

PRÁCTICA DE APLICACIÓN Y EXPERIMENTACIÓN

CIMENTACIONES: P-D (F.C)

En las figuras que se muestran representan un edificio para el uso de oficinas, de tres plantas, los grupos deberán realizar el cálculo de cargas por niveles de la estructura, para saber cuál es la carga que llega a las columnas de la planta baja. Además, los grupos deben utilizar los resultados de los estudios de suelos, de la investigación realizada en el Medio Ciclo, para conocer la capacidad portante del suelo y aplicarla en el presente trabajo.

Las unidades con las que van a trabajar los grupos son las unidades del Sistema Internacional de Unidades, (SI) o las del Sistema Métrico Decimal (MKS), los estudiantes deberán hacer las respectivas conversiones al sistema correspondiente.

Considere que las columnas de la planta baja, todas son de: 40x40 cm y las vigas de 30x45 cm; las columnas del primer piso alto son de: 35x35 cm y las vigas de 25x40 cm.

Además considerar la resistencia del concreto a la compresión de: $f'_c = 28 \text{ MPa}$.

GRUPO 5: SISTEMA INTERNACIONAL (SI)

Diseñar la Cimentación con Vigas Continuas de forma T Invertida:



Dimensiones de losa alivianada.

$$t = 20 \text{ cm} \quad \text{Bloques por } Ae = 12 \text{ Bloques} \quad Ae = 1,3 \text{ m}^2 \quad \gamma_{ha} = 24 \text{ kN/m}^3 \quad \gamma_{pp} = 5 \text{ kN/m}^3 \quad a = 20 \quad b = 40$$

$$eb = 15 \text{ cm} \quad \text{Material del bloque= Piedra pomos}$$

Cálculo de carga muerta.

$$VT = Ae * t \quad VT = 0,26 \text{ m}^3$$

$$VB = 12(a * b * eb) \quad VB = 0,144 \text{ m}^3$$

$$VH = VT - VB \quad VH = 0,116 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso propio} = \frac{VH * \gamma_{ha}}{Ae}$$

$$\text{Peso propio} = 2,142 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Peso bloque} = \frac{VB * \gamma_{pp}}{Ae}$$

$$\text{Peso bloque} = 0,554 \text{ kN/m}^2$$

Peso de las vigas.

Dimensiones de viga de la planta baja

$$b = 30 \text{ cm}$$

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

$$\text{Longitud en el eje x-x} = 15,4 \text{ m}$$

$$\text{Longitud en el eje y-y} = 15,4 \text{ m}$$

$$\text{Longitud total} = 30,8 \text{ m}$$

$$\text{Area total de la losa} = 256 \text{ m}^2$$

Planta baja

$$\text{Peso de viga} = \frac{LT * b * h * \gamma_{ha}}{AT}$$

$$\text{Peso de la viga} = 0,39 \text{ kN/m}^2$$

Primera planta alta

$$\text{Peso de viga} = \frac{LT * b * h * \gamma_{ha}}{AT}$$

$$\text{Peso de la viga} = 0,287 \text{ kN/m}^2$$

Segunda planta alta

$$\text{Peso de viga} = \frac{LT * b * h * \gamma_{ha}}{AT}$$

$$\text{Peso de la viga} = 0,285 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga muerta planta baja} = 6,625 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga muerta primera planta alta} = 6,522 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga muerta segunda planta alta} = 6,52 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 2,4 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow \text{Carga para una oficinas. (NEC-SE-CG)}$$

Peso de las columnas

Segunda planta alta.

Dimensiones de la columna: 30 cm x 30 cm

$$L = 3,10 \text{ m} \quad b = 0,30 \text{ m} \quad h = 0,30 \text{ m}$$

$$\text{Peso de columna} = L * b * h * \gamma_{ha}$$

$$\text{Peso de columna segunda planta alta} = 6,696 \text{ kN}$$

Primera planta alta.

Dimensiones de la columna: 35 cm x 35 cm

$$L = 3,10 \text{ m} \quad b = 0,35 \text{ m} \quad h = 0,35 \text{ m}$$

$$\text{Peso de columna} = L * b * h * \gamma_{ha}$$

$$\text{Peso de columna primera planta alta} = 9,114 \text{ kN}$$

Planta baja.

Dimensiones de la columna: 40 cm x 40 cm

$$L = 4,90 \text{ m} \quad b = 0,40 \text{ m} \quad h = 0,40 \text{ m}$$

$$\text{Peso de columna} = L * b * h * \gamma_{ha}$$

$$\text{Peso de columna planta baja} = 18,816 \text{ kN}$$

Esta columna se toma hasta el desplante.

Peso total de columna.

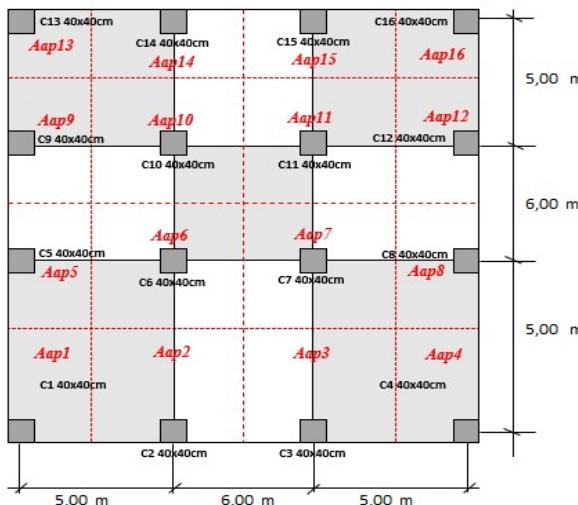
$$\text{Peso de columna segunda planta alta} = 6,696 \text{ kN}$$

$$\text{Peso de columna primera planta alta} = 9,114 \text{ kN}$$

$$\text{Peso de columna planta baja} = 18,816 \text{ kN}$$

$$\text{Peso de columnas} = 34,626 \text{ kN}$$

ÁREAS COOPERANTES DE ZAPATAS



$$\text{Carga muerta de la losa} = 6,235 \text{ kN/m}^2$$

Dimensions de viga de la planta alta

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud en el eje x-x} = 15,3 \text{ m}$$

$$\text{Longitud en el eje y-y} = 15,3 \text{ m}$$

$$\text{Longitud total} = 30,6 \text{ m}$$

Dimensions de viga de la segunda planta alta

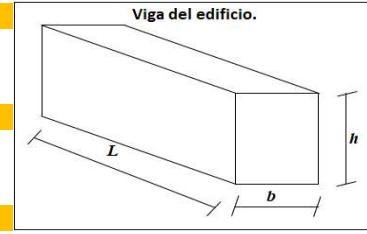
$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud en el eje x-x} = 15,2 \text{ m}$$

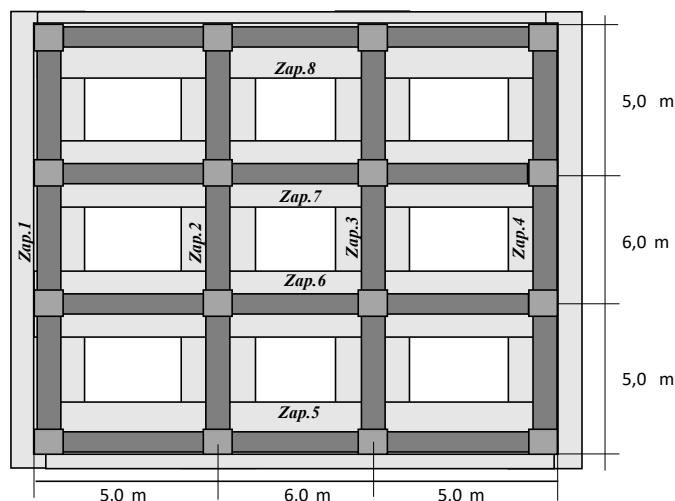
$$\text{Longitud en el eje y-y} = 15,2 \text{ m}$$

$$\text{Longitud total} = 30,4 \text{ m}$$



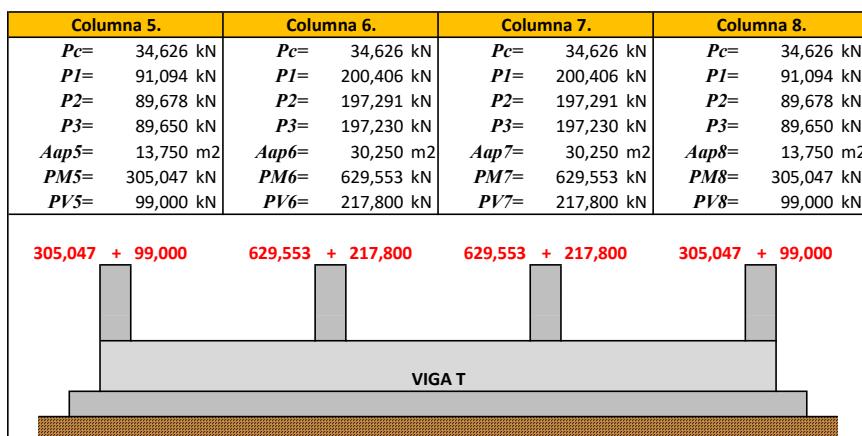
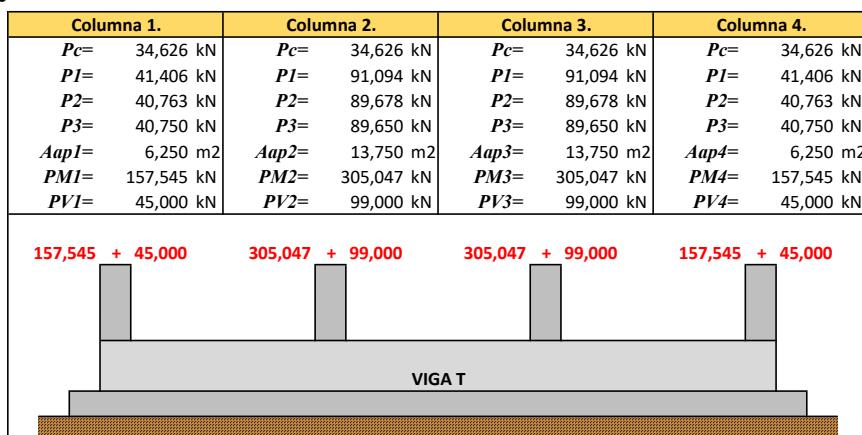
Peso específico del Hormigón armado=	2,4 T/m3	→ 24 kN/m3	Se usarán barra Ø16mm para el refuerzo de las columnas.
$A_{ap} = \frac{B}{2} * \frac{L}{2}$ → Depende de la zona de la columna		$P_n = WDn * A_{ap1}$	$P_M = P_c + P_1 + P_2 + P_3 + P_4$
P_M = Carga muerta	Datos de los materiales.		$P_V = WL * A_{ap} * n$
P_V = Carga viva	$f'c= 28 \text{ MPa}$	$\gamma_{ha}= 24 \text{ kN/m3}$	numero de pisos= 3
A_{ap} = Área aportante.	$f_y= 420 \text{ MPa}$		
P_c = Peso de columna	$WD1= 6,625 \text{ kN/m2}$	$WD2= 6,522 \text{ kN/m2}$	$WD3= 6,52 \text{ kN/m2}$
			$WL= 2,400 \text{ kN/m2}$

ESQUEMA DE ZAPATAS

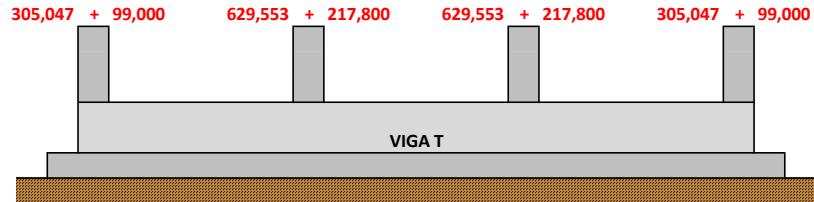


Carga que soporta cada zapata

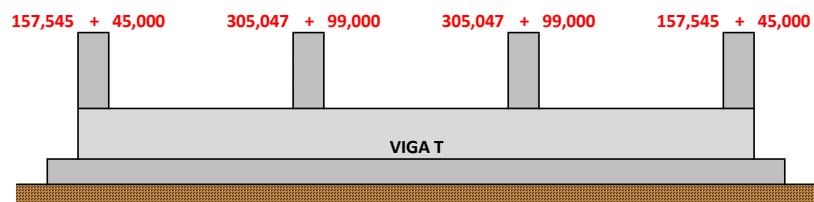
Zapas del eje x-x



Columna 9.	Columna 10.	Columna 11.	Columna 12.
$P_c = 34,626 \text{ kN}$	$P_c = 34,626 \text{ kN}$	$P_c = 34,626 \text{ kN}$	$P_c = 34,626 \text{ kN}$
$P_I = 91,094 \text{ kN}$	$P_I = 200,406 \text{ kN}$	$P_I = 200,406 \text{ kN}$	$P_I = 91,094 \text{ kN}$
$P_2 = 89,678 \text{ kN}$	$P_2 = 197,291 \text{ kN}$	$P_2 = 197,291 \text{ kN}$	$P_2 = 89,678 \text{ kN}$
$P_3 = 89,650 \text{ kN}$	$P_3 = 197,230 \text{ kN}$	$P_3 = 197,230 \text{ kN}$	$P_3 = 89,650 \text{ kN}$
$A_{ap9} = 13,750 \text{ m}^2$	$A_{ap10} = 30,250 \text{ m}^2$	$A_{ap11} = 30,250 \text{ m}^2$	$A_{ap12} = 13,750 \text{ m}^2$
$P_{M9} = 305,047 \text{ kN}$	$P_{M10} = 629,553 \text{ kN}$	$P_{M11} = 629,553 \text{ kN}$	$P_{M12} = 305,047 \text{ kN}$
$P_{V9} = 99,000 \text{ kN}$	$P_{V10} = 217,800 \text{ kN}$	$P_{V11} = 217,800 \text{ kN}$	$P_{V12} = 99,000 \text{ kN}$



Columna 13.	Columna 14.	Columna 15.	Columna 16.
$P_c = 34,626 \text{ kN}$	$P_c = 34,626 \text{ kN}$	$P_c = 34,626 \text{ kN}$	$P_c = 34,626 \text{ kN}$
$P_I = 41,406 \text{ kN}$	$P_I = 91,094 \text{ kN}$	$P_I = 91,094 \text{ kN}$	$P_I = 41,406 \text{ kN}$
$P_2 = 40,763 \text{ kN}$	$P_2 = 89,678 \text{ kN}$	$P_2 = 89,678 \text{ kN}$	$P_2 = 40,763 \text{ kN}$
$P_3 = 40,750 \text{ kN}$	$P_3 = 89,650 \text{ kN}$	$P_3 = 89,650 \text{ kN}$	$P_3 = 40,750 \text{ kN}$
$A_{ap13} = 6,250 \text{ m}^2$	$A_{ap14} = 13,750 \text{ m}^2$	$A_{ap15} = 13,750 \text{ m}^2$	$A_{ap16} = 6,250 \text{ m}^2$
$P_{M13} = 157,545 \text{ kN}$	$P_{M14} = 305,047 \text{ kN}$	$P_{M15} = 305,047 \text{ kN}$	$P_{M16} = 157,545 \text{ kN}$
$P_{V13} = 45,000 \text{ kN}$	$P_{V14} = 99,000 \text{ kN}$	$P_{V15} = 99,000 \text{ kN}$	$P_{V16} = 45,000 \text{ kN}$



Al ser un edificio simétrico, las vigas del eje x-x y del eje y-y serán lo mismo, por ello se diseñarán dos zapatas, la central y la lateral debido a sus cargas diferentes. Las zapatas a diseñar son la Zap 1 y Zap 2. El resto de zapatas tienen la misma carga.

Los datos mecánicos del suelo se obtuvieron del proyecto de Medio Ciclo



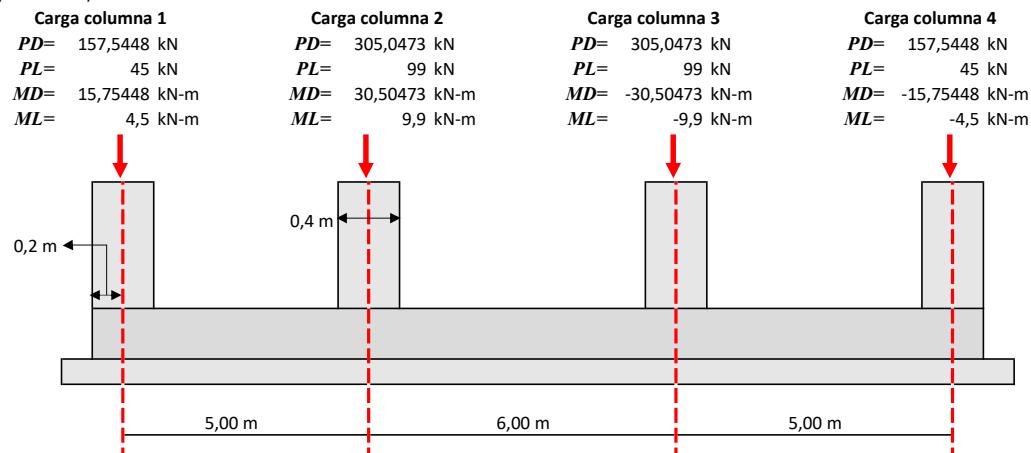
$$qa = 1,17 \text{ kg/cm}^2 \quad \rightarrow \quad qa = 114,738 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{suelo} = 16,58 \text{ kN/m}^3$$

Zapata #1

Datos

$f'_c = 28 \text{ MPa}$ $f'_y = 420 \text{ MPa}$ $q_a = 114,738 \text{ KN/m}^2$ $y_{ha} = 24 \text{ KN/m}^3$
Sobrecarga = 10 KN/m³ Las columnas son de 40cm x 40 cm



PASO 1

DETERMINACION DE LAS CARGAS DE SERVICIO:

COLUMNA 1

$$\begin{aligned} PI &= PCM+PCV & MI &= MCM+MCV \\ PI &= 157,54 \text{ kN} + 45,00 \text{ kN} & MI &= 15,75 \text{ kN-m} + 4,50 \text{ kN-m} \\ PI &= 202,54 \text{ kN} & MI &= 20,25 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

COLUMNA 2

$$\begin{aligned} P2 &= PCM+PCV & M2 &= MCM+MCV \\ P2 &= 305,05 \text{ kN} + 99,00 \text{ kN} & M2 &= 30,50 \text{ kN-m} + 9,90 \text{ kN-m} \\ P2 &= 404,05 \text{ kN} & M2 &= 40,40 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

COLUMNA 3

$$\begin{aligned} P3 &= PCM+PCV & M3 &= MCM+MCV \\ P3 &= 305,05 \text{ kN} + 99,00 \text{ kN} & M3 &= -30,50 \text{ kN-m} + -9,90 \text{ kN-m} \\ P3 &= 404,05 \text{ kN} & M3 &= -40,40 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

COLUMNA 4

$$\begin{aligned} P4 &= PCM+PCV & M4 &= MCM+MCV \\ P4 &= 157,54 \text{ kN} + 45,00 \text{ kN} & M4 &= -15,75 \text{ kN-m} + -4,50 \text{ kN-m} \\ P4 &= 202,54 \text{ kN} & M4 &= -20,25 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

PASO 2.

CALCULO DEL PUNTO D E PASO DE LA RESULTANTE:

$$\begin{aligned} \Sigma F_y &= R \\ R &= PI + P2 + P3 + P4 \\ R &= 1213,18 \text{ kN} \end{aligned}$$

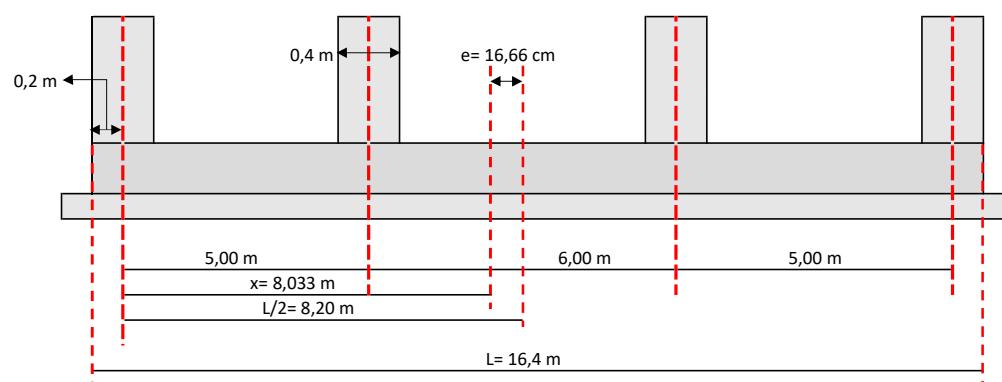
Efectuando la sumatoria de momentos con respecto al borde izquierdo de la Viga.

$$\begin{aligned} \Sigma M_0 &= 0 \\ 202,54 \text{ kN} * 0,2 \text{ m} + 404,05 \text{ kN} * 5 \text{ m} + 404,05 \text{ kN} * 11 \text{ m} + 202,54 \text{ kN} * 16 \text{ m} + 20,25 \text{ kN-m} + 40,40 \text{ kN-m} &= 0 \\ - 20,25 \text{ kN-m} - R * x &= 0 \\ x &= \frac{9746,0 \text{ kN-m}}{1213,2 \text{ kN-m}} = 8,033 \text{ m} \end{aligned}$$

PASO 3.

DETERMINACION DE LA EXCENTRICIDAD:

$$\begin{aligned} e &= \frac{L}{2} - x \\ e &= \frac{16,4 \text{ m}}{2} - 8,033 \text{ m} = 0,167 \text{ m} = 16,66 \text{ cm} \end{aligned}$$



PASO 4.

DETERMINACION DEL AREA DE CIMENTACION Y ESFUERZOS EN EL AREA:

$$A = \frac{F_m * \Sigma P}{q_a} \quad F_m \approx 1,20$$

$$A = \frac{1,20 * 1213,18 \text{ kN}}{114,738 \text{ kN/m}^2} = 12,688 \text{ m}^2$$

Se escoge el tamaño de la zapata con el criterio de que, esta cumpla el área requerida y el esfuerzo admisible.

$$B = \frac{A}{L} = \frac{12,688 \text{ m}^2}{16,40 \text{ m}} = 0,774 \text{ m} \approx 0,90 \text{ m}$$

$$A_R = B * L = 0,90 \text{ m} * 16,40 \text{ m} = 14,760 \text{ m}^2$$

$$q_{s(1-2)} = \frac{P}{A} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{L} \right) \quad q_{s1} = 87,204 \text{ kN/m}^2 < q_a = 114,738 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK CUMPLE}$$

$$q_{s2} = 77,184 \text{ kN/m}^2 < q_a = 114,738 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK CUMPLE}$$

PASO 5.

SE DETERMINA LAS CARGAS ULTIMAS:

COLUMNA 1

$$P1 = 1,2PCM+1,6PCV \quad M1 = 1,2MCM+1,6MCV$$

$$P1 = 189,05 \text{ kN} + 72,00 \text{ kN} \quad M1 = 18,91 \text{ kN-m} + 7,20 \text{ kN-m}$$

$$P1 = 261,05 \text{ kN} \quad M1 = 26,11 \text{ kN-m}$$

COLUMNA 2

$$P2 = 1,2PCM+1,6PCV \quad M2 = 1,2MCM+1,6MCV$$

$$P2 = 366,06 \text{ kN} + 158,40 \text{ kN} \quad M2 = 36,61 \text{ kN-m} + 15,84 \text{ kN-m}$$

$$P2 = 524,46 \text{ kN} \quad M2 = 52,45 \text{ kN-m}$$

COLUMNA 3

$$P3 = 1,2PCM+1,6PCV \quad M3 = 1,2MCM+1,6MCV$$

$$P3 = 366,06 \text{ kN} + 158,40 \text{ kN} \quad M3 = -36,61 \text{ kN-m} + -15,84 \text{ kN-m}$$

$$P3 = 524,46 \text{ kN} \quad M3 = -52,45 \text{ kN-m}$$

COLUMNA 4

$$P4 = 1,2PCM+1,6PCV \quad M4 = 1,2MCM+1,6MCV$$

$$P4 = 189,05 \text{ kN} + 72,00 \text{ kN} \quad M4 = -18,91 \text{ kN-m} + -7,20 \text{ kN-m}$$

$$P4 = 261,05 \text{ kN} \quad M4 = -26,11 \text{ kN-m}$$

PASO 6.

DETERMINACION DE LA RESULTANTE ULTIMA Y POSICION:

$$\Sigma Fy = R$$

$$R = P1 + P2 + P3 + P4$$

$$R = 1571,02 \text{ kN}$$

Efectuando la sumatoria de momentos con respecto al borde izquierdo de la Viga.

$$\Sigma M0 = 0$$

$$261,05 \text{ kN} * 0,2 \text{ m} + 524,46 \text{ kN} * 5 \text{ m} + 524,46 \text{ kN} * 11 \text{ m} + 261,05 \text{ kN} * 16 \text{ m} + 26,11 \text{ kN-m} + 52,45 \text{ kN-m} - 52,45 \text{ kN-m}$$

$$- 26,11 \text{ kN-m} - R * x = 0$$

$$x = \frac{12620,4 \text{ kN-m}}{1571,0 \text{ kN-m}} = 8,033 \text{ m}$$

PASO 7.

DETERMINACIÓN DE LA EXCENTRICIDAD:

$$e = \frac{L}{2} - x$$

$$e = \frac{16,4 \text{ m}}{2} - 8,033 \text{ m} = 0,167 \text{ m} = 16,68 \text{ cm}$$

PASO 8.

SE DETERMINAN LOS ESFUERZOS ULTIMOS:

$$q_{s(1-2)} = \frac{P}{A} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{L} \right) \quad q_{s1} = 112,932 \text{ kN/m}^2 < q_a = 114,738 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK CUMPLE}$$

$$q_{s2} = 99,944 \text{ kN/m}^2 < q_a = 114,738 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK CUMPLE}$$

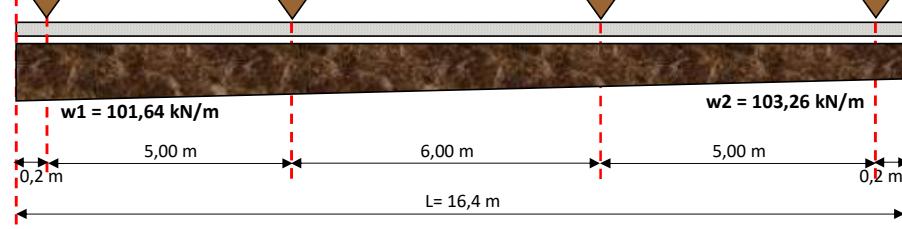
Para cada lado de la zapata se tiene un diferente esfuerzo último en el suelo, que se

$$w1 = q_{su1} * B \quad w2 = q_{su2} * B$$

$$w1 = 112,932 \text{ kN/m}^2 * 0,90 \text{ m} \quad w2 = 114,738 \text{ kN/m}^2 * 0,90 \text{ m}$$

$$w1 = 101,64 \text{ kN/m} \quad w2 = 103,26 \text{ kN/m}$$

MODELO DE LA ZAPATA COMO VIGA:



La carga trapezoidal uniforme se transforma en una carga equivalente rectangular uniforme repartida:

$$Area\ de\ trapecio = \frac{(101,64 \text{ kN/m} + 103,26 \text{ kN/m})}{2} * 16,40 \text{ m} = 1680,201 \text{ kN}$$

$$Area\ Rectangular = w * L$$

$$w = \frac{1680,201 \text{ kN}}{16,40 \text{ m}} = 102,451 \text{ kN/m}$$

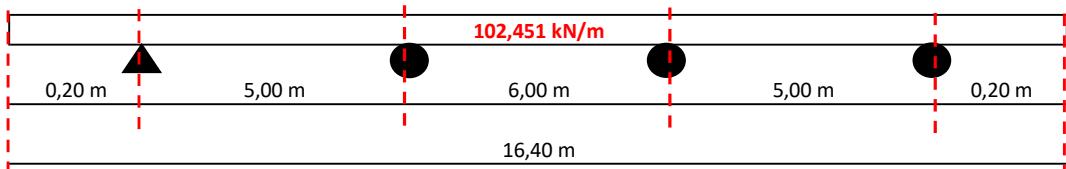
Posteriormente se calculan los Momentos de Empotramiento Perfecto.

Maximo momento despues del calculo

$$M_{U(AZQ)} = 250,00 \text{ kN-m} \quad M_{U(MAX\ POST)} = 182,06 \text{ kN-m}$$

$$M_{U(DER)} = 252,14 \text{ kN-m}$$

Viga de la zapata



K=	0,200000	0,200000	0,166667	0,166667	0,200000	0,200000	
a=		0,100000		0,083333		0,100000	
$\Sigma K=$	0,2000		0,3667		0,3667		0,200000

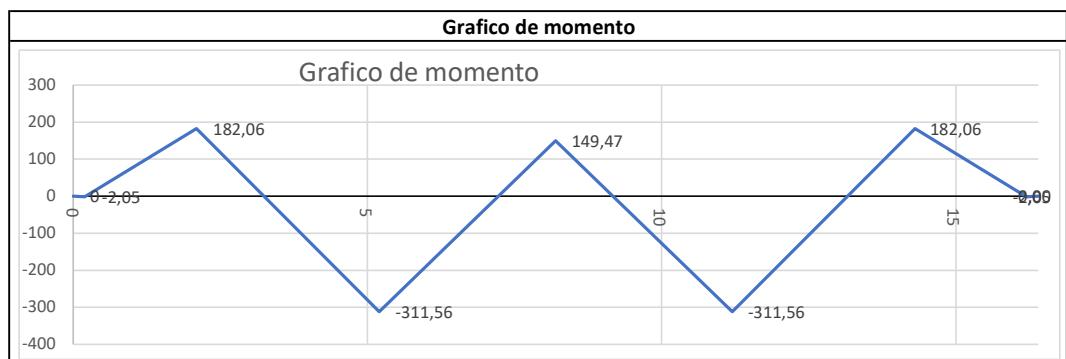
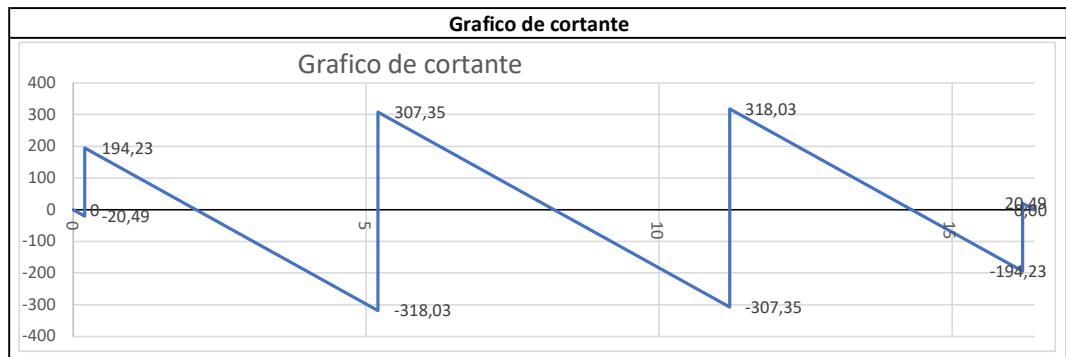
ME=	-2,049	213,440	-213,440	307,354	-307,354	213,440	-213,440	2,049
$\Sigma ME=$	211,391		93,914		-93,914		-211,391	

Matriz de rigidez

$$\begin{array}{|c|c|c|c|} \hline & \Theta_1 & \Theta_2 & \Theta_3 & \Theta_4 \\ \hline \Theta_1 & 0,2000 & 0,10000 & 0 & 0 \\ \hline \Theta_2 & 0,10000 & 0,3667 & 0,08333 & 0 \\ \hline \Theta_3 & 0 & 0,08333 & 0,3667 & 0,10000 \\ \hline \Theta_4 & 0 & 0 & 0,10000 & 0,2000 \\ \hline \end{array} * \begin{array}{|c|} \hline -M \\ \hline -211,391 \\ \hline -93,914 \\ \hline 93,914 \\ \hline 211,391 \\ \hline \end{array} = \begin{array}{|c|c|} \hline \Theta_1 & -1082,20265 \\ \hline \Theta_2 & 50,49384618 \\ \hline \Theta_3 & -50,4938462 \\ \hline \Theta_4 & 1082,20265 \\ \hline \end{array}$$

Calculo de momentos y cortantes

ME=	-2,05	213,44	-213,44	307,35	-307,35	213,44	-213,44	2,05
K=		0,200000	0,200000	0,166667	0,166667	0,200000	0,200000	
a=		0,100000		0,083333		0,100000		
$\Theta=$		-1082,20		50,49385		-50,49385		1082,20
M=	-2,05	2,05	-311,56	311,56	-311,56	311,56	-2,05	2,05
Viso=	20,49	256,13	256,13	307,35	307,35	256,13	256,13	20,49
Vhip=		-61,90	61,90	0,00		0,00	61,90	-61,90
Vtot=	20,49	194,23	318,03	307,35	307,35	318,03	194,23	20,49
Reaction=	214,72		625,38		625,38		214,72	
Mmax=		182,056	182,056	149,469	149,469	182,056	182,056	
Compro=		0,000		0,000		0,000		



Entonces el Momento Máximo de diseño es en la cara izquierda de la columna 2:

Utilizando la expresión para determinar el peralte d

Valor de R_u de acuerdo al f'_c

$$f'_c = 28 \text{ MPa} \quad R_u = 5,194 \text{ MPa}$$

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * b * R_u}}$$

El ancho de la viga se lo considera de ancho de la columna más 10 cm:

$$h = d - r - 2\theta \quad h = 45 \text{ cm}$$

DISEÑO POR FLEXION:

$$R_u = \frac{M_u}{\phi * b * d^2} \quad R_u = 3,303 \text{ MPa}$$

$$3,30 \text{ MPa} > 1,40 \text{ MPa}$$

Al ser mayor se calcula la cuantía de diseño

$$\rho_d = 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_u}{0,85 * \phi * f'_c}} \right] \quad \rho_d = 0,00954$$

Se debe calcular la cuantía máxima de diseño para comparar con la que se ha determinado.

$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b$$

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} + \frac{630}{f_y + 630} \quad \beta_1 = 0,85$$

$$0,003333 < 0,01 < 0,01445$$

OK CUMPLE

$$\rho_b = 0,0289 \quad \rho_{max} = 0,01445$$

$$As = \rho_d * b * d \quad As = 16,7 \text{ cm}^2$$

Barra Ø 20 mm

$$db = 2 \text{ cm}$$

$$\#barras = \frac{As}{Ab} \quad \#barras = 5,31 \approx 6 \text{ barras}$$

$$Ab = 3,142 \text{ cm}^2$$

Se calcula el Acero inferior, se toma el valor del momento en la cara izquierda de la columna 2.

$$R_u = \frac{M_u}{\phi * b * d^2} \quad R_u = 4,574 \text{ MPa}$$

$$4,57 \text{ MPa} > 1,40 \text{ MPa}$$

Al ser mayor se calcula la cuantía de diseño

$$\rho_d = 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_u}{0,85 * \phi * f'_c}} \right] \quad \rho_d = 0,013775$$

Se debe calcular la cuantía máxima de diseño para comparar con la que se ha determinado.

$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b$$

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} + \frac{630}{f_y + 630} \quad \beta_1 = 0,85$$

$$0,003333 < 0,014 < 0,01445$$

OK CUMPLE

$$\rho_b = 0,0289 \quad \rho_{max} = 0,01445$$

$$As = \rho_d * b * d \quad As = 24,11 \text{ cm}^2$$

Barra Ø 20 mm

$$db = 2 \text{ cm}$$

$$\#barras = \frac{As}{Ab} \quad \#barras = 7,67 \approx 8 \text{ barras}$$

$$Ab = 3,142 \text{ cm}^2$$

DISEÑO POR CORTE.

Esfuerzo máximo de Corte que resiste el concreto.

$$V_c(max) = 0,66 * \sqrt{f'_c} \quad V_c(max) = 3,492 \text{ MPa}$$

El mayor valor de cortante es para el segundo apoyo, por lo que calculamos el cortante en ambos lados a una distancia $d = 35 \text{ cm}$ medida a partir de la cara de la columna.

$$V_{U(IZQ)} = 297,540 \text{ kN} \longrightarrow 297540,477 \text{ N}$$

$$V_{U(DER)} = 286,864 \text{ kN} \longrightarrow 286863,590 \text{ N}$$

Se de termina la separación de Estripos

$$s = \frac{A_V * f_y * d}{V_s} \quad V_u = \phi V_c + \phi V_s \quad V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \quad \phi V_c = 0,17 \phi \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$\phi V_c = 83433,768 \text{ N}$$

$$V_s = 285475,613 \text{ N}$$

Utilizando barras de 10 mm para los estribos cuya sección transversal es

$$Ab = 0,785 \text{ cm}^2 \quad db = 10 \text{ mm}$$

$$s = 40,443 \text{ mm}$$

Para el acero de refuerzo del ala se lo calcula con el acero de temperatura:

$$A_{s(temp)} = 0,0018 * b * t \quad A_{s(temp)} = 3,60 \text{ cm}^2$$

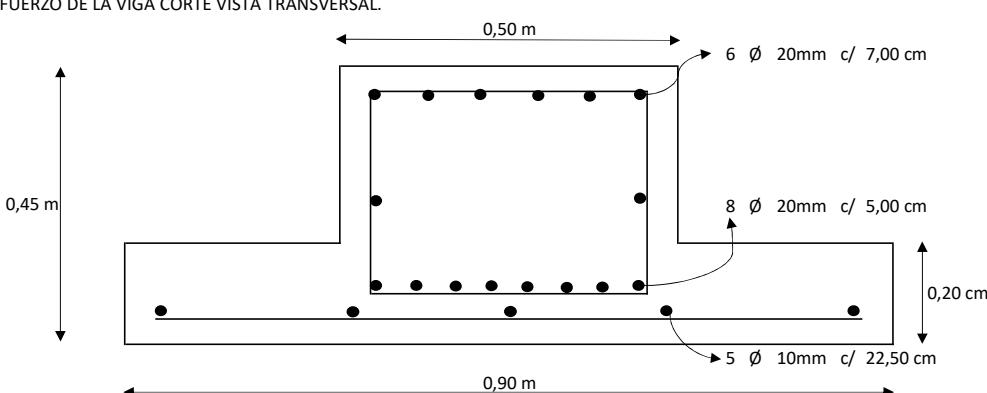
Acero longitudinal:

$$A_{s(temp)} = 0,0018 * b * t \quad A_{s(temp)} = 3,24 \text{ cm}^2$$

$$\#barras = \frac{As}{Ab} \quad \#barras = 4,58 \approx 5 \text{ barras}$$

$$\#barras = \frac{As}{Ab} \quad \#barras = 4,125 \approx 5 \text{ barras}$$

DETALLE DE REFUERZO DE LA VIGA CORTE VISTA TRANSVERSAL.



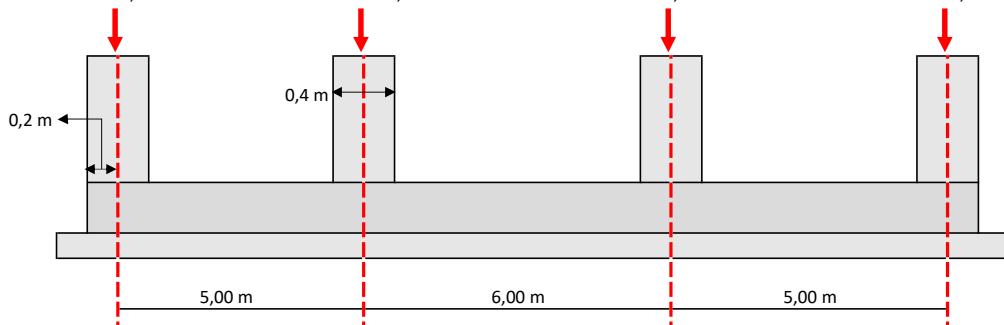
Zapata #2

Datos

f'c= 28 MPa **f_y=** 420 MPa **qa=** 114,738 KN/m²
Sobrecarga= 10 KN/m³ Las columnas son de 40cm x 40 cm

$$Yha = 24 \text{ KN/m}^3$$

Carga columna 1	Carga columna 2	Carga columna 3	Carga columna 4
$PD= 305,0473 \text{ kN}$	$PD= 629,5528 \text{ kN}$	$PD= 629,5528 \text{ kN}$	$PD= 305,0473 \text{ kN}$
$PL= 99 \text{ kN}$	$PL= 217,8 \text{ kN}$	$PL= 217,8 \text{ kN}$	$PL= 99 \text{ kN}$
$MD= 30,50473 \text{ kN-m}$	$MD= 62,95528 \text{ kN-m}$	$MD= -62,95528 \text{ kN-m}$	$MD= -30,50473 \text{ kN-m}$
$ML= 9,9 \text{ kN-m}$	$ML= 21,78 \text{ kN-m}$	$ML= -21,78 \text{ kN-m}$	$ML= -9,9 \text{ kN-m}$



PASO 1

PASO 1 DETERMINACION DE LAS CARGAS DE SERVICIO:

DETERMINACIONES

COLUNA 1	$PI = PCM+PCV$	$MI = MCM+MCV$
	$PI = 305,05 \text{ kN}$ + $99,00 \text{ kN}$	$MI = 30,50 \text{ kN-m}$ + $9,90 \text{ kN-m}$
	$PI = 404,05 \text{ kN}$	$MI = 40,40 \text{ kN-m}$

COLUMNNA 2

$$\begin{array}{ll} P_2 = \text{PCM+PCV} & M_2 = \text{MCM+MCV} \\ P_2 = 629,55 \text{ kN} + 217,80 \text{ kN} & M_2 = 62,96 \text{ kN-m} + 21,78 \text{ kN-m} \\ P_2 = 847,35 \text{ kN} & M_2 = 84,74 \text{ kN-m} \end{array}$$

COLUMNA 3

P3= PCM+PCV	M3= MCM+MCV
P3= 629,55 kN + 217,80 kN	M3= -62,96 kN·m + -21,78 kN·m
P3= 847,35 kN	M3= -84,74 kN·m

COLUMNNA 4

P4= PCM+PCV	M4= MCM+MCV
P4= 305,05 kN + 99,00 kN	M4= -30,50 kN-m + -9,90 kN-m
P4= 404,05 kN	M4= -40,40 kN-m

PASO 2.

CALCULO DEL PUNTO D E PASO DE LA RESULTANTE:

$$\Sigma F_Y = R$$

Efectuando la sumatoria de momentos con respecto al borde izquierdo de la Viga

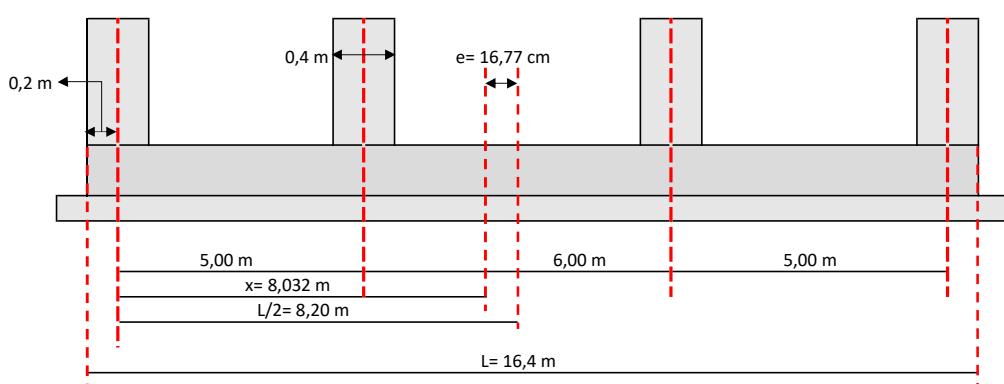
$$x = \frac{20103,2 \text{ kN-m}}{2502,8 \text{ kN-m}} = 8,032 \text{ m}$$

PASO 3

PASO 3. DETERMINACIÓN DE LA EXCENTRICIDAD:

$$e = \frac{L}{2} - x$$

$$e = \frac{16,4 \text{ m}}{2} - 8,032 \text{ m} = 0,168 \text{ m} = 16,77 \text{ cm}$$



PASO 4.

DETERMINACION DEL AREA DE CIMENTACION Y ESFUERZOS EN EL AREA:

$$A = \frac{F_m * \Sigma P}{q_a} \quad F_m \approx 1,20$$

$$A = \frac{1,20 * 2502,80 \text{ kN}}{114,738 \text{ kN/m}^2} = 26,176 \text{ m}^2$$

Se escoge el tamaño de la zapata con el criterio de que, esta cumpla el área requerida y el esfuerzo admisible.

$$B = \frac{A}{L} = \frac{26,176 \text{ m}^2}{16,40 \text{ m}} = 1,596 \text{ m} \approx 1,85 \text{ m}$$

$$A_R = B * L = 1,85 \text{ m} * 16,40 \text{ m} = 30,340 \text{ m}^2$$

$$q_{s(1-2)} = \frac{P}{A} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{L} \right) \quad q_{s1} = 87,553 \text{ kN/m}^2 < q_a = 114,738 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK CUMPLE}$$

$$q_{s2} = 77,430 \text{ kN/m}^2 < q_a = 114,738 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK CUMPLE}$$

PASO 5.

SE DETERMINA LAS CARGAS ULTIMAS:

COLUMNA 1

$$\begin{aligned} P1 &= 1,2PCM+1,6PCV & MI &= 1,2MCM+1,6MCV \\ P1 &= 366,06 \text{ kN} + 158,40 \text{ kN} & MI &= 36,61 \text{ kN-m} + 15,84 \text{ kN-m} \\ P1 &= 524,46 \text{ kN} & MI &= 52,45 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

COLUMNA 2

$$\begin{aligned} P2 &= 1,2PCM+1,6PCV & M2 &= 1,2MCM+1,6MCV \\ P2 &= 755,46 \text{ kN} + 348,48 \text{ kN} & M2 &= 75,55 \text{ kN-m} + 34,85 \text{ kN-m} \\ P2 &= 1103,9 \text{ kN} & M2 &= 110,39 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

COLUMNA 3

$$\begin{aligned} P3 &= 1,2PCM+1,6PCV & M3 &= 1,2MCM+1,6MCV \\ P3 &= 755,46 \text{ kN} + 348,48 \text{ kN} & M3 &= -75,55 \text{ kN-m} + -34,85 \text{ kN-m} \\ P3 &= 1103,9 \text{ kN} & M3 &= -110,39 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

COLUMNA 4

$$\begin{aligned} P4 &= 1,2PCM+1,6PCV & M4 &= 1,2MCM+1,6MCV \\ P4 &= 366,06 \text{ kN} + 158,40 \text{ kN} & M4 &= -36,61 \text{ kN-m} + -15,84 \text{ kN-m} \\ P4 &= 524,46 \text{ kN} & M4 &= -52,45 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

PASO 6.

DETERMINACION DE LA RESULTANTE ULTIMA Y POSICION:

$$\Sigma Fy = R$$

$$R = P1 + P2 + P3 + P4$$

$$R = 3256,80 \text{ kN}$$

Efectuando la sumatoria de momentos con respecto al borde izquierdo de la Viga.

$$\Sigma M0 = 0$$

$$524,46 \text{ kN} * 0,2 \text{ m} + 1103,9 \text{ kN} * 5 \text{ m} + 1103,9 \text{ kN} * 11 \text{ m} + 524,46 \text{ kN} * 16 \text{ m} + 52,45 \text{ kN-m} + 110,39 \text{ kN-m} - 110,39 \text{ kN-m}$$

$$- 52,45 \text{ kN-m} - R * x = 0$$

$$x = \frac{26159,3 \text{ kN-m}}{3256,8 \text{ kN-m}} = 8,032 \text{ m}$$

PASO 7.

DETERMINACIÓN DE LA EXCENTRICIDAD:

$$\begin{aligned} e &= \frac{L}{2} - x \\ e &= \frac{16,4 \text{ m}}{2} - 8,032 \text{ m} = 0,168 \text{ m} = 16,78 \text{ cm} \end{aligned}$$

PASO 8.

SE DETERMINAN LOS ESFUERZOS ULTIMOS:

$$\begin{aligned} q_{s(1-2)} = \frac{P}{A} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{L} \right) & \quad q_{s1} = 113,933 \text{ kN/m}^2 < q_a = 114,738 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK CUMPLE} \\ & \quad q_{s2} = 100,754 \text{ kN/m}^2 < q_a = 114,738 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK CUMPLE} \end{aligned}$$

Para cada lado de la zapata se tiene un diferente esfuerzo último en el suelo, que se

$$w1 = q_{su1} * B$$

$$w2 = q_{su2} * B$$

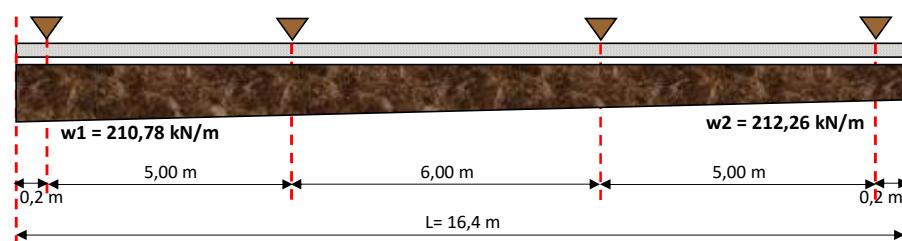
$$w1 = 113,933 \text{ kN/m}^2 * 1,85 \text{ m}$$

$$w2 = 114,738 \text{ kN/m}^2 * 1,85 \text{ m}$$

$$w1 = 210,78 \text{ kN/m}$$

$$w2 = 212,26 \text{ kN/m}$$

MODELO DE LA ZAPATA COMO VIGA:



La carga trapezoidal uniforme se transforma en una carga equivalente rectangular uniforme repartida:

$$Area \text{ de } trapecio = \frac{(210,78 \text{ kN/m} + 212,26 \text{ kN/m})}{2} * 16,40 \text{ m} = 3468,936 \text{ kN}$$

$$Area \text{ Rectangular} = w * L$$

$$w = \frac{3468,936 \text{ kN}}{16,40 \text{ m}} = 211,521 \text{ kN/m}$$

Posteriormente se calculan los Momentos de Empotramiento Perfecto.

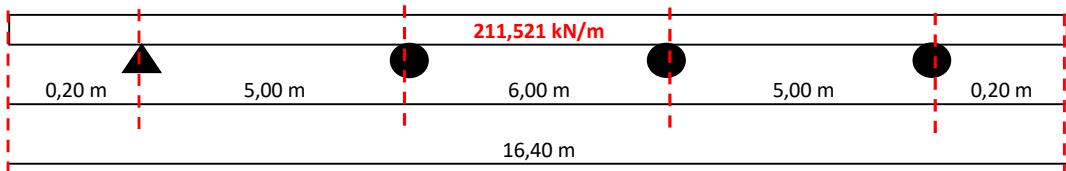
Maximo momento despues del calculo

$$M_{U(AZQ)} = 516,16 \text{ kN-m}$$

$$M_{U(MAX POSI)} = 375,87 \text{ kN-m}$$

$$M_{U(DER)} = 520,57 \text{ kN-m}$$

Viga de la zapata



K=	0,200000	0,200000	0,166667	0,166667	0,200000	0,200000	
a=		0,100000		0,083333		0,100000	
$\Sigma K=$	0,2000		0,3667		0,3667		0,200000

ME=	-4,230	440,668	-440,668	634,562	-634,562	440,668	-440,668	4,230
$\Sigma ME=$	436,437		193,894		-193,894		-436,437	

Matriz de rigidez

$$\begin{array}{|c|c|c|c|} \hline & \theta_1 & \theta_2 & \theta_3 & \theta_4 \\ \hline \theta_1 & 0,2000 & 0,10000 & 0 & 0 \\ \hline \theta_2 & 0,10000 & 0,3667 & 0,08333 & 0 \\ \hline \theta_3 & 0 & 0,08333 & 0,3667 & 0,10000 \\ \hline \theta_4 & 0 & 0 & 0,10000 & 0,2000 \\ \hline \end{array} * \begin{array}{|c|} \hline -M \\ \hline -436,437 \\ -193,894 \\ 193,894 \\ 436,437 \\ \hline \end{array} = \begin{array}{|c|c|} \hline \theta_1 & -2234,31124 \\ \hline \theta_2 & 104,2493917 \\ \hline \theta_3 & -104,249392 \\ \hline \theta_4 & 2234,311239 \\ \hline \end{array}$$

Calculo de momentos y cortantes

ME=	-4,23	440,67	-440,67	634,56	-634,56	440,67	-440,67	4,23
K=	0,200000		0,200000	0,166667	0,166667	0,200000		0,200000
a=		0,100000		0,083333		0,100000		
$\theta=$	-2234,31		104,24939		-104,24939		2234,31	
M=	-4,23	4,23	-643,25	643,25	-643,25	643,25	-4,23	4,23
Viso=	42,30	528,80	528,80	634,56	634,56	528,80	528,80	42,30
Vhip=	-127,80		127,80	0,00	0,00	127,80	-127,80	
Vtot=	42,30	401,00	656,60	634,56	634,56	656,60	401,00	42,30
Reaction=	443,30		1291,17		1291,17		443,30	
Mmax=	375,872		375,872	308,593	308,593	375,872	375,872	
Compro=		0,000		0,000		0,000		

Grafico de cortante

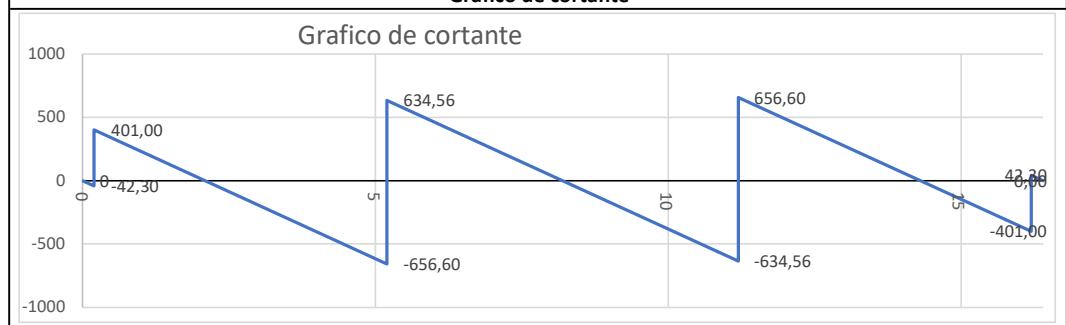


Grafico de momento



Entonces el Momento Máximo de diseño es en la cara izquierda de la columna 2:

Utilizando la expresión para determinar el peralte d

Valor de Ru de acuerdo al f'c

$$f'_c = 28 \text{ MPa} \quad R_u = 5,194 \text{ MPa}$$

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * b * R_u}}$$

El ancho de la viga se lo considera de ancho de la columna más 10 cm:

$$h = d - r - 2\theta \quad h = 60 \text{ cm}$$

DISEÑO POR FLEXION:

$$R_u = \frac{M_u}{\phi * b * d^2} \quad R_u = 3,341 \text{ MPa}$$

$$3,34 \text{ MPa} > 1,40 \text{ MPa}$$

Al ser mayor se calcula la cuantía de diseño

$$\rho_d = 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_u}{0,85 * \phi * f'_c}} \right] \quad \rho_d = 0,009663$$

Se debe calcular la cuantía máxima de diseño para comparar con la que se ha determinado.

$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b$$

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} + \frac{630}{f_y + 630} \quad \beta_1 = 0,85$$

$$0,003333 < 0,01 < 0,01445$$

OK CUMPLE

$$\rho_b = 0,0289 \quad \rho_{max} = 0,01445$$

$$As = \rho_d * b * d \quad As = 24,16 \text{ cm}^2$$

$$\#barras = \frac{As}{Ab} \quad \#barras = 7,69 \approx 8 \text{ barras}$$

Barra Ø 20 mm

$$db = 2 \text{ cm}$$

$$Ab = 3,142 \text{ cm}^2$$

Se calcula el Acero Inferior, se toma el valor del momento en la cara izquierda de la columna 2.

$$R_u = \frac{M_u}{\phi * b * d^2} \quad R_u = 4,627 \text{ MPa}$$

$$4,63 \text{ MPa} > 1,40 \text{ MPa}$$

Al ser mayor se calcula la cuantía de diseño

$$\rho_d = 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_u}{0,85 * \phi * f'_c}} \right] \quad \rho_d = 0,013961$$

Se debe calcular la cuantía máxima de diseño para comparar con la que se ha determinado.

$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b$$

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} + \frac{630}{f_y + 630} \quad \beta_1 = 0,85$$

$$0,003333 < 0,014 < 0,01445$$

OK CUMPLE

$$\rho_b = 0,0289 \quad \rho_{max} = 0,01445$$

$$As = \rho_d * b * d \quad As = 34,9 \text{ cm}^2$$

$$\#barras = \frac{As}{Ab} \quad \#barras = 11,11 \approx 12 \text{ barras}$$

Barra Ø 20 mm

$$db = 2 \text{ cm}$$

$$Ab = 3,142 \text{ cm}^2$$

DISEÑO POR CORTE.

Esfuerzo máximo de Corte que resiste el concreto.

$$V_c(max) = 0,66 * \sqrt{f'_c} \quad V_c(max) = 3,492 \text{ MPa}$$

El mayor valor de cortante es para el segundo apoyo, por lo que calculamos el cortante en ambos lados a una distancia d = 35 cm medida a partir de la cara de la columna.

$$V_{U(IZQ)} = 614,301 \text{ kN} \longrightarrow 614300,872 \text{ N}$$

$$V_{U(DER)} = 592,257 \text{ kN} \longrightarrow 592257,414 \text{ N}$$

Se de termina la separación de Estripos

$$s = \frac{A_V * f_y * d}{V_s} \quad V_u = \phi V_c + \phi V_s \quad V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \quad \phi V_c = 0,17\phi \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$\phi V_c = 119191,097 \text{ N}$$

$$V_s = 660146,367 \text{ N}$$

Utilizando barras de 10 mm para los estribos cuya sección transversal es

$$s = 24,984 \text{ mm}$$

$$Ab = 0,785 \text{ cm}^2 \quad db = 10 \text{ mm}$$

Para el acero de refuerzo del ala se lo calcula con el acero de temperatura:

Aero transversal:

$$A_s(temp) = 0,0018 * b * t \quad A_s(temp) = 3,60 \text{ cm}^2$$

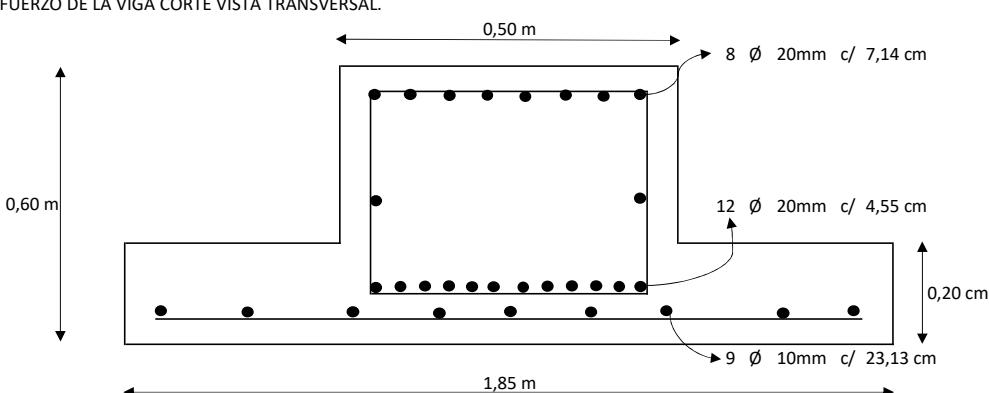
$$\#barras = \frac{As}{Ab} \quad \#barras = 4,58 \approx 5 \text{ barras}$$

Aero longitudinal:

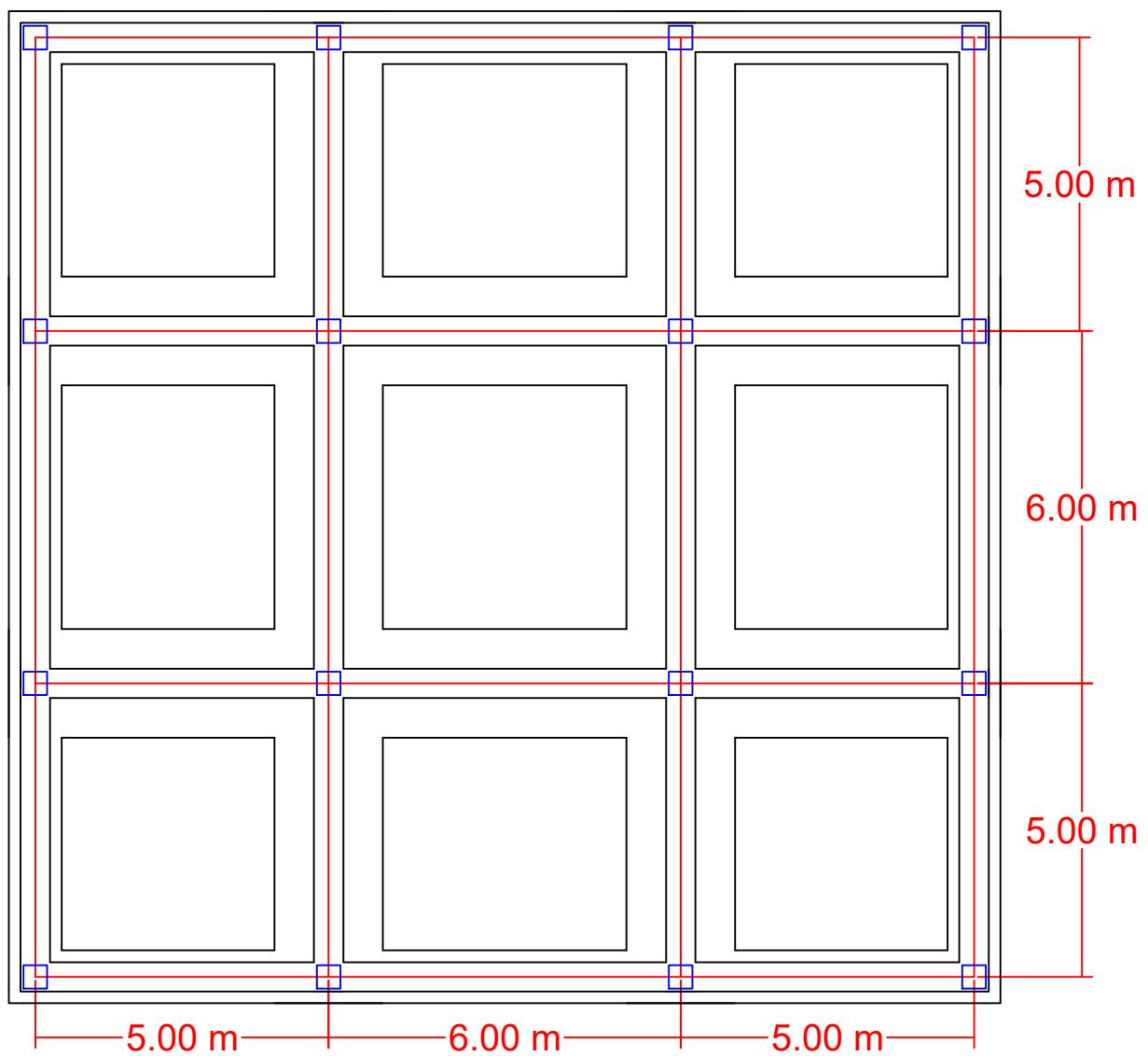
$$A_s(temp) = 0,0018 * b * t \quad A_s(temp) = 6,66 \text{ cm}^2$$

$$\#barras = \frac{As}{Ab} \quad \#barras = 8,480 \approx 9 \text{ barras}$$

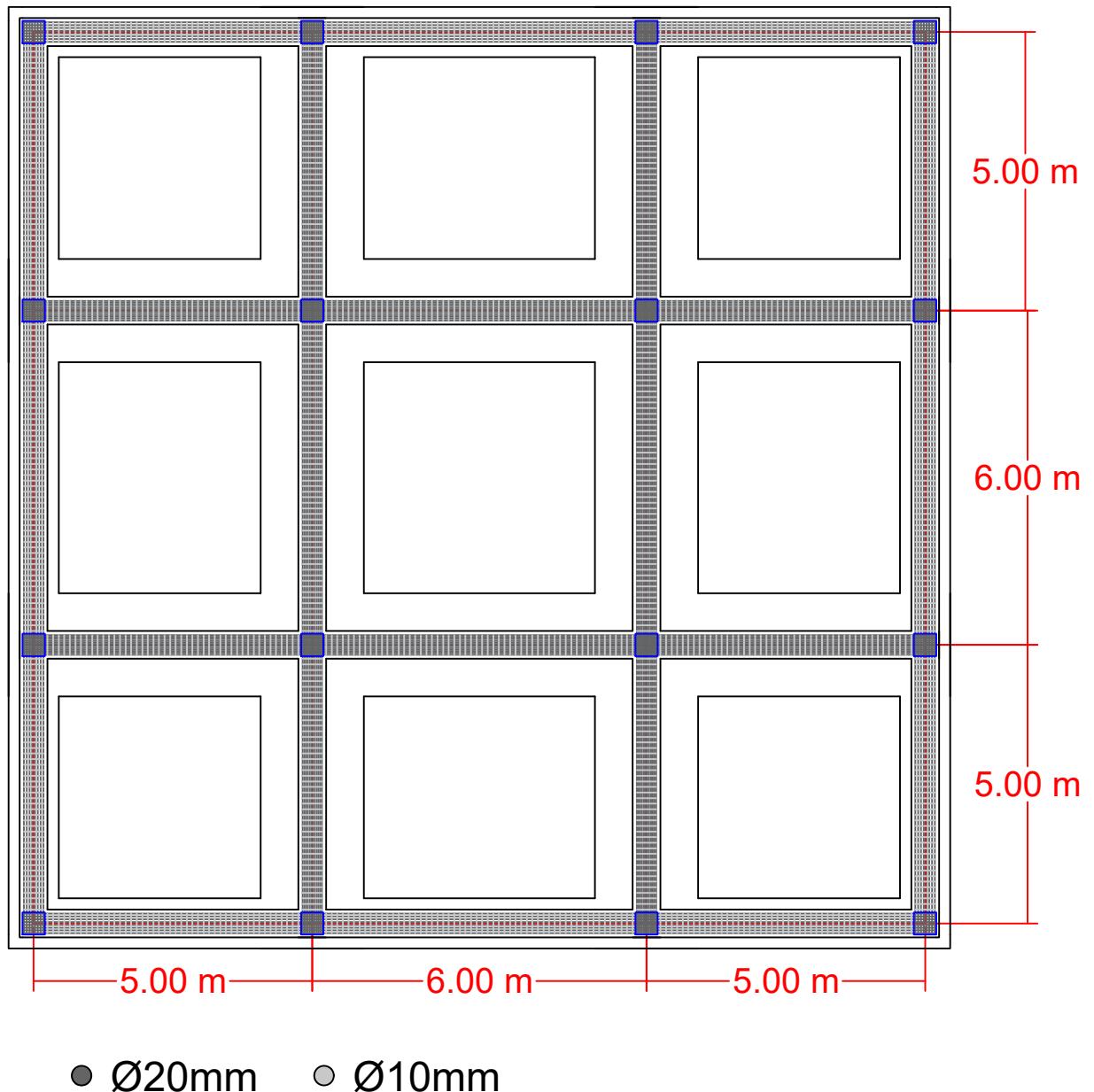
DETALLE DE REFUERZO DE LA VIGA CORTE VISTA TRANSVERSAL.



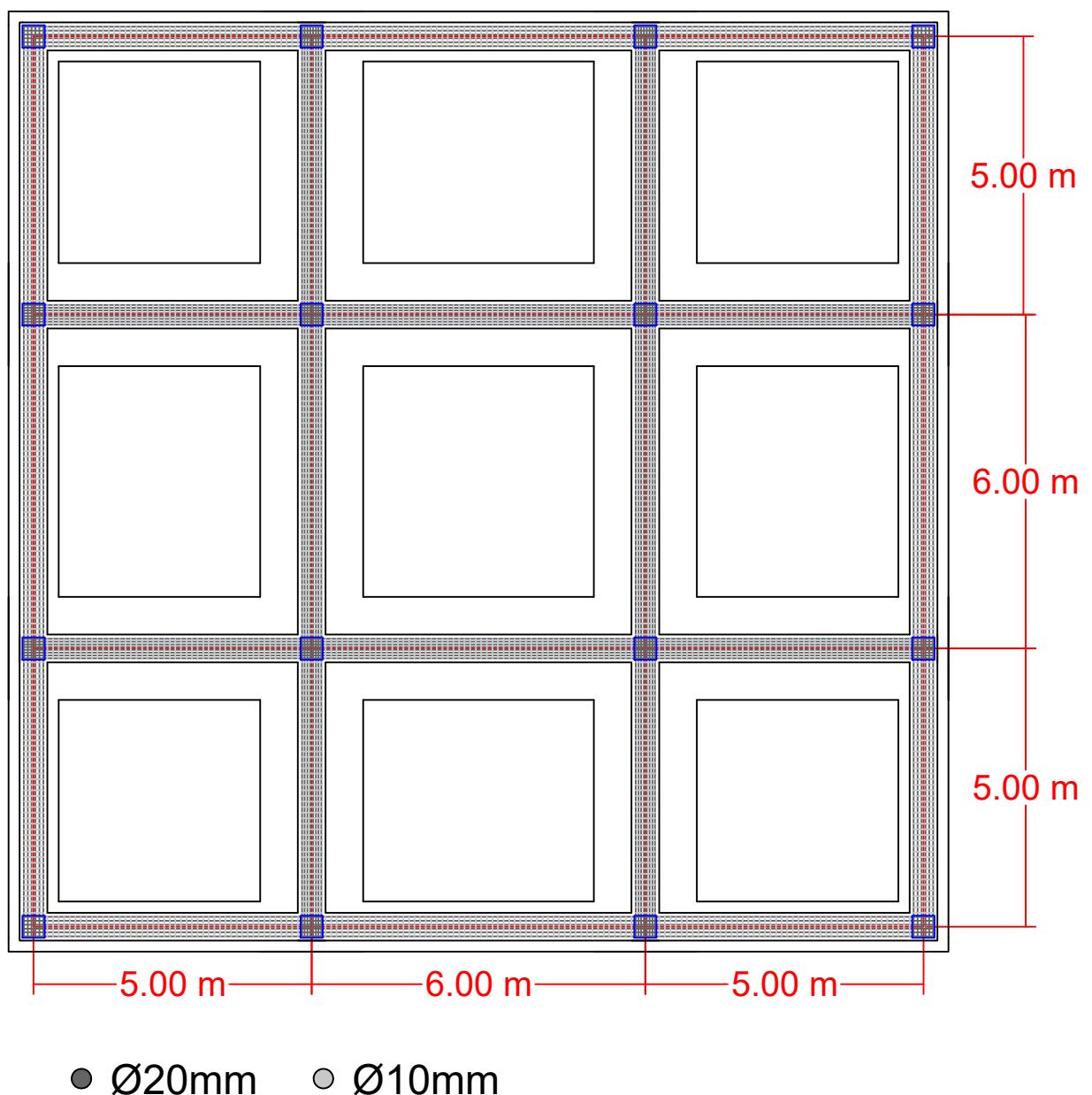
VISTA EN PLANTA DE LA ZAPATA



ARMADO DEL ACERO INFERIOR DE LA VIGA



ARMADO DEL ACERO SUPERIOR DE LA VIGA



ARMADO DE LA LOSA DE LA ZAPATA

