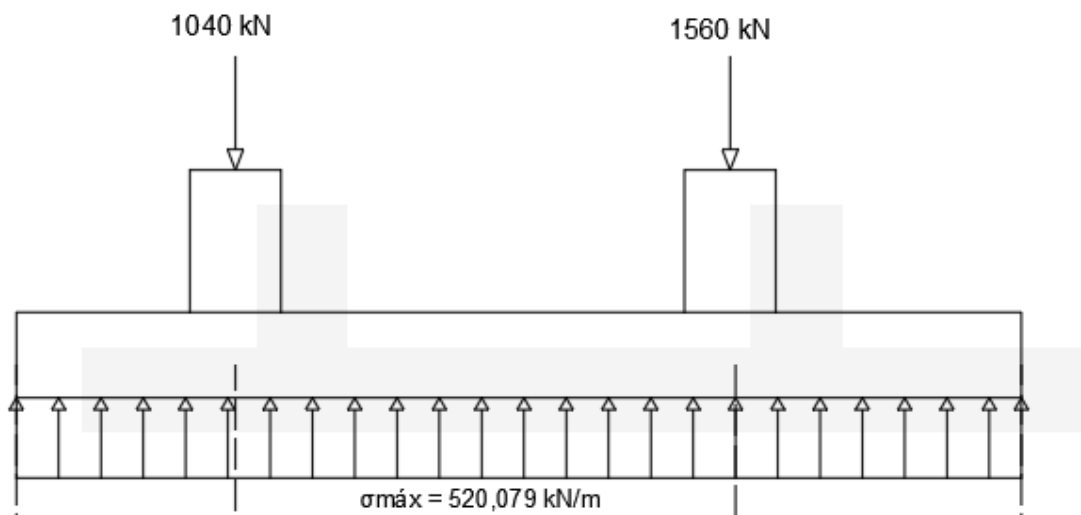
**Dimensiones= 5,0 m x 1,40 m**



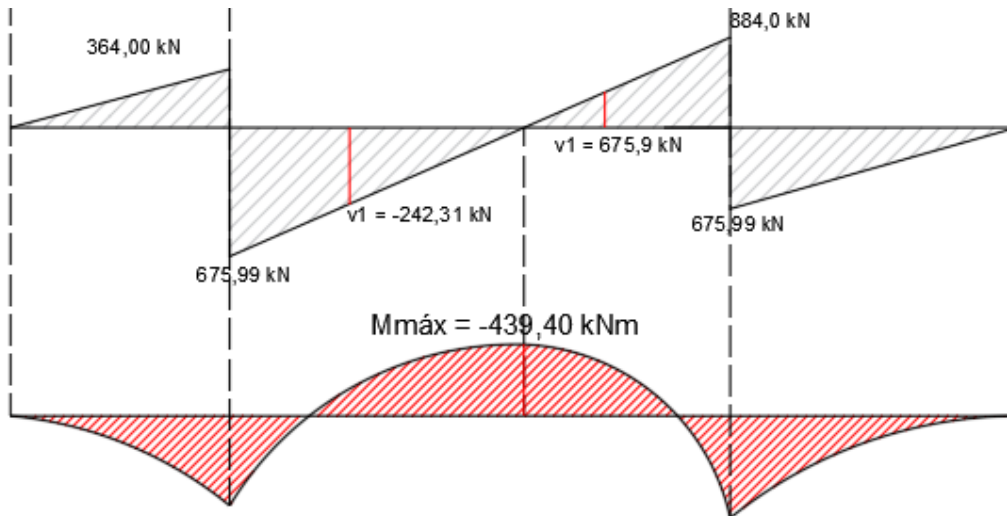
### Diseño de Zapata combinada

- Tensión amplificada del suelo

$$\sigma_u = \frac{P1u + P2u}{A * B} = \frac{1040 + 1560}{5 \text{ m} * 1,4 \text{ m}} = 371,485 \text{ kN/m}^2$$







- Corte por Flexión Paralelo B

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$\phi V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f_c} * B * d$$

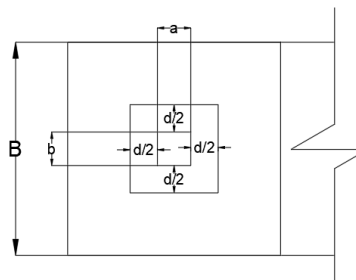
$$d = H - rec - \frac{db1 + db2}{2}$$

Asumimos  $H = 0,70\text{cm}$  para iteración

$$\phi V_c = 0,75 * 0,53 * \sqrt{f_c} * 2,40 * 0,70 = 511,286\text{KN}$$

**511,286 KN > 450,32 KN CONFORME**

- Corte por punzonamiento Columna Lateral



$$\phi V_c \geq V_u$$

$$V_u = P1u - \sigma_u(a1 + d)(b1 + d)$$

$$\phi V_{c1} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c2} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{\alpha_o * d}{b_o}\right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c3} = \phi * 1,1 * \sqrt{f_c} * b_o * d$$

Sabiendo que  $b_o$

$$b_o = 2 * (a + d) + 2 * (b + d)$$

$$b_o = 2 * (0,4 + 0,65) + 2 * (0,40 + 0,65) = 4,2 \text{ m}$$

Reemplazando:

$$\phi V_{c1} = 0,75 * 0,27 * \left(2 + \frac{4}{1}\right) \sqrt{210} * 420 * 0,50 = 1844,75 \text{ kN}$$

$$\phi V_{c2} = 0,75 * 0,27 * \left(2 + \frac{30 * d}{420}\right) \sqrt{210} * 420 * 0,50 = 2673,81 \text{ kN}$$

$$\phi V_{c3} = \phi * 1,1 * \sqrt{210} * 420 * 0,50 = 3174,97 \text{ kN}$$

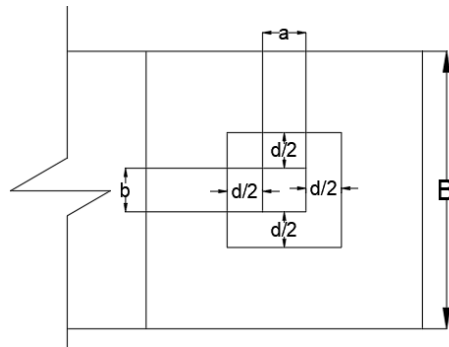
Asumimos  $V_c = 1844,75 \text{ kN}$  por ser el más desfavorable

$$V_u = 1040 - 371,42(0,40 + 0,5)(0,40 + 0,50) = 764,64 \text{ kN}$$

Verificación

$$1844,75 \text{ kN} > 764,64 \text{ kN} \quad \text{CONFORME}$$

**- Corte por punzonamiento Columna Interior**



$$\phi V_c \geq V_u$$

$$V_u = P1u - \sigma_u(a1 + d)(b1 + d)$$

$$\phi V_{c1} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c2} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{\alpha_o * d}{b_o}\right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c3} = \phi * 1,1 * \sqrt{f_c} * b_o * d$$

Sabiendo que  $b_o$

$$b_o = 2 * (a + d) + (b + d)$$

$$b_o = 2 * (0,5 + 0,65) + 2 * (0,50 + 0,65) = 4,20 \text{ m}$$

Reemplazando:

$$\phi V_{c1} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{4}{1}\right) \sqrt{210} * 216,8 * 0,50 = 3844,75 \text{ kN}$$

$$\phi V_{c2} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{30 * d}{420}\right) \sqrt{210} * 420,8 * 0,50 = 3673,81 \text{ kN}$$

$$\phi V_{c3} = \phi * 1,1 * \sqrt{210} * 420,8 * 0,50 = 3174,97 \text{ kN}$$

Asumimos  $V_c = 3174,97 \text{ kN}$  por ser el más desfavorable

$$V_u = 1560 - 371,42(0,40 + 0,65)(0,40 + 0,60) = 1162,435 \text{ kN}$$

Verificación:

$$3134,97 \text{ kN} > 1162,435 \text{ kN} \quad \text{CONFORME}$$

**- Refuerzo Superior Longitudinal (Paralelo A)**

$$A_s = \text{Max} (A_s; A_{smin})$$

$$A_s = \frac{0,85 f_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0,85 * \phi * B * d^2 * f_c}}\right) * B * d$$

$$A_{smin} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

Reemplazando

$$A_s = \text{Max} (A_s; A_{smin})$$

$$As = \frac{0,85 * 210}{420} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 439,40 \text{ kN} * \text{m}}{0,85 * 0,9 * 1,40 * 0,65^2 * 210}} \right) * 1,40 * 0,65$$

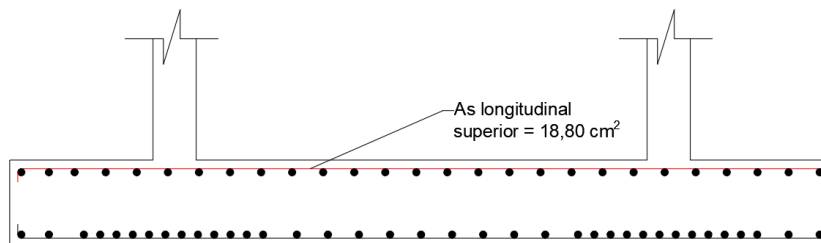
$$As = 18,86 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{fy}$$

$$As_{min} = 0,00018 * 1,40 * 0,70 * \frac{4200}{4200}$$

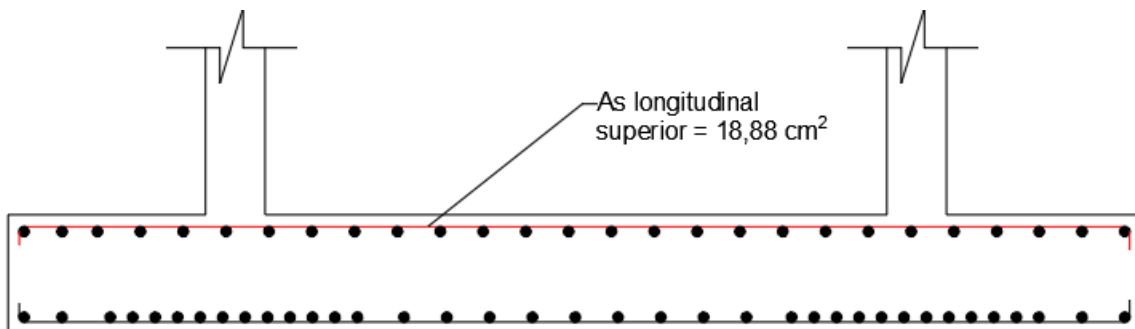
$$As_{min} = 17,64 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor valor de  $As = 18,86 \text{ cm}^2$



Refuerzo superior por montaje

$$As_{min} = 18,80 \text{ cm}^2$$



**Refuerzo inferior longitudinal Paralelo a A**

$$As = \text{Max} (As; As_{min})$$

$$mu = \frac{\sigma_u * B * Lv^2}{2}$$

$$mu = \frac{371,42 * 1,40 * 1,3^2}{2} = 439,49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$As = \frac{0,85fc}{fy} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85 * \emptyset * B * d^2 * fc}} \right) * B * d$$

$$Asmin = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{fy}$$

Reemplazando

$$As = \text{Max} (As; Asmin)$$

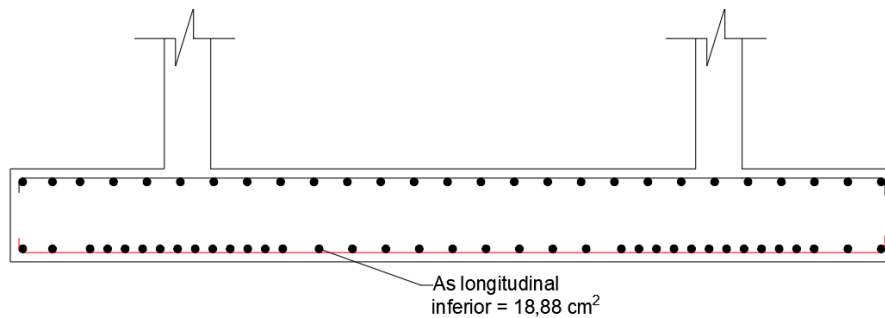
$$As = \frac{0,85 * 210}{420} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 439,49 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0,85 * 0,90 * 1,40 * 0,65^2 * 210}} \right) * 1,40 * 0,65$$

$$As = 18,88 \text{ cm}^2$$

$$Asmin = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{fy}$$

$$Asmin = 0,0018 * 1,40 * 0,70 * \frac{4200}{4200} = 17,64 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor valor de  $As = 18,88 \text{ cm}^2$



Refuerzo inferior transversal lateral (Paralelo B)

$$Mu = \frac{quB * \left( \frac{B}{2} - \frac{b1}{2} \right)^2}{2}$$

$$Mu = \frac{742,85 * \left( \frac{1,40}{2} - \frac{0,4}{2} \right)^2}{2} = 92,85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{0,85f_c}{f_y} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85 * \emptyset * (a1 + d) * d^2 * f_c}} \right) * B * d$$

$$A_{smin} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

Reemplazando

$$A_s = \text{Max} (A_s; A_{smin})$$

$$A_s = \frac{0,85 * 210}{420} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 92,85 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0,85 * 0,9 * 1,2 * 0,65^2 * 210}} \right) * 1,2 * 0,65$$

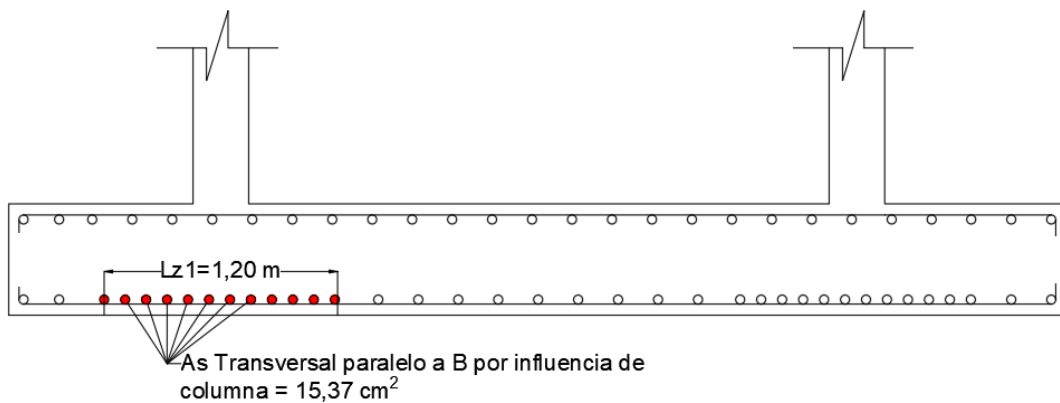
$$A_s = 3,89 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

$$A_{smin} = 0,00018 * 0,50 * 1,2 * \frac{4200}{4200}$$

$$A_{smin} = 15,37 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor valor de  $A_s = 15,37 \text{ cm}^2$



- Refuerzo inferior Transversal interior (Paralelo B)

$$M_u = \frac{quB * \left( \frac{B}{2} - \frac{b2}{2} \right)^2}{2}$$

$$Mu = \frac{1114,45 * \left(\frac{1,40}{2} - \frac{0,5}{2}\right)^2}{2} = 139,285 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$As = \frac{0,85fc}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85 * \emptyset * (a1 + d) * d^2 * fc}}\right) * B * d$$

$$Asmin = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{fy}$$

Reemplazando

$$As = \text{Max} (As; Asmin)$$

$$As = \frac{0,85 * 210}{420} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 139,285 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0,85 * 0,90 * 1,2 * 0,65^2 * 210}}\right) * 1,2 * 0,65$$

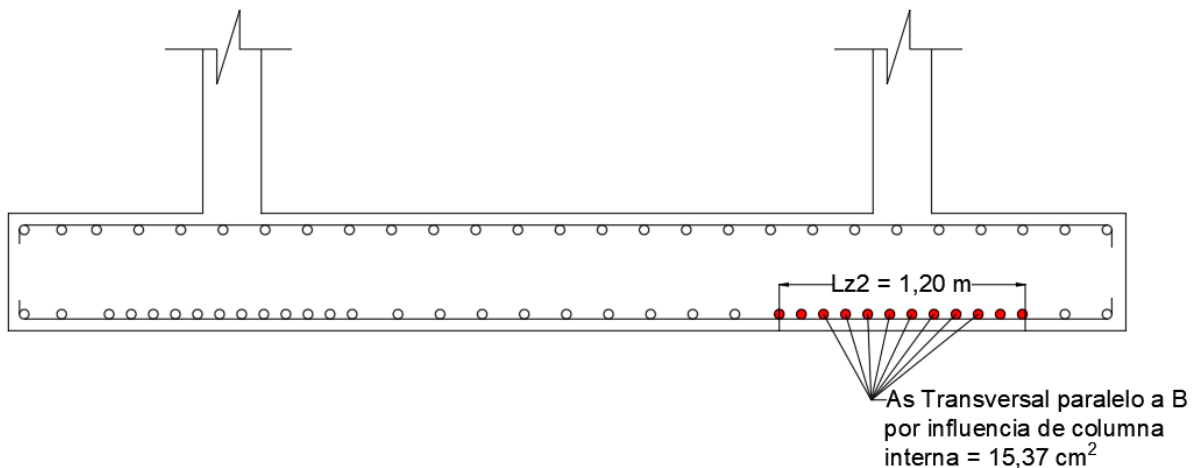
$$As = 11,50 \text{ cm}^2$$

$$Asmin = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{fy}$$

$$Asmin = 0,00018 * 1,2 * 0,70 * \frac{4200}{4200}$$

$$Asmin = 15,37 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor valor de  $As = 15,37 \text{ cm}^2$



# Resolución por el software - Datos de entrada:

**Datos de Entrada**

**Zapata combinada**

**Solicitaciones**

Columna Menos solicitada

800

1040

0

0

Columna Mas solicitada

Columna Mas solicitada

1200

1560

0

0

Long. de eje a eje de columnas

3

Dimensiones de columnas

Columna Menos solicitada

0.4

0.4

Columna Mas solicitada

0.4

0.4

Datos del terreno

Dimensiones de columnas

Columna Menos solicitada

0.4

0.4

Columna Mas solicitada

0.4

0.4

Datos del terreno

350

2100

2

Materiales

21

420

0.05

Anterior

Calcular

## Resultados:

**RESULTADOS**

**Zapata combinada**

**Dimensiones en planta**

LADO A = 5.0 m

LADO B = 1.4 m

altura h = 0.7 m

Long. Voladizo Lv = 1.3 m

**Esfuerzos resultantes**

**Esfuerzos resultantes**

$\sigma_1 = 371.429 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_2 = 371.429 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_3 = 371.429 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_4 = 371.429 \text{ kN/m}^2$

**Armadura**

**Refuerzo superior long. (Paralelo a A)**

**Armadura**

**Refuerzo superior long. (Paralelo a A)**

Acero requerido =  $17.64 \text{ cm}^2$

**Posibles diámetros a usar**

- Barras diámetro 8 c/0.0 cm
- Barras diámetro 10 c/5.0 cm
- Barras diámetro 12 c/5.0 cm
- Barras diámetro 16 c/15.0 cm
- Barras diámetro 20 c/20.0 cm
- Barras diámetro 22 c/30.0 cm

**Seleccione el diámetro a usar**

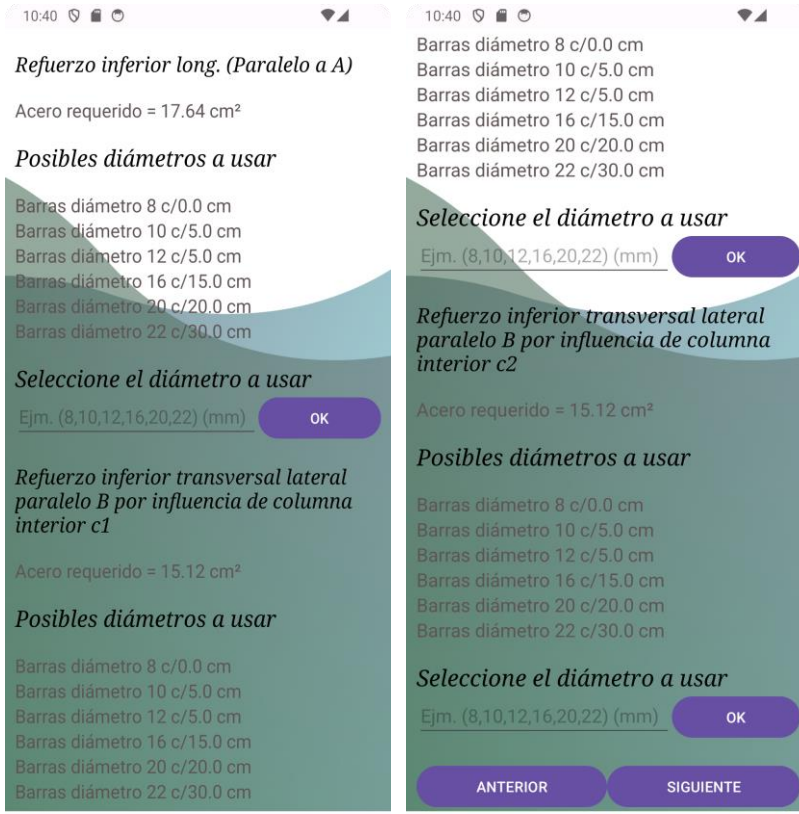
Ejm. (8,10,12,16,20,22) (mm)

**Refuerzo inferior long. (Paralelo a A)**

Acero requerido =  $17.64 \text{ cm}^2$

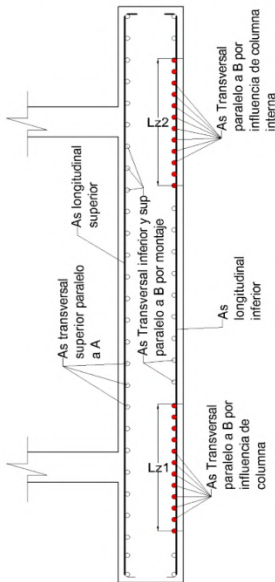
**Posibles diámetros a usar**





## RESULTADOS

### Disposición de Armaduras



*Refuerzo superior long. (Paralelo a A)*

Ø 20.0mm c/20.0cm

Longitud de ganchos: 32.0 cm

*Refuerzo superior transversal paralelo a B por montaje*

Ø 12.0mm c/70.0cm

Longitud de ganchos: 16.0 cm

*Refuerzo inferior long. (Paralelo a A)*

Ø 20.0mm c/20.0cm

Longitud de ganchos: 32.0 cm

*Refuerzo inferior transversal lateral paralelo B por influencia de columna medianera*

Ø 20.0mm c/20.0cm

Longitud de ganchos: 32.0 cm

*Refuerzo inferior transversal lateral paralelo B por influencia de columna interior*

Ø 16.0mm c/20.0cm

Ø 20.0mm c/20.0 cm

Longitud de ganchos: 25.0 cm

Longitud Lz2 = 1.2 m

*Refuerzo inferior transversal paralelo a B por montaje*

Ø 20.0mm c/20.0 cm

Longitud de ganchos: 25.0 cm

### VERIFICACIONES

Cortante  $V_c > V_u$  [kN]

511.29 kN > 450.32 kN CUMPLE

Punzonamiento  $V_{cp} > V_{up}$  [kN]

columna lateral izq.  
3134.97 kN > 642.88 kN CUMPLE

columna lateral dcha.  
3134.97 kN > 1162.88 kN CUMPLE

Flexión  $M_n > M_u$  [kN/m<sup>2</sup>]

524.961 kN·m > 312.0 kN·m CUMPLE

*Refuerzo superior long. (Paralelo a A)*

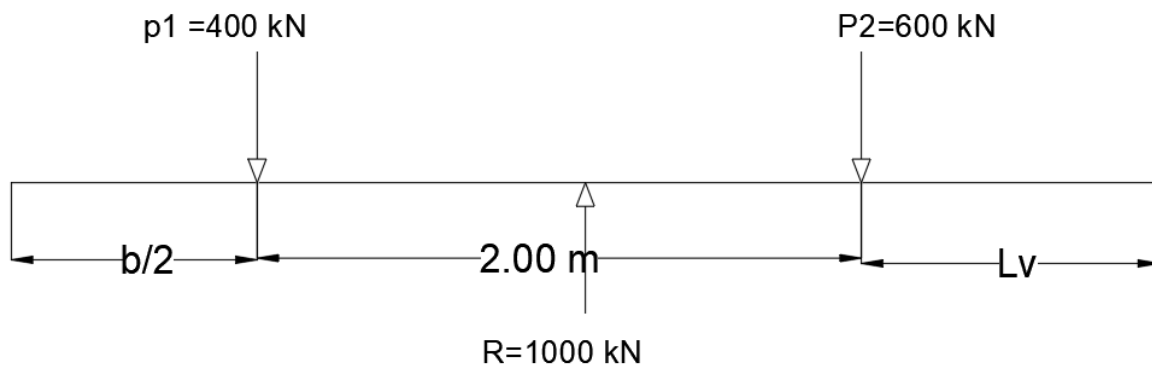
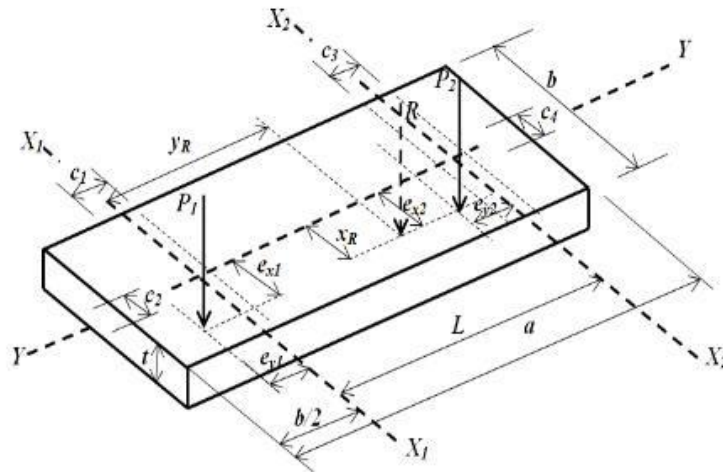
ANTERIOR

SIGUIENTE

## Anexo 8. Ejercicio 2 Zapata Combinada Centrada

Ejercicio recopilado de página web HR estructural design. ) *hr estructural* -, s. f.)

DATOS					
	UNIDAD	VALOR		UNIDAD	VALOR
<b>Cargas Actuantes columna medianera</b>			<b>Materiales</b>		
Carga Axial en Servicio	kN	400	Resist a comp. del concreto	MPa	21
Carga axial Ultima	kN	520	Resist a la fluencia del acero	MPa	420
Momento Ultimo Dir. x	kN·m	0	Recubrimiento	m	0,05
Momento Ultimo Dir. y	kN·m	0	<b>Datos del Terreno</b>		
<b>Dimensiones de la columna zapata medianera</b>			Capacidad Portante	kPa	300
Long Mayor	m	0,40	Densidad prom. del terreno	kN·m <sup>3</sup>	21
Long Menor	m	0,40	Profundidad de desplante	m	2.0
<b>Cargas Actuantes columna interior</b>			<b>Dimensiones de la columna zapata interior</b>		
Carga Axial en Servicio	kN	600	Long Mayor	m	0,40
Carga axial Ultima	kN	780	Long Menor	m	0,40
Momento Ultimo Dir. x	kN·m	0	<b>Longitud entre columnas</b>		
Momento Ultimo Dir. y	kN·m	0	Longitud	m	2,00



**- Cálculo de  $Xr$  al centro de gravedad de las cargas**

$$xr = \frac{P2 * L}{p1 + p2} - \frac{Mx1 + Mx2}{p1u + p2u}$$
$$xr = \frac{600 \text{ kN} * 2}{600 \text{ kN} + 400 \text{ kN}} - \frac{0 + 0}{600 \text{ kN} + 400 \text{ kN}} = 1,20 \text{ m}$$

Hallando el valor de  $yr$  al centro de gravedad al eje y

$$yr = \frac{My1 + My2}{p1u + p2u} = 0$$

**- Esfuerzo Admisible del terreno**

$$\sigma_t = \sigma_{adm} - \gamma t * hf$$

$$\sigma_t = 300 - 21 * 2 = 258 \text{ kPa}$$

**- Dimensionamiento en tensiones admisibles**

$$\sigma_t > \frac{p1 + p2}{A * B} * \left(1 + \frac{6 * e_{yr}}{B}\right)$$

Sabiendo que

$$A = 2 * \left(\frac{B}{2} + XR\right)$$

Entonces:

$$\sigma_t > \frac{p1 + p2}{\left[2 * \left(\frac{B}{2} + XR\right)\right] * B} * \left(1 + \frac{6 * e_{yr}}{B}\right)$$

Iterando el valor de B hasta que  $\sigma_t \approx \frac{p1+p2}{\left[2 * \left(\frac{B}{2} + XR\right)\right] * B} * \left(1 + \frac{6 * e_{yr}}{B}\right)$  Adoptando un valor de

B=1,20m

$$258 > \frac{400 + 600}{\left[2 * \left(\frac{1,20}{2} + 1,2\right)\right] * B} * \left(1 + \frac{6 * 0}{B}\right)$$

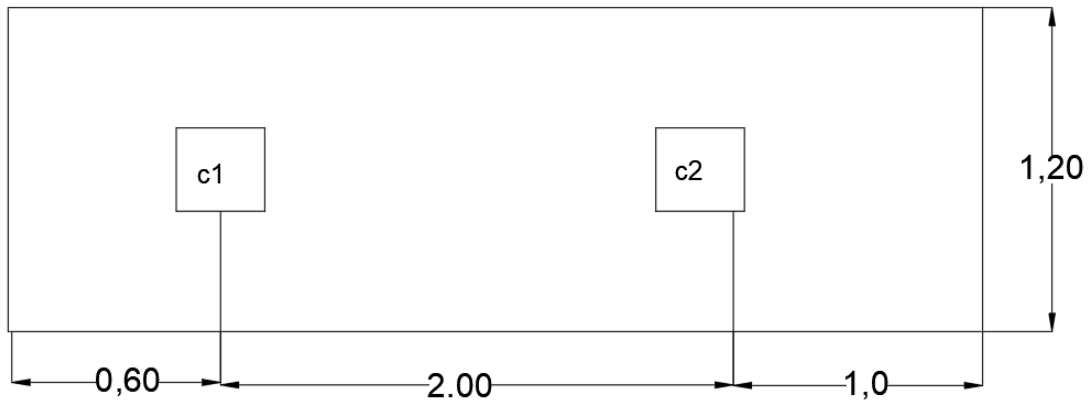
$$258 \text{ kN/m}^2 > 231 \text{ kN/m}^2 \text{ CONFORME}$$

Reemplazando en ecuación A

$$A = \left[ 2 * \left( \frac{B}{2} + XR \right) \right] = 2 * \left( \frac{1,2}{2} + 1,20 \right) = 3,60 \text{ m}$$

- Adoptamos entonces dimensiones de

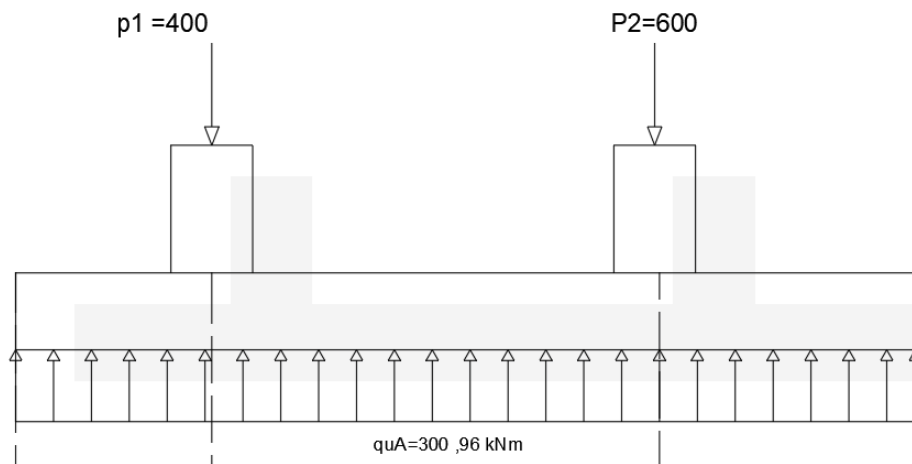
**Dimensiones= 3,60 x 1,20 m**

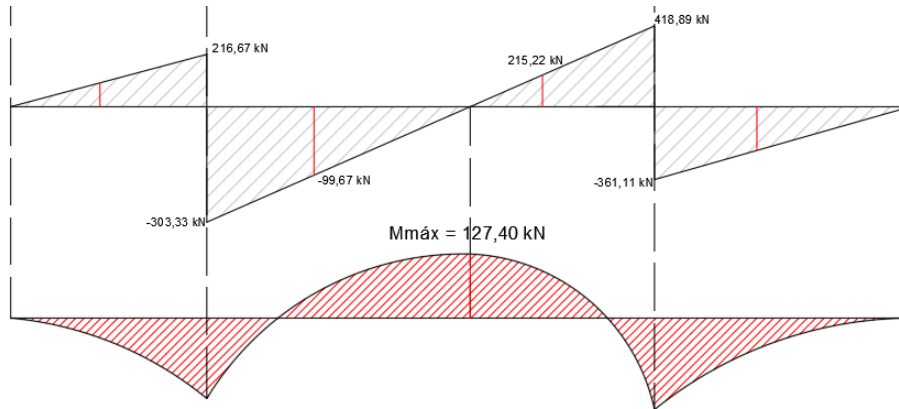


**Diseño de Zapata combinada**

- Tensión amplificada del suelo

$$\sigma_u = \frac{P1u + P2u}{A * B} = \frac{520 + 780}{3,60 * 1,2} = 300,90 \text{ kN/m}^2$$





**- Corte por Flexión Paralelo B**

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$\phi V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f_c} * B * d$$

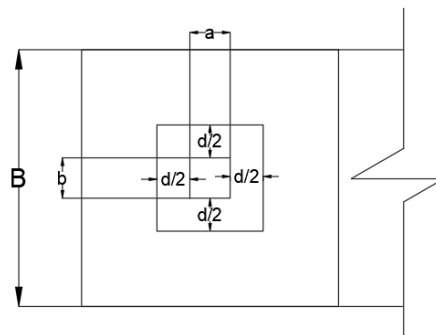
$$d = H - rec - \frac{db1 + db2}{2}$$

Asumimos  $H = 0,45\text{m}$  para iteración

$$\phi V_c = 0,75 * 0,53 * \sqrt{210} * 1,20 * 0,45 = 251,61 \text{ kN}$$

**251,61 kN > 215,222 kN CONFORME**

**- Corte por punzonamiento Columna Lateral**



$$\phi V_c \geq V_u$$

$$V_u = P1u - \sigma u(a1 + d)(b1 + d)$$

$$\phi V_{c1} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c2} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{\alpha_o * d}{b_o}\right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c3} = \phi * 1,1 * \sqrt{f_c} * b_o * d$$

Sabiendo que  $b_o$ .

$$b_o = 2 * (a + d) + 2 * (b + d)$$

$$b_o = 2 * (0,4 + 0,4) + 2 * (0,40 + 0,4) = 3,2 \text{ m}$$

Reemplazando:

$$\phi V_{c1} = 0,75 * 0,53 * \left(2 + \frac{4}{1}\right) \sqrt{210} * 3,2 * 0,40 = 2932,22 \text{ kN}$$

$$\phi V_{c2} = 0,75 * 0,27 * \left(2 + \frac{40 * d}{420}\right) \sqrt{210} * 3,20 * 0,40 = 1040,33 \text{ kN}$$

$$\phi V_{c3} = 0,75 * 1,1 * \sqrt{210} * 420,8 * 0,50 = 839,02 \text{ kN}$$

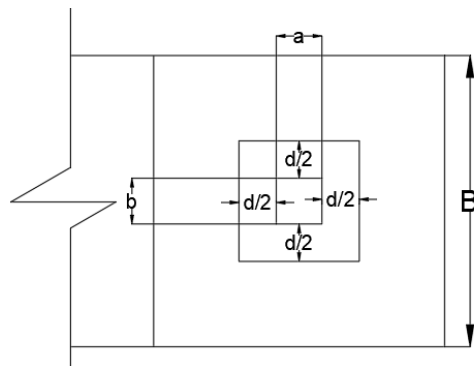
Asumimos  $V_c = 839,02 \text{ kN}$  por ser el más desfavorable

$$V_u = 780 - 371,42(0,40 + 0,4)(0,40 + 0,40) = 604,35 \text{ kN}$$

Verificación

$$839,02 \text{ kN} > 604,35 \text{ kN} \quad \text{CONFORME}$$

**- Corte por punzonamiento Columna Interior**



$$\phi V_c \geq V_u$$

$$V_u = P1u - \sigma u(a1 + d)(b1 + d)$$

$$\phi V_{c1} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c2} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{\alpha_o * d}{b_o}\right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c3} = \phi * 1,1 * \sqrt{f_c} * b_o * d$$

Sabiendo que  $b_o$

$$b_o = 2 * (a + d) + (b + d)$$

$$b_o = 2 * (0,4 + 0,4) + 2 * (0,40 + 0,4) = 3,20 \text{ m}$$

Reemplazando:

$$\phi V_{c1} = \phi * 0,27 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{210} * 3,2 * 0,4 = 2932,22 \text{ kN}$$

$$\phi V_{c2} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{40 * d}{320}\right) \sqrt{210} * 3,2 * 0,4 = 1043,32 \text{ kN}$$

$$\phi V_{c3} = \phi * 1,1 * \sqrt{210} * 3,20 * 0,4 = 1329,90 \text{ kN}$$

Asumimos  $V_c = 1329,90 \text{ kN}$  por ser el más desfavorable

$$V_u = 780 - 371,42(0,40 + 0,4)(0,40 + 0,40) = 604,35 \text{ kN}$$

Verificación

$$1329,9 \text{ kN} > 604,35 \text{ kN} \quad \text{CONFORME}$$

**- Refuerzo Superior Longitudinal (Paralelo A)**

$$A_s = \text{Max} (A_s; A_{smin})$$

$$A_s = \frac{0,85 f_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0,85 * \phi * B * d^2 * f_c}}\right) * B * d$$

$$A_{smin} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

Reemplazando

$$A_s = \text{Max} (A_s; A_{smin})$$

$$A_s = \frac{0,85 * 210}{420} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 127,40 \text{ kN} * \text{m}}{0,85 * 0,9 * 1,20 * 0,40^2 * 210}} \right) * 1,20 * 0,4$$

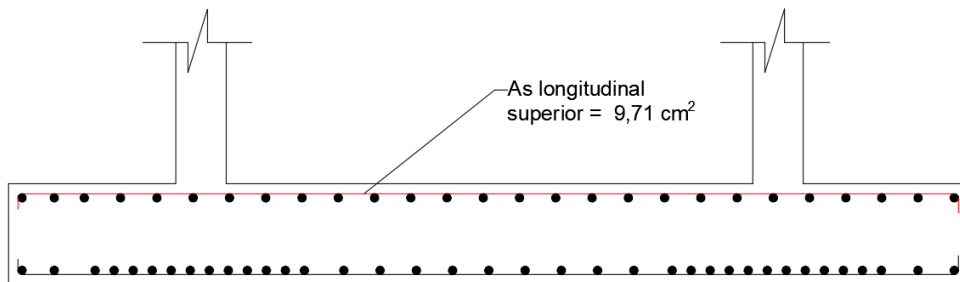
$$A_s = 9,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

$$A_{smin} = 0,00018 * 1,20 * 0,45 * \frac{4200}{4200}$$

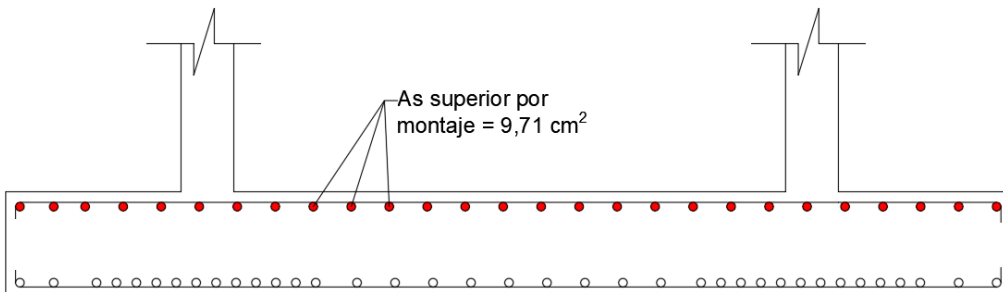
$$A_{smin} = 9,71 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor valor de  $A_s = 9,71 \text{ cm}^2$



**- Refuerzo superior por montaje**

$$A_{smin} = 9,71 \text{ cm}^2$$



**- Refuerzo inferior longitudinal Paralelo a A**

$$A_s = \text{Max} (A_s; A_{smin})$$

$$m_u = \frac{\sigma_u * B * L_v^2}{2}$$

$$m_u = \frac{300,92 * 1,20 * 1,0^2}{2} = 180,55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$A_s = \frac{0,85f_c}{f_y} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85 * \emptyset * B * d^2 * f_c}} \right) * B * d$$

$$A_{smin} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

Reemplazando

$$A_s = \text{Max} (A_s; A_{smin})$$

$$A_s = \frac{0,85 * 210}{420} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 180,55 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0,85 * 0,9 * 1,20 * 0,4^2 * 210}} \right) * 1,20 * 0,40$$

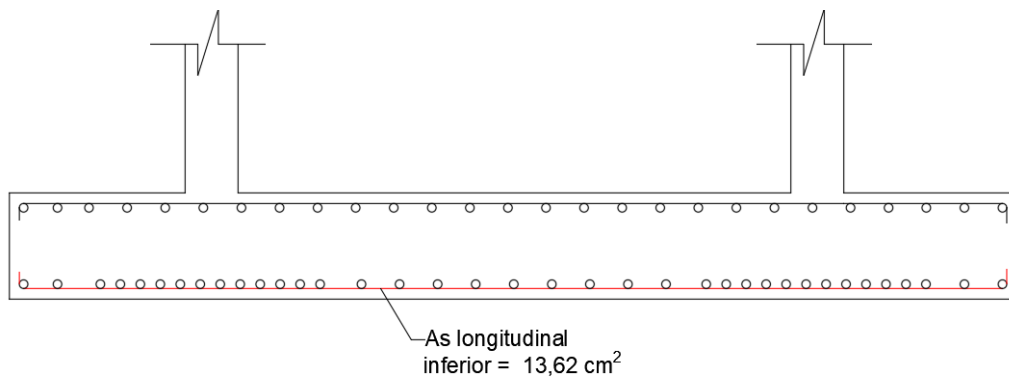
$$A_s = 13,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

$$A_{smin} = 0,00018 * 1,40 * 0,70 * \frac{4200}{4200}$$

$$A_{smin} = 9,71 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor valor de  $A_s = 13,62 \text{ cm}^2$



- Refuerzo inferior transversal lateral (Paralelo B)

$$M_u = \frac{quB * \left( \frac{B}{2} - \frac{b1}{2} \right)^2}{2}$$

$$M_u = \frac{433,33 * \left( \frac{1,20}{2} - \frac{0,4}{2} \right)^2}{2} = 34,67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{0,85f_c}{f_y} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85 * \emptyset * (a1 + d) * d^2 * f_c}} \right) * B * d$$

$$A_{smin} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

Reemplazando

$$A_s = \text{Max} (A_s; A_{smin})$$

$$A_s = \frac{0,85 * 210}{420} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 34,66 \text{ kN} * \text{m}}{0,85 * 0,90 * 0,90 * 0,4^2 * 210}} \right) * 0,90 * 0,45$$

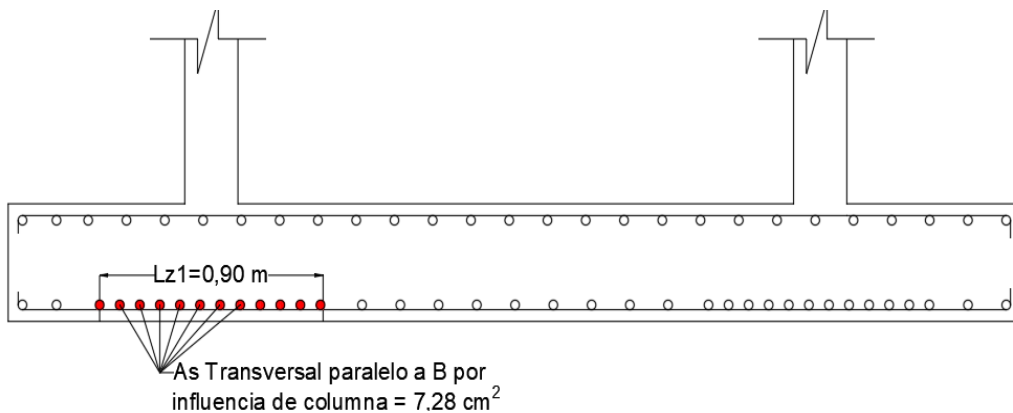
$$A_s = 2,547 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{f_y}$$

$$A_{smin} = 0,00018 * 0,90 * 0,45 * \frac{4200}{4200}$$

$$A_{smin} = 7,28 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor valor de  $A_s = 7,28 \text{ cm}^2$



**- Refuerzo inferior Transversal interior (Paralelo B)**

$$M_u = \frac{quB * \left( \frac{B}{2} - \frac{b2}{2} \right)^2}{2}$$

$$Mu = \frac{780 * \left(\frac{1,20}{2} - \frac{0,2}{2}\right)^2}{2} = 51,99 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$As = \frac{0,85fc}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85 * \emptyset * (a1 + d) * d^2 * fc}}\right) * B * d$$

$$Asmin = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{fy}$$

Reemplazando

$$As = \text{Max} (As; Asmin)$$

$$As = \frac{0,85 * 210}{420} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 51,99 \text{ kn} * \text{m}}{0,85 * 0,9 * 0,90 * 0,4^2 * 210}}\right) * 0,90 * 0,40$$

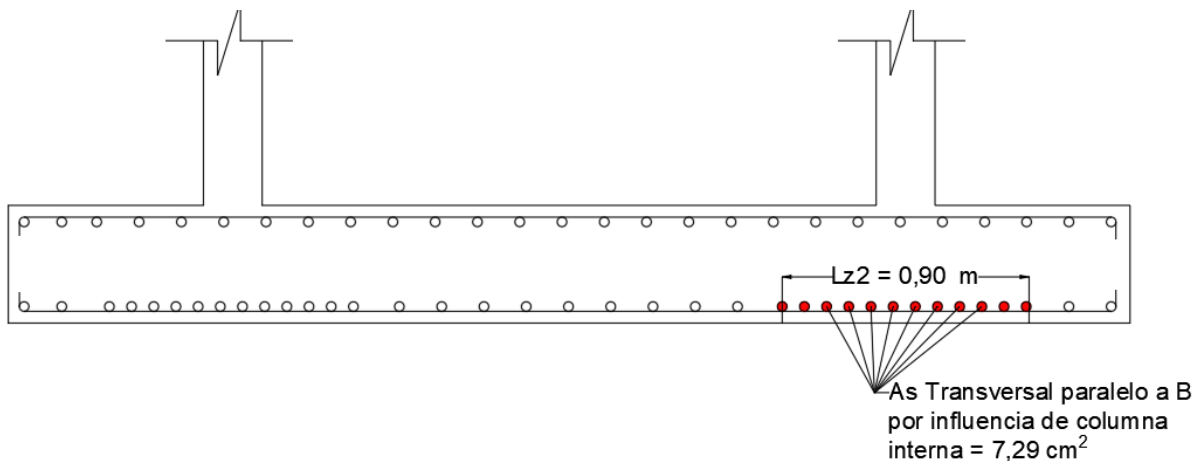
$$As = 3,834 \text{ cm}^2$$

$$Asmin = 0,0018 * B * H * \frac{4200}{fy}$$

$$Asmin = 0,00018 * 0,9 * 0,70 * \frac{4200}{4200}$$

$$Asmin = 7,29 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor valor de  $As = 7,29 \text{ cm}^2$



## Resolución por el software - Datos de entrada:

**Datos de Entrada**

**Zapata combinada**

**Solicitaciones**

Columna Menos solicitada

400

520

0

0

Columna Mas solicitada

Columna Mas solicitada

600

780

0

0

Long. de eje a eje de columnas

2

**Dimensiones de columnas**

Columna Menos solicitada

0.4

0.4

Columna Mas solicitada

0.4

0.4

Datos del terreno

**Dimensiones de columnas**

Columna Menos solicitada

0.4

0.4

Columna Mas solicitada

0.4

0.4

Datos del terreno

300

2100

2

**Materiales**

21

420

0.07

Anterior
Calcular

## Resultados:

**RESULTADOS**

**Zapata combinada**

**Dimensiones en planta**

LADO A = 3.6 m

LADO B = 1.2 m

altura h = 0.45 m

Long. Voladizo Lv = 1.0 m

**Esfuerzos resultantes**

**Esfuerzos resultantes**

$\sigma_1 = 300.926 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_2 = 300.926 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_3 = 300.926 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_4 = 300.926 \text{ kN/m}^2$

**Armadura**

**Refuerzo superior long. (Paralelo a A)**

Acero requerido = 9.72 cm<sup>2</sup>

**Posibles diámetros a usar**

Barras diámetro 8 c/5.0 cm

Barras diámetro 10 c/5.0 cm

Barras diámetro 12 c/10.0 cm

Barras diámetro 16 c/20.0 cm

Barras diámetro 20 c/35.0 cm

Barras diámetro 22 c/45.0 cm

**Seleccione el diámetro a usar**

Ejm. (8,10,12,16,20,22) (mm) OK

**Refuerzo inferior long. (Paralelo a A)**

Acero requerido = 9.72 cm<sup>2</sup>

**Posibles diámetros a usar**

**Armadura**

**Refuerzo superior long. (Paralelo a A)**

Acero requerido = 9.72 cm<sup>2</sup>

**Posibles diámetros a usar**

Barras diámetro 8 c/5.0 cm

Barras diámetro 10 c/5.0 cm

Barras diámetro 12 c/10.0 cm

Barras diámetro 16 c/20.0 cm

Barras diámetro 20 c/35.0 cm

Barras diámetro 22 c/45.0 cm

**Seleccione el diámetro a usar**

Ejm. (8,10,12,16,20,22) (mm) OK

**Refuerzo inferior long. (Paralelo a A)**

Acero requerido = 9.72 cm<sup>2</sup>

**Posibles diámetros a usar**

10:47

**Refuerzo inferior long. (Paralelo a A)**

Acero requerido = 9.72 cm<sup>2</sup>

**Posibles diámetros a usar**

- Barras diámetro 8 c/5.0 cm
- Barras diámetro 10 c/5.0 cm
- Barras diámetro 12 c/10.0 cm
- Barras diámetro 16 c/20.0 cm
- Barras diámetro 20 c/35.0 cm
- Barras diámetro 22 c/45.0 cm

**Seleccione el diámetro a usar**

Ejm. (8,10,12,16,20,22) (mm) **OK**

**Refuerzo inferior transversal lateral paralelo B por influencia de columna interior c1**

Acero requerido = 7.29 cm<sup>2</sup>

**Posibles diámetros a usar**

- Barras diámetro 8 c/5.0 cm
- Barras diámetro 10 c/5.0 cm
- Barras diámetro 12 c/10.0 cm
- Barras diámetro 16 c/20.0 cm
- Barras diámetro 20 c/35.0 cm
- Barras diámetro 22 c/45.0 cm

10:47

- Barras diámetro 8 c/5.0 cm
- Barras diámetro 10 c/5.0 cm
- Barras diámetro 12 c/10.0 cm
- Barras diámetro 16 c/20.0 cm
- Barras diámetro 20 c/35.0 cm
- Barras diámetro 22 c/45.0 cm

**Seleccione el diámetro a usar**

Ejm. (8,10,12,16,20,22) (mm) **OK**

**Refuerzo inferior transversal lateral paralelo B por influencia de columna interior c2**

Acero requerido = 7.29 cm<sup>2</sup>

**Posibles diámetros a usar**

- Barras diámetro 8 c/5.0 cm
- Barras diámetro 10 c/5.0 cm
- Barras diámetro 12 c/10.0 cm
- Barras diámetro 16 c/20.0 cm
- Barras diámetro 20 c/35.0 cm
- Barras diámetro 22 c/45.0 cm

**Seleccione el diámetro a usar**

Ejm. (8,10,12,16,20,22) (mm) **OK**

**ANTERIOR** **SIGUIENTE**

6:03

**RESULTADOS**

**Disposición de Armaduras**

As transversal superior paralelo a A

As longitudinal superior

As Transversal inferior y sup paralelo a B por montaje

As Transversal paralelo a B por influencia de columna interna

As longitudinal inferior

As Transversal paralelo a B por influencia de columna

**Refuerzo superior long. (Paralelo a A)**

6:04

**Refuerzo superior long. (Paralelo a A)**

Ø 16.0mm c/20.0cm

Longitud de ganchos: 25.6 cm

**Refuerzo superior transversal paralelo a B por montaje**

Ø 10.0mm c/50.0cm

Longitud de ganchos: 16.0 cm

**Refuerzo inferior long. (Paralelo a A)**

Ø 16.0mm c/15.0cm

Longitud de ganchos: 25.6 cm

**Refuerzo inferior transversal lateral paralelo B por influencia de columna medianera**

Ø 16.0mm c/20.0cm

Longitud de ganchos: 25.6 cm

**Refuerzo inferior transversal lateral paralelo B por influencia de columna interior**

Ø 16.0mm c/20.0cm

10:48

Ø 16.0mm c/20.0 cm

Longitud de ganchos: 20.0 cm

Longitud Lz2 = 0.9 m

**Refuerzo inferior transversal paralelo a B por montaje**

Ø 16.0mm c/20.0 cm

Longitud de ganchos: 20.0 cm

**VERIFICACIONES**

**Cortante  $V_c > V_u$  [kN]**

251.61 kN > 215.22 kN CUMPLE

**Punzonamiento  $V_{cp} > V_{up}$  [kN]**

columna lateral izq.

1329.9 kN > 344.35 kN CUMPLE

columna lateral dcha.

1329.9 kN > 604.35 kN CUMPLE

**Flexión  $M_n > M_u$  [kN/m<sup>2</sup>]**

167.89 kN·m > 62.4 kN·m CUMPLE

**ANTERIOR** **SIGUIENTE**

## Anexo 9. Ejercicio 1 Zapata Corrida Bajo muro de carga

Ejercicio recopilado de página web Libre ingeniería Civil. («▷ Diseño de zapatas corridas, 2021)

$$P_{DU} = 400 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_t = 250 \text{ kN/cm}^2$$

$$P_{LU} = 560 \text{ KN}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\gamma_M = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$h_f = 2,0 \text{ m}$$

$$f'_c = 21 \text{ MPa}$$

$$\text{ancho muro} = 0,20\text{m}$$

### Esfuerzo neto del terreno

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{prom} * h_f^o$$

$$\sigma_n = 250 - 21 * 2 = 208,0 \text{ kPa}$$

### Dimensiones del muro

$$Azap = \frac{P}{\sigma_n} = \frac{400 * 5 \text{ m}}{208} = 9,615 \text{ m}^2$$

### Lado de la zapata

$$Lzap = \frac{Azap}{long} = \frac{9,615}{5} = 1,92 \text{ m} \approx 2,0 \text{ m}$$

Esfuerzo neto del terreno (Se analizará 1 metro de muro)

$$\sigma_u = \frac{PL}{Azap} = \frac{560 * 5}{2 * 5} = 280 \text{ kN/m}$$

### Dimensionamiento por cortante

$$\phi V_c > V_u$$

$$V_u = q_u * (L_v - d)$$

Asumiendo una altura de 0,40

$$V_u = 280 * (0,9 - 0,33) = 159,60 \text{ kN}$$

$$V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{210} * b_o * d$$

Donde  $b_o$

$$b_o = B = 1,00 \text{ m}$$

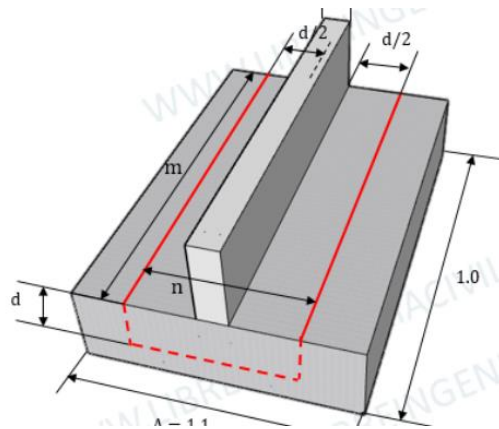
$$V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{210} * 1 * 0,33 = 190,09 \text{ kN}$$

verificación

$$190,09 \text{ kN} > 159,60 \text{ kN} \quad \text{CONFORME}$$

verificación a Punzonamiento:

$$\phi V_{cp} > V_{up}$$



$$V_{up} = pu - qu * m * n$$

Donde

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

$$n = \text{ancho muro} + 2 * \left(\frac{d}{2}\right)$$

$$n = 0,20 + 2 * \left(\frac{0,33}{2}\right) = 0,53$$

Entonces

$$V_{up} = 560 - 280 * 1 * 0,53 = 411,60 \text{ kN}$$

$$\phi V_{c1} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c2} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{\alpha_o * d}{b_o}\right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c3} = \phi * 1,1 * \sqrt{f_c} * b_o * d$$

Sabiendo que  $b_o$ .

$$b_o = 2 * m + n$$

$$b_o = 2 * (1 + 0,53) = 3,06m$$

Reemplazando:

$$\phi V_{c1} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{4}{1}\right) \sqrt{210} * 216,8 * 0,50 = 2908,81 \text{ kN}$$

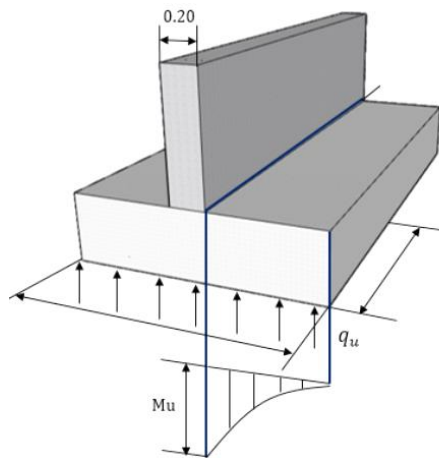
$$\phi V_{c2} = \phi * 0,27 * \left(2 + \frac{30 * 0,33}{3,06}\right) \sqrt{210} * 3,06 * 0,50 = 1867,64 \text{ kN}$$

$$\phi V_{c3} = \phi * 1,1 * \sqrt{210} * 3,06 * 0,50 = 1207,07 \text{ kN}$$

Asumimos  $V_c = 1207,07 \text{ kN}$  por ser el más desfavorable

$$1207,07 \text{ kN} > 411,60 \text{ kN} \quad \text{CONFORME}$$

### Diseño del Acero de refuerzo





### Cálculo de Mu.

$$Mu = \frac{qu * Lv^2 * B}{2}$$

$$Mu = \frac{280 * 0,90^2 * 1}{2} = 113,40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cálculo de a

$$a = 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85 * \phi * B * d^2 * fc} * d}$$

$$a = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 113,40 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0,85 * 0,90 * 1 * 0,33^2 * 210} * 0,33} = 0,02213 \text{ m}$$

$$As = \frac{0,85 * a * B * fc}{fyza}$$

$$As = \frac{0,85 * 0,02213 * 1 * 210}{4200} = 0,000941 \text{ m}^2$$

$$As = 9,41 \text{ cm}^2$$

### Verificación armadura mínima

$$Asmin = 0,0018 * b * h * 42000 / fy$$

$$Asmin = 0,0018 * 1 * 0,4 * \frac{4200}{4200} = 0,000594 \text{ m}^2$$

$$Asmin = 5,94 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor valor

$$As = 9,41 \text{ cm}^2$$

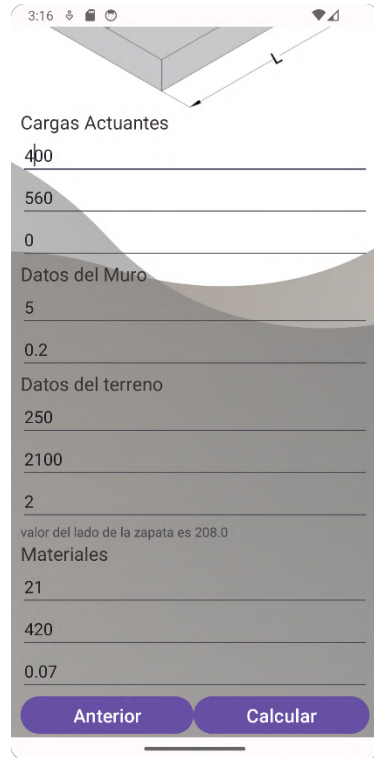
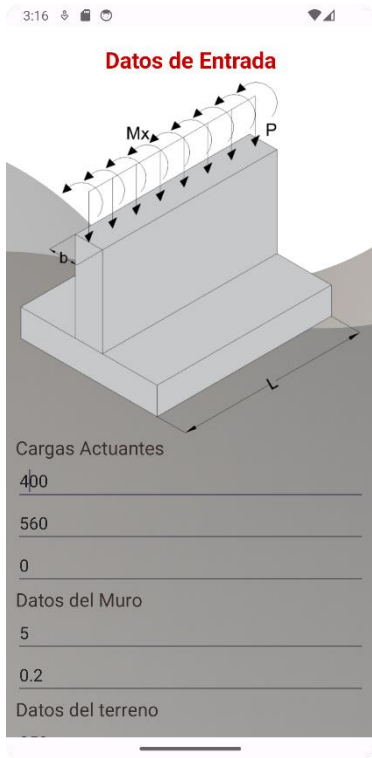
### Armadura Longitudinal paralelo al muro

Se debe usar armadura mínima por temperatura

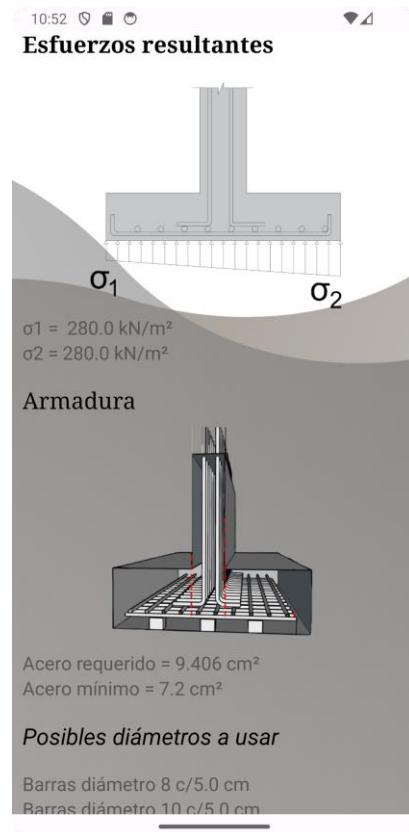
$$Asmin = 0,0018 * 2 * 0,4 * \frac{4200}{4200} * (10000)$$

$$Asmin = 11,88 \text{ cm}^2$$

Resolución por el software - Datos de entrada:



Resultados:



Posibles diámetros a usar

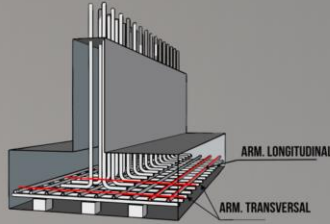
- Barras diámetro 8 c/5.0 cm
- Barras diámetro 10 c/5.0 cm
- Barras diámetro 12 c/10.0 cm
- Barras diámetro 16 c/20.0 cm
- Barras diámetro 20 c/30.0 cm
- Barras diámetro 22 c/40.0 cm

Seleccione el diámetro a usar

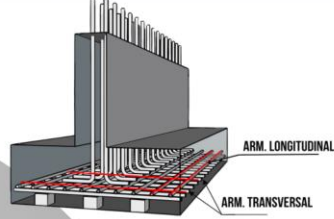
16

OK

Disposición de Armaduras



Armadura Transversal  
 Ø 16.0mm c/20.0 cm  
 Armadura Longitudinal  
 Ø 16.0mm c/25.0 cm  
 Longitud de Ganchos:  
 20.0 cm



Armadura Transversal  
 Ø 16.0mm c/20.0 cm  
 Armadura Longitudinal  
 Ø 16.0mm c/25.0 cm  
 Longitud de Ganchos:  
 20.0 cm

VERIFICACIONES

Cortante  $V_c > V_u$  [kN]  
 190.091 kN > 159.6 kN CUMPLE

Punzonamiento  $V_{cp} > V_{up}$  [kN]  
 1207.255 kN > 411.6 kN CUMPLE

Flexión  $M_n > M_u$  [kN/m<sup>2</sup>]  
 235.736 kN·m > 113.4 kN·m CUMPLE

ANTERIOR

SIGUIENTE

## Anexo 10. Ejercicio 2 Zapata Corrida Bajo Muro de Carga

Ejercicio recopilado de página web Libre ingeniería Civil. («▷ Diseño de zapatas corridas, 2021)

### DATOS

$$CM = 10.25 \text{ [tn/m]}$$

$$CV = 3.85 \text{ [tn/m]}$$

Puedes ver el procedimiento de cálculo de cargas en "Dimensionamiento de zapatas corridas"

$$f'c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$fy = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$\text{Espesor de muro} = 20 \text{ [cm]}$$

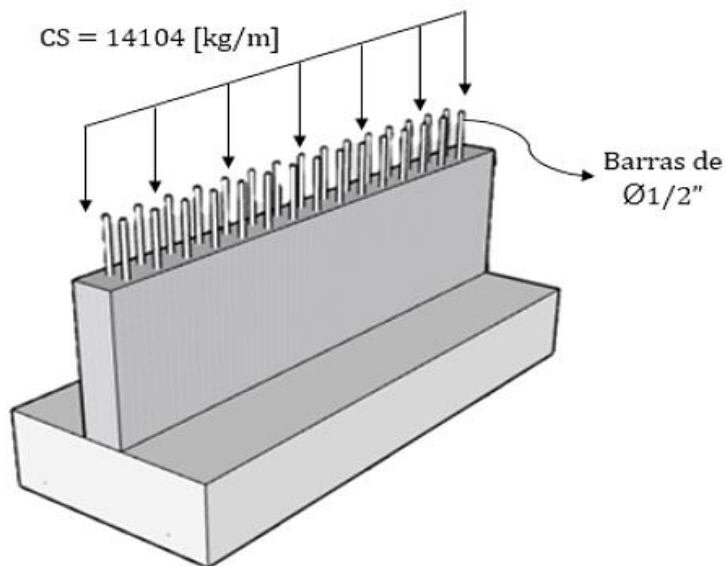
$$\text{Mayor } \emptyset \text{ barra de muro} = 1/2''$$

### Cálculo de la Carga de Servicio

$$CS = CM + CV$$

$$CS = 10254 + 3850$$

$$CS = 14104 \text{ [kg/m]} \cong 14.1 \text{ [tn/m]}$$



### Cálculo del esfuerzo neto del terreno

$$\sigma_{neto} = \sigma_t - \gamma_t * d_f - s/c$$

$$\sigma_t \text{ en [tn/m]}$$

$$\sigma_{neto} = (1.5 + 10) - 1.2 + 1.2 - 0.5$$

$$\sigma_{neto} = 13.06 \text{ [tn/m}^2\text{]}$$

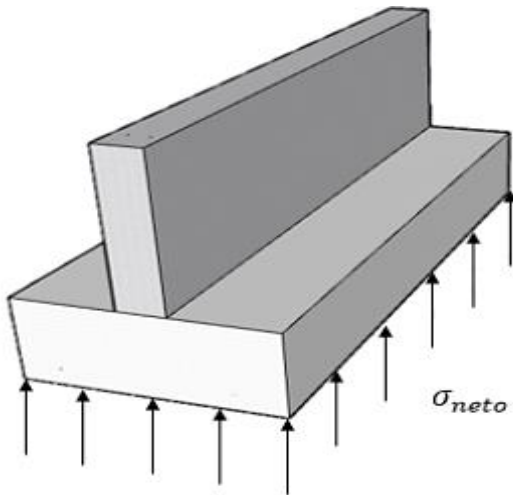
### Cálculo del esfuerzo neto del terreno

$$\sigma_{neto} = \sigma_t - \gamma_t * d_f - s/c$$

$$\sigma_t \text{ en [tn/m]}$$

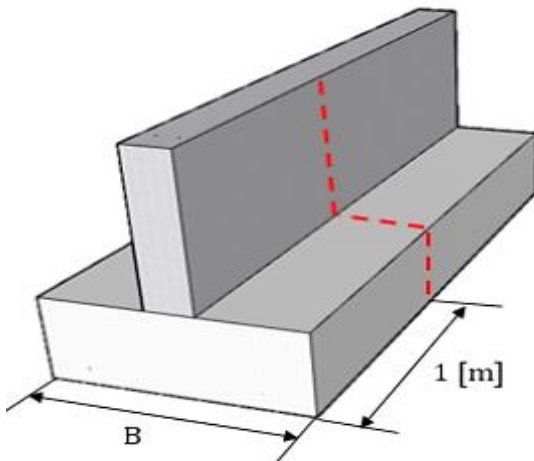
$$\sigma_{neto} = (1.5 * 10) - 1.2 * 1.2 - 0.5$$

$$\sigma_{neto} = 13.06 \text{ [tn/m}^2\text{]}$$



### Cálculo de área de zapata

Se analiza para 1 metro de largo



$$Az = \frac{CS}{\sigma_{neto}}$$

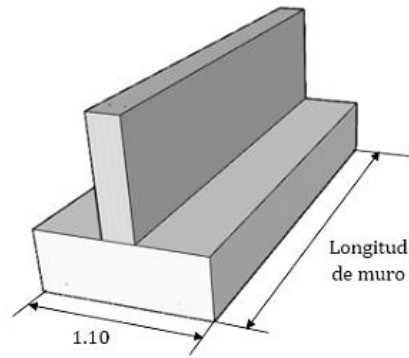
$$Az = \frac{14.1}{13.06}$$

$$Az = 1.08 \text{ [m}^2\text{]}$$

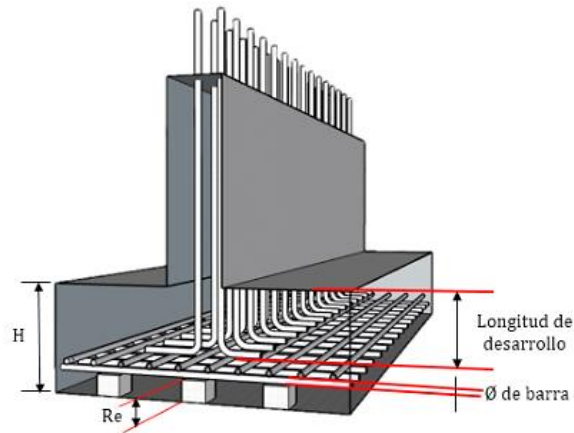
Un lado de la zapata es 1 [m]

$$B * 1 = 1.08$$

$$B = 1.08 \cong 1.10 \text{ [m]}$$



#### Cálculo de altura de zapata



$$H = Ld + \varnothing_{\text{barra}} + re$$

**$Ld$  = Longitud de desarrollo (para elementos a compresión)**

Escogemos el mayor  $\varnothing$  de la columna  $\rightarrow 1/2"$ ,  $db = 1.27$  [cm]

Por norma  $Ld$  (Longitud de desarrollo) el mayor de:

$$(1) db \cdot 0.075 \cdot f_y / \sqrt{f'_c} = 1.27 \cdot 0.075 \cdot 4200 / \sqrt{210} = 27.61 \text{ [cm]}$$

$$(2) db \cdot 0.0044 \cdot f_y = 1.27 \cdot 0.0044 \cdot 4200 = 23.47 \text{ [cm]}$$

$$Ld = 27.61 \text{ [cm]}$$

**$\varnothing$  de barra**

Se asume acero en ambos sentidos, como mínimo el  $\varnothing$  del muro de concreto

$$\varnothing_{1/2"} = 2 \cdot 1.27 = 2.54 \text{ [cm]}$$

**Recubrimiento**

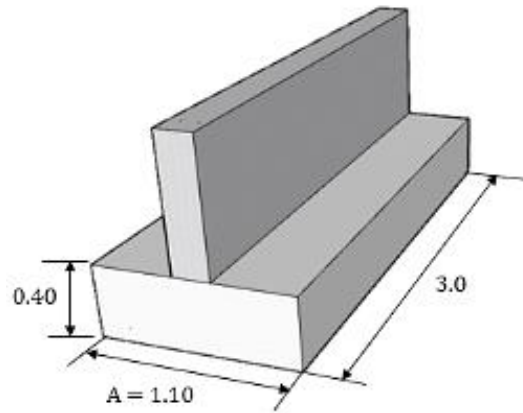
$re$  = Recubrimiento para zapatas generalmente es 7.5 [cm]

**Altura Total**

$$H = 27.61 + 2.54 + 7.5$$

$$H = 37.65 \cong 40 \text{ [cm]}$$

Esta altura debe ser verificada en el diseño de zapata, por Corte a Flexión, Corte por Punzonamiento y aplastamiento.

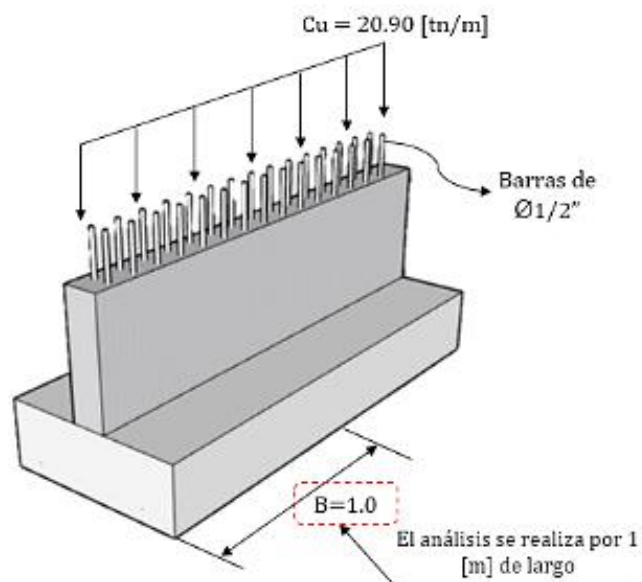


### Calculo de la carga amplificada

$$P_u = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$$

$$P_u = 1.4 \cdot 10.25 + 1.7 \cdot 3.85$$

$$P_u = 20.90 \text{ [tn/m]}$$



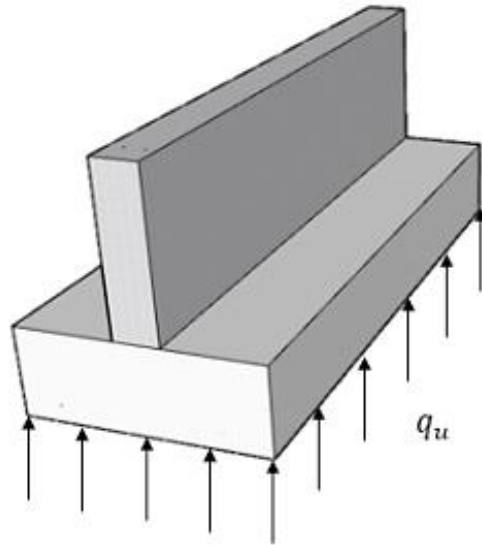
### Cálculo de la reacción última del suelo

Para el análisis se tomara la longitud igual a 1 [m]

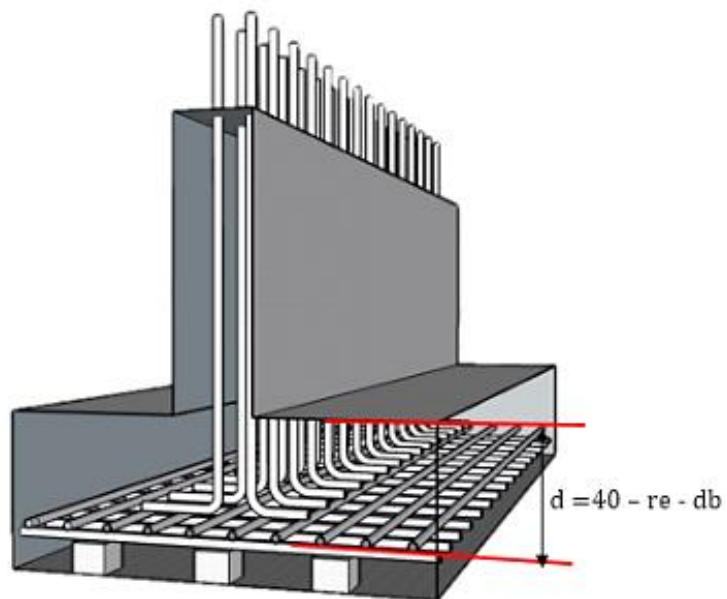
$$q_u = \frac{P_u}{A + B}$$

$$q_u = \frac{20.90}{1.10 + 1.0}$$

$$q_u = 19.0 \text{ [tn/m}^2\text{]}$$



### Cálculo del peralte efectivo "d"



Asumimos un  $\phi$  igual al máximo del muro

$$db \ 1/2" = 1.27 \text{ cm}$$

Aproximamos el valor "d"

$$d = 40 - 7.5 - 1.27$$

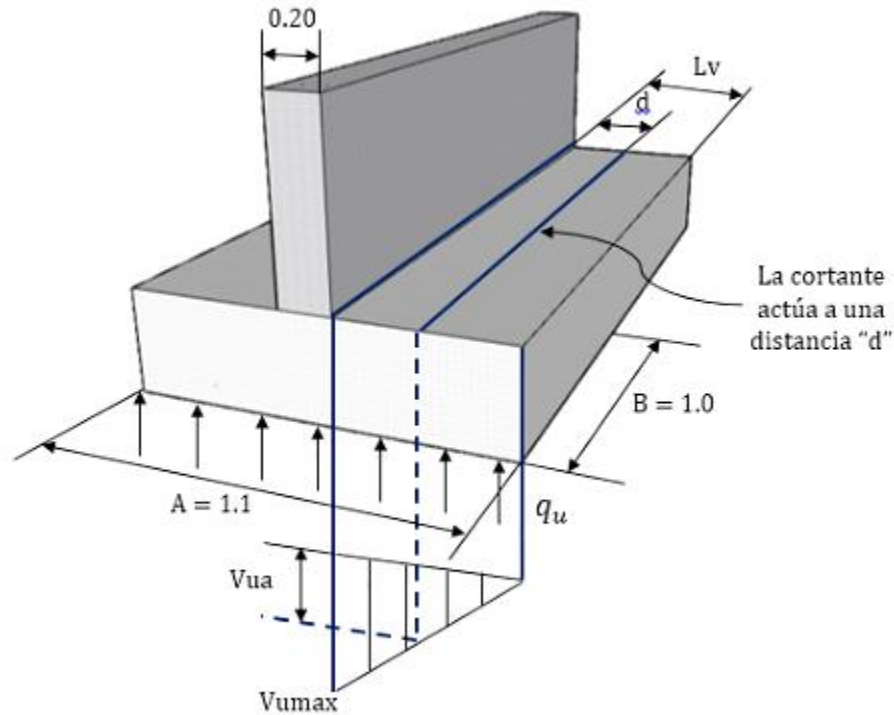
$$d = 31.23 \text{ [cm]}$$



## VERIFICACION POR CORTE A FLEXIÓN

El esfuerzo cortante actúa a una distancia del peralte efectivo "d" desde la cara del muro

Análisis para la dimensión A=1.10 [m]



### Cálculo de Lv

$$L_v = (1.10 - 0.2)/2$$

$$L_v = 0.45 \text{ [m]}$$

### Cálculo del esfuerzo cortante actuante Vua

$$V_{ua} = q_u \cdot (L_v - d) + B$$

$$V_{ua} = 19.0 \cdot (0.45 - 0.312) + 1.0$$

$$V_{ua} = 2.62 \text{ [tn]}$$

### Cálculo del esfuerzo cortante admisible Vu (Esfuerzo máximo que puede resistir la zapata)

$$\phi = 0.85$$

$$V_u = \phi \cdot V_c$$

$$V_u = \phi \cdot 0.53 + \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

Ecuación 11.3. artículo 11.1.2.3.1 Norma E-060

Recuerda:  $b_o$  es la longitud perpendicular al ancho de analisis

$$b_o = B = 1.0 \text{ [m]}$$

$$V_u = 0.85 \cdot 0.53 + \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 31.23$$

$$V_u = 20388.08[\text{kg}] \cong 20.4[\text{tn}]$$

$$V_{ua} < V_u$$

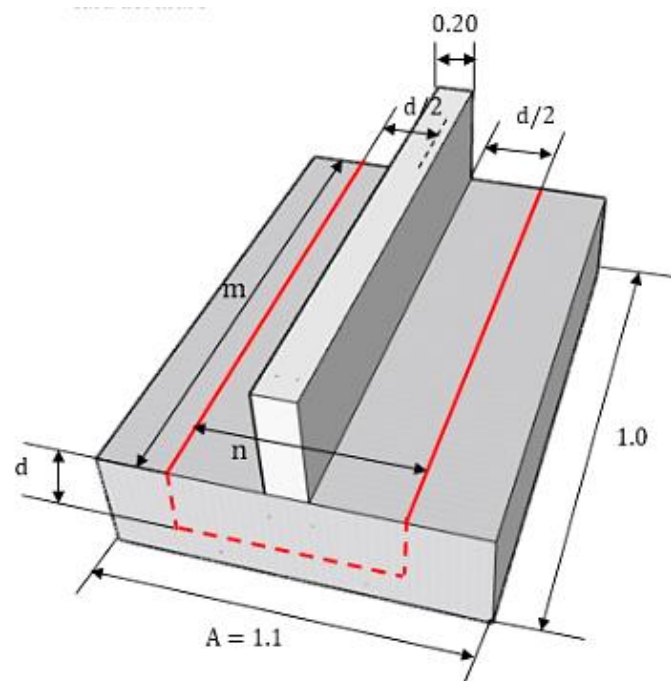
$$2.62 < 20.4 \text{ OK}$$

Si  $V_{ua} > V_u$  debemos aumentar la altura de la zapata

El cortante en la otra dirección es muy aproximado a 0 e incluso despreciable, por tanto el análisis en la dirección  $A = 1.1$  [m] es suficiente.

### VERIFICACION A CORTE POR PUNZONAMIENTO

El esfuerzo por punzonamiento actúa a una distancia media del peralte efectivo " $d/2$ " desde la cara del muro



#### Cálculo del perímetro crítico ( $b_o$ )

$$m = 1.0 \text{ [m]}$$

$$n = 0.20 + 2 \cdot d/2$$

$$n = 0.20 + 0.312 = 0.512 \text{ [m]}$$

$$b_o = 2 \cdot (m + n)$$

$$b_o = 2 \cdot (1.0 + 0.512) = 3.02 \text{ [m]}$$

#### Cálculo del Área crítica de punzonamiento ( $A_c$ )

$$A_c = b_o \cdot d$$

$$A_c = 3.02 \cdot 0.312 = 0.94 \text{ [m}^2\text{]}$$

### Cálculo del Fuerza última de punzonamiento (Fvu)

$$Fvu = Pu - q_u + m + n$$

$$Fvu = 20.9 - 19.0 * 1.0 + 0.512$$

$$Fvu = 11.17 \text{ [tn]}$$

### Cálculo del esfuerzo de punzonamiento actuante (Vua)

$$Vua = \frac{Fvu}{Ac}$$

$$Vua = \frac{11.17}{0.94}$$

$$Vua = 11.88 \text{ [tn]/metro cuadrado}$$

### Calculo del esfuerzo de punzonamiento admisible Vu (Esfuerzo máximo que puede resistir la zapata)

$$\phi = 0.85$$

$$Vu = \phi * Vc$$

El menor de:

$$(1)Vc1 = \phi * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$\beta$  es la relacion entre el lado largo y corto de la columna

$$(2)Vc2 = \phi * 0.27 * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$\alpha_s = 40 \text{ (Columnas interiores)}$$

$$\alpha_s = 30 \text{ (Columnas de borde)}$$

$$\alpha_s = 20 \text{ (Columnas de esquina)}$$

$$(3)Vc3 = \phi * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

Recuerda: Para todos los casos  $b_o$  es el perimetro critico y se analiza por 1 [m] de largo

$$(1)Vc1 = 0.85 * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\left(\frac{100}{20}\right)}\right) * \sqrt{210} * 302 * 31.23$$

$$Vc1 = 86200.8 \text{ [kg]} \cong 86.20 \text{ [tn]}$$

$$(2)Vc2 = 0.85 * 0.27 * \left(\frac{30 * 31.23}{302} + 2\right) * \sqrt{210} * 302 * 31.23$$

$$\alpha_s = 30 \text{ (Es un muro de borde, asumimos el equivalente para columna)}$$

$$Vc2 = 160043.77 \text{ [kg]} \cong 160.0 \text{ [tn]}$$

$$(3)Vc3 = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 302 \times 31.23$$

$$Vc3 = 123144.03 \text{ [kg]} \cong 123.1 \text{ [tn]}$$

**El menor es Vc1 = 86.20 [tn]**

$$Fvu < Vu$$

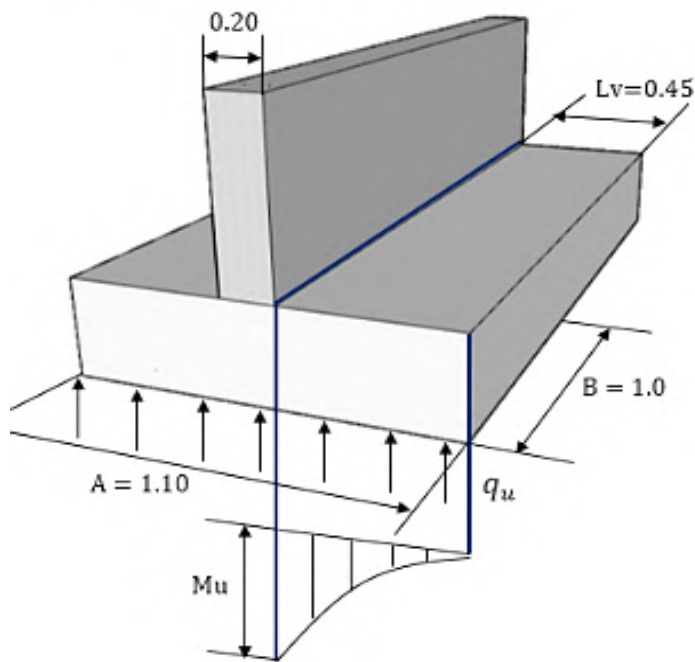
$$11.17 < 86.20 \text{ OK}$$

## DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO

### Cálculo de momento Mu

En la dirección de A=1.10 [m]

Analizamos para un largo (transversal) de 1m



$$M_u = \frac{q_u \cdot L_v^2 \cdot B}{2}$$

$$M_u = \frac{19.0 \cdot 0.45^2 \cdot 1.0}{2}$$

$$M_u = 1.92 \text{ [Tn.m]/metro}$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d}{f_y} - \sqrt{\frac{1.7 \cdot f'c \cdot b}{f_y^2} \times \left( \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}{2} - \frac{M_u}{\phi} \right)}$$

$\phi = 0.9$  (Vigas y losas controladas por tensión)

$$A_s = \frac{0.85 \cdot 210 \cdot 100 \cdot 31.23}{4200} - \sqrt{\frac{1.7 \cdot 210 \cdot 100}{4200^2} \times \left( \frac{0.85 \cdot 210 \cdot 100 \cdot 31.23^2}{2} - \frac{1.92 \cdot 10^5}{0.9} \right)}$$

$$A_s = 1.64 \text{ [cm}^2\text{]/metro}$$

### Verificación del Acero Mínimo

Para losas y zapatas  $\rho_{min} = 0.0018$

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot b \cdot d$$

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 31.23$$

$$A_{smin} = 5.62 \text{ [cm}^2\text{]}/\text{metro}$$

$$A_{smin} > A_s \text{ . usar } A_{smin}$$

Entonces

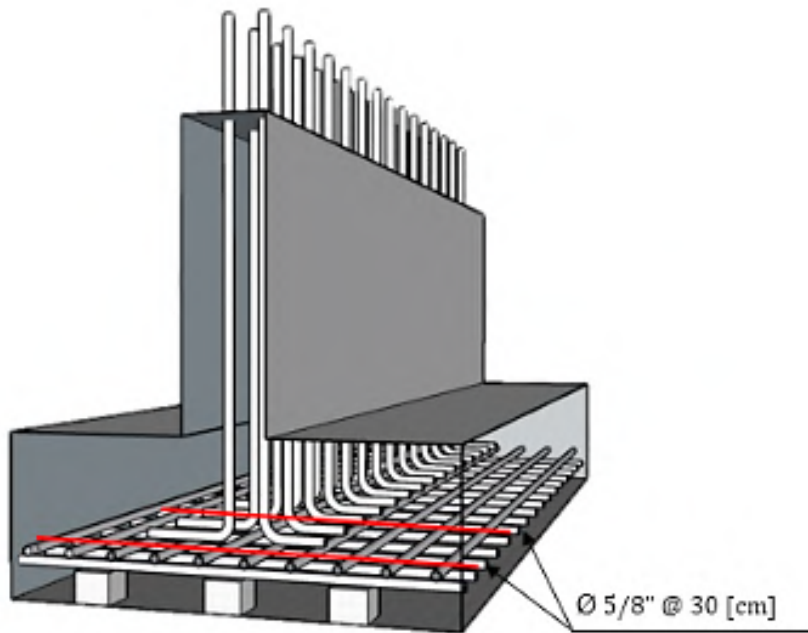
$$A_s = 5.62 \text{ [cm}^2\text{]}/\text{metro}$$

Usando barras de 5/8". Área de barra = 1.99 [cm<sup>2</sup>]

$$\text{Cantidad (n)} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{5.62}{1.99} = 2.82 \cong 3$$

$$\text{Espaciamiento (S)} = \frac{100}{n} = \frac{100}{3} = 33 \text{ [cm]}$$

**Usar Ø 5/8" @ 30 [cm]**



### En la dirección de B=1.0 [m]

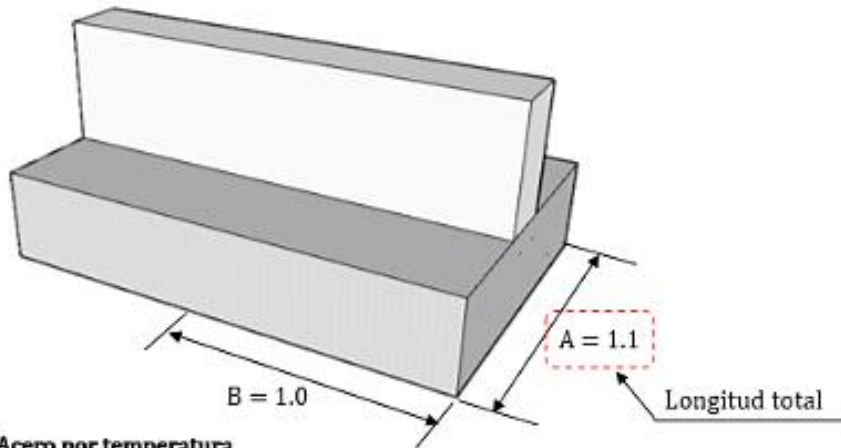
Por las dimensiones geométricas del muro respecto a la zapata ( $L_v = 0$ ), el acero en el sentido  $B = 1.0$  [m] es igual al acero por temperatura

Analizamos para un largo (transversal) de la longitud total

**En la dirección de B=1.0 [m]**

Por las dimensiones geométricas del muro respecto a la zapata ( $L_v = 0$ ), el acero en el sentido  $B = 1.0$  [m] es igual al acero por temperatura

Analizamos para un largo (transversal) de la longitud total



**Acero por temperatura**

Para losas y zapatas  $\rho_{\min} = 0.0018$

$$A_{s_{temp}} = 0.0018 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{temp}} = 0.0018 \cdot 110 \cdot 31.23$$

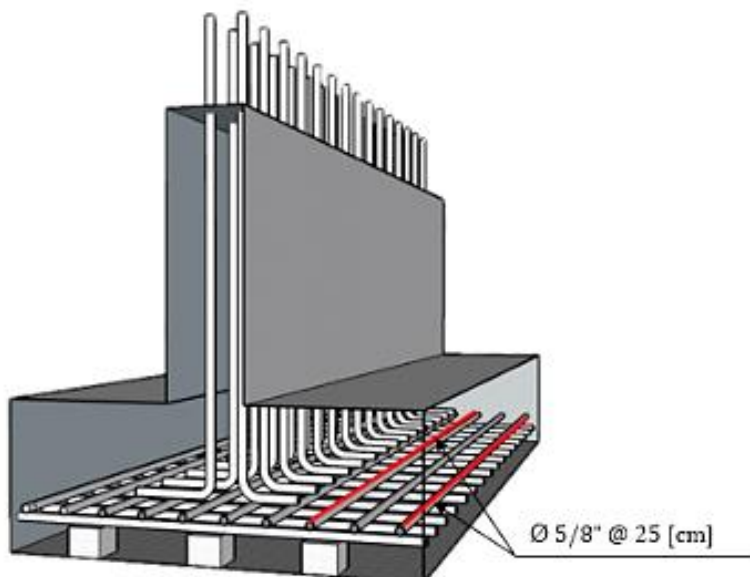
$$A_{s_{temp}} = 6.18 \text{ [cm}^2\text{]}/\text{metro}$$

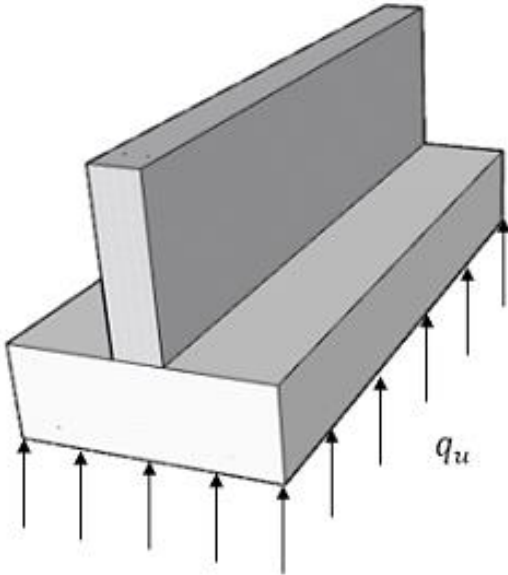
Usando barras de 5/8". Área de barra = 1.99 [cm<sup>2</sup>]

$$\text{Cantidad (n)} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{6.18}{1.99} = 3.11 \cong 4$$

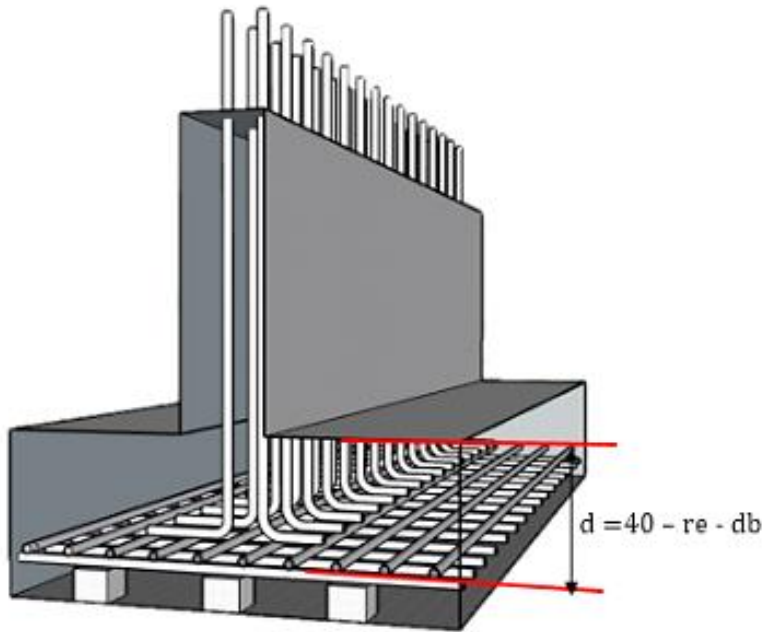
$$\text{Espaciamiento (S)} = \frac{110}{n} = \frac{110}{4} = 27.5 \text{ [cm]}$$

**Usar  $\varnothing 5/8"$  @ 25 [cm]**





**Calculo de peralte efectivo "d"**



Asumimos un  $\emptyset$  igual al máximo del muro

$$db \ 1/2" = 1.27 \text{ cm}$$

Aproximamos el valor "d"

$$d = 40 - 7.5 - 1.27$$

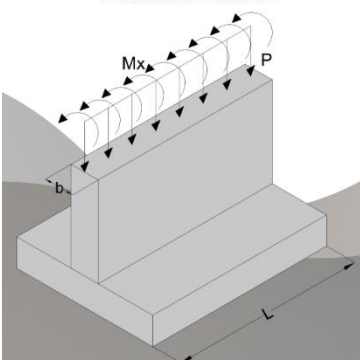
$$d = 31.23 \text{ [cm]}$$



## Resolución por el software - Datos de entrada:

3:30

**Datos de Entrada**



Cargas Actuantes

141

209

0

Datos del Muro

5

0.2

Datos del terreno

2:31

**Cargas Actuantes**

141

209

0

0

0

Datos del Muro

5

0.2

Datos del terreno

150

12

1.2

Materiales

21

420

0.07

Anterior Calcular

## Resultados:

3:31

**RESULTADOS**



**Dimensiones en planta**

LADO A = 1.1 m

LADO B = 5.0 m

altura h = 0.4 m

alt. útil d = 0.33 m

**Esfuerzos resultantes**



2:41

**Armadura**



Acero requerido = 1.551 cm<sup>2</sup>

Acero mínimo = 5.94 cm<sup>2</sup>

**Posibles diámetros a usar**

Barras diámetro 8 c/5.0 cm

Barras diámetro 10 c/10.0 cm

Barras diámetro 12 c/15.0 cm

Barras diámetro 16 c/30.0 cm

Barras diámetro 20 c/50.0 cm

Barras diámetro 22 c/60.0 cm

**Seleccione el diámetro a usar**

Ejm. (8,10,12,16,20,22) (mm) **OK**

**Disposición de Armaduras**





3:32

### Posibles diam. a usar

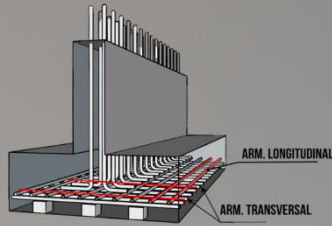
- Barras diam 8 c/5.0 cm
- Barras diam 10 c/10.0 cm
- Barras diam 12 c/15.0 cm
- Barras diam 16 c/30.0 cm
- Barras diam 20 c/50.0 cm
- Barras diam 22 c/60.0 cm

### Seleccione el diametro a usar

12

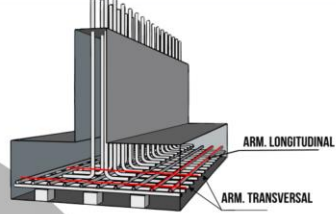
OK

### Disposición de Armaduras



Armatura Transversal  
Ø 12.0mm c/15.0cm  
Armatura Longitudinal  
Ø 12.0mm c/20.0cm  
Longitud de Ganchos:  
Ø12.0mm long. 15.0cm

2:41



Armatura Transversal

Ø 12.0mm c/15.0 cm

Armatura Longitudinal

Ø 12.0mm c/15.0 cm

Longitud de Ganchos:

15.0 cm

### VERIFICACIONES

Cortante  $V_c > V_u$  [kN]

190.091 kN > 22.8 kN CUMPLE

Punzonamiento  $V_{cp} > V_{up}$  [kN]

1207.255 kN > 108.3 kN CUMPLE

Flexión  $M_n > M_u$  [kN/m<sup>2</sup>]

98.795 kN-m > 19.238 kN-m CUMPLE

ANTERIOR

SIGUIENTE