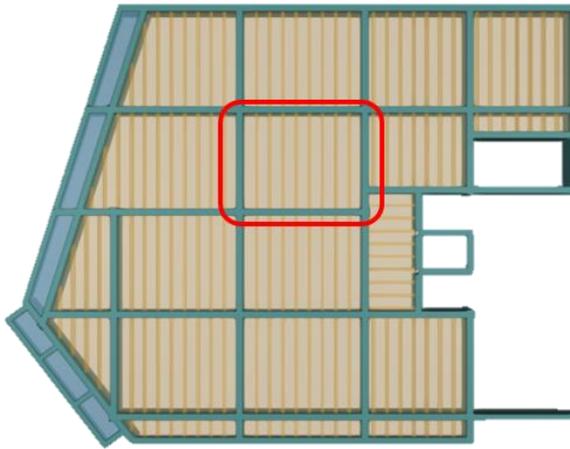


#### Anexo 4.2: Losa Alivianada

La verificación de la losa alivianada con viguetas se realizó en la losa de la planta baja, al tener plantas tipo las dimensiones de las losas y las cargas son iguales, por lo cual el cálculo sería igual para los demás elementos losa. La losa elegida se encuentra en el grafico siguiente:

Vista en Planta de Losa de Viguetas



Fuente: Cypecad 2023

La Losa alivianada unidireccional de viguetas con plastoformo está conformada por:

- Viguetas pretensadas
- Complemento aligeraste de plastoformo
- Malla de Acero corrugado
- Carpeta de compresión de hormigón armado

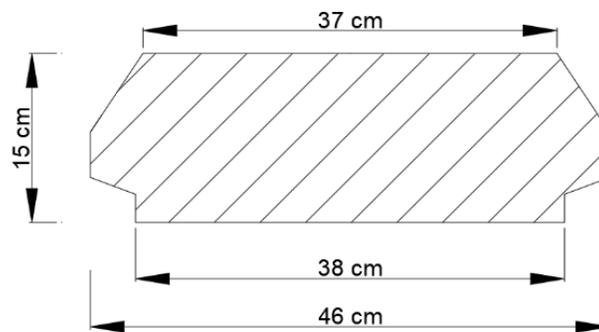
Losa Alivianada de Viguetas Pretensadas



Para el presente diseño estructural se usó las viguetas pretensadas de la empresa Concretec que son muy conocidas en nuestro medio constructivo, las características geométricas de los elementos de la losa vienen dadas por el fabricante y son las siguientes:

El complemento de Plastoformo tipo 15x46x100 tiene las siguientes características geométricas:

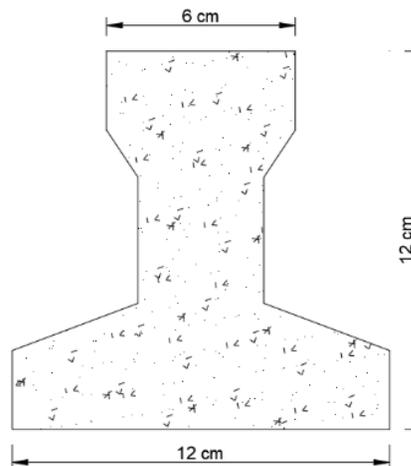
#### Dimensiones del Complemento de Plastoformo



Fuente: Elaboración Propia

La vigueta de hormigón pretensado tiene las siguientes dimensiones:

#### Dimensiones de Vigueta Pretensada



Fuente: Elaboración Propia

La ficha técnica de Concretec especifica el rango de dimensiones que pueden tener los diferentes tipos de viguetas pretensadas que elaboran y son las siguientes:

### Sección de Losa - Concretec



Fuente: Concretec

### Rango de Dimensiones de Concretec

DESCRIPCIÓN	REFERENCIA	DIMENSIONES [cm]	
		Simple	Doble
Distancia entre ejes (Paso)	D	50-58-60	62-70-72
Altura de complemento	$h_1$	de 10 a 25	de 12 a 25
Altura de carpeta de compresión	$h_2$	5	5
Altura paquete estructural	H	de 15 a 30	de 17 a 30

Fuente: Concretec

La altura de la losa se eligió con base en el predimensionado de anteriores puntos, está dentro del rango de dimensiones del fabricante, y dicha dimensión es adecuada para soportar las cargas de la estructura.

***Altura de Losa = 20 cm***

### **Espesor de la capa de compresión**

El espesor de la capa de compresión según el tipo de pieza empleadas cumplirá las siguientes condiciones:

- Con piezas resistentes no será inferior a 2 cm.
- Con o sin piezas aligerantes no será inferior a 3 cm, ni “ $a/6$ ”

$$\frac{a}{6} = \frac{\text{distancia al centro de la pieza}}{6} = \frac{10 \text{ cm}}{6} = 1.67 \text{ cm}$$

Si bien los valores indican una altura mínima de 2 cm, para esta altura de Losa el fabricante recomienda una altura de capa de compresión, la cual además de estar recomendada es muy común en el medio y será la aplicada en el diseño.

***Altura de carpeta de Compresión = 5 cm***

### **Separación entre Ejes**

Para una determinación de este valor se puede usar el análisis para una viga T calculando el ancho efectivo de la misma.

$$b_o = b_o + \frac{1}{5} * l_o \leq b = 12 \text{ cm} + \left( \frac{1}{5} * 395 \text{ cm} \right) = 85 \text{ cm}$$

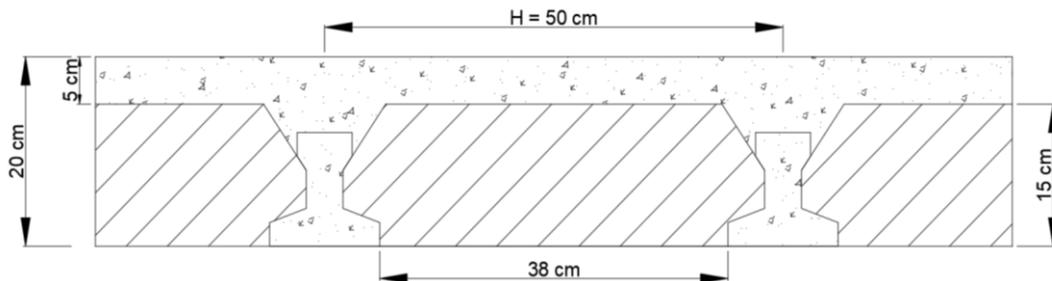
En ningún caso esta separación puede ser mayor que la separación real por lo cual la separación entre ejes de viguetas que viene recomendada por el fabricante para la sección elegida será la que se usará en el diseño:

***Separación entre ejes = 50 cm***

### **Entrada de la Vigüeta**

Las vigüetas deben tener un apoyo como mínimo de 5 cm cuando se apoyan sobre encofrados de vigas a hormigonar, como se asumió que la sección trabajará con refuerzos para los momentos negativos para reducir deformaciones, el valor de 5 cm será el valor de entrada de la vigüeta en toda la estructura. Con todas las dimensiones de la sección transversal de losa ya establecidas, se puede mostrar la sección transversal de la losa con sus respectivas dimensiones:

Sección Transversal Losa Alivianada



Fuente: Elaboración Propia

## **Verificación por Hormigón Pretensado**

### **Propiedades del Hormigón Armado:**

Resistencia a Compresión del Hormigón:  $f'c = 25 \text{ MPa}$

Resistencia a Fluencia del Acero:  $f_y = 500 \text{ MPa}$

Módulo de Elasticidad del Hormigón:

$$E_c = 4700 * \sqrt{f'c} \quad (19.2.2.1. b - ACI)$$

$$E_c = 4700 * \sqrt{25 \text{ MPa}} = 23500 \text{ MPa}$$

Peso Específico del Hormigón:  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

### **Propiedades de la Vigueta Pretensada:**

Resistencia a Compresión del Hormigón:  $f'cp = 35 \text{ MPa}$

Resistencia a Fluencia del Acero:  $f_{yp} = 1800 \text{ MPa}$

Módulo de Elasticidad del Hormigón para viga pretensada:

$$E_{cp} = 4700 * \sqrt{35 \text{ MPa}} = 27805.57 \text{ MPa}$$

Diámetro de barra en viga pretensada:  $dbp = 4 \text{ mm}$

Área de barra en viga pretensada:

$$A_{bp} = \frac{\pi}{4} * dbp^2 = \frac{\pi}{4} * 0.4 \text{ cm}^2 = 0.126 \text{ cm}^2$$

### **Dimensiones de Losa**

La losa trabaja como una losa unidireccional, en el caso de viguetas estas estarán apoyadas en la dirección más corta de la losa:

Luz de Calculo:  $l = 3.95 \text{ m}$

### **Cargas sobre Losa de Vigueta pretensada**

Peso Propio de Losa:  $P_p = 1.92 \text{ kN/m}^2$

Carga Permanente:  $CM = 3.5 \text{ kN/m}^2$

Sobrecarga de uso:  $CV = 2 \text{ kN/m}^2$

### Calculo de Relación Modular

Los esfuerzos elásticos en una viga compuesta se verán afectados por la diferencia de rigideces de los concretos. Esta diferencia se puede tomar en cuenta en los cálculos usando el concepto de la sección transformada, mediante el cual el concreto colocada in situ de menor calidad puede transformarse en una sección equivalente más pequeña de más alta calidad.

$$n = \frac{E_c}{E_{cp}} = \frac{23500 \text{ MPa}}{27805.57 \text{ MPa}} = \mathbf{0.845}$$

### Resistencia a Compresión del Hormigón de viga pretensada a los 28 días

$$f'_{ci} = 0.7 * f'_{cp} = 0.7 * 350 \text{ MPa} = 24.5 \text{ MPa} = 24500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Esfuerzos Admisibles

Esfuerzo Admisible a Tracción en Tiempo Cero

$$f_{ti} = 0.25 * \sqrt{f'_{ci}} = 0.25 * \sqrt{24.5 \text{ MPa}}$$

$$f_{ti} = 1.237 \text{ MPa} = 1237.437 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo Admisible a Compresión en Tiempo Cero

$$f_{ci} = -0.60 * f'_{ci} = -0.60 * 24.5 \text{ MPa}$$

$$f_{ci} = -14.7 \text{ MPa} = -14700 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo Admisible a Tracción en Tiempo Infinito

$$f_{ts} = 0.5 * \sqrt{f'_{cp}} = 0.5 * \sqrt{35 \text{ MPa}}$$

$$f_{ts} = 2.95 \text{ MPa} = 2958.04 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo Admisible a Compresión en Tiempo Infinito

$$f_{cs} = -0.45 * f'_{cp} = -0.45 * 35 \text{ MPa}$$

$$f_{cs} = -15.75 \text{ MPa} = -15750 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Obtenidos los datos necesarios para el cálculo procedemos al cálculo de las inecuaciones de condición en estado cero y estado infinito:

Para el análisis de hormigón pretensado se consideró 2 estados de carga o estadios; estadio 2 y estadio 4.

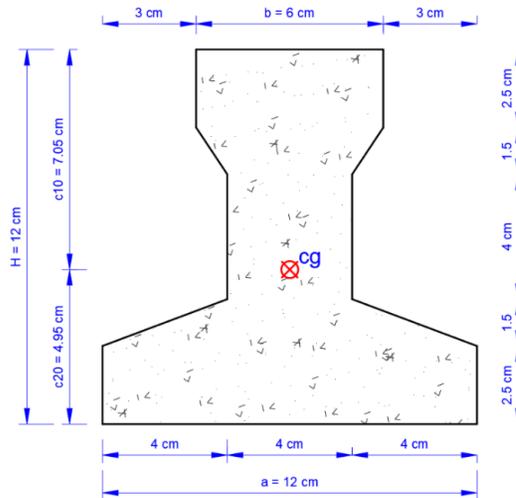
- **Estadio 2:** Estado donde solo se considera el peso propio de la estructura como carga y solo actúa la sección de la viga.
- **Estadio 4:** Estado donde se considera el peso propio, las cargas que recibe y actúa la sección combinada de viga y hormigón.

### En Tiempo Cero

En tiempo cero solo actúa la sección de la viga y la carga de su peso propio.

### Propiedades Geométricas de Sección en Tiempo Cero

#### Propiedades Geométricas de Viga Pretensada en Tiempo Cero



Fuente: Elaboración Propia

Área de la sección de la viga:  $A_o = 80.5 \text{ cm}^2$

Momento de Inercia:  $I_o = 1132.296 \text{ cm}^4$

Brazo Mecánico Inferior:  $c_{20} = 4.95 \text{ cm}$

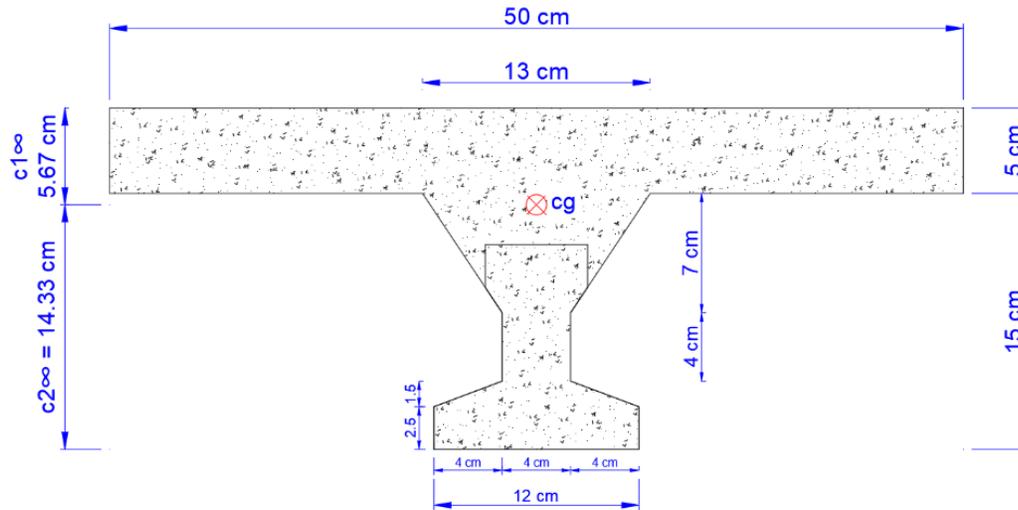
Brazo Mecánico Superior:  $c_{10} = 7.05 \text{ cm}$

## En Tiempo Infinito

En el tiempo infinito actúan todas las cargas de la losa y la sección compuesta.

## Propiedades Geométricas de Sección en Tiempo Infinito

### Propiedades Geométricas de Sección Combinada



Fuente: Elaboración Propia

Área de la sección de la viga:  $A_{\infty} = 367.5 \text{ cm}^2$

Momento de Inercia:  $I_{\infty} = 11332.999 \text{ cm}^4$

Brazo Mecánico Inferior:  $c_{2\infty} = 14.33 \text{ cm}$

Brazo Mecánico Superior:  $c_{1\infty} = 5.67 \text{ cm}$

### Punto de Aplicación de Fuerza de Pretensado

Distancia al centro de barras inferiores:  $d_1 = 1.5 \text{ cm}$

Distancia a la barra superior:  $d_2 = 7.25 \text{ cm}$

$$y_{cp} = \frac{\sum A_i(\text{barra}) * d}{\sum A_i}$$

$$y_{cp} = \frac{((0.126 \text{ cm}^2 * 3) * 1.5 \text{ cm}) + ((0.126 \text{ cm}^2 * 1) * 7.25 \text{ cm})}{(A_{bp} * 4)}$$

$$y_{cp} = 2.94 \text{ cm}$$



## Inecuaciones en Tiempo Cero

$$P_0 \leq \left( \frac{f_{ti} + \frac{M_0 * c_{10}}{I_0}}{\frac{e_0 * c_{10}}{I_0} - \frac{1}{A_0}} \right) = 3407.288 \text{ kN}$$

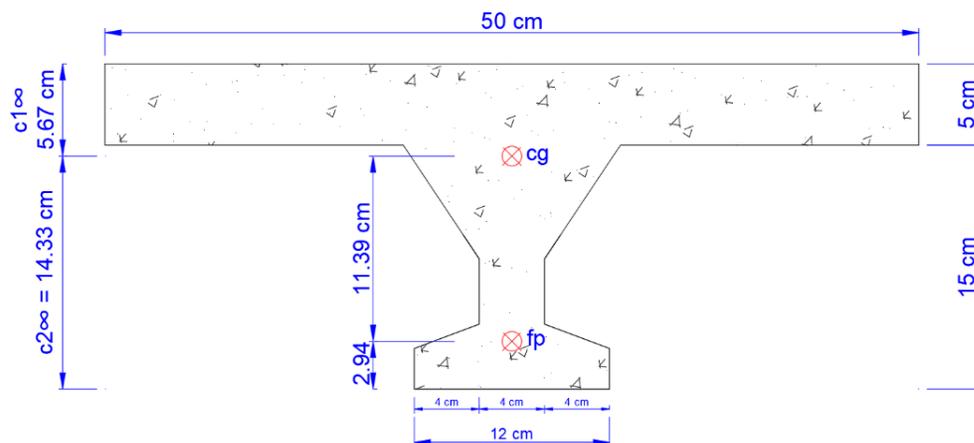
$$P_0 \leq \left( \frac{-f_{ci} + \frac{M_0 * c_{20}}{I_0}}{\frac{e_0 * c_{20}}{I_0} - \frac{1}{A_0}} \right) = 77.359 \text{ kN}$$

## Calculo en Tiempo Infinito

Excentricidad del Eje Neutro al punto de aplicación de fuerza de pretensado

$$e_{\infty} = c_{2\infty} - y_{cp} = 14.33 \text{ cm} - 2.94 \text{ cm} = 11.39 \text{ cm}$$

Punto de Aplicación de Fuerza de Pretensado en Tiempo Infinito



Fuente: Elaboración Propia

## Calculo de Momentos actuantes en Tiempo Infinito

En el tiempo infinito actúan el peso propio, la sobrecarga y la carga viva contempladas en el diseño:

Peso Propio en Tiempo Infinito

$$P_{pp\infty} = A_{\infty} * \gamma = \left( 0.03675 \text{ m}^2 * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) = 0.919 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momento de Peso Propio

$$M_{pp\infty} = \frac{P_{pp\infty} * l^2}{8} = \frac{0.919 \frac{kN}{m} * (3.95 m)^2}{8} = 1.792 kN * m$$

Para los momentos de carga permanente se multiplica la carga por la distancia de influencia, la cual es la separación entre ejes es decir 50 cm.

Momento de Carga Permanente

$$q_{cm} = CM * 0.5 m = 3.5 \frac{kN}{m^2} * 0.5 m = 1.75 \frac{kN}{m}$$
$$M_{CM\infty} = \frac{q_{cm} * l^2}{8} = \frac{1 \frac{kN}{m} * (3.95m)^2}{8} = 3.41 kN * m$$

Momento de Sobrecarga de Uso

$$q_{cv} = CV * 0.5 m = 2 \frac{kN}{m^2} * 0.5 m = 1 \frac{kN}{m}$$
$$M_{CV\infty} = \frac{q_{cv} * l^2}{8} = \frac{1 \frac{kN}{m} * (3.95m)^2}{8} = 1.95 kN * m$$

**Momento Total en Tiempo Infinito**

$$M_{T\infty} = M_{pp\infty} + M_{CM\infty} + M_{CV\infty} = (1.79 + 3.41 + 1.95) kN * m$$

$$M_{T\infty} = 7.15 kN * m$$

**Inecuaciones en Tiempo Infinito (Estadio 4)**

$$P_o \geq \frac{f_{cs} + \frac{M_{t\infty} * c_{1\infty}}{I_{\infty}}}{n * \left( \frac{e_{\infty} * c_{1\infty}}{I_{\infty}} - \frac{1}{A_{\infty}} \right)} = -483.434 kN$$

$$P_o \geq \frac{-f_{ts} + \frac{M_{t\infty} * c_{2\infty}}{I_{\infty}}}{n * \left( \frac{e_{\infty} * c_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{1}{A_{\infty}} \right)} = 42.07 kN$$

### Fuerza de Pretensado (Po)

Inmediatamente después de la transferencia de la fuerza de preesfuerzo al concreto, el esfuerzo permitido en el acero es  $f_{ps} = 0.74f_{py}$ . (Nilson, 2001)

$$f_{ps} = 0.74 * f_{py} = 0.74 * 1800 \text{ MPa} = 1332 \text{ MPa} = 1332000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Numero de Barras de Acero:  $N = 4$

Área de barra en viga pretensada:  $A_{bp} = 0.126 \text{ cm}^2$

### Fuerza de Pretensado Inicial:

$$P_o = f_{ps} * N * A_{bp} = 1332000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 4 * 0.00000126 \text{ m}^2$$

$$P_o = 66.95 \text{ kN}$$

Asumiendo un 10% de Perdidas Instantáneas:

$$P_{o_{10\%}} = 0.9 * P_o = 0.9 * 66.95 \text{ kN} = 60.26 \text{ kN}$$

Asumiendo un 20% de Perdidas Diferidas:

$$P_{f_{20\%}} = P_f = 0.8 * P_o = 0.8 * 66.95 \text{ kN} = 53.56 \text{ kN}$$

Verificación de Fuerza de Pretensado este dentro del Conjunto Solución

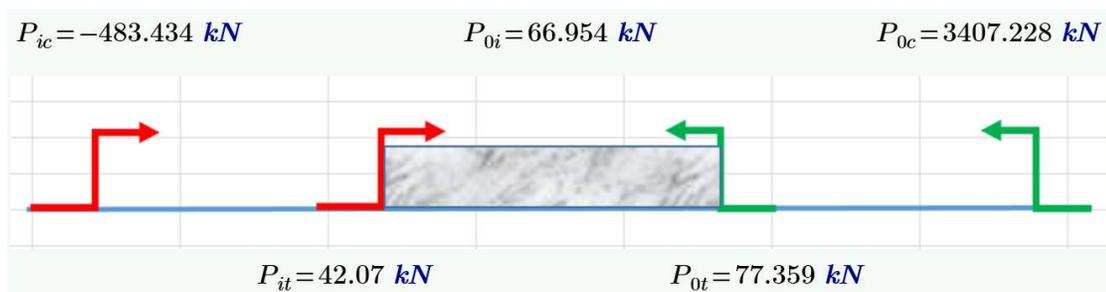
#### Tiempo Cero

$$P_o \leq 77.359 \text{ kN (Cumple)} \quad - \quad P_o \leq 3407.288 \text{ kN (Cumple)}$$

#### Tiempo Infinito

$$P_o \geq -483.434 \text{ kN (Cumple)} \quad - \quad P_o \geq 42.07 \text{ kN (Cumple)}$$

#### Conjunto Solución



Fuente: Elaboración Propia

Podemos ver que la fuerza de pretensado se encuentra dentro del conjunto solución, cumpliendo con el rango de fuerzas calculadas.

### Verificación de Esfuerzos Admisibles

#### Esfuerzo Admisible a Tracción en Tiempo Cero (Estadio 2)

$$f_{10} = -\frac{M_o * c_{10}}{I_o} + \frac{(P_o * e_o) * c_{10}}{I_o} + \frac{P_o}{A_o} = -2378.716 \frac{kN}{m^2}$$

$$f_{10} \leq f_{ti}$$

$$-2378.716 \frac{kN}{m^2} \leq 1237.437 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{Cumple})$$

#### Esfuerzo Admisible a Compresión en Tiempo Cero (Estadio 2)

$$f_{20} = \frac{M_o * c_{20}}{I_o} - \frac{(P_o * e_o) * c_{20}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} = -11071.112 \frac{kN}{m^2}$$

$$f_{20} \geq f_{ci}$$

$$-11071.112 \frac{kN}{m^2} \geq -14700 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{Cumple})$$

#### Esfuerzo Admisible a Compresión en Tiempo Infinito (Estadio 4)

$$f_{1\infty} = -\frac{M_{T\infty} * c_{1\infty}}{I_{\infty}} + \frac{n * (Pf * e_{\infty}) * c_{1\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n * Pf}{A_{\infty}} = -2231.398 \frac{kN}{m^2}$$

$$f_{1\infty} \geq f_{cs}$$

$$-2231.398 \frac{kN}{m^2} \geq -15750 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{Cumple})$$

#### Esfuerzo Admisible a Tracción en Tiempo Infinito (Estadio 4)

$$f_{2\infty} = \frac{M_{T\infty} * c_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n * (Pf * e_{\infty}) * c_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n * Pf}{A_{\infty}} = 1294.497 \frac{kN}{m^2}$$

$$f_{2\infty} \leq f_{ts}$$

$$1294.497 \frac{kN}{m^2} \leq 2958.04 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{Cumple})$$

**Se cumplen todas las verificaciones de esfuerzos admisibles para la Losa alivianada con vigas de hormigón pretensado.**

### **Verificación por Momentos Flectores Admisibles según fabricante**

Cargas sobre Losa de Vigueta pretensada

Peso Propio de Losa:  $P_p = 1.92 \text{ kN/m}^2$

Carga Permanente:  $CM = 3.5 \text{ kN/m}^2$

Sobrecarga de uso:  $CV = 2 \text{ kN/m}^2$

$$Cargas\ Muertas = P_p + CM = 1.92 + 3.5 = 5.42 \frac{kN}{m^2}$$

Convirtiendo las cargas superficiales a cargas lineales al multiplicarlas por su ancho de influencia (50 cm)

$$CM_{lineal} = 5.42 \frac{kN}{m^2} * 0.5 \text{ m} = 2.71 \frac{kN}{m}$$

$$CV = 2 \frac{kN}{m^2} * 0.5 \text{ m} = 1 \frac{kN}{m}$$

Analizando la carga ultima bajo la combinación de carga más crítica:

$$q_u = (1.2 * CM) + (1.6 * CV)$$

$$q_u = (1.2 * 2.71) + (1.6 * 1) = 4.85 \frac{kN}{m}$$

Momento Máximo para una viga simplemente apoyada con carga distribuida lineal, la cual es el tipo de viga que se está asumiendo para el cálculo:

$$M_{max} = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{4.85 \frac{kN}{m} * (3.95 \text{ m})^2}{8} = 9.46 \text{ kN} * \text{m}$$

El momento admisible máximo suministrado por Concretec para el paquete estructural seleccionado está en la siguiente tabla:

**Con una distancia entre Ejes de 50 cm, se elige la losa de altura de 20 cm para la Serie Concretec – 102 con un momento flector admisible de 1895 Kg\*m igual a 18.58 kN\*m.**

**Tabla de Momentos Flectores de Concrete**

H cm	(g) Peso Propio (kg/m <sup>2</sup> )		Distancia entre ejes (m)	Momentos Admisibles (kg·m/m)						
	Capa Compresión h (cm)	Complemento (de Hormigón)		Complemento (de Plastroform)	101	102	103	104	105	106
10	4	213	147	0.50	809	1197	1480	1741	1939	2194
	5	237	171		875	1296	1613	1896	2105	2394
12	4	230	154	0.50	923	1369	1713	2013	2229	2545
	5	254	178		989	1467	1843	2161	2392	2741
16	5	277	192	0.50	1274	1895	2411	2827	3103	3590
	6	301	216	1341	1994	2544	2982	3269	3790	
20	5	303	208	0.50	1492	2220	2800	3172	3639	3987
	6	327	232		1556	2316	2944	3311	3801	4164
12d	4	255	194	0.63	1468	2161	2679	3132	3464	3916
	5	279	218		1573	2319	2899	3377	3727	4232
16d	5	304	236	0.63	2026	2996	3787	4424	4850	5574
	6	328	260		2132	3156	4001	4673	5117	5895
20d	5	345	269	0.63	2387	3533	4402	5012	5732	6262

\* Según requerimiento, la distancia entre viguetas puede ser modificada

Fuente: Concrettec

Concrete – Serie 102  $M_{adm\ fabricante} = 1895\ kgf \cdot m = 18.58\ kN \cdot m$

$$M_{max} \leq M_{adm}$$

$$9.46\ kN \cdot m \leq 18.58\ kN \cdot m \text{ (Cumple)}$$

Se verifica que la vigueta aplicada cumple, de acuerdo a las especificaciones del fabricante y las cargas que presenta la losa.

**Verificación de Deflexión en la Vigueta**

$$-\Delta_{ps} + \Delta_{pp} \leq \frac{l}{400}$$

**Deflexión debido a la fuerza pretensora:**

$$\Delta_{ps} = \frac{P_f \cdot e_{\infty} \cdot l^2}{8 \cdot Ec \cdot I_{\infty}}$$

$$\Delta_{ps} = \frac{53.56\ kN \cdot 0.1139\ m \cdot (3.95\ m)^2}{8 \cdot 23500\ MPa \cdot 0.000113329\ m^4 \cdot 1000}$$

$$\Delta_{ps} = 0.004469\ m = 0.446\ cm$$

**Deflexión debido a la carga uniforme en el centro del claro y apoyo simple:**

$$\Delta_{pp} = \frac{5 * q_u * l^4}{384 * Ecp * I_{\infty}}$$

$$q_u = 4.85 \frac{kN}{m}$$

$$\Delta_{pp} = \frac{5 * 4.85 \frac{kN}{m} * (3.95m)^4}{384 * 27805.575 MPa * 0.000113329 m^4 * 1000}$$

$$\Delta_{pp} = 0.00488 m = 0.488 cm$$

**Superposición de Deflexiones y Verificación de Deflexión admisible:**

$$-0.446 cm + 0.488 cm \leq \frac{395 cm}{400}$$

$$0.042 cm \leq 0.9875 cm \text{ (Cumple)}$$

Se cumple la verificación de la deflexión en la vigueta en estudio, para las cargas y dimensiones aplicadas.

### **Calculo de Armadura Mínima de Distribución**

En losas estructurales en una dirección donde el refuerzo a flexión se extiende en una sola dirección, se debe colocar refuerzo en dirección perpendicular al refuerzo a flexión para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura. (ACI318-14, 2014).

De acuerdo al punto 7.6.1.1 de la norma ACI el acero minimo para losas en una dirección no preesforzadas con barras corrugadas que tienen un límite de fluencia mayor a 420 MPa, el acero minimo deber ser el mayor de las siguientes expresiones:

Área bruta de Losa:

Para 1 metro lineal de losa su base es:  $b = 1 m$

Altura de Capa de Compresión:  $h = 5 cm$

$$Ag = b * h = 100 cm * 5 cm = 500 cm^2$$

Acero Mínimo por metro lineal:

$$A_{smin1} = \frac{0.0018 * 420}{500} * Ag = \frac{0.0018 * 420}{500} * 500 \text{ cm}^2 = 0.756 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{smin2} = 0.0014 * Ag = 0.0014 * 500 \text{ cm}^2 = 0.7 \text{ cm}^2/m$$

El valor mayor es de  **$A_{smin1} = 0.756 \text{ cm}^2/m$** , al ser valores muy pequeños se dispondrá una armadura de diámetro de 6 mm.

$$A_{s\phi6mm} = \frac{\pi}{4} * \phi^2 = \frac{\pi}{4} * (0.6 \text{ cm})^2 = 0.283 \text{ cm}^2$$

$$\text{Numero de Barras} = \frac{0.756 \text{ cm}^2}{0.283 \text{ cm}^2} = 2.67 \frac{\text{barras}}{m} = 3 \frac{\text{Barras}}{m}$$

**En un metro lineal podemos colocar 4 barras cada 30 cm, entonces asumimos 3 barras por metro**

$$3 * A_{s\phi6mm} = 3 * 0.283 \text{ cm}^2 = \mathbf{0.849 \text{ cm}^2}$$

$$3 * A_{s\phi6mm} \geq A_{smin}$$

$$0.849 \text{ cm}^2 \geq 0.756 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

**El armado dispuesto es mayor al mínimo por lo cual se colocará 3 barras de diámetro de 6 mm cada 30 cm**

$$\mathbf{3 \phi 6 \text{ mm } c/30 \text{ cm}}$$

### Anexo 4.3: Losa Maciza

Se realizará la comprobación en la losa maciza colocada en el último piso, la cual está entre apoyada sobre las vigas entre las columnas C9 – C10 – C15 – C16.

#### Propiedades de los materiales del Elemento

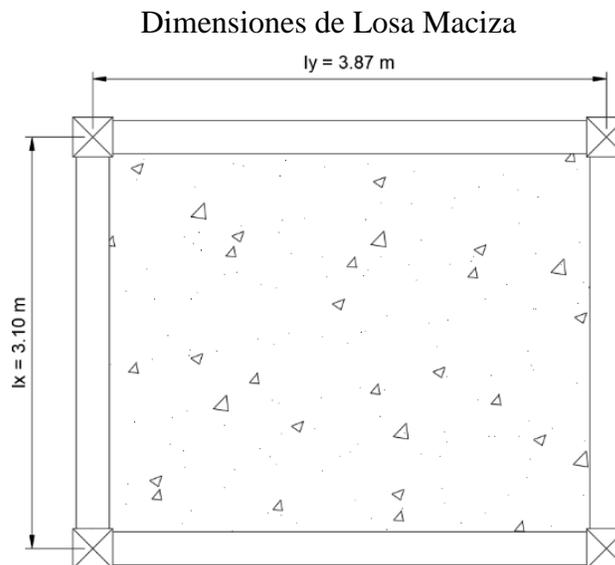
Resistencia a compresión del Hormigón:  $f^c = 25 \text{ MPa}$

Resistencia del Acero (Limite de fluencia):  $f_y = 500 \text{ MPa}$

#### Dimensiones del Elemento Losa

Distancia vertical de eje a eje:  $l_x = 3.10 \text{ m}$

Distancia horizontal de eje a eje:  $l_y = 3.10 \text{ m}$



#### Tipo de Losa

$$\frac{l_y}{l_x} < 2 = \frac{3.87}{3.10} = 1.25 < 2 \text{ (Losa Bidireccional)}$$

#### Espesor de la Losa

La norma ACI en el punto 8.3.1.1 establece espesores mínimos para losas llenas armadas en dos direcciones:

ln = longitud mas larga

$$\frac{ln}{31} = \frac{387 \text{ cm}}{31} = 12.48 \text{ cm}$$

Asumimos una altura:  $H = 20 \text{ cm}$

### Cargas sobre Losa

Al tratarse de la losa que soporta los tanques de agua, solo se consideró el peso propio de la losa y una carga permanente de  $5 \text{ kN/m}^2$ .

$$\text{Carga Permanente} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Pp = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * H = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0.20 \text{ m} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{La carga muerta total será: } q_{cm} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Mayorando la carga para el análisis de hormigón armado con la combinación solo para carga permanente:

$$q_u = 1.4 * \left( 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

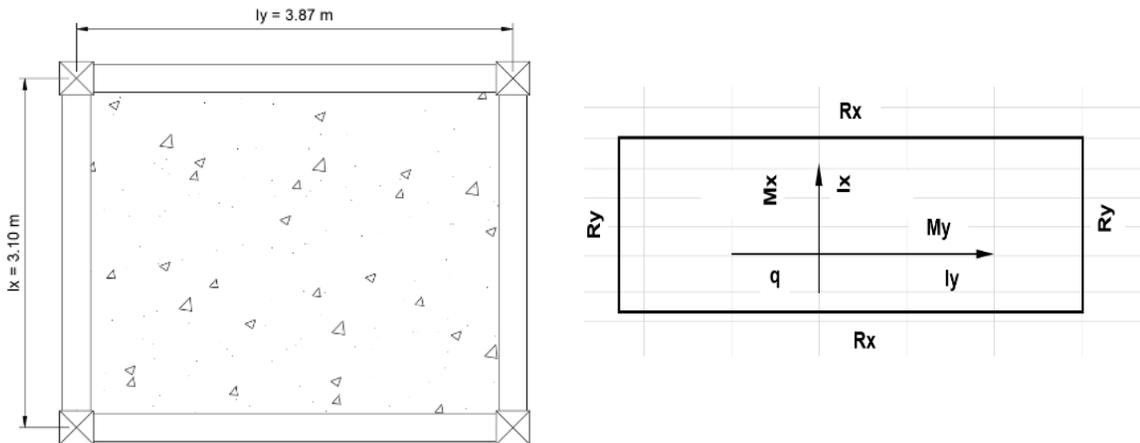
### Análisis de Losa

Para analizar los momentos necesarios se utilizó las tablas de Czerny que se encontraran en la parte de Anexo 4.

$\lambda$	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30
mx	27.2	24.5	22.4	20.7	19.1	17.8	16.8
my	27.2	27.5	27.9	28.4	29.1	29.9	30.9
Vx	0.250	0.262	0.273	0.283	0.292	0.300	0.308
Vy	0.250	0.238	0.227	0.217	0.208	0.200	0.192
fz	0.049	0.054	0.058	0.063	0.068	0.073	0.077

Fuente: Prof. Alberto Vilela Chaer (Tablas Czerny)

## Análisis de Losa Maciza



Fuente: Prof. Alberto Vilela Chaer (Tablas Czerny)

Como la losa no tiene continuidad en ninguna dirección y está apoyada en sus 4 lados, se nos presenta el Caso 1 y calculando el coeficiente para tablas:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{3.87 \text{ m}}{3.10 \text{ m}} = 1.248 \approx 1.25$$

Con este valor obtenemos los coeficientes de cálculo para momentos:

$$m_x = 17.8$$

$$m_y = 29.9$$

Calculando “ $M_x$ ”:

$$M_x = \frac{q_u * l_x^2}{m_x} = \frac{14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * (3.10 \text{ m})^2}{17.8} = 7.56 \text{ kN} * \text{m}$$

Calculando “ $M_y$ ”:

$$M_y = \frac{q_u * l_x^2}{m_y} = \frac{14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * (3.10 \text{ m})^2}{29.9} = 4.50 \text{ kN} * \text{m}$$

### Determinación de Armadura Inferior Necesaria

Para la determinación de la armadura necesaria solo se utilizará el momento de mayor valor para calcular la cuantía necesaria en ambas direcciones en 1 metro de longitud:

$$R_n = \frac{7.56 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0.9 \cdot 1 \text{ m} \cdot (0.175 \text{ m})^2} = 274.29 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 \cdot 25 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot 97.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{0.85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 1000} \right)} \right) = 0.00055$$

$$A_s \text{ necesario} = 0.00055 \cdot 280 \text{ cm} \cdot 17.5 \text{ cm} = 2.7 \text{ cm}^2$$

### Área de acero mínimo:

Para distribuir la armadura restamos la longitud de las columnas:

#### En dirección "Y":

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot \frac{420}{500} \cdot (310 \text{ cm} - 30 \text{ cm}) \cdot 20 \text{ cm} = 8.46 \text{ cm}^2$$

#### En dirección "X":

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot \frac{420}{500} \cdot (387 \text{ cm} - 30 \text{ cm}) \cdot 20 \text{ cm} = 10.79 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínimo en dirección "X" es superior al necesario por lo cual se usará este valor para el cálculo de la armadura en ambas direcciones para tener un armado más simétrico:

Para zapatas y losas la separación recomendada es de 15 a 20 cm, por lo cual se elegirá colocar el número de correspondiente a una separación de 20 cm.

### Acero Inferior (En dirección "Y")

$$A_{\phi 10} = \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 = \frac{\pi}{4} \cdot 1 \text{ cm}^2 = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cantidad de Barras} = \frac{A_{min}}{A_{\phi 10}} = \frac{8.46 \text{ cm}^2}{0.785 \text{ cm}^2} = 10.77 \approx 11$$

### **Asumimos 14 barras para cumplir espaciamiento**

Espaciamiento en "y"

$$S_y = \frac{280 \text{ cm} - (2 \cdot 2.5 \text{ cm})}{14 - 1} = 21.15 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Escogemos 20 cm de separación para distribuir mejor la armadura con 14 barras.

$$14 * 0.785 \text{ cm}^2 = 10.99 \text{ cm}^2 > 8.46 \text{ cm}^2 \text{ **Cumple**}$$

**Acero Inferior (En dirección "X")**

$$A_{\phi 10} = \frac{\pi}{4} * \phi^2 = \frac{\pi}{4} * 1 \text{ cm}^2 = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cantidad de Barras} = \frac{A_{min}}{A_{\phi 10}} = \frac{10.79 \text{ cm}^2}{0.785 \text{ cm}^2} = 13.74 \approx 14$$

***Asumimos 18 barras para cumplir espaciamiento***

Espaciamiento en "x"

$$S_x = \frac{357 \text{ cm} - (2 * 2.5 \text{ cm})}{18 - 1} = 20.7 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Escogemos 20 cm de separación para distribuir mejor la armadura con 18 barras.

$$18 * 0.785 \text{ cm}^2 = 14.13 \text{ cm}^2 > 10.79 \text{ cm}^2 \text{ **Cumple**}$$

**Acero Elegido:**

**En dirección "x":**

$$\text{Acero Inferior "x"} = 18\phi 10 \text{ mm c / 20 cm}$$

**En dirección "y":**

$$\text{Acero inferior "y"} = 14\phi 10 \text{ mm c / 20 cm}$$

**Armadura Negativa (Acero Superior)**

Asumimos que el acero superior es al menos el 80% del acero inferior mayor.

$$\text{En Dirección "X": } 80\% * A_s = 0.8 * 14.13 \text{ cm}^2 = 11.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{En Dirección "Y": } 80\% * A_s = 0.8 * 10.99 \text{ cm}^2 = 8.79 \text{ cm}^2$$

Distribuimos la armadura para un espaciamiento de 25 cm y obtener la cantidad de barras:

$$\text{En dirección "X": } \# \text{ barras} = \frac{387 \text{ cm} - 30 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 14.28 \approx 15 \text{ barras}$$

$$A_s \text{ superior} = 15 * \left(\frac{\pi}{4} * (1 \text{ cm})^2\right) = 11.78 \text{ cm}^2$$

$$11.78 \text{ cm}^2 > 11.30 \text{ cm}^2 \text{ **Cumple**}$$

**Acero Superior: 15φ10 mm c/25 cm**

$$\text{En dirección "Y": } \# \text{ barras} = \frac{310 \text{ cm} - 30 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 11.2 \approx 12 \text{ barras}$$

$$A_s \text{ superior} = 12 * \left(\frac{\pi}{4} * (1 \text{ cm})^2\right) = 9.42 \text{ cm}^2$$

$$9.42 \text{ cm}^2 > 8.79 \text{ cm}^2 \text{ **Cumple**}$$

**Acero Superior: 12φ10 mm c/25 cm**

### Verificación de Deformación

La norma ACI en su tabla 24.2.2 que se encuentra en la parte de Anexos establece las deflexiones máximas admisibles para elementos susceptibles a sufrir daños debido deflexiones grandes, escogemos el parámetro más riguroso de la norma el cual es de uso habitual en nuestro medio.

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{480}$$

$$\text{En dirección "x": } \Delta_{adm} = \frac{L}{480} = \frac{3870 \text{ mm}}{480} = 8.06 \text{ mm}$$

$$\text{En dirección "y": } \Delta_{adm} = \frac{L}{480} = \frac{3100 \text{ mm}}{480} = 6.45 \text{ mm}$$

$$\text{Desplazamiento en Losa: } \Delta_{cype} = 2.3 \text{ mm}$$

$$2.3 \text{ mm} < 8.06 \text{ mm} \text{ **Cumple**}$$

$$2.3 \text{ mm} < 6.45 \text{ mm} \text{ **Cumple**}$$

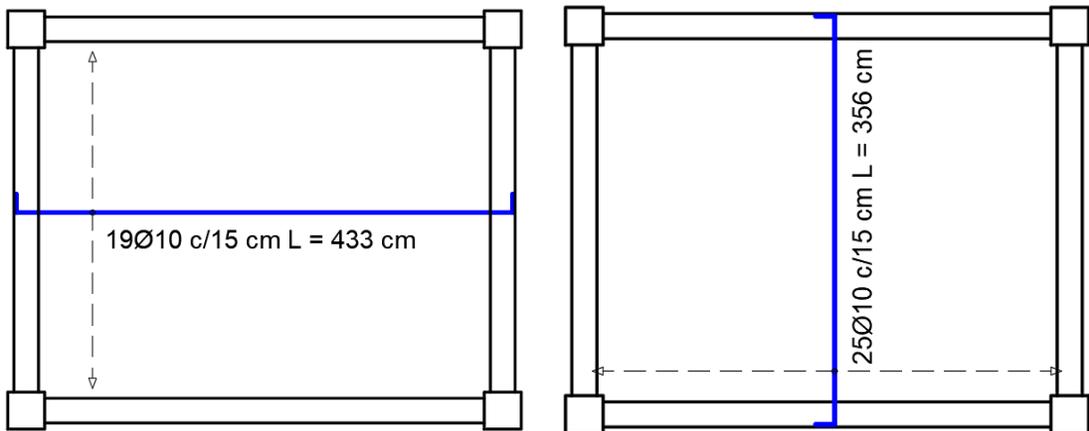
Tabla Comparativa de Armaduras en Losa

Armadura Longitudinal en Dirección "X"					
Ubicación	Armadura		As (cm <sup>2</sup> )		Variación (%)
	Calculo Manual	Cypecad	Calculo Manual	Cypecad	
Armadura Inferior Positiva	18φ10 mm c/20 cm	25φ10 mm c/15 cm	14.13	19.63	28
Armadura Superior Negativa	15φ10 mm c/25 cm	25φ10 mm c/15 cm	11.78	14.92	21

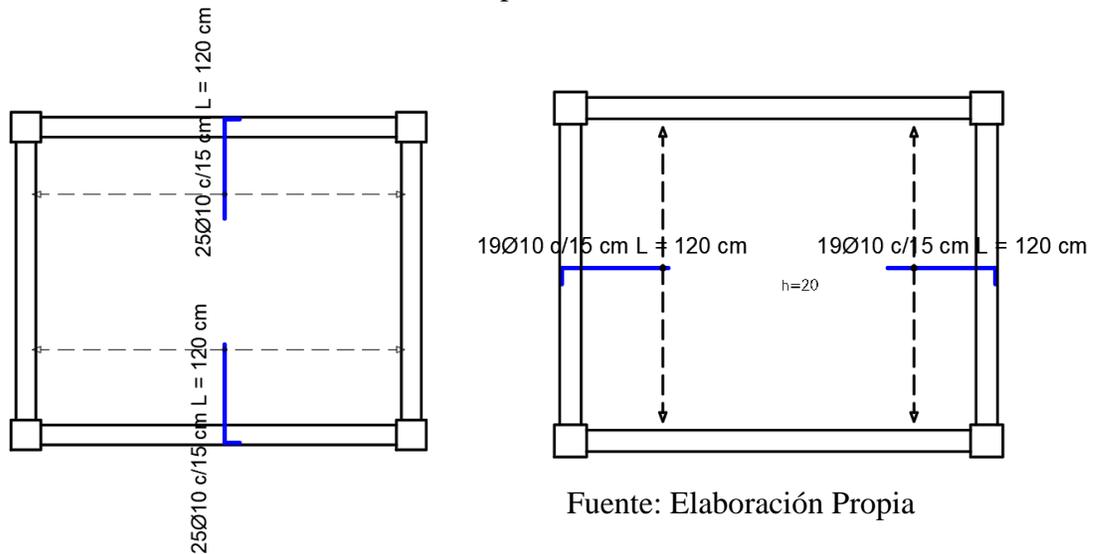
Armadura Longitudinal en Dirección "Y"					
Ubicación	Armadura		As (cm <sup>2</sup> )		Variación (%)
	Calculo Manual	Cypecad	Calculo Manual	Cypecad	
Armadura Inferior Positiva	14 $\phi$ 10 mm c/20 cm	19 $\phi$ 10 mm c/15 cm	10.99	14.92	27
Armadura Superior Negativa	12 $\phi$ 10 mm c/25 cm	19 $\phi$ 10 mm c/15 cm	9.42	14.92	37

Fuente: Elaboración Propia

Armado Inferior en Losa Maciza



Armadura Superior en Losa



Fuente: Elaboración Propia

#### **Anexo 4.4: Zapata Medianera**

La verificación se realizó en la zapata medianera C24 de mayor sollicitación conectada a través de una viga de equilibrio conectada a la zapata C19.

#### **Propiedades de los materiales del Elemento**

Resistencia a compresión del Hormigón:  $f'c = 25 \text{ MPa}$

Peso Específico del Hormigón:  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Resistencia del Acero (Limite de fluencia):  $f_y = 500 \text{ MPa}$

#### **Dimensiones de Columna que llega a Zapata Medianera**

Lado "a":  $a_c = 35 \text{ cm}$

Lado "b":  $b_c = 35 \text{ cm}$

#### **Solicitaciones Transmitidas de Columna C24 (Zapata Medianera)**

Normal en Servicio 1:  $N_{s1} = 834.9 \text{ kN}$

Normal Ultima 1:  $N_{u1} = 1066.20 \text{ kN}$

#### **Solicitaciones Transmitidas de Columna C19 (Zapata Central)**

Normal en Servicio 2:  $N_{s2} = 1039.62 \text{ kN}$

Normal Ultima 2:  $N_{u2} = 1336.40 \text{ kN}$

**Esfuerzo Admisible del Suelo:**  $\sigma_{adm} = 0.225 \text{ MPa} = 225 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

#### **Dimensionamiento de Zapata**

$\varphi =$  Coeficiente para peso de zapata medianera de 10% de  $N_s$

$$A_{zapata} = \frac{N_{s1} * \varphi}{\sigma_{adm}} = \frac{834.9 \text{ kN} * 1.10}{225 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 4.081 \text{ m}^2$$

Al tratarse de una zapata medianera, elegimos una forma rectangular para un mejor comportamiento, con dimensiones que cumplan el área necesaria

**En base a este criterio se eligió una zapata rectangular de 2.80 m x 1.70 m**

$$A_z = 2.80 \text{ m} * 1.70 \text{ m} = 4.76 \text{ m}^2 \geq 4.081 \text{ m}^2 \text{ (Cumple)}$$

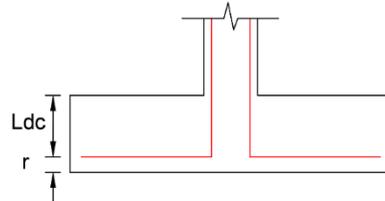
### Zapata Rectangular ( $B \times L = 2.80 \text{ m} \times 1.70 \text{ m}$ )

Para la altura se tomará en consideración la longitud de desarrollo a compresión y el recubrimiento de la armadura para zapatas como la altura necesaria:

Longitud de Desarrollo a Compresión:  $Ldc = 38.4 \text{ cm}$  (Anexo 3)

Recubrimiento geométrico en zapata:  $r_{geo} = 5 \text{ cm}$

Determinación de Altura de Zapata Medianera



Fuente: Elaboración Propia

$$\text{Altura de Zapata: } H = Ldc + r_{geo} = 38.4 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 43.4 \text{ cm}$$

En base a este cálculo se eligió una altura de zapata de 50 cm, las dimensiones a comprobar de la zapata son las siguientes:

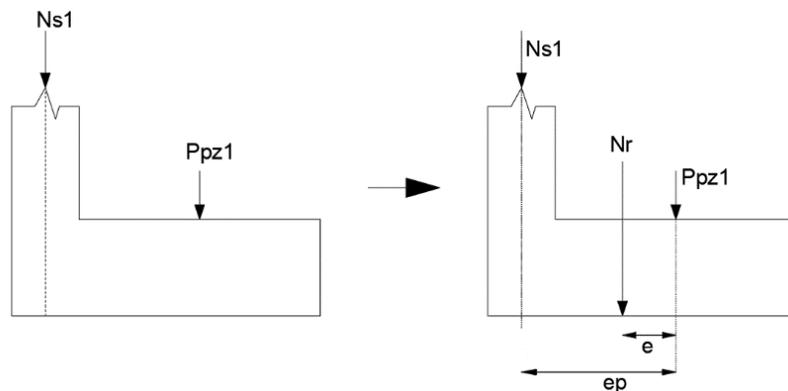
$$\text{Zapata rectangular: } B * L * H = 2.80 \text{ m} * 1.70 \text{ m} * 0.50 \text{ m}$$

Peso Propio de la Zapata

$$Ppz1 = B * L * H * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2.80 \text{ m} * 1.70 \text{ m} * 0.5 \text{ m} * \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} = 59.5 \text{ kN}$$

Calculo de Esfuerzos en Suelo

Diagrama de Solicitaciones



Fuente: Elaboración Propia

$$ep = \frac{L}{2} - \left(\frac{bc}{2}\right) = \frac{1.70 \text{ m}}{2} - \left(\frac{0.35 \text{ m}}{2}\right) = 0.675 \text{ m}$$

$$Nr = Ns1 + Ppz = 834.9 \text{ kN} + 59.5 \text{ kN} = 894.4 \text{ kN}$$

$$e = \frac{Ns1 * ep}{Nr} = \frac{834.9 \text{ kN} * 0.675 \text{ m}}{894.4 \text{ kN}} = 0.63 \text{ m} = 63 \text{ cm}$$

Para zapatas medianeras:

$$e \geq \frac{L}{6} = \frac{1.70 \text{ m}}{6} = 0.283 \text{ m} = 28.33 \text{ cm}$$

**63 cm ≥ 28.33 cm (Zapata con Gran Excentricidad)**

$$\sigma_{max} = \frac{4}{3B} * \frac{N}{(L - 2 * e)}$$

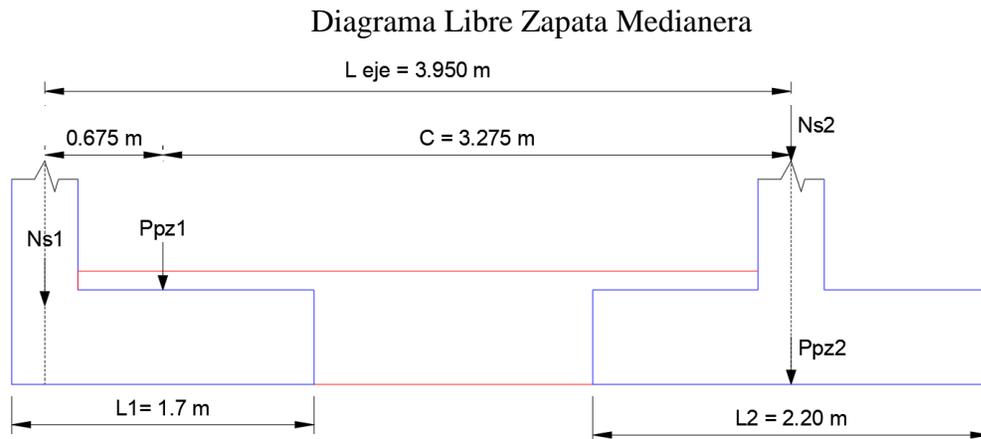
$$\sigma_{max} = \frac{4}{3 (2.80 \text{ m})} * \frac{834.9 \text{ kN}}{(1.70 \text{ m} - 2 * 0 \text{ m})}$$

$$\sigma_{max} = 903.57 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \geq 225 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

La zapata medianera genera un esfuerzo sobre el suelo muchas más elevado que el esfuerzo admisible, en este caso se debe aplicar una viga de equilibrio.

### Diseño de Zapata Medianera

Se proyecta las solicitaciones de la zapata en un diagrama representativo para resolver su equilibrio:



Fuente: Elaboración Propia

### Datos de Zapata Central

$$L = B = 2.20 \text{ m}$$

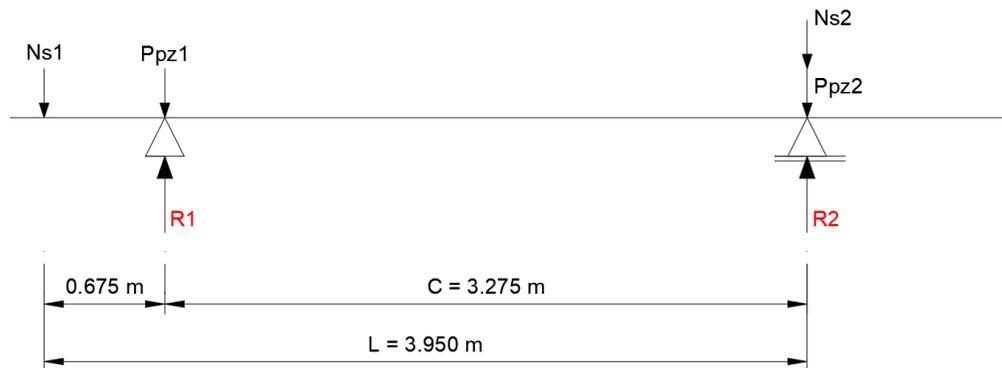
$$H = 0.5 \text{ m} = 50 \text{ cm}$$

Peso de Zapata: 60.50 kN

### Calculo de Reacciones:

Proyectando estas cargas en una viga simplemente apoyada para su resolución:

#### Calculo de Reacciones



Fuente: Elaboración Propia

$$R1 = \frac{(Ppz1 * C) + (Ns1 * L)}{C} = 1066.48 \text{ kN}$$

$$R2 = Ns1 + Ppz1 + Ns2 + Ppz2 - R1 = 928.04 \text{ kN}$$

### Verificando Esfuerzos:

$$\frac{R1}{B1 * L1} \leq \sigma_{adm}$$

$$\frac{1066.48 \text{ kN}}{2.8 \text{ m} * 1.7 \text{ m}} \leq 225 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$224 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 225 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{R2}{B2 * L2} \leq \sigma_{adm}$$

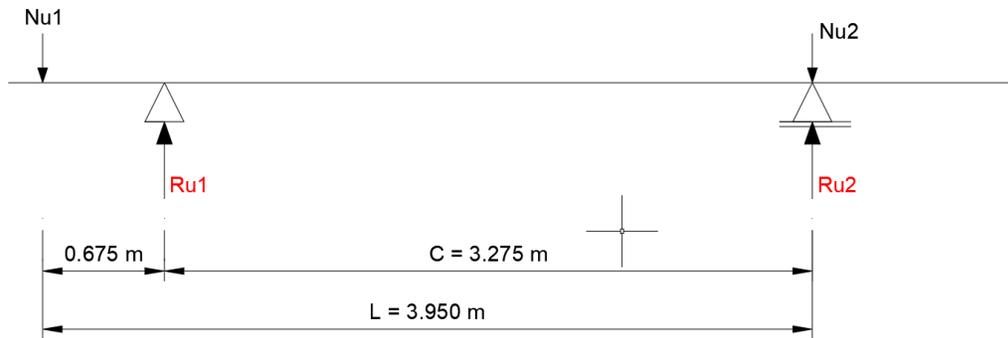
$$\frac{928.04 \text{ kN}}{2.2 \text{ m} * 2.2 \text{ m}} \leq 225 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$191.74 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 225 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

**Cumplen**

Una vez verificado los esfuerzos, se procede con el cálculo en hormigón armado con las sollicitaciones mayoradas:

## Calculo de Reacciones Ultimas



Fuente: Elaboración Propia

$$Ru1 = \frac{Nu1 * L}{C} = \frac{1066.20\text{ kN} * 3.95\text{ m}}{3.275\text{ m}} = 1285.95\text{ kN}$$

$$qu1 = \frac{Ru1}{L1 * B1} = \frac{1285.95\text{ kN}}{2.8\text{ m} * 1.7\text{ m}} = 270.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

## Calculo de Peralte Efectivo en la Zapata

Diámetro de barra en parrilla:  $\phi_l = 16\text{ mm} = 1.6\text{ cm}$

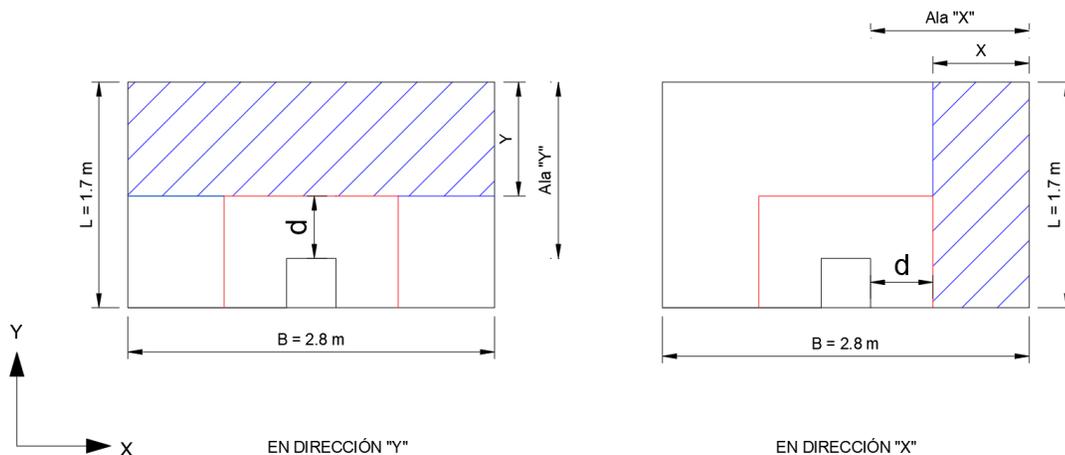
Recubrimiento Geométrico:  $r_{geo} = 5\text{ cm}$

Recubrimiento Mecánico:  $r_{mecac} = r_{geo} + \frac{\phi_l}{2} = 5\text{ cm} + \frac{1.6\text{ cm}}{2} = 5.8\text{ cm}$

Peralte Efectivo:  $d = H - r_{mecac} = 50\text{ cm} - 5.8\text{ cm} = 44.2\text{ cm}$

## Verificación a Cortante en una Dirección

Cortante en una Dirección de Zapata Medianera



Fuente: Elaboración Propia

**En dirección “Y”:**

$$\text{Ala "y"} = L - bc = 1.7 \text{ m} - 0.35 \text{ m} = 1.35 \text{ m}$$

$$Y = 1.35 \text{ m} - 0.442 \text{ m} = 0.908 \text{ m}$$

$$V_{uy} = qu_1 * Y * B$$

$$V_{uy} = 270.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0.908 \text{ m} * 2.8 \text{ m} = \mathbf{686.83 \text{ kN}}$$

**En dirección “X”:**

$$\text{Ala "X"} = \frac{B - ac}{2} = \frac{2.8 \text{ m} - 0.35 \text{ m}}{2} = 1.225 \text{ m}$$

$$X = 1.225 \text{ m} - 0.442 \text{ m} = 0.783 \text{ m}$$

$$V_{ux} = qu_1 * x * L$$

$$V_{ux} = 270.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0.683 \text{ m} * 1.7 \text{ m} = \mathbf{313.67 \text{ kN}}$$

**Comprobación de Capacidad Nominal en Cortante**

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$\phi V_c = 0.75 * (0.17 * \sqrt{f'c} * b * d)$$

**En dirección “Y”:**

$$\phi V_c = 0.75 * (0.17 * \sqrt{25 \text{ MPa}} * 2.8 \text{ m} * 0.442 \text{ m}) * 1000 = \mathbf{788.97 \text{ kN}}$$

$$\mathbf{686.83 \text{ kN} \leq 788.97 \text{ kN} \text{ (Cumple)}}$$

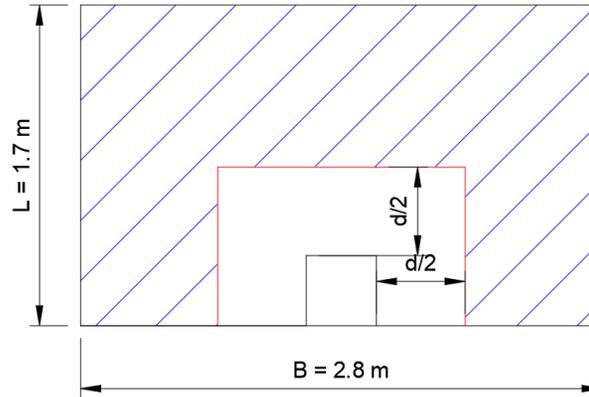
**En dirección “X”:**

$$\phi V_c = 0.75 * (0.17 * \sqrt{25 \text{ MPa}} * 1.7 \text{ m} * 0.442 \text{ m}) * 1000 = \mathbf{479.02 \text{ kN}}$$

$$\mathbf{313.67 \text{ kN} \leq 479.02 \text{ kN} \text{ (Cumple)}}$$

## Verificación a Punzonamiento

### Punzonamiento en Zapata Medianera



Fuente: Elaboración Propia

$$V_u = \frac{q_u \cdot A_c}{b_o \cdot d}$$

$$A_w = (0.35 \text{ m} + 0.442 \text{ m}) \cdot \left(0.35 \text{ m} + \frac{0.442 \text{ m}}{2}\right) = 0.452 \text{ m}^2$$

$$A_c = (2.8 \text{ m} \cdot 1.7 \text{ m}) - 0.452 \text{ m}^2 = 4.308 \text{ m}^2$$

$$b_o = (2 \cdot 0.35 \text{ m}) + (2 \cdot 0.35 \text{ m}) + (3 \cdot 0.442 \text{ m}) = 2.726 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{270.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 4.308 \text{ m}^2}{2.726 \text{ m} \cdot 0.442 \text{ m}} = 965.90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Comprobación de Capacidad Nominal

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$1) V_c = 0.75 \cdot (0.33 \cdot 1 \cdot \sqrt{25} \cdot 1000) = 1237.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$2) V_c = 0.75 \cdot 0.17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\frac{0.35 \text{ m}}{0.35 \text{ m}}}\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{25} \cdot 1000 = 1912.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

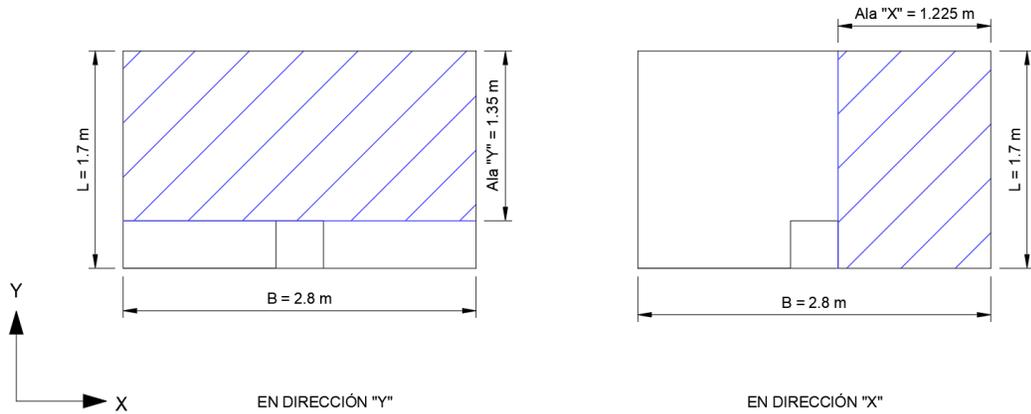
$$3) V_c = 0.75 \cdot 0.083 \cdot \left(2 + \frac{30 \cdot 0.442 \text{ m}}{2.726 \text{ m}}\right) \cdot \sqrt{25} \cdot 1000 = 2136.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Eligiendo el valor menor:

$$965.90 \frac{kN}{m^2} \leq 1237.5 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{Cumple})$$

### Verificación a Flexión

#### Flexión en Zapata Medianera



Fuente: Elaboración Propia

En dirección "X":

$$M_{ux} = (qu_1 * Ala X * L) * \frac{Ala X}{2}$$

$$M_{ux} = \left( 270.15 \frac{kN}{m^2} * 1.225 \text{ m} * 1.7 \text{ m} \right) * \frac{1.225 \text{ m}}{2} = 344.58 \text{ kN} * \text{m}$$

En dirección "Y":

$$M_{uy} = (qu_1 * Ala Y * B) * \frac{Ala Y}{2}$$

$$M_{uy} = \left( 270.15 \frac{kN}{m^2} * 1.35 \text{ m} * 2.8 \text{ m} \right) * \frac{1.35 \text{ m}}{2} = 689.28 \text{ kN} * \text{m}$$

Este valor de momento es absorbido por la viga de equilibrio.

#### Calculo de Armadura Necesaria para parrilla en zapata

$$R_n = \frac{344.58 \text{ kN} * \text{m}}{0.9 * 1.7 \text{ m} * (0.442 \text{ m})^2} = 1152.80 \frac{kN}{m^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 * 25 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} * \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 * 1152.80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{0.85 * 25 \text{ MPa} * 1000} \right)} \right) = 0.00237$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00237 * 160 \text{ cm} * 44.2 \text{ cm} = 17.82 \text{ cm}^2$$

### Acero Minimo

$$A_g = B * H = 1.7 \text{ m} * 0.5 \text{ m} = 0.85 \text{ m}^2 = 8500 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin1} = \frac{0.0018 * 420}{500} * A_g = \frac{0.0018 * 420}{500} * 8500 \text{ cm}^2 = 12.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin2} = 0.0014 * A_g = 0.0014 * 8500 \text{ cm}^2 = 11.9 \text{ cm}^2$$

El valor mayor es de  $A_s = 17.82 \text{ cm}^2$ , es mayor al acero minimo por lo cual el área de acero que se debe colocar debe ser mayor o igual a este valor.

$$\text{Numero de Barras} = \frac{17.82 \text{ cm}^2}{2.01 \text{ cm}^2} = 8.86 \text{ barras} = \text{Asumimos 11 barras}$$

Según la bibliografía “Calculo de Estructuras de Cimentación” del Autor Jose Calavera el Espaciamiento entre barras debe ser 10 a 30 cm, y varios autores recomiendan estar entre el rango de 15 a 20 cm, por lo cual se asume 15 cm.

$$S = \frac{L - (2 * r_{geo})}{\#barras - 1} = \frac{1.70 \text{ m} - (2 * 0.05 \text{ m})}{10 - 1} = 0.17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

$$S \text{ elegido} = 15 \text{ cm}$$

### (Armadura En Dirección “X”)

Numero de Barras (N) = 11

Diámetro de Barra de Longitudinal (dl) = 1.6 mm

$$A_s = N * \left( \frac{\pi}{4} * d^2 \right) = 11 * \left( \frac{\pi}{4} * (1.6 \text{ cm})^2 \right) = 22.11 \text{ cm}^2$$

El armado dispuesto es mayor al acero necesario y minimo por lo cual se colocará 10 barras de diámetro de 16 mm cada 15 cm

$$11 \phi 16 \text{ mm } c/15 \text{ cm}$$

**(Armadura En Dirección "Y")**

El armado en "Y" debe ser mayor al acero minimo  $A_{smin} = 21.16 \text{ cm}^2$  por lo cual se colocará 10 barras de diámetro de 16 mm cada 25 cm.

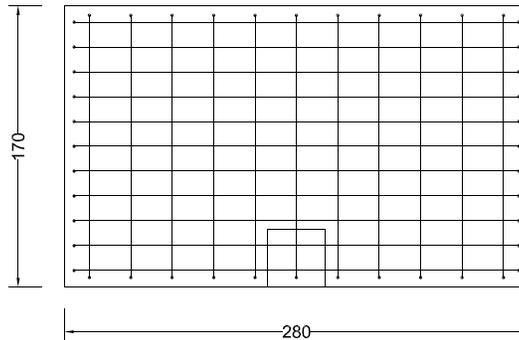
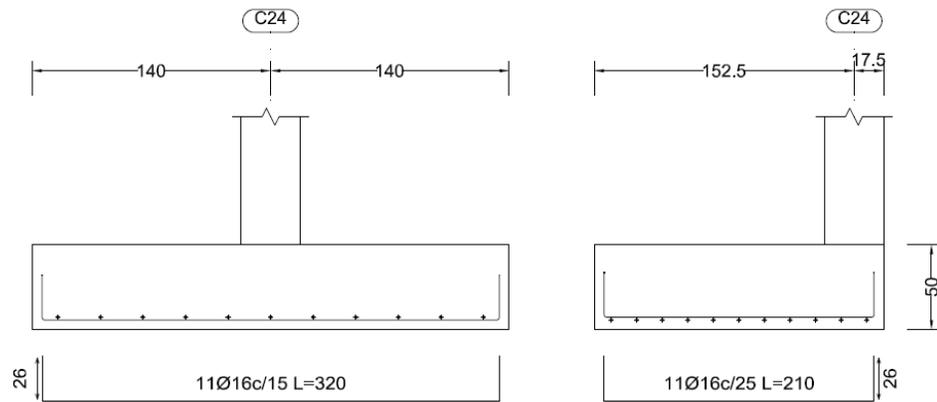
**11  $\phi 16 \text{ mm}$  c/25 cm**

Tabla Comparativa Zapata Medianera

<b>Armadura Longitudinal en Zapata Medianera</b>					
Descripción	Armadura		Área de Acero ( $\text{cm}^2$ )		Variación (%)
	Calculo Manual	Cypecad	Calculo Manual	Cypecad	
En Dirección "X"	11 $\phi 16\text{mm}$ c/15 cm	11 $\phi 16\text{mm}$ c/15 cm	22.11	22.11	0.00
En Dirección "Y"	11 $\phi 16\text{mm}$ c/25 cm	11 $\phi 16\text{mm}$ c/25 cm	22.11	22.11	0.00

Fuente: Elaboración Propia

Armadura de Zapata Medianera



Fuente: Elaboración Propia

## Anexo 4.5: Viga de Equilibrio

### Dimensiones de Viga

$$\text{Altura de Viga } H = \frac{L}{7} = \frac{3.95 \text{ m}}{7} = 0.56 \text{ m}$$

$$\text{Base de Viga } B = \frac{H}{2} = \frac{0.56 \text{ m}}{2} = 0.28 \text{ m}$$

Al tratarse de una viga en contacto con el suelo, adoptamos las siguientes dimensiones:

$$\text{Viga } (B \times H) = 40 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$$

### Peralte efectivo en Viga

Recubrimiento Geométrico:  $r_{\text{geo}} = 4 \text{ cm}$

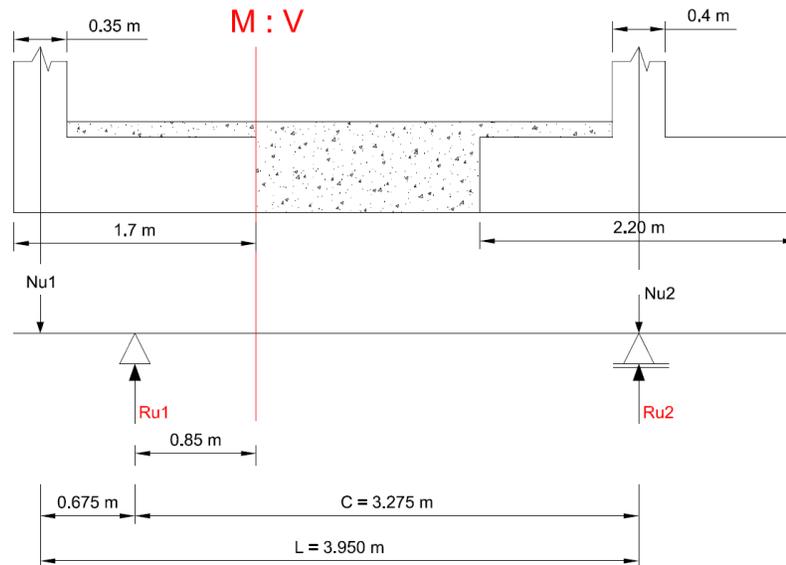
Diámetro asumido en estribos en contacto con el suelo:  $\phi_e = 10 \text{ mm}$

Diámetro de Barras Longitudinales inferiores:  $\phi_{\text{long}} = 12 \text{ mm}$

$$d = H - r_{\text{geo}} - \phi_e - \frac{\phi_{\text{long}}}{2} = 60 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - 1 \text{ cm} - \frac{1.2 \text{ cm}}{2} = 54.4 \text{ cm}$$

### Calculo de Flexión en Viga

#### Reacciones en Viga



Fuente: Elaboración Propia

$$Ru1 = \frac{Nu1 * L}{C} = \frac{1066.20 \text{ kN} * 3.95 \text{ m}}{3.275 \text{ m}} = \mathbf{1285.95 \text{ kN}}$$

$$Ru2 = Nu1 + Nu2 - Ru1 = 1066.20 + 1336.4 - 1285.95 = \mathbf{1116.65 \text{ kN}}$$

Para el cálculo del momento y cortante necesarios para el diseño de la viga, calculamos estas solicitaciones al pie de la zapata medianera:

$$M_{vc} = \left( \left( L - \frac{bc}{2} \right) * Nu1 \right) - \left( Ru1 * \frac{L}{2} \right)$$

$$M_{vc} = \left( \left( 1.7 \text{ m} - \frac{0.35 \text{ m}}{2} \right) * 1066.20 \text{ kN} \right) - \left( 1285.95 \text{ kN} * \frac{1.7 \text{ m}}{2} \right)$$

$$\mathbf{Momento en Viga: M_{vc} = 532.89 \text{ kN} * \text{m}}$$

$$V_{vc} = Ru1 - Nu1 = 1285.95 \text{ kN} - 1066.20 \text{ kN}$$

$$\mathbf{Cortante en Viga: V_{vc} = 219.75 \text{ kN}}$$

$$Rn = \frac{532.89 \text{ kN} * \text{m}}{0.9 * 0.4 \text{ m} * (0.544 \text{ m})^2} = 5001.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 * 25 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} * \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 * 5001.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{0.85 * 25 \text{ MPa} * 1000} \right)} \right) = 0.0116$$

$$\mathbf{As = \rho * b * d = 0.0116 * 40 \text{ cm} * 54.4 \text{ cm} = 25.24 \text{ cm}^2}$$

#### (Armadura Superior)

Numero de Barras (N) = 5

Diámetro de Barra de Longitudinal (dl) = 25.4 mm

$$\mathbf{As = N * \left( \frac{\pi}{4} * d^2 \right) = 5 * \left( \frac{\pi}{4} * (2.54 \text{ cm})^2 \right) = 25.34 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{25.34 \text{ cm}^2 > 25.24 \text{ cm}^2}$$

El área de acero propuesta cumple el requerimiento de acero superior, y para el acero inferior colocamos el acero mínimo.

**Acero Superior: 5  $\phi$ 25.4 mm**

**Acero Inferior: 3  $\phi$ 12 mm**

**Comprobación de Resistencia Nominal de la Sección:**

Altura de Bloque de Compresión para Acero Superior

$$a = \frac{A_{st} * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{25.34 \text{ cm}^2 * 500 \text{ MPa}}{0.85 * 25 \text{ MPa} * 40 \text{ cm}}$$

$$a = 14.90 \text{ cm}$$

**Comprobación de Capacidad en Momento Máximo Superior**

$$\phi M_n = \phi * (A_{tprop} * f_y * (d - \frac{a}{2}))$$

$$\phi M_n = 0.9 * \left( 0.00254 \text{ m}^2 * 500 \text{ MPa} * \left( 0.544 \text{ m} - \frac{0.149 \text{ m}}{2} \right) \right) * 1000$$

$$\phi M_n = 536.64 \text{ kN} * \text{m}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$532.89 \text{ kN} * \text{m} \leq 536.64 \text{ kN} * \text{m} \quad \text{Cumple}$$

**Cortante en Viga:**

$$\text{Cortante en el Hormigón: } V_c = 0.17 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 0.17 * 1 * \sqrt{25 \text{ MPa}} * 0.4 \text{ m} * 0.544 \text{ m} * 1000 = 184.96 \text{ kN}$$

**Calculo del Cortante del Acero**

Se propuso colocar armadura transversal con diámetro de 8 mm con una separación de 20 cm.

$$A_v = 2 * \left( \frac{\pi}{4} * \phi^2 \right) = 2 * \left( \frac{\pi}{4} * 0.8 \text{ cm}^2 \right) = 1.005 \text{ cm}^2$$

Separación entre estribos: S = 20 cm

$$V_s = \frac{0.0001005 \text{ m}^2 * 420 \text{ MPa} * 0.544 \text{ m}}{0.2 \text{ m}} * 1000$$

$$V_s = 114.81 \text{ kN}$$

Calculo de Acero de Minimo

$$A_{smin} = 0.062 * \sqrt{f'c} * \frac{b * S}{f_y} = 0.062 * \sqrt{25 \text{ MPa}} * \frac{40 \text{ cm} * 20 \text{ cm}}{500 \text{ MPa}} = 0.496 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.35 * \frac{b * S}{f_y} = 0.35 * \frac{40 \text{ cm} * 20 \text{ cm}}{f_y} = 0.56 \text{ cm}^2$$

El valor mayor de estas 2 formulas, es el acero minimo a cortante, igual a:

$$A_{smin} = 0.56 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento Máximo entre Estribos:

$$\text{Para: } V_s \leq 0.33 * \sqrt{f'c} * b * d = 114.81 \text{ kN} \leq 359.04 \text{ kN} \text{ (Cumple)}$$

$$\text{Espaciamiento Máximo: } S_{max} = \frac{54.4 \text{ cm}}{2} = 27.2 \text{ cm}$$

Comprobación de Condiciones de Acero Minimo y Espaciamiento

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} \quad 1.005 \text{ cm}^2 \geq 0.56 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

$$S \leq S_{max} \quad 20 \text{ cm} \leq 27.2 \text{ cm} \text{ Cumple}$$

**Comprobación de Resistencia Nominal de la Sección:**

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$219.75 \text{ kN} \leq (0.75 * 184.96 \text{ kN}) + (0.75 * 114.81 \text{ kN})$$

$$219.75 \text{ kN} \leq 224.83 \text{ kN} \text{ (Cumple)}$$

El acero transversal colocado cumple las condiciones, entonces colocamos el siguiente acero transversal:

$$\# \text{ estribos} = \frac{L}{S} = \frac{147 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 7.35 \approx 8 \text{ estribos}$$

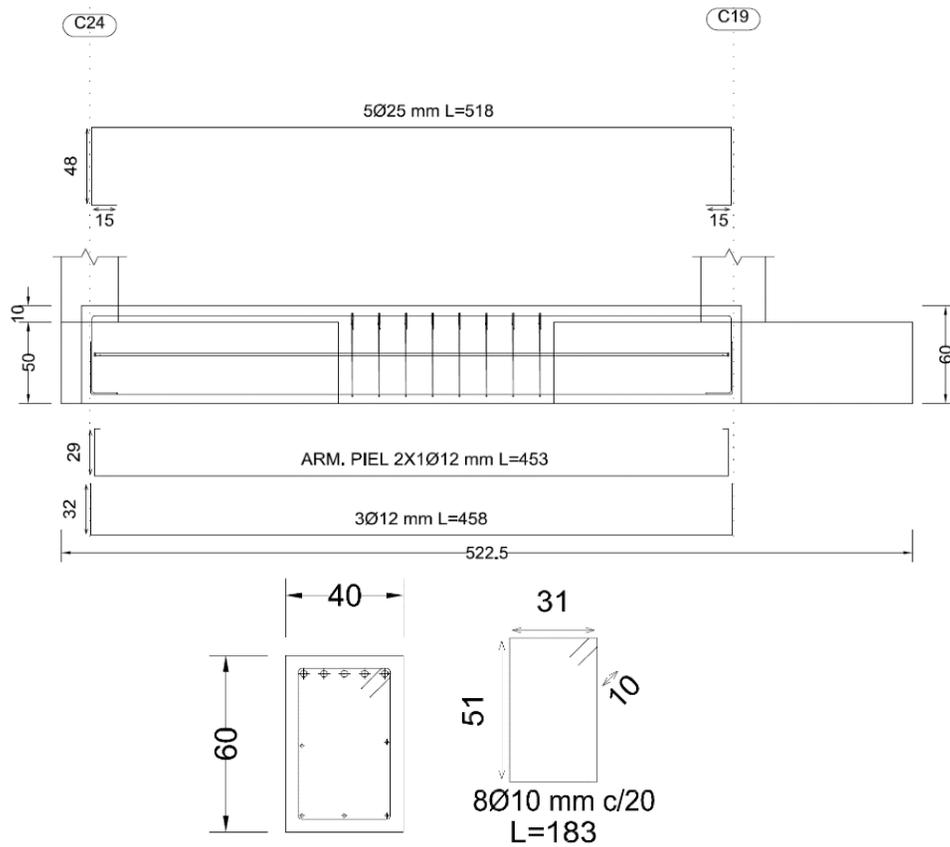
**8  $\phi$ 8 mm c/20 cm**

Tabla comparativa de Viga de Equilibrio

Armadura Longitudinal					
Ubicación	Armadura		As (cm <sup>2</sup> )		Variación (%)
	Calculo Manual	Cypecad	Calculo Manual	Cype	
Armadura Superior	5φ25 mm	5φ25 mm	25.34	25.34	0.0
Armadura Inferior	3φ12 mm	3φ12 mm	25.34	25.34	0.0
Armadura Transversal					
Toda la Longitud	8 estribos Φ8 mm c/20	8 estribos Φ10 mm c/20	8.04	12.56	36

Fuente: Elaboración Propia

Armadura de Viga de Equilibrio



Fuente: Elaboración Propia

#### **Anexo 4.6: Zapata Combinada**

La verificación se realizó en la zapata combinada entre C11 y C12.

#### **Propiedades de los materiales del Elemento**

Resistencia a compresión del Hormigón:  $f'c = 25 \text{ MPa}$

Peso Específico del Hormigón:  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Resistencia del Acero (Limite de fluencia):  $f_y = 500 \text{ MPa}$

#### **Dimensiones de Columna que llega a ambas zapatas**

C11:  $a_c = b_c = 30 \text{ cm}$

C12:  $a_c = b_c = 35 \text{ cm}$

#### **Solicitaciones Transmitidas de Columna C11**

Normal en Servicio C11:  $N_{s11} = 525.04 \text{ kN}$

Normal Ultima C11:  $N_{u11} = 664.3 \text{ kN}$

#### **Solicitaciones Transmitidas de Columna C12**

Normal en Servicio C12:  $N_{s12} = 668.93 \text{ kN}$

Normal Ultima C12:  $N_{u12} = 853.70 \text{ kN}$

**Esfuerzo Admisible del Suelo:**  $\sigma_{adm} = 0.225 \text{ MPa} = 225 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

#### **Dimensionamiento de Zapata**

$\phi =$  Coeficiente para peso de zapata combinada de 5% de  $N_s$

$$A_{zapata} = \frac{(N_{s11} + N_{s12}) * \phi}{\sigma_{adm}} = \frac{1193.97 \text{ kN} * 1.05}{225 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 5.57 \text{ m}^2$$

Al tratarse de una zapata combinada, elegimos una forma cuadrada para un mejor comportamiento, con dimensiones que cumplan el área necesaria

$$\sqrt{A_z} = \sqrt{5.57 \text{ m}^2} = 2.36 \text{ m}$$

**En base a este criterio se eligió una zapata cuadrada de 2.60 m x 2.60 m**

$$A_z = 2.60 \text{ m} * 2.60 \text{ m} = 6.76 \text{ m}^2 \geq 5.57 \text{ m}^2 \text{ (Cumple)}$$

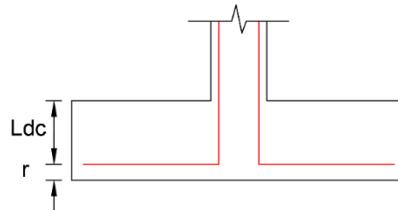
### Zapata Cuadrada Combinada (B x L = 2.60 m x 2.60 m)

Para la altura se tomará en consideración la longitud de desarrollo a compresión y el recubrimiento de la armadura para zapatas como la altura necesaria:

Longitud de Desarrollo a Compresión:  $Ldc = 38.4 \text{ cm}$  (Anexo 2)

Recubrimiento geométrico en zapata:  $r_{geo} = 5 \text{ cm}$

Determinación de Altura de Zapata Medianera



Fuente: Elaboración Propia

$$\text{Altura de Zapata: } H = Ldc + r_{geo} = 38.4 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 43.4 \text{ cm}$$

En base a este cálculo se eligió una altura de zapata de 50 cm, las dimensiones a comprobar de la zapata son las siguientes:

$$\text{Zapata Combinada: } B * L * H = 2.60 \text{ m} * 2.60 \text{ m} * 0.50 \text{ m}$$

Estas dimensiones son las mismas que se dispuso en el modelado en el programa Cypecad.

### Calculo de Peralte Efectivo en la Zapata

$$\text{Diámetro de barra en parrilla: } \phi_l = 16 \text{ mm} = 1.6 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento Geométrico: } r_{geo} = 5 \text{ cm}$$

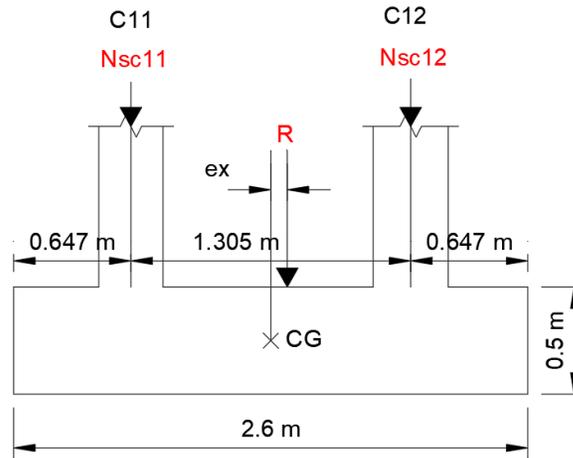
$$\text{Recubrimiento Mecánico: } r_{mecac} = r_{geo} + \frac{\phi_l}{2} = 5 \text{ cm} + \frac{1.6 \text{ cm}}{2} = 5.8 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte Efectivo: } d = H - r_{mecac} = 50 \text{ cm} - 5.8 \text{ cm} = 44.2 \text{ cm}$$

### Peso Propio de la Zapata

$$P_{pz1} = B * L * H * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2.60 \text{ m} * 2.60 \text{ m} * 0.5 \text{ m} * \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} = 84.5 \text{ kN}$$

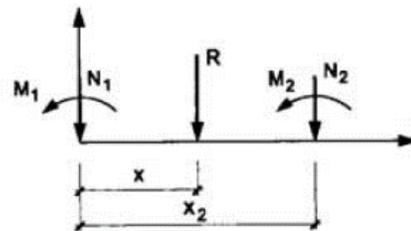
## Dimensiones y Equilibrio de Fuerzas en Zapata Combinada



Fuente: Elaboración Propia

### Calculando su resultante de las fuerzas:

De acuerdo al libro de “Calculo de Estructuras de Cimentación de Jose Calavera podemos resolver el sistema con un cálculo de equilibrio simple donde:



$$R = N_1 + N_2$$

$$x = \frac{N_2 x_2 - M_1 - M_2}{N_1 + N_2}$$

Fuente: (Calavera J. , Calculo de Estructuras de Cimentación, 2000)

### C11:

$$Msx' c11 = Qsx * H = (0.02 \text{ kN} * 0.5 \text{ m}) = 0.01 \text{ kN} * \text{m}$$

$$Msy' c11 = Qsy * H = (0.7 \text{ kN} * 0.5 \text{ m}) = 0.35 \text{ kN} * \text{m}$$

### C12:

$$Msx' c12 = Qsx * H = (-1.2 \text{ kN} * 0.5 \text{ m}) = -0.6 \text{ kN} * \text{m}$$

$$Msy' c12 = Qsy * H = (0.4 \text{ kN} * 0.5 \text{ m}) = 0.2 \text{ kN} * \text{m}$$

Calculando la Resultante

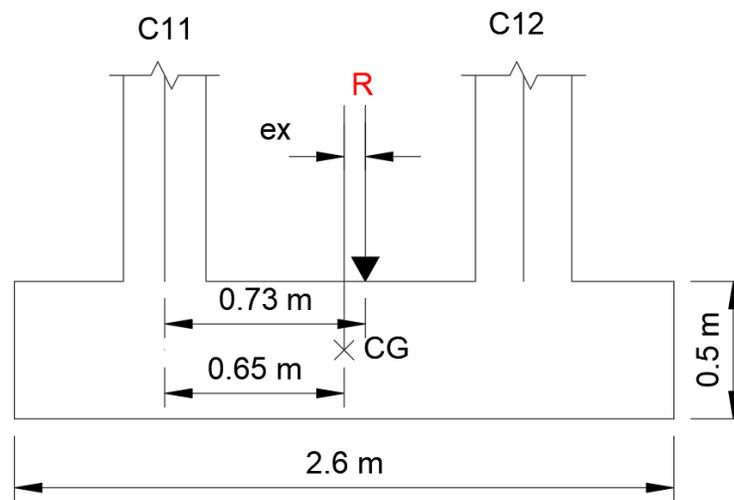
$$R = N_{sc11} + N_{sc12} = 525.04 \text{ kN} + 668.93 \text{ kN} = 1193.97 \text{ kN}$$

$$x_2 = 1.305 \text{ m}$$

$$x = \frac{N_{sc12} * x_2 - M_{sx'} c_{11} - M_{sx'} c_{12}}{N_{sc11} + N_{sc12}}$$

$$x = \frac{(668.93 \text{ kN} * 1.305 \text{ m}) - 0.01 \text{ kN} * \text{m} + 0.6 \text{ kN} * \text{m}}{1193.97 \text{ kN}} = 0.732 \text{ m}$$

**Verificación de Excentricidad**



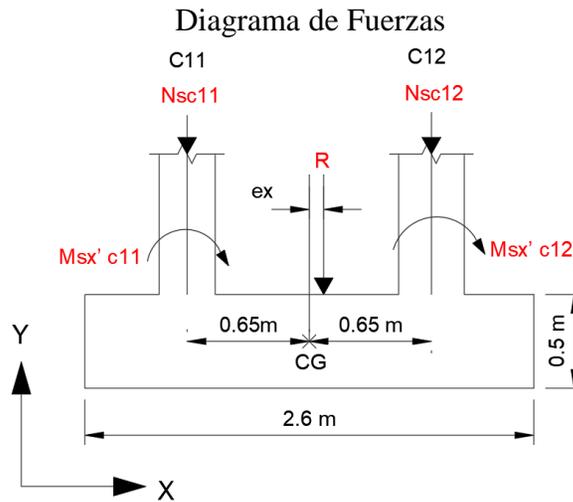
Fuente: Elaboración Propia

**Excentricidades:**

$$ex = 0.732 \text{ m} - 0.653 \text{ m} = 0.079 \text{ m} = 7.9 \text{ cm}$$

Si la coincidencia del centro de gravedad en planta del cimiento con el punto de paso de la resultante no puede conseguirse, la distribución de presiones es variable, en ese caso se debe calcular dicha distribución variable.

**Calculo de Momentos**



$$\sum M_x = M_{sx'c11} + M_{sx'c12} - (N_{sc11} * 0.65 \text{ m}) + (N_{sc12} * 0.65 \text{ m})$$

$$\sum M_x = 0.01 \text{ kN} * \text{m} - 0.6 \text{ kN} * \text{m} - (525.04 \text{ kN} * 0.65 \text{ m}) + (668.93 \text{ kN} * 0.65 \text{ m})$$

$$\sum M_x = \mathbf{M_{tx} = 92.94 \text{ kN} * \text{m}}$$

$$\sum M_y = M_{ty} = M_{sy'c11} + M_{sy'c12} = 0.35 \text{ kN} * \text{m} + 0.2 \text{ kN} * \text{m} = \mathbf{0.55 \text{ kN} * \text{m}}$$

$$\mathbf{R = N_{sc11} + N_{sc12} = 525.04 \text{ kN} + 668.93 \text{ kN} = 1193.97 \text{ kN}}$$

#### Verificando las Excentricidades

$$e_x = \frac{\sum M_x}{R} = \frac{(92.94) \text{ kN} * \text{m}}{1193.97 \text{ kN}} = 0.077 \text{ cm} \leq \frac{260 \text{ cm}}{6} = 43.3 \text{ cm} \text{ **Cumple**}$$

$$e_y = \frac{\sum M_y}{R} = \frac{(0.55) \text{ kN} * \text{m}}{1210.58 \text{ kN}} = 0.00046 \text{ cm} \leq \frac{260 \text{ cm}}{6} = 43.3 \text{ cm} \text{ **Cumple**}$$

#### Las excentricidades caen dentro del núcleo central

Las Excentricidades en ambas direcciones se encuentran dentro del núcleo central, por lo cual la distribución de presiones estará completamente a compresión.

### Verificando Distribución de Esfuerzos para Diseño:

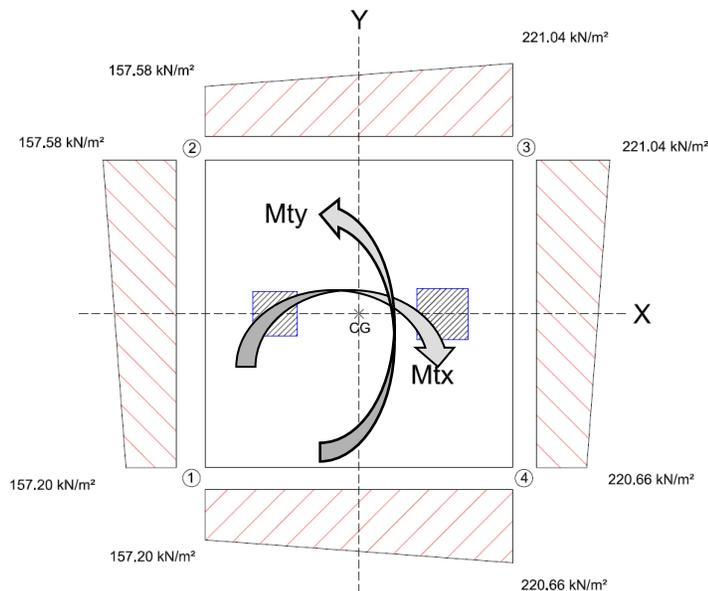
$$\sigma_1 = \frac{R + PPz}{B * L} - \frac{6 * Mtx}{L * B^2} - \frac{6 * Mty}{B * L^2} = 157.20 \frac{kN}{m^2} \leq 225 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{Cumple})$$

$$\sigma_2 = \frac{R + PPz}{B * L} - \frac{6 * Mtx}{L * B^2} + \frac{6 * Mty}{B * L^2} = 157.58 \frac{kN}{m^2} \leq 225 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{Cumple})$$

$$\sigma_3 = \frac{R + PPz}{B * L} + \frac{6 * Mtx}{L * B^2} + \frac{6 * Mty}{B * L^2} = 221.04 \frac{kN}{m^2} \leq 225 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{Cumple})$$

$$\sigma_4 = \frac{R + PPz}{B * L} + \frac{6 * Mtx}{L * B^2} - \frac{6 * Mty}{B * L^2} = 220.66 \frac{kN}{m^2} \leq 225 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{Cumple})$$

### Presiones en Zapata Combinada



Fuente: Elaboración Propia

### Calculando Presiones debido a Solicitaciones Mayoradas

$$Ru = Nuc11 + Nuc12 = 664.3 \text{ kN} + 853.70 \text{ kN} = 1518 \text{ kN}$$

$$C11: \quad Mux \text{ c11} = Qux * h = 1.22 \text{ kN} * 0.5 \text{ m} = 0.61 \text{ kN} * \text{m}$$

$$Muy \text{ c11} = Quy * h = 6.24 \text{ kN} * 0.5 \text{ m} = 3.12 \text{ kN} * \text{m}$$

$$C12: \quad Mux \text{ c12} = Qux * h = -1.85 \text{ kN} * 0.5 \text{ m} = -0.92 \text{ kN} * \text{m}$$

$$Muy \text{ c12} = Quy * h = 5.68 \text{ kN} * 0.5 \text{ m} = 2.84 \text{ kN} * \text{m}$$

Mut:  $Mutx = 0.61 \text{ kN} \cdot \text{m} - 0.92 \text{ kN} \cdot \text{m} = -0.31 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$Muty = 3.12 \text{ kN} \cdot \text{m} + 2.84 \text{ kN} \cdot \text{m} = 5.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$

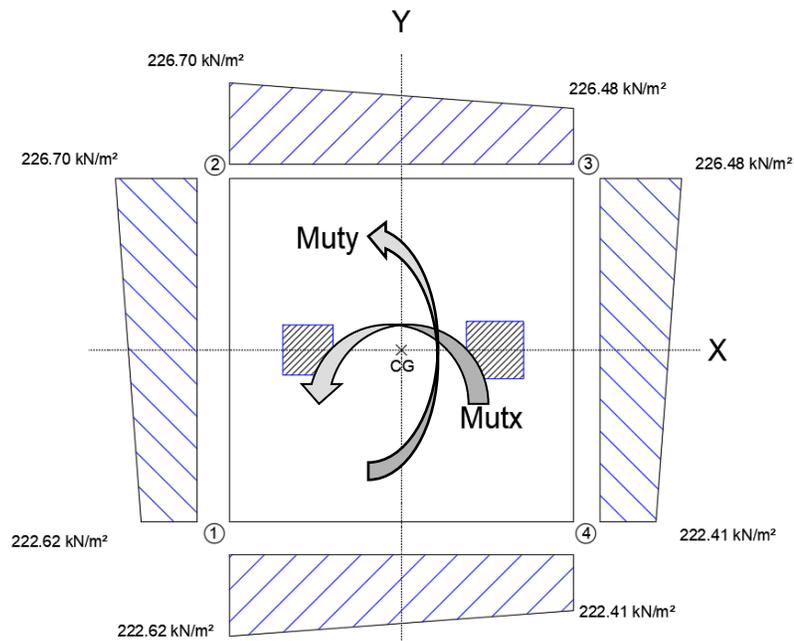
$$\sigma_1 = \frac{Ru}{B \cdot L} - \frac{6 \cdot Mutx}{L \cdot B^2} - \frac{6 \cdot Muty}{B \cdot L^2} = 222.62 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{Ru}{B \cdot L} - \frac{6 \cdot Mutx}{L \cdot B^2} + \frac{6 \cdot Muty}{B \cdot L^2} = 226.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{Ru}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot Mutx}{L \cdot B^2} + \frac{6 \cdot Muty}{B \cdot L^2} = 226.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{Ru}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot Mutx}{L \cdot B^2} - \frac{6 \cdot Muty}{B \cdot L^2} = 222.41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Presiones en Zapata Combinada debido a Solicitaciones Mayoradas



Fuente: Elaboración Propia

Los Valores que serán usados para el diseño de acero inferior son los valores máximos:

$$\sigma_{max} = 226.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{min} = 226.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Analizamos en el Eje x, donde se encuentran las 2 columnas para el diseño se tomará la distribución de presiones más alta:

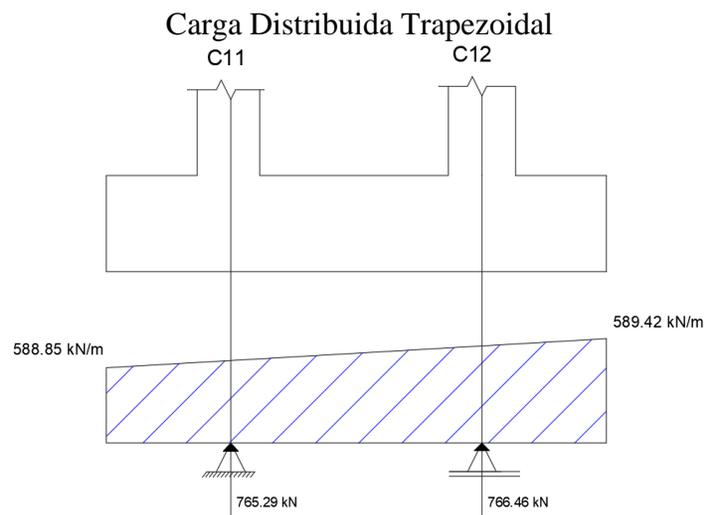
$$\sigma_{max} = 226.70 \frac{kN}{m^2} \quad \sigma_{min} = 226.48 \frac{kN}{m^2}$$

Convirtiendo a Carga Lineal:

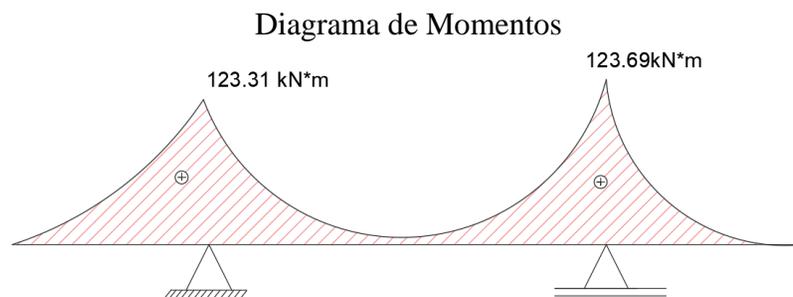
$$q_{max} = \sigma_{max} * B = 226.70 \frac{kN}{m^2} * 2.6 m = 589.42 \frac{kN}{m}$$

$$q_{min} = \sigma_{min} * B = 226.48 \frac{kN}{m^2} * 2.6 m = 588.85 \frac{kN}{m}$$

Para Calcular los momentos máximos y cortantes que se generan en la zapata asumimos para el análisis como una viga apoyada con 2 volados con sus cargas:

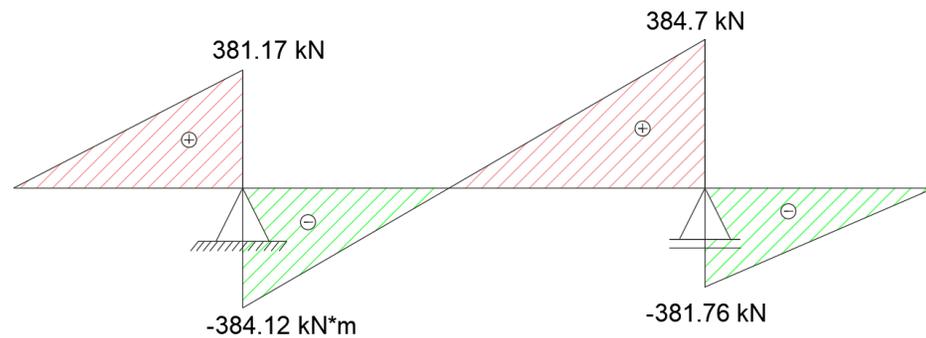


Fuente: Elaboración Propia



Fuente: Elaboración Propia

Diagrama de Cortante



Fuente: Elaboración Propia

En base a los diagramas de momento y cortante calculados podemos proceder al diseño en flexión del acero superior y las verificaciones a cortante en dirección x y punzonamiento.

### Datos de Diagramas para el Diseño de la Zapata en dirección Longitudinal

Cortante: Usamos el valor mayor de cortante del diagrama, a una distancia del apoyo:

$$\text{Cortante a "d" del apoyo C11} = 123.72 \text{ kN}$$

$$\text{Cortante a "d" del apoyo C12} = 124.30 \text{ kN}$$

Momento Ultimo: Usamos el valor máximo de Cortante en la cara del apoyo:

$$\text{Momento de diseño (M +)} = 123.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Diseño en Dirección Longitudinal de Acero Superior

$$R_n = \frac{M_u}{0.9 \cdot b \cdot d^2} = \frac{123.69 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0.9 \cdot 2.6 \text{ m} \cdot (0.442 \text{ m})^2} = 270.57 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 \cdot 25 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot 270.57 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{0.85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 1000} \right)} \right) = 0.000545$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.000545 \cdot 260 \text{ cm} \cdot 44.2 \text{ cm} = 6.26 \text{ cm}^2$$

### Acero Minimo

$$A_g = B * H = 2.6 \text{ m} * 0.5 \text{ m} = 1.3 \text{ m}^2 = 13000 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin1} = \frac{0.0018 * 420}{500} * A_g = \frac{0.0018 * 420}{500} * 13000 \text{ cm}^2 = 19.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin2} = 0.0014 * A_g = 0.0014 * 13000 \text{ cm}^2 = 18.20 \text{ cm}^2$$

El valor mayor es de  $A_s = 19.65 \text{ cm}^2$ , es mayor al acero necesario por lo cual el área de acero que se debe colocar debe ser mayor o igual a este valor.

$$\text{Numero de Barras} = \frac{19.65 \text{ cm}^2}{2.01 \text{ cm}^2} = 9.77 \text{ barras} \approx 10 \text{ Barras}$$

Según la bibliografía “Calculo de Estructuras de Cimentación” del Autor Jose Calavera el Espaciamiento entre barras debe ser 10 a 30 cm, y varios autores recomiendan estar entre el rango de 15 a 20 cm, por lo cual se asume 25 cm.

$$S = \frac{L - (2 * r_{geo})}{\#barras - 1} = \frac{2.60 \text{ m} - (2 * 0.05 \text{ m})}{10 - 1} = 0.27 \text{ m} = 27 \text{ cm}$$

$$S \text{ elegido} = 25 \text{ cm}$$

Numero de Barras (N) = 10

Diámetro de Barra de Longitudinal (dl) = 1.6 mm

$$A_s = 10 * \left(\frac{\pi}{4} * (1.6 \text{ cm})^2\right) = 20.1 \text{ cm}^2 > 19.65 \text{ cm}^2 \text{ **Cumple**}$$

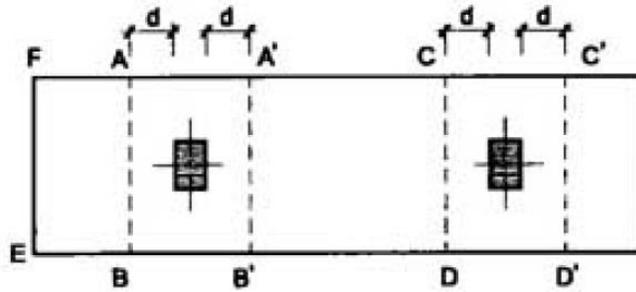
El armado dispuesto es mayor al acero necesario y minimo por lo cual se colocará 10 barras de diámetro de 16 mm cada 25 cm para acero superior:

**Acero Superior Longitudinal 10φ16 mm c/25 cm**

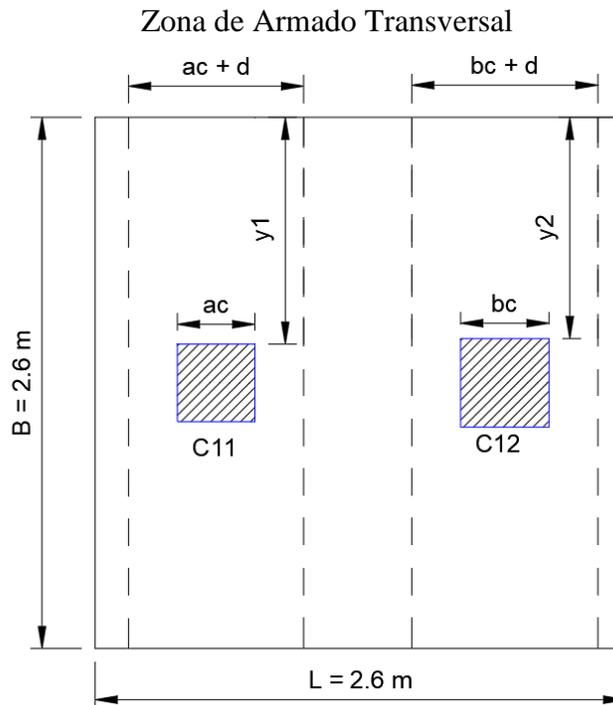
### Diseño en Dirección Transversal de Acero Superior

El tema no es tratado por ninguna instrucción. Si la pieza es transversalmente flexible como habitualmente ocurre en piezas de sección rectangular, una solución práctica es considerar unos voladizos virtuales AA'BB' y CC'DD' en cada pilar con ancho el del pilar más dos cantos y considerar concentrada en su superficie toda la reacción del suelo correspondiente a ese pilar. El voladizo se

arma a flexión tomando como luz la distancia desde su extremo a la cara del pilar. (Calavera J. , Calculo de Estructuras de Cimentación, 2000)



Fuente: (Calavera J. , Calculo de Estructuras de Cimentación, 2000)



Fuente: Elaboración Propia

$$M1 = \frac{Nu c11}{(ac + d) * B} * \frac{(ac + d) * y1^2}{2}$$

$$M2 = \frac{Nu c11}{(bc + d) * B} * \frac{(bc + d) * (y2)^2}{2}$$

$$ac + d = 30 \text{ cm} + 44.2 \text{ cm} = 74.2 \text{ cm} = 0.742 \text{ m}$$

$$bc + d = 35 \text{ cm} + 44.2 \text{ cm} = 79.2 \text{ cm} = 0.792 \text{ m}$$

$$y1 = \frac{B - ac}{2} = \frac{2.6 \text{ m} - 0.30 \text{ m}}{2} = 1.15 \text{ m}$$

$$y2 = \frac{B - bc}{2} = \frac{2.6 \text{ m} - 0.35 \text{ m}}{2} = 1.125 \text{ m}$$

$$M1 = \frac{664.3 \text{ kN}}{0.742 \text{ m} * 2.6 \text{ m}} * \frac{(0.742 \text{ m}) * 1.15 \text{ m}^2}{2} = 168.94 \text{ kN} * \text{m}$$

$$M2 = \frac{853.7 \text{ kN}}{0.792 \text{ m} * 2.6 \text{ m}} * \frac{(0.792 \text{ m}) * (1.125)^2}{2} = 207.78 \text{ kN} * \text{m}$$

Diseñamos para el Momento Mayor “M2” para el acero transversal superior:

$$Rn = \frac{Mu}{0.9 * b * d^2} = \frac{168.94 \text{ kN} * \text{m}}{0.9 * 2.6 \text{ m} * (0.442 \text{ m})^2} = 369.54 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 * 25 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} * \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 * 369.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{0.85 * 25 \text{ MPa} * 1000} \right)} \right) = 0.000745$$

$$As = \rho * b * d = 0.000745 * 260 \text{ cm} * 44.2 \text{ cm} = \mathbf{8.56 \text{ cm}^2}$$

Acero Minimo

$$Ag = B * H = 2.6 \text{ m} * 0.5 \text{ m} = 1.3 \text{ m}^2 = 13000 \text{ cm}^2$$

$$Asmin1 = \frac{0.0018 * 420}{500} * Ag = \frac{0.0018 * 420}{500} * 13000 \text{ cm}^2 = 19.65 \text{ cm}^2$$

$$Asmin2 = 0.0014 * Ag = 0.0014 * 13000 \text{ cm}^2 = 18.20 \text{ cm}^2$$

El valor mayor es de  $As = 19.65 \text{ cm}^2$ , es mayor al acero necesario por lo cual el área de acero que se debe colocar debe ser mayor o igual a este valor.

$$\text{Numero de Barras} = \frac{19.65 \text{ cm}^2}{2.01 \text{ cm}^2} = 9.77 \text{ barras} \approx 10 \text{ Barras}$$

Según la bibliografía “Calculo de Estructuras de Cimentación” del Autor Jose Calavera el Espaciamiento entre barras debe ser 10 a 30 cm, y varios autores recomiendan estar entre el rango de 15 a 20 cm, por lo cual se asume 25 cm.

$$S = \frac{L - (2 * r_{geo})}{\#barras - 1} = \frac{2.60 \text{ m} - (2 * 0.05 \text{ m})}{10 - 1} = 0.27 \text{ m} = 27 \text{ cm}$$

$$S \text{ elegido} = 25 \text{ cm}$$

Numero de Barras (N) = 10

Diámetro de Barra de Longitudinal (dl) = 1.6 mm

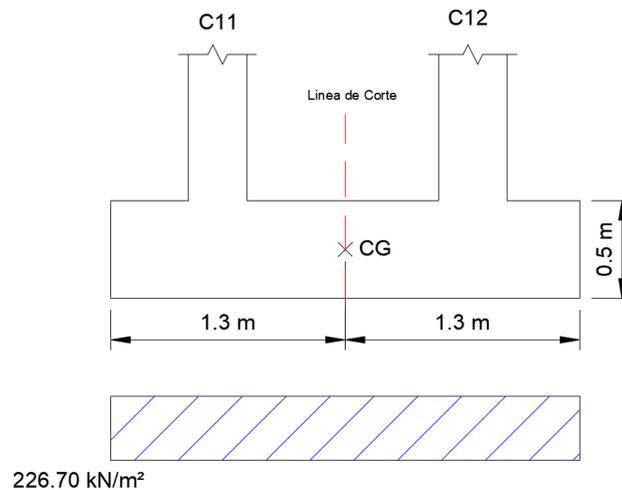
$$A_s = 10 * \left(\frac{\pi}{4} * (1.6 \text{ cm})^2\right) = 20.1 \text{ cm}^2 > 19.65 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

El armado dispuesto es mayor al acero necesario y mínimo por lo cual se colocará 10 barras de diámetro de 16 mm cada 25 cm para acero superior transversal:

**Acero Superior Transversal 10φ16 mm c/25 cm**

### Diseño en Dirección Longitudinal de Acero Inferior

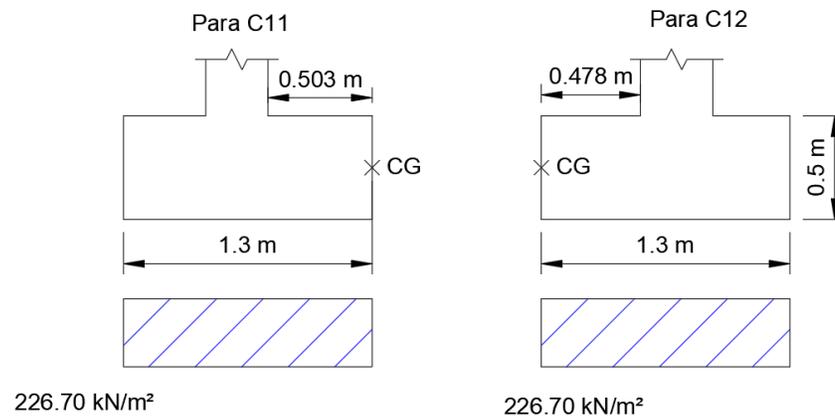
Para el diseño del acero inferior longitudinal se aplicó el valor de esfuerzo máximo del suelo debido a que no hay diferencia perceptible con el valor inferior se aplicara este valor en toda la sección como una presión uniforme:



Fuente: Elaboración Propia

Dividimos la zapata en su centro de gravedad y analizamos cada pieza por separado y adoptamos para toda la sección como la cantidad de acero inferior que corresponde al momento mayor de las 2

#### Análisis de Zapata dividida en cada columna



Fuente: Elaboración Propia

#### Para C11:

$$M_{c11} = \left( 226.70 \frac{kN}{m^2} * (0.503 m * 2.6 m) \right) * \left( \frac{0.503 m}{2} \right) = 74.56 kN * m$$

#### Para C12:

$$M_{c12} = \left( 226.70 \frac{kN}{m^2} * (0.478 m * 2.6 m) \right) * \left( \frac{0.478 m}{2} \right) = 67.33 kN * m$$

Elegimos el Momento Mayor  $M_{c11} = 74.56 kN * m$  para el diseño del acero Inferior, el cálculo será el mismo de flexión por lo cual se hará un cálculo directo de la cuantía necesaria:

$$A_s = \rho * b * d = 0.000327 * 130 cm * 44.2 cm = 1.87 cm^2$$

Acero Mínimo

$$A_g = B * H = 1.3 m * 0.5 m = 0.65 m^2 = 6500 cm^2$$

$$A_{smin1} = \frac{0.0018 * 420}{500} * A_g = \frac{0.0018 * 420}{500} * 6500 \text{ cm}^2 = 9.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin2} = 0.0014 * A_g = 0.0014 * 6500 \text{ cm}^2 = 9.10 \text{ cm}^2$$

El valor mayor es de  $A_s = 9.82 \text{ cm}^2$ , es mayor al acero necesario por lo cual el área de acero que se debe colocar debe ser mayor o igual a este valor.

$$\text{Numero de Barras} = \frac{9.82 \text{ cm}^2}{2.01 \text{ cm}^2} = 4.88 \text{ barras} \approx 6 \text{ Barras}$$

$$NB \text{ en Largo de Zapata (x2)} = 12 \text{ barras}$$

Según la bibliografía “Calculo de Estructuras de Cimentación” del Autor Jose Calavera el Espaciamiento entre barras debe ser 10 a 30 cm, y varios autores recomiendan estar entre el rango de 15 a 20 cm, por lo cual se asume 20 cm.

$$S = \frac{L - (2 * r_{geo})}{\#barras - 1} = \frac{2.60 \text{ m} - (2 * 0.05 \text{ m})}{12 - 1} = 0.22 \text{ m} = 22 \text{ cm}$$

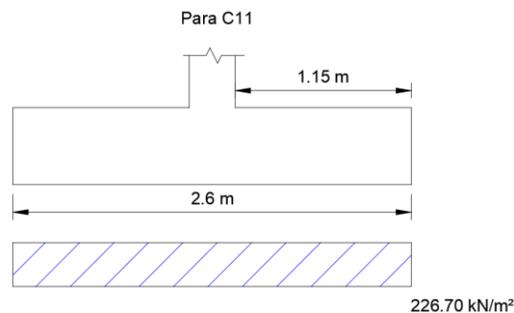
$$S \text{ elegido} = 20 \text{ cm}$$

$$A_s = 12 * \left(\frac{\pi}{4} * (1.6 \text{ cm})^2\right) = 24.12 \text{ cm}^2 > 19.65 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

El armado dispuesto es mayor al acero necesario y minimo por lo cual se colocará 12 barras de diámetro de 16 mm cada 20 cm para acero inferior longitudinal:

### **Acero Inferior Longitudinal 12φ16 mm c/20 cm**

#### **Diseño en Dirección Transversal de Acero Inferior**



$$M_{c11} = \left( 226.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * (1.15 \text{ m} * 2.6 \text{ m}) \right) * \left( \frac{1.15 \text{ m}}{2} \right) = 389.75 \text{ kN} * \text{m}$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00174 * 130 \text{ cm} * 44.2 \text{ cm} = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{0.0018 * 420}{500} * A_g = \frac{0.0018 * 420}{500} * 13000 \text{ cm}^2 = 19.65 \text{ cm}^2$$

Usamos acero Necesario  $A_s = 20 \text{ cm}$ , mayor al acero minimo:

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

**Acero Inferior Transversal  $12\phi 16 \text{ mm } c/20 \text{ cm}$**

### Comprobación de Capacidad Nominal en Cortante

Calculo del Cortante en Dirección Longitudinal, se calcula con los valores obtenidos del diagrama de cortantes:

$$V_u \leq \phi V_c$$

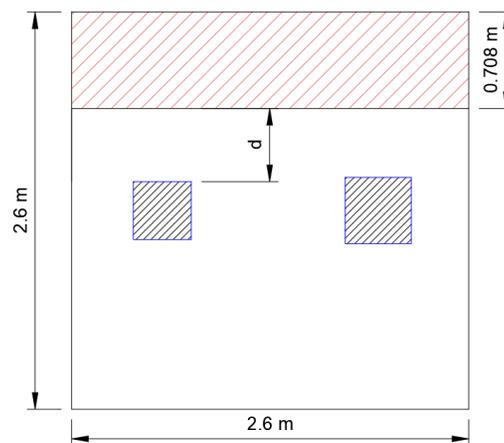
$$\phi V_c = 0.75 * (0.17 * \sqrt{f'_c} * b * d)$$

$$\phi V_c = 0.75 * (0.17 * \sqrt{25 \text{ MPa}} * 2.6 \text{ m} * 0.442 \text{ m}) * 1000 = 732.61 \text{ kN}$$

$$\text{Para C11: } 123.72 \text{ kN} \leq 732.61 \text{ kN} \text{ (Cumple)}$$

$$\text{Para C12: } 124.30 \text{ kN} \leq 732.61 \text{ kN} \text{ (Cumple)}$$

### Calculo del Cortante en Dirección Transversal



$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_u = \sigma_{max} * \left( \frac{B - ac}{2} - d \right) * L$$

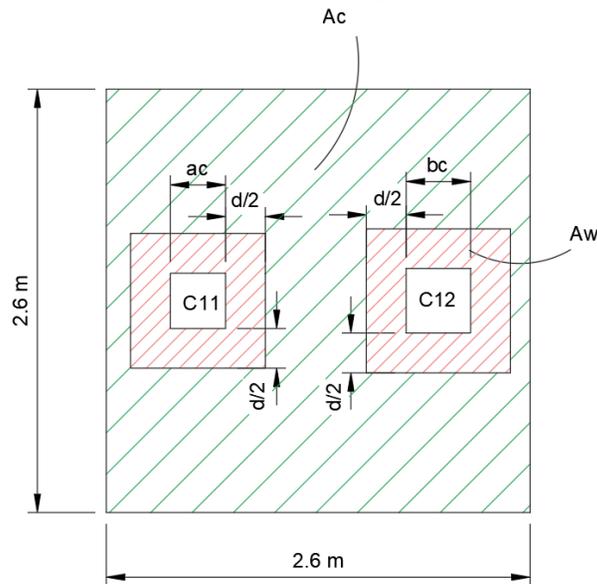
$$V_u = 226.70 \frac{kN}{m^2} * \left( \frac{2.6 m - 0.30 m}{2} - 0.442 m \right) * 2.6 m = 417.31 kN$$

$$\phi V_c = 0.75 * (0.17 * \sqrt{f'_c} * b * d)$$

$$\phi V_c = 0.75 * (0.17 * \sqrt{25 MPa} * 2.6 m * 0.442 m) * 1000 = 732.61 kN$$

$$417.31 kN \leq 732.61 kN \text{ (Cumple)}$$

### Comprobación a Punzonamiento de la Zapata Combinada



Fuente: Elaboración Propia

$$V_u = \frac{\sigma_{max} * A_c}{b_o * d}$$

Para C11:

$$A_w = (0.3 m + 0.442 m) * (0.3 m + 0.442 m) = 0.55 m^2$$

$$A_c = (2.6 m * 2.6 m) - 0.55 m^2 = 6.21 m^2$$

$$b_o = (2 * 0.3 m) + (2 * 0.3 m) + (4 * 0.442 m) = 2.97 m$$

$$V_u = \frac{226.70 \frac{kN}{m^2} * 6.21 m^2}{2.97 m * 0.442 m}$$

$$V_u = 1072.42 \frac{kN}{m^2}$$

**Para C12:**

$$A_w = (0.35 \text{ m} + 0.442 \text{ m}) * (0.35 \text{ m} + 0.442) = 0.627 \text{ m}^2$$

$$A_c = (2.6 \text{ m} * 2.6 \text{ m}) - 0.627 \text{ m}^2 = 6.13 \text{ m}^2$$

$$b_o = (2 * 0.35 \text{ m}) + (2 * 0.35 \text{ m}) + (4 * 0.442 \text{ m}) = 3.168 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{226.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 6.13 \text{ m}^2}{3.168 \text{ m} * 0.442 \text{ m}} = 992.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

**Comprobación de Capacidad Nominal**

$$V_u \leq \phi V_c$$

**Para C11:**

$$V_c = 0.75 * (0.33 * 1 * \sqrt{25} * 1000) = 1237.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$V_{u \text{ c11}} = 1072.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 1237.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ Cumple}$$

**Para C12:**

$$V_c = 0.75 * (0.33 * 1 * \sqrt{25} * 1000) = 1237.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$V_{u \text{ c12}} = 992.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 1237.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ Cumple}$$

Tabla Comparativa de Armadura en Zapata Combinada Acero Inferior

Armadura Inferior en Zapata Combinada					
Descripción	Armadura		Área de Acero (cm <sup>2</sup> )		Variación (%)
	Calculo Manual	Cypecad	Calculo Manual	Cypecad	
En Dirección "X"	12φ16mm c/20 cm	13φ16mm c/20 cm	26.13	24.12	7.70
En Dirección "Y"	12φ16mm c/20 cm	13φ16mm c/20 cm	26.13	24.12	7.70

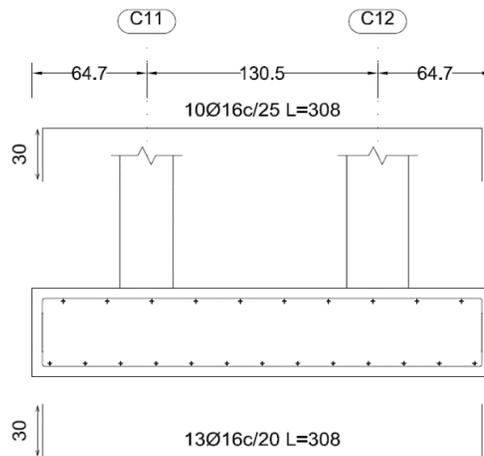
Fuente: Elaboración Propia

Tabla Comparativa de Armadura en Zapata Combinada Acero Superior

Armadura Superior en Zapata Combinada					
Descripción	Armadura		Área de Acero (cm <sup>2</sup> )		Variación (%)
	Calculo Manual	Cypecad	Calculo Manual	Cypecad	
En Dirección "X"	10 $\phi$ 16mm c/25 cm	10 $\phi$ 16mm c/25 cm	20.10	20.10	0.00
En Dirección "Y"	10 $\phi$ 16mm c/25 cm	10 $\phi$ 16mm c/25 cm	20.10	20.10	0.00

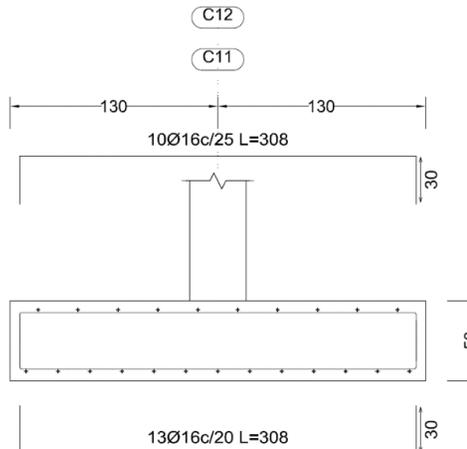
Fuente: Elaboración Propia

### Disposición de Armadura Longitudinal en Zapata Combinada



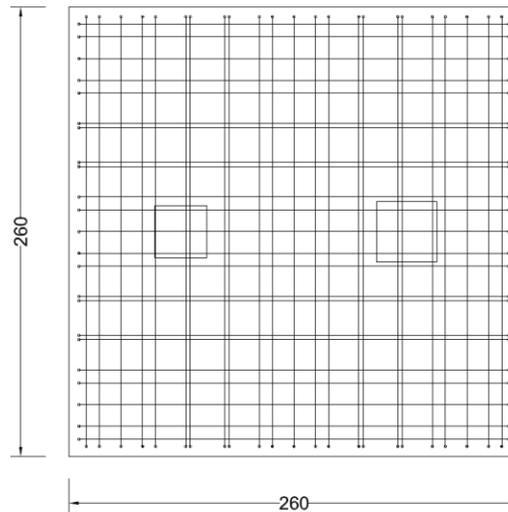
Fuente: Cypecad 2023

### Disposición de Armadura Transversal en Zapata Combinada



Fuente: Cypecad 2023

## Dimensiones de Zapata Combinada



Fuente: Cypecad 2022

### Anexo 4.7: Zapata Esquinera

La verificación se realizó en la zapata esquinera C5 de mayor solicitación conectada a través de vigas de equilibrio a las zapatas C4 y C10.

#### Propiedades de los materiales del Elemento

Resistencia a compresión del Hormigón:  $f^c = 25 \text{ MPa}$

Peso Específico del Hormigón:  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Resistencia del Acero (Limite de fluencia):  $f_y = 500 \text{ MPa}$

#### Dimensiones de Columna que llega a la zapata

Lado "a":  $a_c = 30 \text{ cm}$

Lado "b":  $b_c = 30 \text{ cm}$

#### Solicitaciones Transmitidas de Columna C24 (Zapata Medianera)

Normal en Servicio 1:  $N_s z5 = 339.09 \text{ kN}$

Normal Ultima 1:  $U_n z5 = 424.40 \text{ kN}$

**Esfuerzo Admisible del Suelo:**  $\sigma_{adm} = 0.225 \text{ MPa} = 225 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

## Dimensionamiento de Zapata

$\phi$  = Coeficiente para peso de zapata medianera de 10% de  $N_s$

$$A_{zapata} = \frac{N_s \cdot \phi}{\sigma_{adm}} = \frac{339.09 \text{ kN} \cdot 1.10}{225 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 1.66 \text{ m}^2$$

Al tratarse de una zapata esquinera, la bibliografía “Calculo de Estructuras de Cimentación” del Autor Jose Calavera recomienda una forma rectangular para un mejor comportamiento, con dimensiones que cumplan el área necesaria

**En base a este criterio se eligió una zapata rectangular de 1.70 m x 1.70 m**

$$A_z = 1.70 \text{ m} \cdot 1.70 \text{ m} = 2.89 \text{ m}^2 \geq 1.66 \text{ m}^2 \text{ (Cumple)}$$

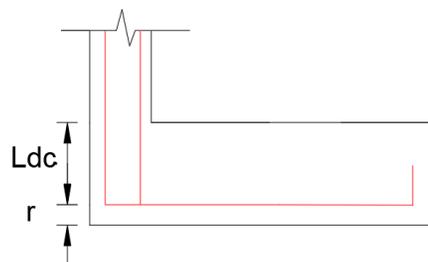
### Zapata Rectangular (B x L = 1.70 m x 1.70 m)

Para la altura se tomará en consideración la longitud de desarrollo a compresión y el recubrimiento de la armadura para zapatas como la altura necesaria:

Longitud de Desarrollo a Compresión:  **$L_{dc} = 38.4 \text{ cm}$**  (Anexos)

Recubrimiento geométrico en zapata:  **$r_{geo} = 5 \text{ cm}$**

Determinación de Altura de Zapata Medianera



Fuente: Elaboración Propia

$$\text{Altura de Zapata: } H = L_{dc} + r_{geo} = 38.4 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 43.4 \text{ cm}$$

**Si bien la altura de la zapata requiere solo una altura de 50 cm, debido al efecto de punzonamiento debe elevarse a 60 cm.**

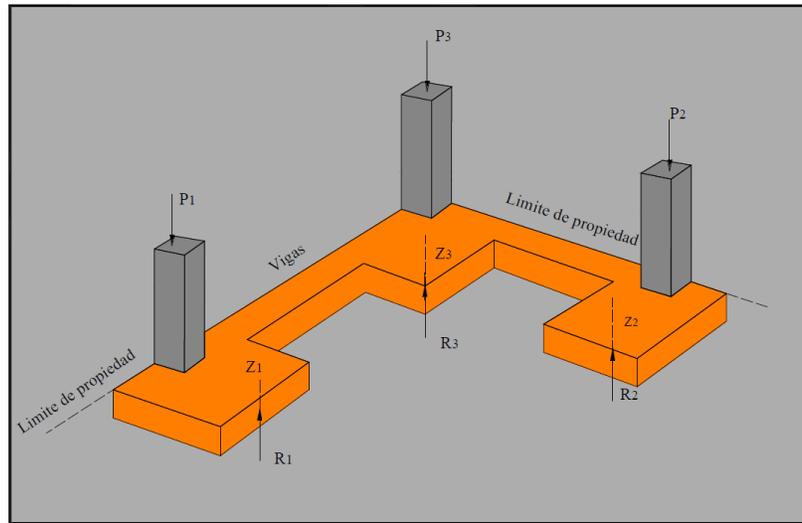
$$\text{Zapata rectangular: } B \cdot L \cdot H = 1.70 \text{ m} \cdot 1.70 \text{ m} \cdot 0.60 \text{ m}$$

Estas dimensiones son las mismas que se dispuso en el modelado en el programa Cypecad.

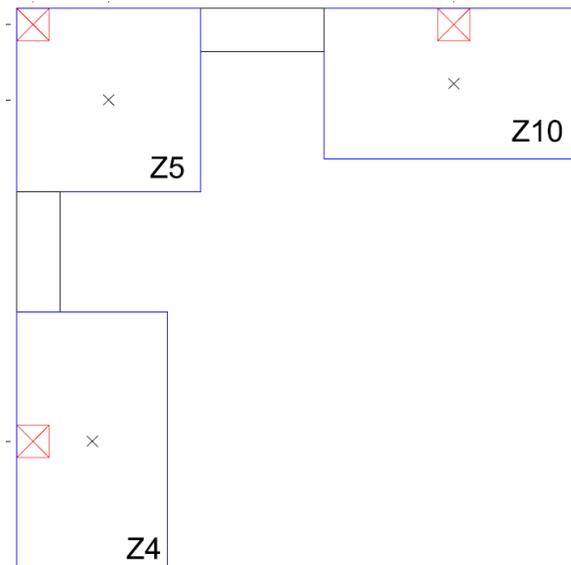
### Peso Propio de la Zapata

$$P_{pz5} = B * L * H * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 1.70 \text{ m} * 1.70 \text{ m} * 0.6 \text{ m} * \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} = 43.35 \text{ kN}$$

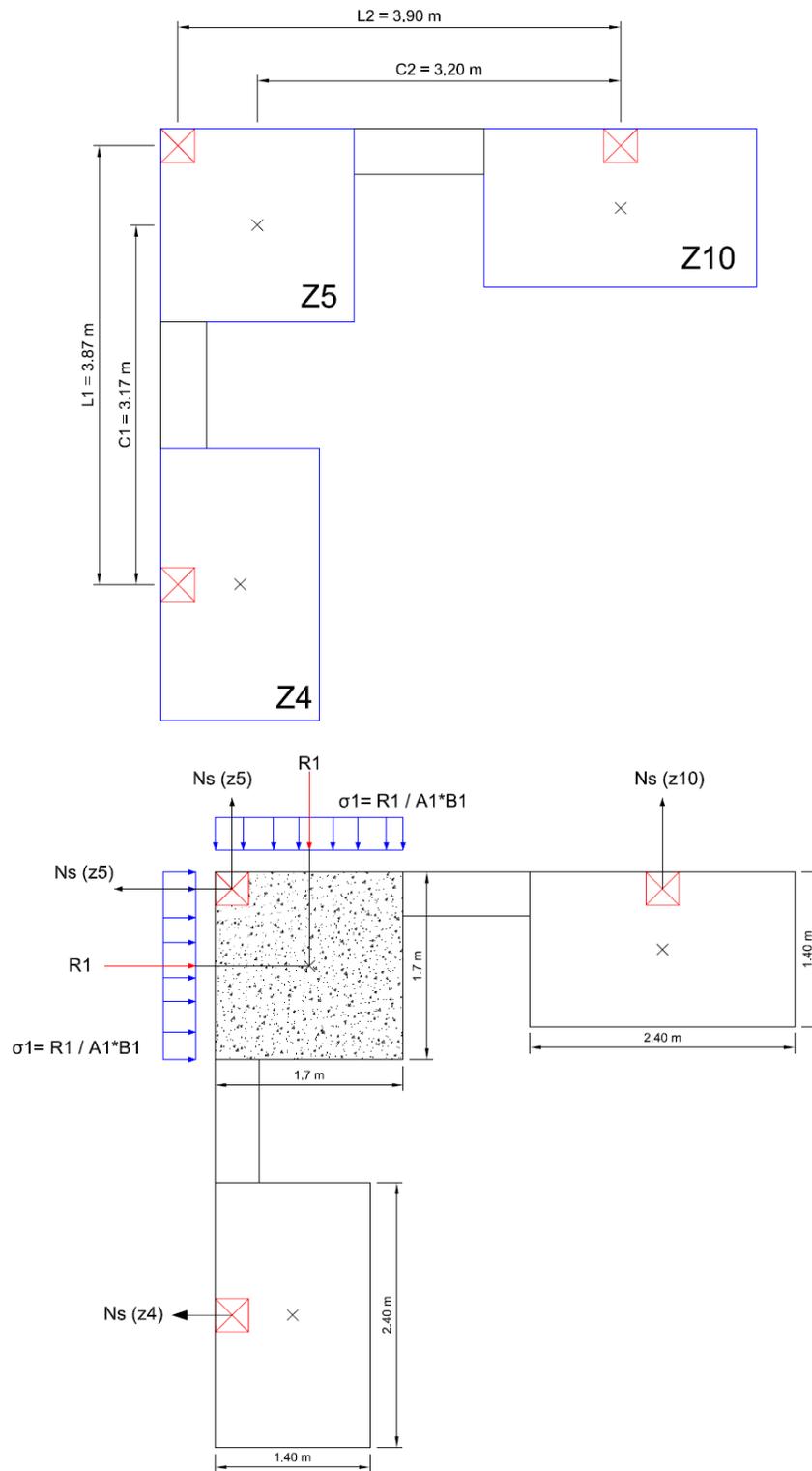
La zapata esquinera se encuentra con 2 límites de propiedad, por lo cual se debe enlazar la zapata mediante vigas de equilibrio en ambos ejes:



**Fuente:** (Camacho Torrico & Sempertegui Tapia, 2009)



Realizamos el diagrama de Cuerpo libre para el análisis de la zapata:



Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo a la bibliografía “Calculo de Estructuras de Cimentación” del Autor Jose Calavera para Zapatas de Esquina con distribución uniforme de presiones, conseguida mediante dos vigas de equilibrio, aplicamos las ecuaciones de equilibrio al sistema formado por las fuerzas axiales transmitidas por las columnas y el peso de las zapatas, cuyo sistema se reduce a las ecuaciones presentadas por la bibliografía mencionada.

En el caso en estudio se tiene que las columnas son de dimensiones iguales por lo cual la distancia entre sus ejes no varía en cualquier dirección de análisis simplificando las ecuaciones a:

$$R_1 = N_{p3} \frac{\ell_2 (\ell_1 - c_1)}{\ell_1 c_2 + \ell_2 c_1 - \ell_1 \ell_2}$$

$$R_2 = N_{p3} \frac{\ell_1 (\ell_2 - c_2)}{\ell_1 c_2 + \ell_2 c_1 - \ell_1 \ell_2}$$

$$R = N_{c3} + N_{p3} \frac{\ell_1 \ell_2}{\ell_1 c_2 + \ell_2 c_1 - \ell_1 \ell_2}$$

**Fuente:** (Calavera J. , Calculo de Estructuras de Cimentación, 2000)

La tercera ecuación “R” es la que utilizamos para el análisis de la zapata esquinera colocando la misma en los términos del diagrama de cuerpo libre tenemos:

$$R1(z5) = Pp z5 + \left( Ns z5 * \frac{L1 * L2}{(L1 * C2) + (L2 * C1) - (L1 * L2)} \right)$$

$$R1 = \left( 339.09 \text{ kN} * \frac{3.87 \text{ m} * 3.90 \text{ m}}{(3.87 \text{ m} * 3.20 \text{ m}) + (3.90 \text{ m} * 3.17 \text{ m}) - (3.87 \text{ m} * 3.90 \text{ m})} \right)$$

$$R1(z5) = 43.35 \text{ kN} + 530.13 \text{ kN}$$

$$\mathbf{R1(z5) = 573.48 \text{ kN}}$$

Levantamiento de Pilares

Es necesario asegurarse que las fuerzas R1 y R2 no levanten los pilares 1 y 2, adoptaremos la simplificación de que actuando en el pilar 3 la carga permanente más la sobrecarga, no se produzca levantamiento en los pilares 1 y 2 actuando en ellos solo sus cargas permanentes, más el peso de sus cimientos. (Calavera J. , Calculo de Estructuras de Cimentación, 2000).

$$R_1 \leq N_{g1} + N_{c1}$$

$$R_2 \leq N_{g2} + N_{c2}$$

Fuente: (Calavera J. , Calculo de Estructuras de Cimentación, 2000)

$$R1 = Rz4 \leq Npp z4 + Ncm z4$$

$$R2 = Rz10 \leq Npp z10 + Ncm z10$$

$$Rz4 = 339.04 \text{ kN} * \frac{3.90 \text{ m} * (3.87 \text{ m} - 3.17 \text{ m})}{(3.87 \text{ m} * 3.2 \text{ m}) + (3.9 \text{ m} * 3.17 \text{ m}) - (3.87 \text{ m} * 3.90 \text{ m})}$$

$$Rz4 = 95.89 \text{ kN}$$

$$Rz10 = 339.04 \text{ kN} * \frac{3.87 \text{ m} * (3.9 \text{ m} - 3.2 \text{ m})}{(3.87 \text{ m} * 3.2 \text{ m}) + (3.9 \text{ m} * 3.17 \text{ m}) - (3.87 \text{ m} * 3.90 \text{ m})}$$

$$Rz10 = 95.15 \text{ kN}$$

$$Ncm z4 = 457.12 \text{ kN}$$

$$Ncm z10 = 501.80 \text{ kN}$$

$$Nppz4 = B * L * H * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 1.4 \text{ m} * 2.4 \text{ m} * 0.5 \text{ m} * \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} = 42 \text{ kN}$$

$$Nppz10 = B * L * H * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 1.4 \text{ m} * 2.4 \text{ m} * 0.5 \text{ m} * \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} = 42 \text{ kN}$$

$$C4: 95.89 \text{ kN} \leq 42 \text{ kN} + 457.12 \text{ kN}$$

$$C4: 95.89 \text{ kN} \leq 499.12 \text{ kN} = \text{Cumple}$$

$$C10: 95.15 \text{ kN} \leq 42 \text{ kN} + 501.80 \text{ kN}$$

$$C10: 95.15 \text{ kN} \leq 543.8 \text{ kN} = \text{Cumple}$$

La Condición se cumple por lo que no existe levantamiento de las columnas C4 y C10.

Verificando los Esfuerzos en la Zapata Esquinera:

$$\sigma_1 = \frac{R1}{A1 * B1} \leq \sigma_{adm}$$
$$\sigma_1 = \frac{573.48 \text{ kN}}{1.70 \text{ m} * 1.70 \text{ m}} \leq 225 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$
$$\sigma_1 = 198.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 225 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{Cumple})$$

Una vez verificados los esfuerzos en el suelo procedemos al diseño en hormigón armado de la zapata.

**Verificaciones en Hormigón Armado**

Para el cálculo en hormigón armado utilizamos las solicitaciones ultimas de la estructura:

$$Ru1(z5) = \left( Nu z5 * \frac{L1 * L2}{(L1 * C2) + (L2 * C1) - (L1 * L2)} \right)$$
$$Ru1(z5) = \left( 424.4 \text{ kN} * \frac{3.87 \text{ m} * 3.90 \text{ m}}{(3.87 \text{ m} * 3.20 \text{ m}) + (3.90 \text{ m} * 3.17 \text{ m}) - (3.87 \text{ m} * 3.90 \text{ m})} \right)$$

$$Ru1(z5) = 663.50 \text{ kN}$$

Calculando la presión que ejerce esta carga en la zapata:

$$qu1 = \frac{Ru1}{A1 * B1} = \frac{663.50 \text{ kN}}{1.70 \text{ m} * 1.70 \text{ m}} = 229.58 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Con este valor de presión realizamos las verificaciones estructurales.

**Calculo de Peralte Efectivo en la Zapata**

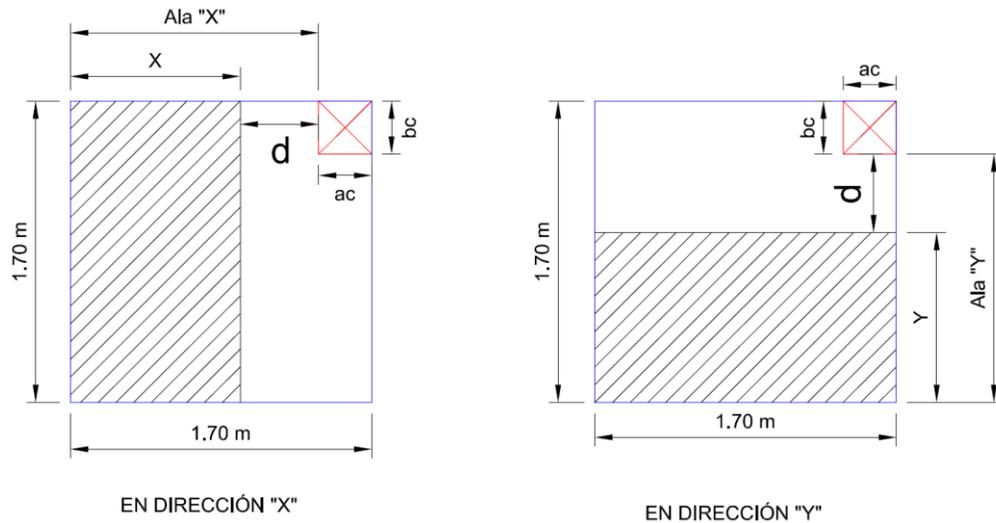
Diámetro de barra en parrilla:  $\phi_l = 16 \text{ mm} = 1.6 \text{ cm}$

Recubrimiento Geométrico:  $r_{geo} = 5 \text{ cm}$

Recubrimiento Mecánico:  $r_{mecac} = r_{geo} + \frac{\phi_l}{2} = 5 \text{ cm} + \frac{1.6 \text{ cm}}{2} = 5.8 \text{ cm}$

Peralte Efectivo:  $d = H - r_{mecac} = 60 \text{ cm} - 5.8 \text{ cm} = 54.2 \text{ cm}$

## Verificación a Cortante en una Dirección



Fuente: Elaboración Propia

La Zapata es cuadrada y la presión es uniforme por lo cual la verificación será la misma en ambas direcciones por lo cual solo se demostrará en la dirección “X”:

$$V_{ux} = qu_1 * X * B$$

$$Ala X = 1.70 m - ac = 1.70 m - 0.30 m = 1.40 m$$

$$X = Ala X - d = 1.40 m - 0.542 m = 0.858 m$$

$$V_{ux} = 229.58 \frac{kN}{m^2} * 0.858 m * 1.70$$

$$V_{ux} = V_{uy} = 334.86 kN$$

**Comprobación de Capacidad Nominal en Cortante:**

$$V_u \leq \phi V_c$$

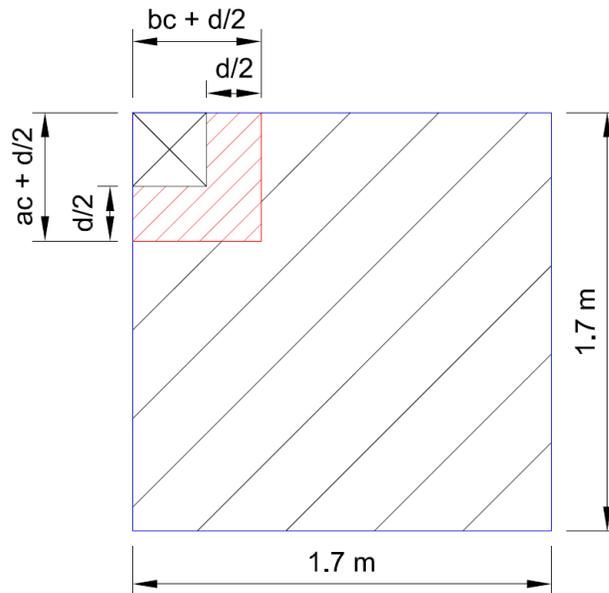
$$V_c = \phi * 0.17 * \sqrt{f'c} * b * d \text{ (Ec.22..5.5.1 - ACI)}$$

$$\phi V_n = 0.75 * 0.17 * \sqrt{25 MPa} * 1.70 m * 0.542 m * 1000 = 587.39 kN$$

En dirección X: **334.86 kN ≤ 587.39 kN (Cumple)**

En dirección Y: **334.86 kN ≤ 587.39 kN (Cumple)**

## Verificación a Punzonamiento



Fuente: Elaboración Propia

$$V_u = \frac{qu_1 * A_c}{b_o * d}$$

$$A_c = (A * B) - (A_w)$$

$$A_w = \left(ac + \frac{d}{2}\right) * \left(bc + \frac{d}{2}\right)$$

$$b_o = \left(ac + \frac{d}{2}\right) + \left(bc + \frac{d}{2}\right)$$

$$A_w = \left(0.30 \text{ m} + \frac{0.542 \text{ m}}{2}\right) * \left(0.30 \text{ m} + \frac{0.542 \text{ m}}{2}\right) = 0.326 \text{ m}^2$$

$$A_c = (1.7 \text{ m} * 1.7 \text{ m}) - (0.326 \text{ m}^2) = 2.56 \text{ m}^2$$

$$b_o = \left(0.30 \text{ m} + \frac{0.542 \text{ m}}{2}\right) + \left(0.30 \text{ m} + \frac{0.542 \text{ m}}{2}\right) = 1.142 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{229.58 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 2.56 \text{ m}^2}{1.142 \text{ m} * 0.542 \text{ m}}$$

$$V_u = 949.53 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Comprobando la Capacidad Nominal a Punzonamiento

El punzonamiento debe ser menor al cortante en el hormigón, dadas las siguientes ecuaciones del punto 22.6.5.2 de la ACI:

$$Vu \leq \phi V_c$$

$$1) V_c = 0.75 * (0.33 * 1 * \sqrt{25} * 1000) = 1237.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$2) V_c = 0.75 * 0.17 * \left(1 + \frac{2}{\frac{0.35 m}{0.35 m}}\right) * 1 * \sqrt{25} = 1912.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$3) V_c = 0.75 * 0.083 * \left(2 + \frac{40 * 0.442 m}{3.168 m}\right) * \sqrt{25} = 2359.53 \frac{kN}{m^2}$$

De estos valores seleccionamos el valor menor, el cual debe ser mayor al esfuerzo de punzonamiento que se genera en la zapata:

$$Vu \leq \phi V_c$$

$$949.53 \frac{kN}{m^2} \leq 1237.5 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{Cumple})$$

Determinadas las verificaciones a cortante en una dirección y punzonamiento, se puede confirmar que la altura de la zapata es adecuada para el diseño.

### Diseño a Flexión

Para el cálculo a flexión en zapatas esquineras la bibliografía “Calculo de Estructuras de Cimentación” del Autor Jose Calavera expone un método simplificado de cálculo, basado en suponer la zapata como una placa cuadrada sometidas a la ley de presiones del terreno, de dicho concepto se obtienen los momentos máximos a través de la siguiente ecuación:

$$M_d = \frac{qu1 * (A * B)}{4.8} * B$$

$$M_d = \frac{229.58 \frac{kN}{m^2} * (1.7 m * 1.7 m)}{4.8} * 1.7 m = 234.98 KN * m$$

Con este momento calculamos la cantidad de acero Necesario a flexión, el cual será el mismo en ambas direcciones al ser una zapata cuadrada:

$$Rn = \frac{234.98 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0.9 \cdot 1.7 \text{ m} \cdot (0.542 \text{ m})^2} = 522.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 \cdot 25 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot 522.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{0.85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 1000} \right)} \right) = 0.00106$$

$$As = \rho \cdot b \cdot d = 0.00106 \cdot 170 \text{ cm} \cdot 54.2 \text{ cm} = 9.77 \text{ cm}^2$$

**Acero Minimo:**

$$Ag = B \cdot H = 1.70 \text{ m} \cdot 0.6 \text{ m} = 1.02 \text{ m}^2 = 10200 \text{ cm}^2$$

$$Asmin1 = \frac{0.0018 \cdot 420}{500} \cdot Ag = \frac{0.0018 \cdot 420}{500} \cdot 10200 \text{ cm}^2 = 15.42 \text{ cm}^2$$

$$Asmin2 = 0.0014 \cdot Ag = 0.0014 \cdot 10200 \text{ cm}^2 = 14.28 \text{ cm}^2$$

**El valor mayor es de Asmin1 = 15.42 cm<sup>2</sup>, es mayor al acero necesario por lo cual el área de acero que se debe colocar debe ser mayor o igual a este valor.**

$$\text{Numero de Barras} = \frac{15.42 \text{ cm}^2}{2.01 \text{ cm}^2} = 7.67 \frac{\text{barras}}{\text{m}} = 8 \text{ Barras}$$

Según la bibliografía “Calculo de Estructuras de Cimentación” del Autor Jose Calavera el Espaciamiento entre barras debe ser 10 a 30 cm, y varios autores recomiendan estar entre el rango de 15 a 20 cm, por lo cual se asume 20 cm.

$$S = \frac{L - (2 \cdot r_{geo})}{\#barras - 1} = \frac{1.70 \text{ m} - (2 \cdot 0.05 \text{ m})}{8 - 1} = 0.22 \text{ m}$$

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

Numero de Barras (N) = 8

Diámetro de Barra de Longitudinal (dl) = 1.6 mm

$$As = 8 \cdot \left( \frac{\pi}{4} \cdot (1.6 \text{ cm})^2 \right) = 16.08 \text{ cm}^2 > 15.42 \text{ cm}^2 \text{ **Cumple**}$$

El armado dispuesto es mayor al acero necesario y mínimo por lo cual se colocará 12 barras de diámetro de 16 mm cada 20 cm en ambas direcciones

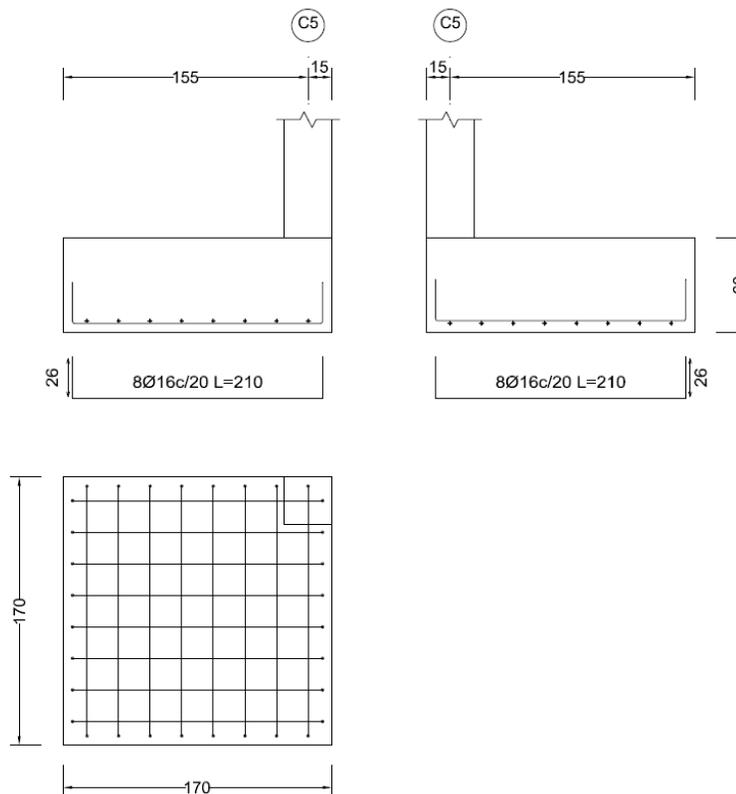
**8  $\phi$ 16 mm c/20 cm**

Tabla Comparativa de Zapata Esquinera

Armadura Longitudinal en Zapata Esquinera					
Descripción	Armadura		Área de Acero (cm <sup>2</sup> )		Variación (%)
	Calculo Manual	Cypecad	Calculo Manual	Cypecad	
En Dirección "X"	8 $\phi$ 16 mm c/20 cm	8 $\phi$ 16 mm c/20 cm	16.08	16.08	0.00
En Dirección "Y"	8 $\phi$ 16 mm c/20 cm	8 $\phi$ 16 mm c/20 cm	16.08	16.08	0.00

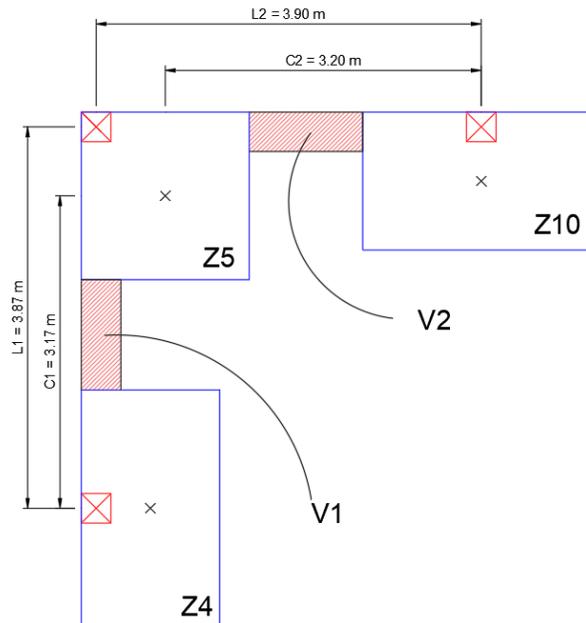
Fuente: Elaboración Propia

Disposición de Armadura en Zapata Esquinera



Fuente: Elaboración Propia

## Vigas de Equilibrio para Zapata Esquinera



El análisis es el mismo que el de zapata medianera, por lo cual se realizara un cálculo directo:

### Dimensiones de Viga

$$\text{Altura de Viga } H = \frac{L}{7} = \frac{3.95\text{ m}}{7} = 0.56\text{ m}$$

$$\text{Base de Viga } B = \frac{H}{2} = \frac{0.56\text{ m}}{2} = 0.28\text{ m}$$

Al tratarse de una viga en contacto con el suelo, adoptamos las siguientes dimensiones:

$$\text{Viga } (B \times H) = 40\text{ cm} \times 60\text{ cm}$$

### Peralte efectivo en Viga

Recubrimiento Geométrico:  $r_{geo} = 4\text{ cm}$

Diámetro asumido en estribos en contacto con el suelo:  $\phi_e = 8\text{ mm}$

Diámetro de Barras Longitudinales inferiores:  $\phi_{long} = 12\text{ mm}$

$$d = H - r_{geo} - \phi_e - \frac{\phi_{long}}{2} = 60\text{ cm} - 4\text{ cm} - 0.8\text{ cm} - \frac{1.2\text{ cm}}{2} = 54.6\text{ cm}$$

### Calculo de Flexión en Viga

La comprobación es la misma que para zapata medianera por lo cual se hará un cálculo más directo calculamos las reacciones, el cortante y momento generados en viga:

#### Datos para Tramo C5 – C4

Ru1 = de calculo

Nu1 = Nu z5 = 424.4 kN

L = L1 = 3.87 m

C = C1 = 3.17 m

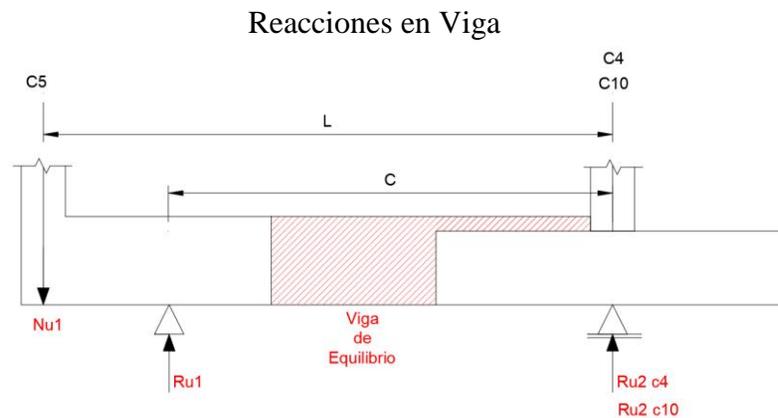
#### Datos para Tramo C5 – C10

Ru1 = de calculo

Nu1 = Nu z5 = 424.4 kN

L = L2 = 3.90 m

C = C2 = 3.20 m



Fuente: Elaboración Propia

#### Tramo C5 – C4

$$Ru1 = \frac{Nu1 * L}{C} = \frac{424.4 \text{ kN} * 3.87 \text{ m}}{3.17 \text{ m}} = 518.12 \text{ kN}$$

$$M_{vc} = \left( \left( 1.7 \text{ m} - \frac{0.3 \text{ m}}{2} \right) * 424.4 \text{ kN} \right) - \left( 518.12 \text{ kN} * \frac{1.7 \text{ m}}{2} \right) = 217.42 \text{ kN} * \text{m}$$

$$V_{vc} = R1u - Nu1 = 518.12 \text{ kN} - 424.4 \text{ kN} = \mathbf{93.72 \text{ kN}}$$

**Tramo C5 – C10**

$$Ru1 = \frac{Nu1 * L}{C} = \frac{424.4 \text{ kN} * 3.87 \text{ m}}{3.17 \text{ m}} = \mathbf{517.24 \text{ kN}}$$

$$M_{vc} = \left( \left( 1.7 \text{ m} - \frac{0.3 \text{ m}}{2} \right) * 424.4 \text{ kN} \right) - \left( 517.24 \text{ kN} * \frac{1.7 \text{ m}}{2} \right) = \mathbf{218.17 \text{ kN} * \text{m}}$$

$$V_{vc} = R1u - Nu1 = 517.24 \text{ kN} - 424.4 \text{ kN} = \mathbf{92.84 \text{ kN}}$$

**Acero Necesario Tramo C5 – C4**

$$As = \rho * b * d = 0.00432 * 40 \text{ cm} * 54.6 \text{ cm} = \mathbf{9.43 \text{ cm}^2}$$

**Acero Necesario Tramo C5 – C10**

$$As = \rho * b * d = 0.00435 * 40 \text{ cm} * 54.6 \text{ cm} = \mathbf{9.50 \text{ cm}^2}$$

**(Tramo C5 – C4)**

$$As = N * \left( \frac{\pi}{4} * d^2 \right) = 4 * \left( \frac{\pi}{4} * (2 \text{ cm})^2 \right) = \mathbf{12.56 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{12.56 \text{ cm}^2 > 9.43 \text{ cm}^2}$$

**(Tramo C5 – C10)**

$$As = N * \left( \frac{\pi}{4} * d^2 \right) = 4 * \left( \frac{\pi}{4} * (2 \text{ cm})^2 \right) = \mathbf{12.56 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{12.56 \text{ cm}^2 > 9.50 \text{ cm}^2}$$

El área de acero propuesta cumple el requerimiento de acero superior, y para el acero inferior colocamos el acero mínimo, las solicitaciones en ambas vigas son prácticamente iguales por lo cual colocamos el mismo armado:

Tramo C5 – C4 y C5 – C10:

***Acero Superior: 4  $\phi$ 20 mm***

***Acero Inferior: 3  $\phi$ 12 mm***

### Cortante en Viga:

$$\text{Cortante en el Hormigón: } V_c = 0.17 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_c = 0.17 * 1 * \sqrt{25 \text{ MPa}} * 0.4 \text{ m} * 0.546 \text{ m} * 1000 = 185.64 \text{ kN}$$

### Calculo del Cortante del Acero

Se propuso colocar armadura transversal con diámetro de 8 mm con una separación de 20 cm.

$$A_v = 2 * \left(\frac{\pi}{4} * \phi^2\right) = 2 * \left(\frac{\pi}{4} * 0.8 \text{ cm}^2\right) = 1.005 \text{ cm}^2$$

Separación entre estribos:  $S = 20 \text{ cm}$

$$V_s = \frac{0.0001005 \text{ m}^2 * 420 \text{ MPa} * 0.546 \text{ m}}{0.2 \text{ m}} * 1000$$

$$V_s = 115.23 \text{ kN}$$

Calculo de Acero de Minimo

$$A_{smin} = 0.062 * \sqrt{f'c} * \frac{b * S}{f_y} = 0.062 * \sqrt{25 \text{ MPa}} * \frac{40 \text{ cm} * 20 \text{ cm}}{500 \text{ MPa}} = 0.496 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.35 * \frac{b * S}{f_y} = 0.35 * \frac{40 \text{ cm} * 20 \text{ cm}}{f_y} = 0.56 \text{ cm}^2$$

El valor mayor de estas 2 formulas, es el acero minimo a cortante, igual a:

$$A_{smin} = 0.56 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento Máximo entre Estribos:

$$\text{Para: } V_s \leq 0.33 * \sqrt{f'c} * b * d = 114.81 \text{ kN} \leq 359.04 \text{ kN} \text{ (Cumple)}$$

$$\text{Espaciamiento Máximo: } S_{max} = \frac{54.6 \text{ cm}}{2} = 27.3 \text{ cm}$$

Comprobación de Condiciones de Acero Minimo y Espaciamiento

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} \quad 1.005 \text{ cm}^2 \geq 0.56 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

$$S \leq S_{max} \quad 20 \text{ cm} \leq 27.2 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

**Comprobación de Resistencia Nominal de la Sección:**

$$V_u \leq \phi V_n$$

Tramo C5 – C4:

$$217.42 \text{ kN} \leq (0.75 * 185.64 \text{ kN}) + (0.75 * 115.23 \text{ kN})$$

$$217.42 \text{ kN} \leq 225.65 \text{ kN} \text{ (Cumple)}$$

Tramo C5 – C10:

$$218.17 \text{ kN} \leq (0.75 * 185.64 \text{ kN}) + (0.75 * 115.23 \text{ kN})$$

$$218.17 \text{ kN} \leq 225.65 \text{ kN} \text{ (Cumple)}$$

El acero trasversal colocado cumple las condiciones, entonces colocamos el siguiente acero trasversal:

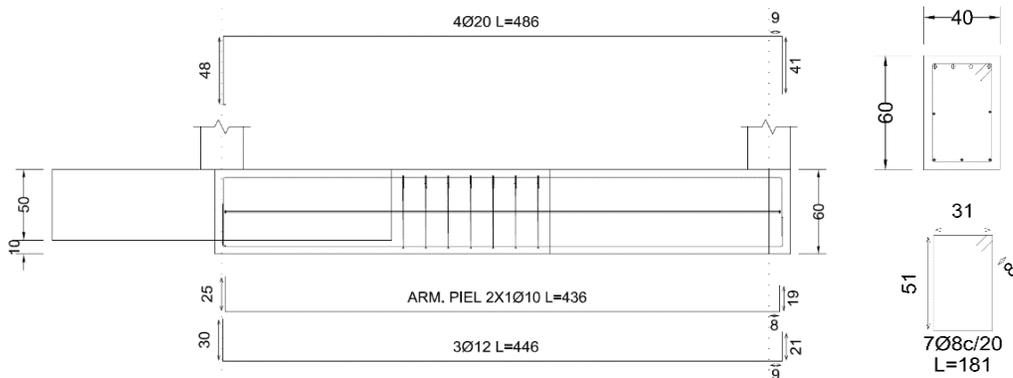
***Estribos 6  $\phi$ 8 mm c/20 cm***

Tabla comparativa de Viga de Equilibrio C5 – C4 y C5 – C10

Armadura Longitudinal					
Ubicación	Armadura		As (cm <sup>2</sup> )		Variación (%)
	Calculo Manual	Cypecad	Calculo Manual	Cype	
Armadura Superior	4 $\phi$ 20 mm	4 $\phi$ 20mm	12.56	12.56	0.0
Armadura Inferior	3 $\phi$ 12 mm	3 $\phi$ 12 mm	12.56	12.56	0.0
Armadura Transversal					
Toda la Longitud	6 estribos $\Phi$ 8 mm c/20	7 estribos $\Phi$ 10 mm c/20	6.03	7.03	15

Fuente: Elaboración Propia

Armadura en Vigas C5-C4 y C5-C10



Fuente: Elaboración Propia

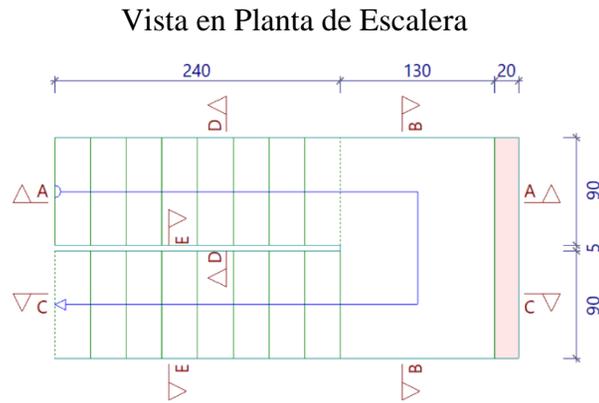
## Anexo 4.8: Escalera de Hormigón Armado

### Propiedades de Materiales:

Resistencia a compresión del Hormigón:  $f^c = 25 \text{ MPa}$

Límite de Fluencia del Acero:  $f_y = 500 \text{ MPa}$

### Geometría de Escalera:



Fuente: Cype 2023

Longitud horizontal de la rampa:  $L_1 = 2.40 \text{ m}$

Longitud del descanso:  $L_2 = 1.3 \text{ m}$

Distancia de Losa de descanso apoyada en muro:  $m = 0.20 \text{ m}$

Desnivel a salvar:  $Z = 3 \text{ m}$

Espesor de Losa:  $t = 0.15 \text{ m}$

Ancho de la rampa:  $a = 0.90 \text{ m}$

Ancho Total de Rampa:  $B = 1.85 \text{ m}$

Espesor de la losa medido perpendicularmente:  $H = 0.15 \text{ m}$

Huella de peldaño:  $h = 0.30 \text{ m}$

Contrahuella de peldaño:  $ch = 0.19 \text{ m}$

Numero de Peldaños: 16

Recubrimiento de la armadura:  $r = 0.03 \text{ m}$

La rampa de la escalera y la losa de descanso tienen características simétricas en su tramo de subida como de bajada, por lo cual se verificará solo un tramo y el otro tramo tendrá un cálculo similar en cuanto a la disposición de armaduras.

La rampa de escalera se puede diseñar como una losa maciza sometida a esfuerzos de flexión, donde los peldaños y el peso propio del hormigón serían la carga muerta, trabajando con el espesor perpendicular de la losa, con estas suposiciones procedemos con el cálculo manual.

### **Cargas sobre la Losa de la Rampa**

$$A_{rampa} = 2.40 \text{ m} * 0.90 \text{ m} = 2.16 \text{ m}^2$$

$$q_{pp \text{ de rampa}}: \left(25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) * 0.15 \text{ m} * 0.90 \text{ m} = 3.38 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Vol_{escalon} = \frac{h * ch}{2} * a = \frac{0.30 \text{ m} * 0.19 \text{ m}}{2} * 0.90 \text{ m} = 0.02565 \text{ m}^3$$

$$Pp \text{ peldaño}: Vol_{escalon} * \frac{N}{2} * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 0.02565 \text{ m}^3 * 8 * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 5.13 \text{ kN}$$

$$q_{pp \text{ escalon}} = \frac{5.13 \text{ kN}}{2.16 \text{ m}^2} * 0.15 \text{ m} = 0.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{barandillas} = 3.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{acabado} = 1.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0.9 \text{ m} = 0.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

*Carga Muerta Total:  $q_{total}$*

$$= q_{pp \text{ rampa}} + q_{pp \text{ escalon}} + q_{barandillas} + q_{acabado}$$

$$Carga Muerta Total = 3.38 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 3.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Carga Muerta Total = 7.63 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Cargas sobre la Losa de Descanso

$$q_{pp} \text{ de losa de descanso} = 25 \frac{kN}{m^3} * 0.15 m * 0.9 m = 3.37 \frac{kN}{m}$$

$$q_{acabado} = 1.00 \frac{kN}{m} * 0.9 m = 0.9 \frac{kN}{m}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga Muerta Total de descanso: } q_{T \text{ descanso}} &= 3.37 \frac{kN}{m} + 0.9 \frac{kN}{m} \\ &= 4.27 \frac{kN}{m} \end{aligned}$$

### Sobrecarga de Uso para ambos Tramos

$$SC = 4 \frac{KN}{m^2} * a = 4 \frac{KN}{m^2} * 0.9 m = 3.6 \frac{kN}{m}$$

### Mayoración de Cargas

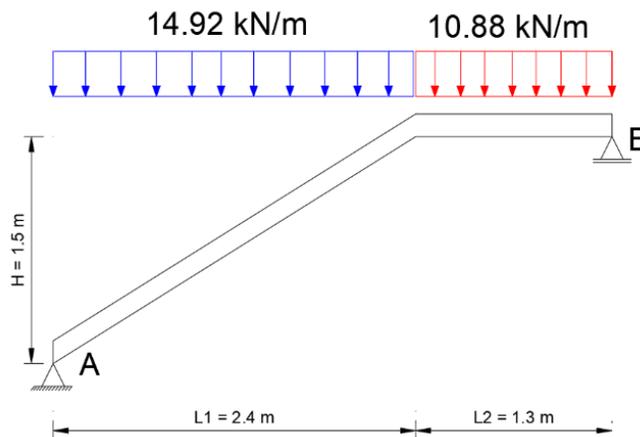
Para Rampa:

$$qu1 = 1.2 CM + 1.6 CV = \left( 1.2 * 7.63 \frac{kN}{m} \right) + \left( 1.6 * 3.6 \frac{kN}{m} \right) = 14.92 \frac{kN}{m}$$

Para Losa de Descanso:

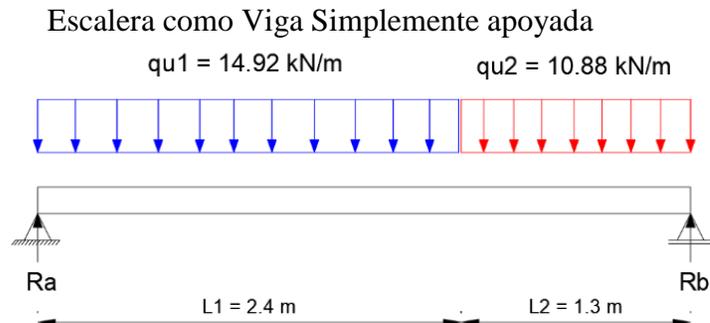
$$qu2 = 1.2 CM + 1.6 CV = \left( 1.2 * 4.27 \frac{kN}{m} \right) + \left( 1.6 * 3.6 \frac{kN}{m} \right) = 10.88 \frac{kN}{m}$$

Diagrama de Cargas sobre Escalera



Fuente: Elaboración Propia

Para realizar el análisis y cálculo, podemos considerar el anterior diagrama como una viga simplemente apoyada:



Fuente: Elaboración Propia

Resolviendo la estructura

$$\sum Ma = 0 (+)$$

$$Rb = \frac{\left( qu1 * L1 * \frac{L1}{2} \right) + \left( qu2 * L2 * \left( L1 + \frac{L2}{2} \right) \right)}{l1 + l2}$$

$$Rb = \frac{\left( 14.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * \frac{(2.4 \text{ m})^2}{2} \right) + \left( 10.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 1.3 \text{ m} * \left( 2.4 + \frac{1.3 \text{ m}}{2} \right) \right)}{2.4 \text{ m} + 1.3 \text{ m}}$$

$$\mathbf{Rb = 23.27 \text{ kN}}$$

$$\sum Fy = 0 (+) \quad Ra = (14.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 2.4 \text{ m}) + (10.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 1.3 \text{ m}) - 23.27 \text{ kN}$$

$$\mathbf{Ra = 26.68 \text{ kN}}$$

Calculo de Momento Máximo:

$$V(x) = 26.68 - 14.92 x$$

Si  $V(x) = 0$  tenemos  $M$  max

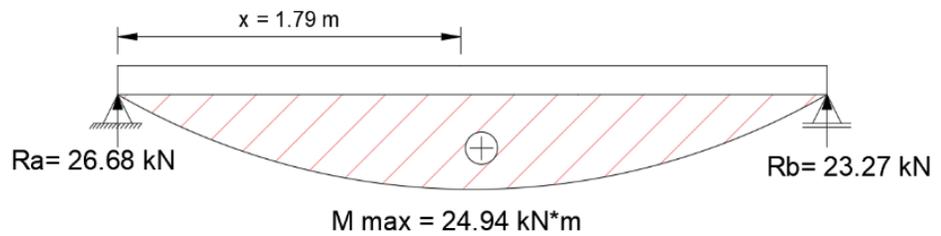
$$x = \frac{26.68 \text{ kN}}{14.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 1.79 \text{ m}$$

$$M(x) = 26.68x - \frac{14.92}{2}x^2$$

$$= (26.68 \text{ kN} * 1.79 \text{ m}) - \left(\frac{14.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2} * (1.79 \text{ m})^2\right)$$

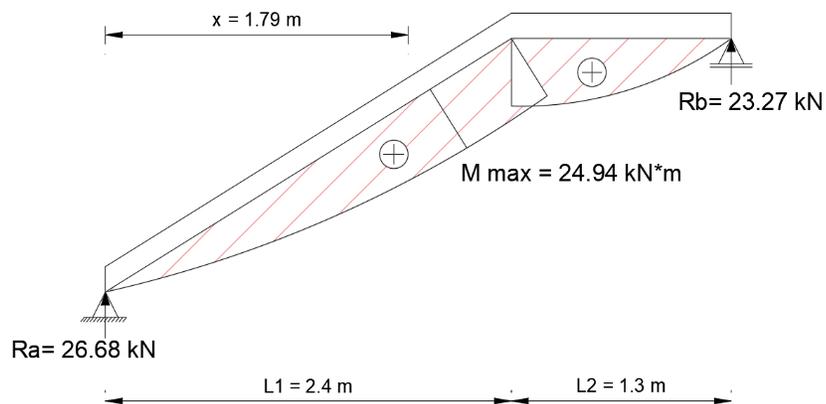
$$M(\text{maximo}) = 23.85 \text{ kN} * \text{m}$$

Diagrama de Momento en Losa simplemente apoyada



Fuente: Elaboración Propia

Diagrama de Momentos – Esquema Real



Fuente: Elaboración Propia

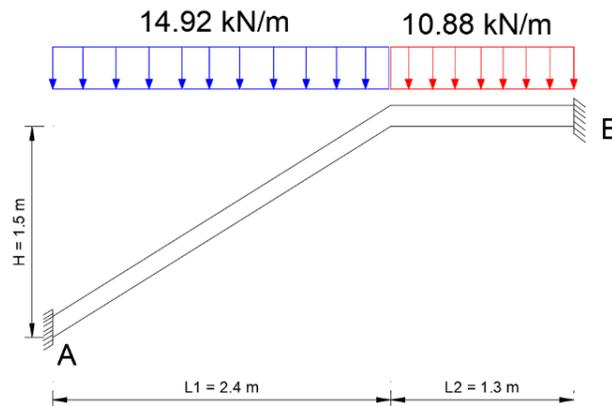
### Consideraciones para el cálculo con apoyos empotrados:

Si el empotramiento se realiza en una viga, se recomienda colocar armaduras negativas para resistir los momentos perfectos en la situación de servicio como los momentos en la situación de cargas mayoradas.

Si bien este cálculo puede no ser la idealización más exacta de la estructura escalera, puede servir como un análisis inicial para poder mejorar el cálculo bajo las observaciones que pueda brindar un profesional con más experiencia.

Para considerar la armadura superior, realizamos el mismo análisis, pero con condiciones de apoyo empotrados en ambos apoyos para poder obtener los momentos máximos negativos que podrían presentarse y diseñar la armadura negativa:

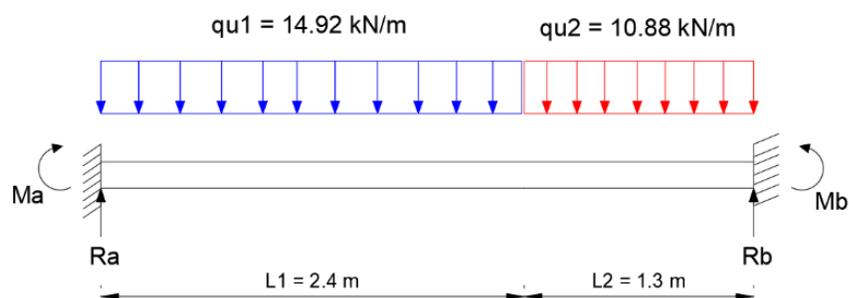
Diagrama de Cargas sobre Escalera Bi empotrada



Fuente: Elaboración Propia

Calculando la viga biempotrada:

Escalera como Viga Bi empotrada



Fuente: Elaboración Propia

$$R_a = 22.29 \text{ kN}$$

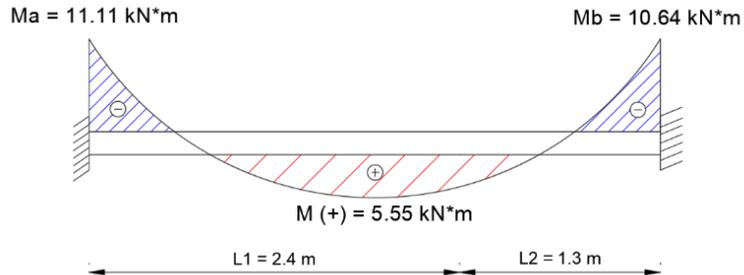
$$R_b = 20.04 \text{ kN}$$

$$M_a = 11.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_b = 10.64 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

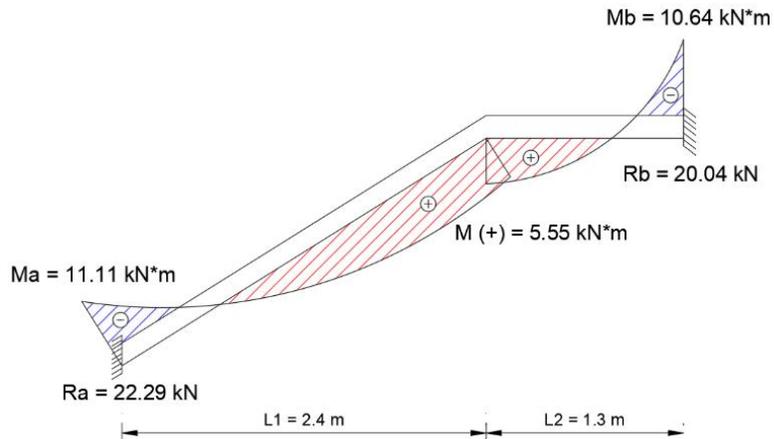
$$M(+) = 5.55 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Diagrama de Momentos de Viga Bi Empotrada



Fuente: Elaboración Propia

Diagrama de Momentos Bi empotrada – Esquema real



Fuente: Elaboración Propia

### Determinación de Armadura Longitudinal Positiva (Armadura Inferior)

Momento para el Cálculo:  $M(+) = 24.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Ancho de la Rampa:  $a = 90 \text{ cm}$

Altura de Rampa:  $t = 15 \text{ cm}$

Diámetro propuesto de Armadura Transversal:  $\phi_{As \text{ trans}} = 10 \text{ mm}$

Peralte Efectivo:

$$d = t - r_{geo} - \phi_{As \text{ trans}} \frac{-\phi_{long}}{2} = 15 \text{ cm} - 3 \text{ cm} - 1 \text{ cm} - \frac{1 \text{ cm}}{2}$$

$$d = 10.5 \text{ cm}$$

Área de Acero Mínimo

$$A_{smin} = 0.0018 * \frac{420}{500} * a * t = 0.0018 * \frac{420}{500} * 90 \text{ cm} * 15 \text{ cm} =$$

$$A_{smin} = 2.04 \text{ cm}^2$$

Calculo de Cantidad de Acero Necesario:

$$R_n = \frac{24.94 \text{ kN} * \text{m}}{0.9 * 0.9 \text{ m} * (0.105 \text{ m})^2} = 2792.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 * 25 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} * \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 * 2792.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{0.85 * 25 \text{ MPa} * 1000} \right)} \right)$$
$$= 0.00601$$

$$A_s = \rho * a * d = 0.00601 * 90 \text{ cm} * 10.5 \text{ cm}$$

$$A_s = 5.68 \text{ cm}^2$$

Armadura Positiva (Acero Inferior)

Proponiendo Acero de  $\phi 12$  mm:

$$A_{\phi 10} = \frac{\pi}{4} * \phi^2 = \frac{\pi}{4} * (1 \text{ cm})^2 = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ Barras} = \frac{A_{s \text{ nes}}}{A_{\phi 10}} = \frac{5.68 \text{ cm}^2}{0.78 \text{ cm}^2} = 7.28 \text{ barras} \approx 9 \text{ Barras}$$

$$A_s = 9 * \left( \frac{\pi}{4} * (1 \text{ cm})^2 \right) = 7.06 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{smin} \quad 7.06 \text{ cm}^2 > 2.04 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

$$A_s > A_{s \text{ necesario}} \quad 7.06 \text{ cm}^2 > 5.68 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

El Espaciamiento será:

$$S = \frac{a - (2 * r_{geo})}{(\# \text{ barras} - 1)} = \frac{90 \text{ cm} - (2 * 3 \text{ cm})}{9 - 1} = 10.5 \approx 10 \text{ cm}$$

El Acero colocado para la Armadura Positiva será el siguiente:

**Armadura Longitudinal: 9 barras  $\phi 10$  mm c/10 cm**

### **Determinación de Armadura Longitudinal Negativa (Armadura Superior)**

Momento Negativo para el Cálculo:  $M(-) = 11.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Ancho de la Rampa:  $a = 90 \text{ cm}$

Altura de Rampa:  $t = 15 \text{ cm}$

Diámetro propuesto de Armadura Transversal:  $\phi_{As \text{ trans}} = 10 \text{ mm}$

Peralte Efectivo:  $d = 10.5 \text{ cm}$

Calculo de Cantidad de Acero:

$$Rn = \frac{11.11 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0.9 \cdot 0.9 \text{ m} \cdot (0.105 \text{ m})^2} = 1244.086 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$
$$\rho = \frac{0.85 \cdot 25 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot 1244.086 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{0.85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 1000} \right)} \right)$$
$$= 0.00256$$
$$As = \rho \cdot a \cdot d = 0.00256 \cdot 90 \text{ cm} \cdot 10.5 \text{ cm}$$
$$As = 2.42 \text{ cm}^2$$

#### Armadura Negativa (Acero Superior)

Proponiendo Acero de  $\phi 10 \text{ mm}$ :

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 = \frac{\pi}{4} \cdot (1 \text{ cm})^2 = 0.785 \text{ cm}^2$$
$$\# \text{ Barras} = \frac{As}{A} = \frac{2.42 \text{ cm}^2}{0.78 \text{ cm}^2} = 3.10 \text{ barras} \approx 5 \text{ Barras}$$

$$\text{El Espaciamiento será: } S = \frac{a - (2 \cdot r_{\text{geo}})}{(\# \text{ barras} - 1)} = \frac{90 \text{ cm} - (2 \cdot 3 \text{ cm})}{5 - 1} = 21 \text{ cm}$$

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

El Acero colocado para la Acero Negativo (Armadura Superior) será el siguiente:

*Armadura Longitudinal Superior: 5 barras  $\phi 10 \text{ mm}$  c/20 cm*

### **Armadura Transversal**

La armadura transversal debe ser al menos el 20% de la armadura longitudinal positiva (armadura inferior):

$$0.2 * A_{s(+)} = 0.2 * 6.28 \text{ cm}^2 = 1.25 \text{ cm}^2$$

Esta cantidad de acero es muy pequeña por lo cual para esta armadura de reparto que se coloca de forma trasversal en toda la longitud de la rampa de 2.82 metros, se colocara la armadura con diámetro igual al longitudinal repartido cada 20 cm.

$$\text{Cantidad de Barras} = \frac{L_{tot}}{S} = \frac{2.82 \text{ m}}{0.20 \text{ m}} = 14.1$$

*Elegimos 15 Barras*

Entonces para la armadura trasversal superior e inferior en la longitud de la rampa tendremos:

***Armadura Transversal: 15 barras  $\phi$ 10 mm c/20 cm***

### **Determinación de Armadura para Losa de Descanso**

Usando la misma armadura usada para la determinación de la armadura longitudinal positiva (Acero inferior), es decir 9 barras de diámetro 10 mm repartimos esta armadura en las dimensiones de la losa de descanso con un espaciamiento de 15 cm.

#### **Armadura Inferior**

$$\text{Cantidad de Barras} = \frac{L_2 + m}{S} = \frac{130 \text{ cm} + 20 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} = 10 \text{ barras}$$

*Asumimos = 10 Barras*

***Armadura Inferior Losa de Descanso: 10 barras  $\phi$ 10 mm c/10 cm***

#### **Armadura Superior**

Para la armadura superior usaremos el 50% de la armadura inferior colocada con el doble de espaciamiento:

*Armadura Inferior Losa de Descanso: 8 barras  $\phi 10$  mm c/20 cm*

### **Análisis de Escalera a través de Programa SAP 2000**

Para poder realizar un análisis más real de la estructura de la escalera, se modelará la escalera completa de la planta tipo como una losa maciza a través del programa SAP2000 representándola como un elemento Shell, para obtener los momentos flectores de cada tramo verificando cual es el más elevado y poder realizar una comparación con un cálculo manual realizado simulando una viga y con el programa Cypecad.

### **Alternancia de Carga Viva**

Para simular el comportamiento que tendría la carga viva en una escalera, la cual puede variar su ubicación en su primera rampa, su losa de descanso y su segunda rampa, se realizara la alternancia de carga viva en sus respectivos tramos considerando hipótesis típicas y las que establece la norma ACI:

#### **6.4 — Disposición de la carga viva**

6.4.1 En el diseño para cargas gravitacionales de pisos o cubiertas, se permite suponer que la carga viva se aplica únicamente al nivel bajo consideración.

6.4.2 Para sistema de losas en una dirección y vigas, se permite suponer (a) y (b):

(a) El momento máximo positivo  $M_u$  cerca del centro de la luz ocurre con  $L$  mayorada colocada en el vano y en vanos alternados

(b) El momento máximo negativo  $M_u$  en un apoyo ocurre con  $L$  mayorada colocada en los vanos adyacentes solamente

Fuente: (ACI318-14, 2014)

### **Apoyos**

- ❖ En el apoyo A, se consideró un apoyo fijo
- ❖ En el apoyo B, se consideró un apoyo articulado por estar apoyado en un muro de mampostería.
- ❖ En el apoyo C, se consideró un apoyo fijo.

Estas condiciones de apoyo nos ayudan a corroborar los resultados de Cypecad que modela la escalera con estos apoyos.

### Cargas sobre la Losa de la Rampa

Para el cálculo de las cargas se consideró las cargas de los peldaños, los acabados y el peso propio como cargas superficiales, el peso propio no se calculará porque ya se considera automáticamente dentro del programa.

$$A_{rampa} = 2.40 \text{ m} * 0.90 \text{ m} = 2.16 \text{ m}^2$$

$$Vol_{escalon} = \frac{h * ch}{2} * a = \frac{0.30 \text{ m} * 0.19 \text{ m}}{2} * 0.90 \text{ m} = 0.02565 \text{ m}^3$$

$$Pp \text{ peldaño: } Vol_{escalon} * \frac{N_{peldaños}}{2} * \gamma_{H^2A^2} = 0.02565 \text{ m}^3 * \frac{16}{2} * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \\ = 5.13 \text{ kN}$$

$$q_{pp \text{ escalon}} = \frac{Pp \text{ peldaño}}{A_{rampa}} = \frac{5.13 \text{ kN}}{2.16 \text{ m}^2} = 2.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{barandillas} = \frac{3.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{0.90 \text{ m}} = 3.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{acabado} = 1.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Carga Muerta Total: q_{total} = q_{pp \text{ escalon}} + q_{barandillas} + q_{acabado}$$

$$Carga Muerta Total = 2.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 3.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$CM_{rampa} \text{ (Carga Muerta Rampa)} = 6.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Cargas sobre la Losa de Descanso

$$CM_{descanso}: q_{acabado} = 1.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Sobrecarga de Uso para los 3 Tramos

$$CV \text{ (Sobrecarga de Uso)} = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

**Combinación de Carga (ya son consideradas en programa):**

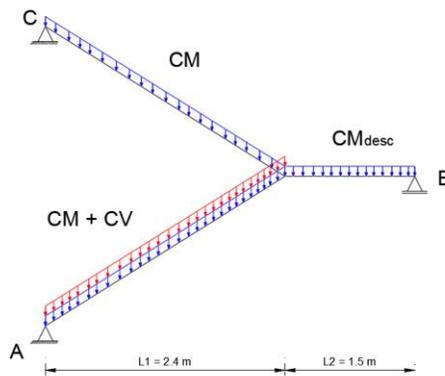
$$Rampa: q_{u1} = \left( 1.2 * 6.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + \left( 1.6 * 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 14.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Descanso: } qu_2 = \left( 1.2 * 1 \frac{kN}{m^2} \right) + \left( 1.6 * 3.6 \frac{kN}{m^2} \right) = 7.6 \frac{kN}{m^2}$$

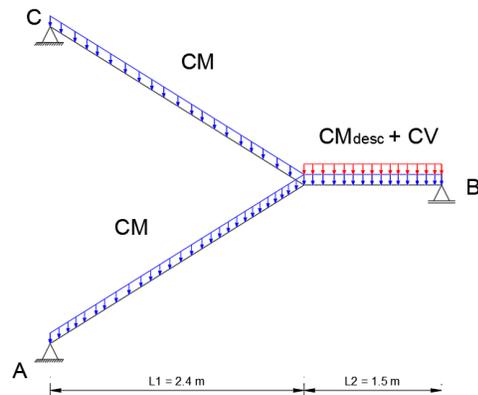
### Casos de Carga

A continuación se muestra la carga viva (CV) alternando su ubicación en cada tramo de la escalera, la carga muerta estará dispuesta en todos los tramos por ser una carga permanente.

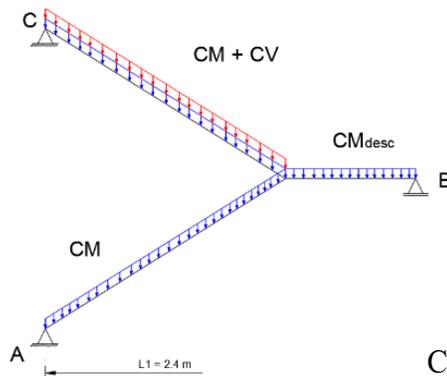
Caso 1



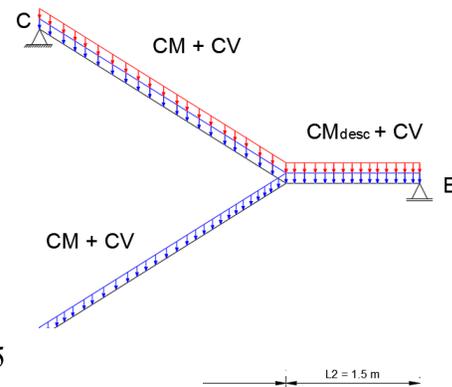
Caso 2



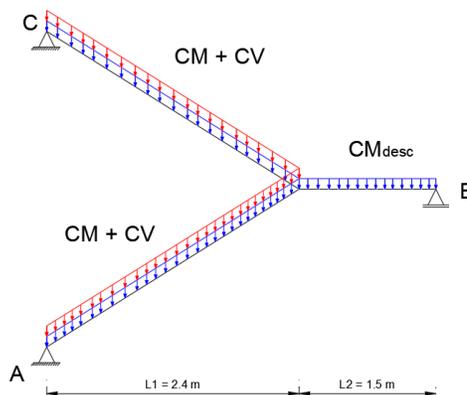
Caso 3



Caso 4

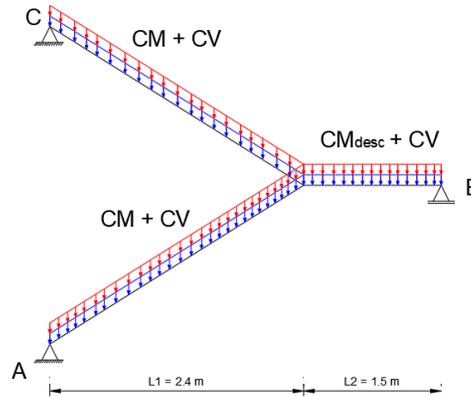


Caso 5

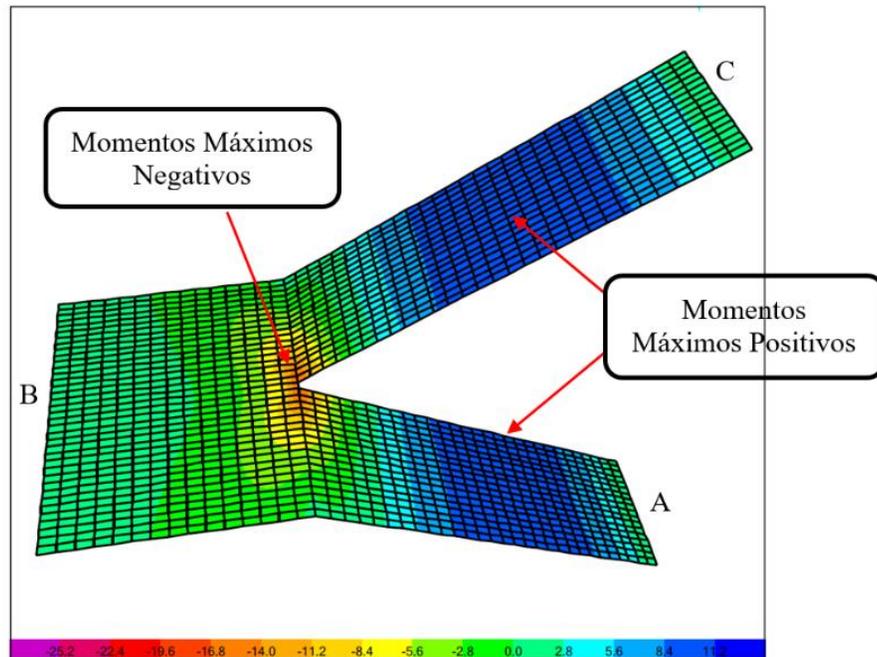


También se calculó el caso donde la carga viva y la carga muerta actúan sobre todos los vanos al mismo tiempo, que puede ser un caso no muy común pero que puede ser un caso crítico en caso de que sucediera.

Caso de Escalera Carga con Carga Viva y Carga Muerta en todo el vano



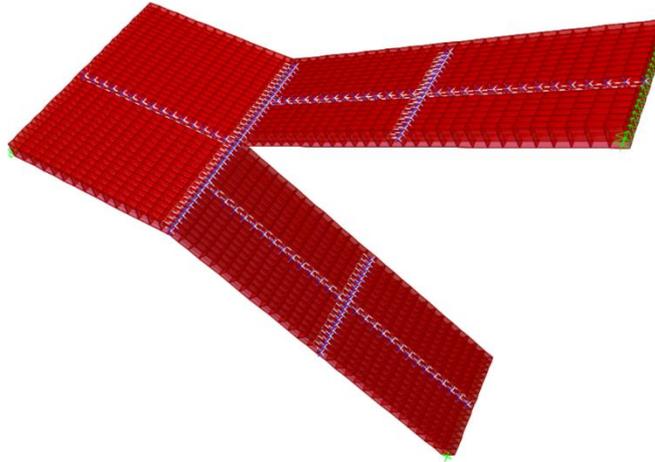
### Diagrama de Momentos en Escalera – Modelada en Sap 2000



Fuente: Sap 2000 V.20

Usando las herramientas Section Cut y Draw Section Cut se pudo integrar las fuerzas unitarias de los nudos con respecto al ancho de franja para obtener los momentos necesarios para realizar el diseño, los resultados se muestran a continuación:

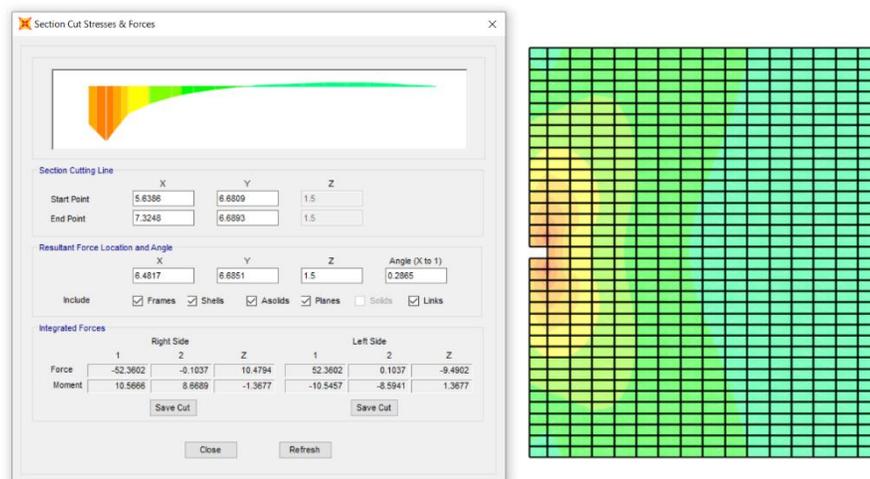
### Secciones de Corte con Herramienta Section Cut



Fuente: Sap 2000

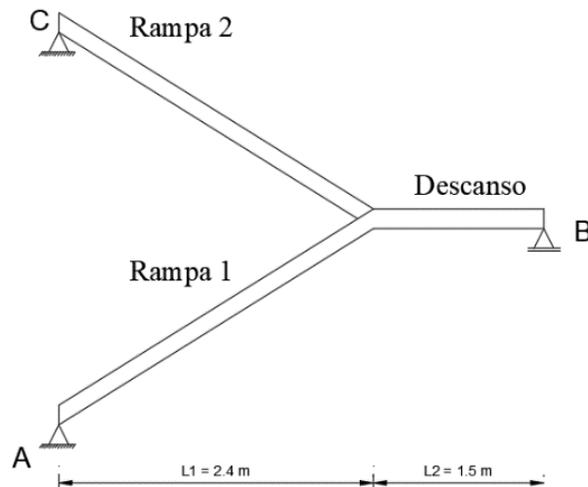
La Herramienta Draw Section Cut ayudo a tener una comprensión más clara de los momentos que se obtienen en la losa de descanso por tablas de la pestaña Section Cut:

### Herramienta Draw Section Cut



Fuente: Sap 2000

### Disposición de Tramos



Fuente: Elaboración Propia

Tabla de Momentos Flectores en Rampas

Momentos Flectores en Rampas			
Tipo de Caso	Tramo	Momento Máximo Positivo Longitudinal (kN*m)	Momento Máximo Negativo Longitudinal (kN*m)
Caso 1	Rampa 1	20.17	-11.65
	Rampa 2	21.66	-11.69
Caso 2	Rampa 1	20.97	-11.81
	Rampa 2	20.97	-11.81
Caso 3	Rampa 1	21.66	-11.69
	Rampa 2	20.17	-11.64
Caso 4	Rampa 1	23.66	-13.69
	Rampa 2	25.16	-13.73
Caso 5	Rampa 1	24.36	-13.57
	Rampa 2	24.36	-13.57
Caso CM + CV ( en todos los tramos)	Rampa 1	27.85	-15.62
	Rampa 2	27.85	-15.62

Fuente: Elaboración Propia

**Los momentos flectores transversales en las rampas son muy bajos por lo cual se calculará directamente un armado de acero mínimo por norma bien distribuido.**

Tabla de Momentos Flectores en Losas de Descanso

<b>Momentos Flectores en Descansos</b>			
Tipo de Caso	Tramo	Momento Máximo Negativo Longitudinal (kN*m)	Momento Máximo Negativo Transversal (kN*m)
Caso 1	Descanso	-10.51	-13.11
Caso 2	Descanso	-8.83	-11.59
Caso 3	Descanso	-10.51	-9.79
Caso 4	Descanso	-10.80	-15.12
Caso 5	Descanso	-12.49	-13.31
Caso CM + CV ( en todos los tramos)	Descanso	-12.79	-15.32

**Fuente: Elaboración Propia**

De los Resultados de los momentos flectores de las diferentes alternancias de la carga viva en los 5 casos hasta el caso donde se carga la carga viva en todos los tramos de la escalera, podemos observar que el último caso (Caso de Carga Muerta + Carga Viva en todos los tramos) provoca las solicitaciones de momentos más elevados para el tipo de apoyos y cargas que se tiene, por lo cual se eligió ese valor como el más crítico para emplearlo para el diseño en hormigón armado.

### **Determinación de Armadura Longitudinal Positiva en Rampa 1 (Armadura Inferior)**

Para el Diseño de las rampas al ser simétricas, solo se diseñará la rampa 1 y la rampa 2 tendrá el mismo armado

Momento para el Cálculo:  $M(+) = 27.85 \text{ kN} * m$

Ancho de la Rampa:  $a = 90 \text{ cm}$

Altura de Rampa:  $t = 15 \text{ cm}$

Diámetro propuesto de Armadura Transversal:  $\phi_{As \text{ trans}} = 10 \text{ mm}$

Peralte Efectivo:  $d = t - r_{geo} - \phi_{As \text{ trans}} - \frac{\phi_{As \text{ long}}}{2}$

$$d = 15 \text{ cm} - 3 \text{ cm} - 1 \text{ cm} - \frac{1 \text{ cm}}{2} = 10.5 \text{ cm}$$

### Área de Acero Mínimo

$$A_{smin} = 0.0018 * \frac{420}{500} * a * d = 0.0018 * \frac{420}{500} * 90 \text{ cm} * 15 \text{ cm} \\ = 2.04 \text{ cm}^2$$

Calculo de Cantidad de Acero Necesario:

$$R_n = \frac{27.85 \text{ kN} * \text{m}}{0.9 * 0.9 \text{ m} * (0.105 \text{ m})^2} = 3118.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 * 25 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} * \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 * 3118.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{0.85 * 25 \text{ MPa} * 1000} \right)} \right) \\ = 0.006777$$

$$A_s = \rho * a * d = 0.00677 * 90 \text{ cm} * 10.5 \text{ cm}$$

$$A_s = 6.40 \text{ cm}^2$$

### Armadura Positiva en rampa (Acero Inferior)

Proponiendo Acero de  $\phi 12$  mm:

$$A_{\phi 10} = \frac{\pi}{4} * \phi^2 = \frac{\pi}{4} * (1 \text{ cm})^2 = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ Barras} = \frac{A_{s \text{ nes}}}{A_{\phi 10}} = \frac{6.40 \text{ cm}^2}{0.78 \text{ cm}^2} = 8.20 \text{ barras} \approx 10 \text{ Barras}$$

$$A_s = 10 * \left( \frac{\pi}{4} * (1 \text{ cm})^2 \right) = 7.85 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{smin} \quad 7.85 \text{ cm}^2 > 2.04 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

$$A_s > A_{s \text{ necesario}} \quad 7.85 \text{ cm}^2 > 6.40 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

El Espaciamiento será:

$$S = \frac{a - (2 * r_{geo})}{(\# \text{ barras} - 1)} = \frac{90 \text{ cm} - (2 * 3 \text{ cm})}{10 - 1} = 9.33 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

El Acero colocado para la Armadura Positiva será el siguiente:

*Armadura Longitudinal: 10 barras  $\phi 10$  mm c/10 cm*

**Determinación de Armadura Longitudinal Negativa en Rampa 1 (Armadura Superior)**

Momento Negativo para el Cálculo:  $M(-) = -15.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Ancho de la Rampa:  $a = 90 \text{ cm}$

Altura de Rampa:  $t = 15 \text{ cm}$

Diámetro propuesto de Armadura Transversal:  $\phi_{As \text{ trans}} = 10 \text{ mm}$

Peralte Efectivo:  $d = 10.5 \text{ cm}$

Calculo de Cantidad de Acero:

$$Rn = \frac{15.62 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0.9 \cdot 0.9 \text{ m} \cdot (0.105 \text{ m})^2} = 1749.11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 \cdot 25 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot 1749.11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{0.85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 1000} \right)} \right)$$
$$= 0.003655$$

$$As = \rho \cdot a \cdot d = 0.00365 \cdot 90 \text{ cm} \cdot 10.5 \text{ cm}$$

$$As = 3.45 \text{ cm}^2$$

*Armadura Negativa en Rampa (Acero Superior)*

Proponiendo Acero de  $\phi 10$  mm:

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 = \frac{\pi}{4} \cdot (1 \text{ cm})^2 = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ Barras} = \frac{As}{A} = \frac{3.45 \text{ cm}^2}{0.78 \text{ cm}^2} = 4.42 \text{ barras} \approx 6 \text{ Barras}$$

El Espaciamiento será:

$$S = \frac{a - (2 * r_{geo})}{(\# \text{ barras} - 1)} = \frac{90 \text{ cm} - (2 * 3 \text{ cm})}{6 - 1} = 16.8 \text{ cm} \approx 18$$

$$S = 18 \text{ cm}$$

El Acero colocado para la Acero Negativo (Armadura Superior) será el siguiente:

*Armadura Longitudinal Superior: 6 barras  $\phi$ 10 mm c/18 cm*

$$As > As_{min} \quad 4.71 \text{ cm}^2 > 2.04 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

$$As > As_{necesario} \quad 4.71 \text{ cm}^2 > 3.45 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

### **Armadura Transversal Superior e Inferior**

La armadura transversal debe ser al menos el 20% de la armadura longitudinal positiva (armadura inferior):

$$0.2 * As_{(+)} = 0.2 * 7.85 \text{ cm}^2 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 0.0018 * \frac{420}{500} * l * t = 0.0015 * 283 \text{ cm} * 15 \text{ cm} = 6.41 \text{ cm}^2$$

Esta cantidad de acero es muy pequeña para su longitud por lo cual para esta armadura de reparto que se coloca de forma trasversal en toda la longitud de la rampa de 2.83 metros, se colocara la armadura con diámetro igual al longitudinal repartido cada 20 cm.

$$\text{Cantidad de Barras} = \frac{L_{tot}}{S} = \frac{283 \text{ m}}{20 \text{ cm}} = 14.15 \approx 15 \text{ barras}$$

*Elegimos 15 Barras*

Entonces para la armadura trasversal superior e inferior en la longitud de la rampa tendremos:

*Armadura Transversal: 15 barras  $\phi$ 10 mm c/20 cm*

### **Determinación de Armadura Longitudinal para Losa de Descanso**

La armadura longitudinal inferior de la rampa se extiende hacia la losa de descanso por lo cual tendrá la misma disposición del acero inferior de la

rampa, dicha armadura es suficiente porque no hay momentos positivos significativos en la losa de descanso.

***Armadura Inferior Rampa: 10 barras  $\phi 10$  mm c/10 cm***

El mismo caso se presenta para para la armadura superior de la rampa que se extiende hacia la parrilla superior de la losa de descanso:

***Armadura Superior de Rampa: 6 barras  $\phi 10$  mm c/18 cm***

Esta armadura se comprueba con la sollicitación de momento negativo que se calculó:

Momento Negativo para el Cálculo:  $M(-) = -12.79 \text{ kN} * \text{m}$

Ancho de la Rampa:  $a = 90 \text{ cm}$

Altura de Rampa:  $t = 15 \text{ cm}$

Diámetro propuesto de Armadura Transversal:  $\phi_{As \text{ trans}} = 10 \text{ mm}$

Peralte Efectivo:  $d = 10.5 \text{ cm}$

Calculo de Cantidad de Acero:

***Armadura Negativa en Losa de Descanso (Acero Superior)***

$$Rn = \frac{12.79 \text{ kN} * \text{m}}{0.9 * 0.9 \text{ m} * (0.105 \text{ m})^2} = 1432.21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 * 25 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} * \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 * 1432.21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{0.85 * 25 \text{ MPa} * 1000} \right)} \right) = 0.002968$$

$$As = \rho * a * d = 0.002968 * 90 \text{ cm} * 10.5 \text{ cm}$$

$$As = 2.80 \text{ cm}^2$$

$$As > As_{\text{min}} \quad 4.71 \text{ cm}^2 > 2.04 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

$$As > As_{\text{necesario}} \quad 4.71 \text{ cm}^2 > 2.80 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Como se puede ver la armadura propuesta cumple con armadura necesaria para resistir la sollicitación del momento negativo.

## Determinación de Armadura Transversal Superior para Losa de Descanso

Momento Negativo Transversal:  $-15.32 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$R_n = \frac{15.32 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0.9 \cdot 1.5 \text{ m} \cdot (0.105 \text{ m})^2} = 1029.31 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 \cdot 25 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot 1029.31 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{0.85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 1000} \right)} \right) = 0.00211$$

$$A_s = \rho \cdot a \cdot d = 0.00211 \cdot 150 \text{ cm} \cdot 10.5 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.32 \text{ cm}^2$$

### Armadura Negativa Transversal (Acero Superior en Descanso)

Proponiendo Acero de  $\phi 10 \text{ mm}$ :

$$\# \text{ Barras} = \frac{A_s}{A_{\phi 10 \text{ mm}}} = \frac{3.32 \text{ cm}^2}{0.78 \text{ cm}^2} = 4.26 \text{ barras} \approx 8 \text{ Barras}$$

$$A_s > A_{s \text{ min}} \quad 6.28 \text{ cm}^2 > 2.04 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

$$A_s > A_{s \text{ necesario}} \quad 6.28 \text{ cm}^2 > 3.32 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

El Espaciamiento será:

$$S = \frac{a - (2 \cdot r_{\text{geo}})}{(\# \text{ barras} - 1)} = \frac{150 \text{ cm} - (2 \cdot 3 \text{ cm})}{8 - 1} = 20.6 \approx 20 \text{ cm}$$

Se recomienda una separación máxima de 20 cm en losas macizas por lo cual asumiremos 8 barras de 10 mm cada 20 cm:

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

**Armadura Negativa Transversal Losa descanso: 8 barras  $\phi 10 \text{ mm}$  c/20 cm**

## Determinación de Armadura Transversal Inferior para Losa de Descanso

Los momentos positivos en la losa de descanso son muy bajos por lo cual se dispondrá directamente el área de acero mínimo:

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \cdot \frac{420}{500} \cdot a \cdot d = 0.0015 \cdot 150 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm} = 3.40 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ Barras} = \frac{As}{A} = \frac{3.40 \text{ cm}^2}{0.78 \text{ cm}^2} = 4.36 \text{ barras} \approx 8 \text{ Barras}$$

$$As > As_{min} \quad 6.28 \text{ cm}^2 > 2.04 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

$$As > As_{necesario} \quad 6.28 \text{ cm}^2 > 3.40 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Se recomienda una separación máxima de 20 cm en losas macizas por lo cual asumiremos 8 barras de 10 mm:

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

**Armadura Positiva Transversal Losa descanso: 8 barras  $\phi 10 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$**

Tabla Comparativa de Aceros en Escalera

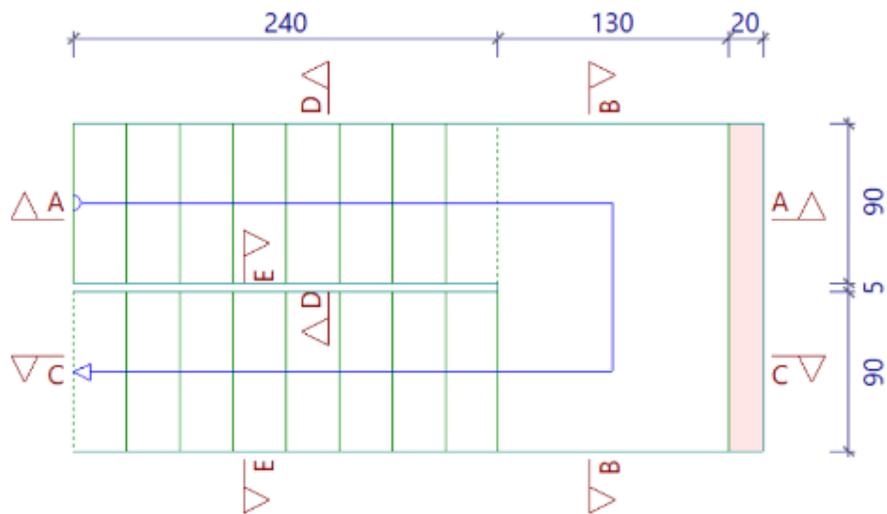
<b>Armadura de refuerzo en Rampa de Escalera</b>					
Ubicación	Armadura colocada		As (cm <sup>2</sup> )		Variación (%)
	Calculo Manual	Cypecad	Calculo Manual	Cypecad	
Acero Inferior Positivo	9 $\phi$ 10 mm c/10cm	10 $\phi$ 10 mm c/10cm	7.06	7.85	10.00
Acero Superior Negativo	5 $\phi$ 10 mm c/20cm	6 $\phi$ 10 mm c/20cm	3.92	4.71	16.70
Acero Transversal	15 $\phi$ 10 mm c/20cm	15 $\phi$ 10 mm c/20cm	11.78	11.78	0.00
<b>Armadura de refuerzo Transversal en Losa de Descanso de Escalera</b>					
Ubicación	Armadura colocada		As (cm <sup>2</sup> )		Variación (%)
	Calculo Manual	Cypecad	Calculo Manual	Cypecad	
Acero Inferior Positivo	10 $\phi$ 10 mm c/10cm	9 $\phi$ 10 mm c/20cm	7.85	7.06	10.00
Acero Superior Negativo	8 $\phi$ 10 mm c/20cm	9 $\phi$ 10 mm c/20cm	6.28	7.06	11.00

Tabla Comparativa de Aceros en Escalera Sap 2000 vs Cypecad

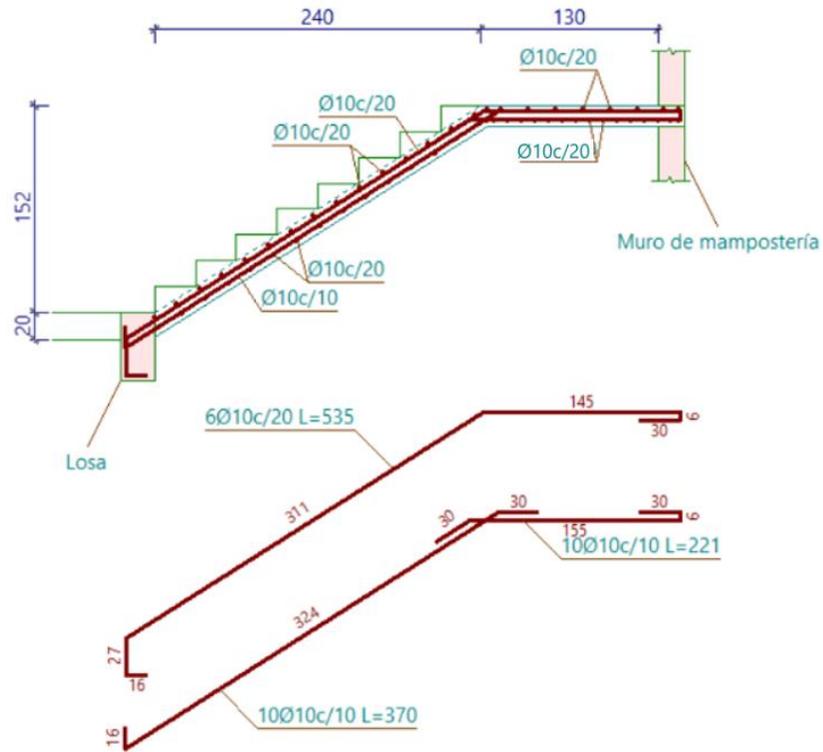
<b>Armadura de refuerzo en Rampa de Escalera</b>					
Ubicación	Armadura colocada		As (cm <sup>2</sup> )		Variación (%)
	SAP 2000	Cypecad	SAP 2000	Cypecad	
Acero Inferior Positivo	10φ10 mm c/10cm	10φ10 mm c/10cm	7.85	7.85	0.00
Acero Superior Negativo	6φ10 mm c/18cm	6φ10 mm c/20cm	4.71	4.71	0.00
Acero Transversal	15φ10 mm c/20cm	15φ10 mm c/20cm	11.78	11.78	0.00
<b>Armadura de refuerzo Transversal en Losa de Descanso de Escalera</b>					
Ubicación	Armadura colocada		As (cm <sup>2</sup> )		Variación (%)
	SAP 2000	Cypecad	SAP 2000	Cypecad	
Acero Inferior Positivo	8Φ10 mm c/20cm	9φ10 mm c/20cm	6.28	7.06	11
Acero Superior Negativo	8φ10 mm c/20cm	9φ10 mm c/20cm	6.28	7.06	11

Fuente: Elaboración Propia

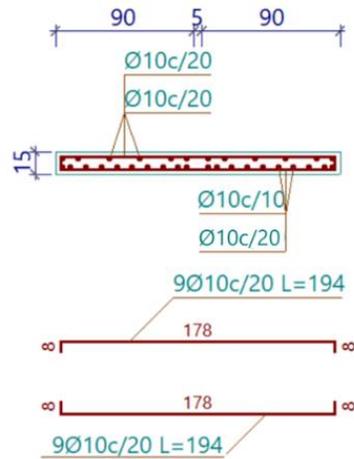
Disposición de Acero en Escalera



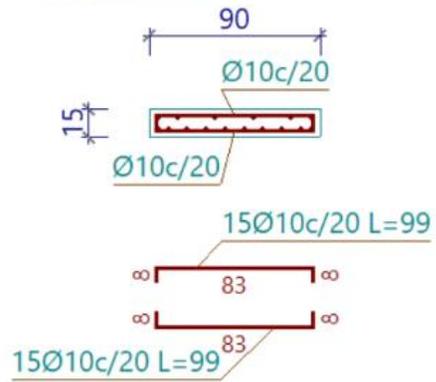
### Sección A-A



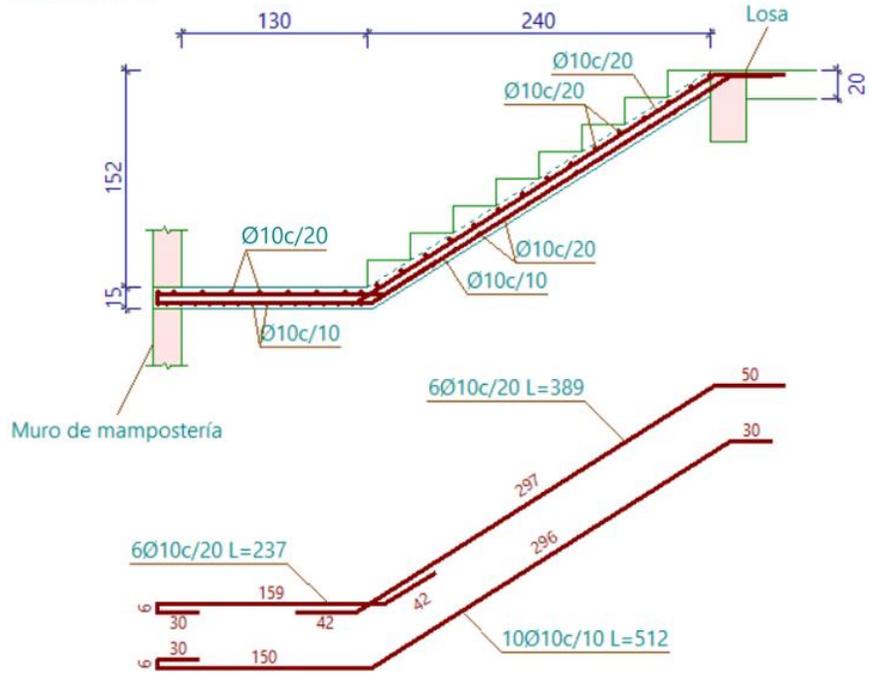
### Sección B-B



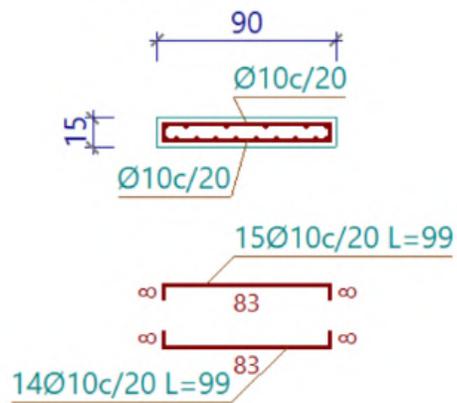
### Sección D-D



### Sección C-C



### Sección E-E



Fuente: Cypecad 2023

## Anexo 4.9: Muro de Hormigón Armado

### Dimensiones

La norma NB 1225006 establece las dimensiones mínimas para ascensores:

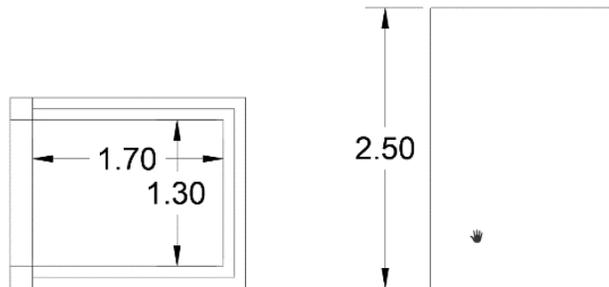
#### 3.1 Dimensiones (véase la figura 1)

Las dimensiones mínimas libres del interior de la cabina del ascensor deben permitir alojar a una persona en silla de ruedas y a un eventual acompañante y deben ser:

ancho = 90 cm  
largo = 1,20 m  
altura mínima = 2,10 m

Fuente: (NB1220006, 2013)

Las dimensiones adoptadas para el ascensor que se ajustan a la geometría de la edificación cumplen con este requisito:



Fuente: Elaboración Propia

### Espesor de Muro

El punto 11.3.1.1 de la norma ACI, establece que el espesor mínimo del muro debe cumplir con la siguiente tabla:

Tipo de muro	Espesor mínimo del muro, $h$	
De carga <sup>[1]</sup>	El mayor de:	100 mm (a)
		1/25 de la menor entre la altura y la longitud no apoyadas (b)
No portante	El mayor de:	100 mm (c)
		1/30 de la menor entre la altura y la longitud no apoyadas (d)
Exteriores de sótanos y cimentaciones <sup>[1]</sup>		190 mm (e)

Fuente: (ACI318-14, 2014)

Para muros con carga, debe ser el mayor de:

$$\frac{1}{25} * altura = \frac{1}{25} * 250 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$$

10 cm

La norma indica que un ancho de muro de 10 cm es suficiente, pero por seguridad se asumirá un espesor de muro mayor, que es un espesor más común en nuestro medio:

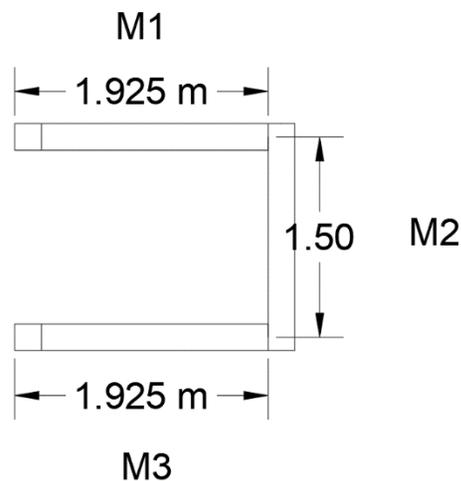
$$\text{Espesor de Muro} = 20 \text{ cm}$$

### Consideración para Análisis

**Carga:** La carga para el muro se aplicó mediante una losa maciza en su coronamiento con una carga de 5 kN/m<sup>2</sup>.

### División de Muro para Análisis:

El programa Cypecad al trabajar con el método de elementos finitos y los muros siendo elementos planos, divide la caja de ascensor compuesta por el muro de hormigón armado en 3 muros como se puede ver en la imagen:



Fuente: Elaboración Propia

Estos 3 muros tienen el espesor de 20 cm y forma la caja del ascensor.

## Cuantías de Armaduras

Para la cuantía de muros la norma ACI en el punto 11.6 establece lo siguiente:

### 11.6 — Límites del refuerzo

11.6.1 Cuando  $V_u \leq 0.5\phi V_c$  en el plano del muro,  $\rho_\ell$  mínimo y  $\rho_t$  mínimo deben cumplir con la Tabla 11.6.1. No hay necesidad de cumplir estos límites si se demuestra por medio de análisis estructural que se obtiene resistencia y estabilidad adecuadas.

Fuente: (ACI318-14, 2014)

Los muros trabajan fundamentalmente a compresión por lo cual la ecuación para la cortante de concreto es la obtenida de la tabla 11.5.4.6 de la norma ACI:

$$V_c = 0.17 * \lambda * \sqrt{f'_c} * h * d$$

$$d = \text{Largo del muro} - r_{geo} - \phi_{transversal} - \frac{\phi_{longitudinal}}{2}$$

Muro 1 = Muro 3:

$$\text{Peralte Efectivo "d"} = 192.5 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm} - 1 \text{ cm} - 1\text{cm}/2 = 188.5 \text{ cm}$$

Muro 2:

$$\text{Peralte Efectivo "d"} = 150 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm} - 1 \text{ cm} - 1\text{cm}/2 = 146 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Muro 1} = \text{Muro 3: } V_c &= 0.17 * 1 * \sqrt{25} * 0.20 \text{ m} * 1.89 \text{ m} * 1000 \\ &= 321.3 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\text{Muro 2: } V_c = 0.17 * 1 * \sqrt{25} * 0.20 \text{ m} * 1.46 \text{ m} * 1000 = 248.2 \text{ kN}$$

Afectando el cortante del hormigón por  $0.5 * \Phi$ :

$$\text{Muro 1} = \text{Muro 3: } 0.5 * \phi * V_c = 0.5 * 0.75 * 321.3 \text{ KN} = 120.49 \text{ kN}$$

$$\text{Muro 2: } 0.5 * \phi * V_c = 0.5 * 0.75 * 248.2 \text{ kN} = 93.075 \text{ kN}$$

**El cortante Último en el muro es:**

$$\mathbf{V_u = 8.97 \text{ kN}}$$

Verificando condición

$$\text{Muro 1} = \text{Muro 3: } Vu \leq 0.5 * \phi * Vc = 8.97 \text{ kN} = 120.49 \text{ kN Cumple}$$

$$\text{Muro 2: } Vu \leq 0.5 * \phi * Vc = 8.97 \text{ kN} = 93.075 \text{ kN Cumple}$$

Con las condiciones cumplidas podemos verificar la cuantía del muro a través de la tabla 11.6.1 de la norma ACI:

Tabla 11.6.1 — Refuerzo mínimo para muros con  $V_u \leq 0.5\phi V_c$  en el plano del muro

Tipo de muro	Tipo de refuerzo no preesforzado	Tamaño de la barra o alambre	$f_y$ , MPa	Refuerzo longitudinal mínimo <sup>[1]</sup> , $\rho_l$	Refuerzo horizontal mínimo, $\rho_t$
Construido en obra	Barras corrugadas	$\leq$ No. 16	$\geq 420$	0.0012	0.0020
		$>$ No. 16	$< 420$	0.0015	0.0025
	Refuerzo de alambre electrosoldado	$\leq$ MW200 ó MD200	Cualquiera	0.0012	0.0020
Prefabricado <sup>[2]</sup>	Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	Cualquiera	Cualquiera	0.0010	0.0010

Fuente: (ACI318-14, 2014)

Refuerzo Longitudinal Mínimo – Muro 1 y Muro 3:

$$0.0012 * H * d = 0.0012 * 20 \text{ cm} * 188.5 \text{ cm} = 4.524 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Longitudinal Mínimo – Muro 2:

$$0.0012 * H * d = 0.0012 * 20 \text{ cm} * 146 \text{ cm} = 3.504 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Horizontal Mínimo – Muro 1 y Muro 3:

$$0.0020 * H * d = 0.0020 * 20 \text{ cm} * 188.5 \text{ cm} = 7.54 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Horizontal Mínimo – Muro 2:

$$0.0020 * H * d = 0.0020 * 20 \text{ cm} * 146 \text{ cm} = 5.84 \text{ cm}^2$$

**En base a estas consideraciones se puede analizar si el refuerzo introducido por el programa Cypecad es el correcto:**

Refuerzo Longitudinal Cype – Muro 1 y Muro 3:

$$8\phi 10 \text{ c}/25\text{cm}$$

$$As = 8 * \left(\frac{\pi}{4}\right) * (1 \text{ cm}^2) = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$6.28 \text{ cm}^2 \geq 4.524 \text{ cm}^2 \text{ **Cumple**}$$

Refuerzo Longitudinal Cype – Muro 2:

$$7\phi 10 \text{ c}/25\text{cm}$$

$$A_s = 7 * \left(\frac{\pi}{4}\right) * (1 \text{ cm}^2) = 5.49 \text{ cm}^2$$

$$5.49 \text{ cm}^2 \geq 3.504 \text{ cm}^2 \text{ **Cumple**}$$

Refuerzo Horizontal Cype – Muro 1 y Muro 3:

$$14\phi 10 \text{ c}/30\text{cm}$$

$$A_s = 14 * \left(\frac{\pi}{4}\right) * (1 \text{ cm}^2) = 10.99 \text{ cm}^2$$

$$10.99 \text{ cm}^2 \geq 7.54 \text{ cm}^2 \text{ **Cumple**}$$

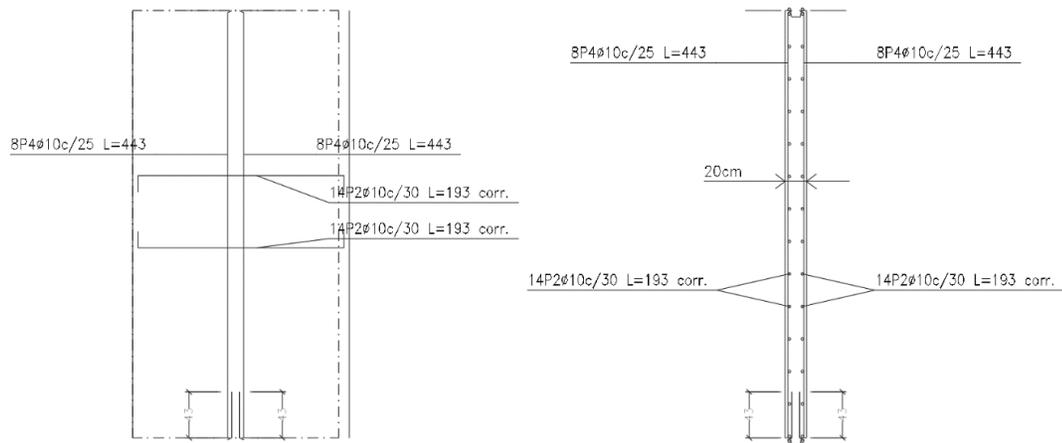
Refuerzo Horizontal Cype – Muro 2:

$$14\phi 10 \text{ c}/30\text{cm}$$

$$A_s = 14 * \left(\frac{\pi}{4}\right) * (1 \text{ cm}^2) = 10.99 \text{ cm}^2$$

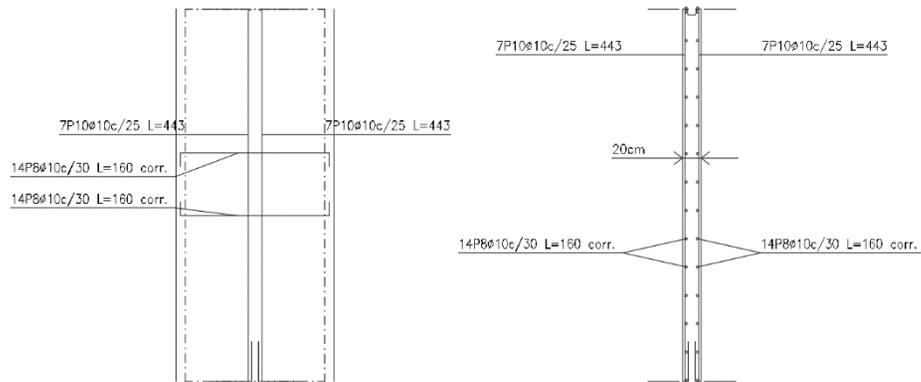
$$10.99 \text{ cm}^2 \geq 5.84 \text{ cm}^2 \text{ **Cumple**}$$

Armadura de Muro en Planta Baja en Muro 1 y Muro 3



Fuente: Cypecad 2023

## Armadura de Muro en Planta Baja en Muro 2



Fuente: Cypecad 2023

### Solicitaciones mayoradas del elemento:

#### Muro 1 y Muro 3:

$$N_u = 1178.89 \text{ kN}$$

$$M_u = 64.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

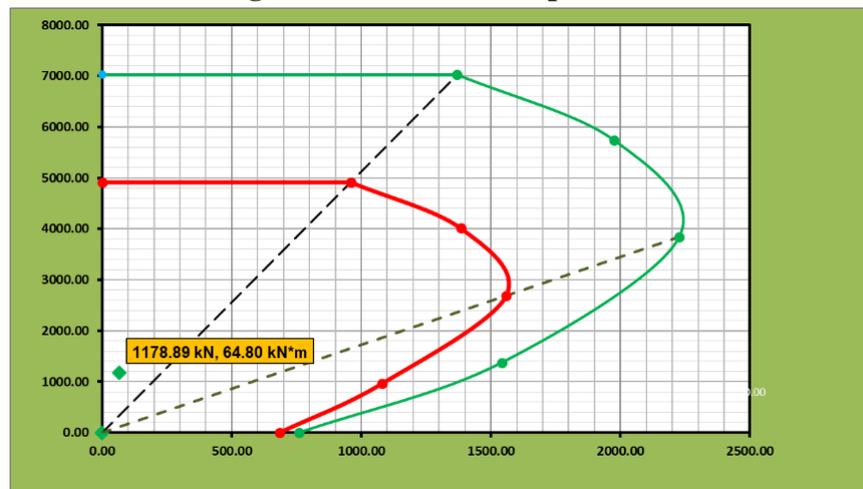
#### Muro 2:

$$N_u = 748.51 \text{ kN}$$

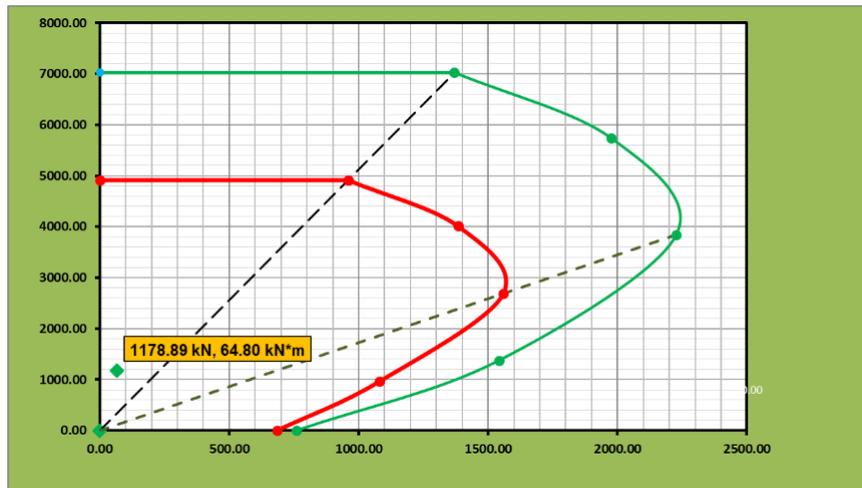
$$M_u = 110.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Estos valores se pueden analizar a través de un diagrama de Interacción Individual para cada muro:

### Diagrama de Interacción para Muro 1

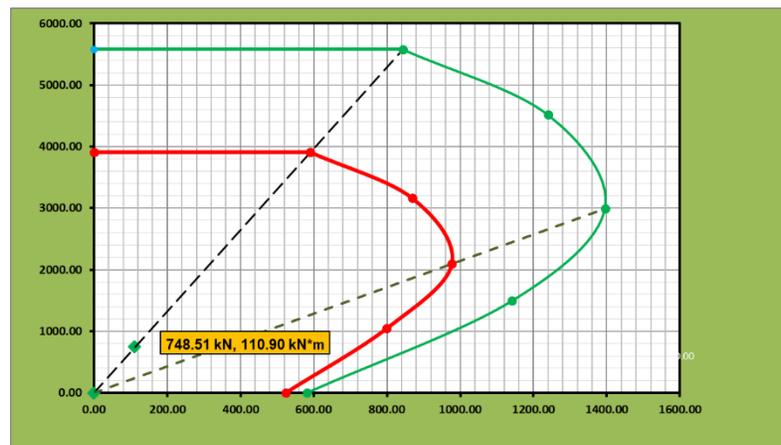


### Diagrama de Interacción para Muro 3



Fuente: Elaboración Propia

### Diagrama de Interacción Muro 2



Fuente: Ing. Elaboración Propia

A través de los diagramas podemos observar que la capacidad resistente de la sección y el refuerzo de acero aplicado pueden resistir muy bien las cargas que se generan y podrían soportar un considerable aumento de carga

**ANEXO V**  
**APORTE ACADÉMICO**

## Anexo 5: Aporte Académico

### Anexo 5.1: Metal Base de Acero de Refuerzo

ASTM A706/706M - para barras corrugadas de acero de baja aleación para refuerzo de hormigón.

#### 1.3 Reinforcing Steel Base Metal

1.3.1 Reinforcing steel base metal in this code shall conform to the requirements of the latest edition of one of the ASTM specifications listed within this paragraph.<sup>1</sup> Combinations of any of these reinforcing steel base metals, when welded, shall use a WPS (welding procedure specification) qualified in conformance with section 6.

(1) ASTM A82, *Specification for Plain Steel Wire for Concrete Reinforcement*

(2) ASTM A184/A184M, *Specification for Fabricated Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement*

(3) ASTM A185, *Specification for Welded Plain Steel Wire Fabric for Concrete Reinforcement*

(4) ASTM A496, *Specification for Deformed Steel Wire for Concrete Reinforcement*

(5) ASTM A497, *Specification for Welded Deformed Steel Wire Fabric for Concrete Reinforcement*

(6) ASTM A615/A615M, *Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement*

(7) ASTM A616/A616M, *Specification for Rail-Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement*

(8) ASTM A617/A617M, *Specification for Axle-Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement*

(9) ASTM A706/A706M, *Specification for Low Alloy Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement*

(10) ASTM A761/A761M, *Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement*

(11) ASTM A775/A775M, *Specification for Epoxy-Coated Reinforcing Steel Bars*

(12) ASTM A934/A934M, *Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars*

Fuente: (AWS-D1.4, 2005)

El límite de Fluencia y Tracción de la normativa ASTM A706 son de 420 y 550 MPa respectivamente:

**TABLE 2 Tensile Requirements**

Tensile strength, min, psi [MPa]	80 000 [550] <sup>A</sup>
Yield strength, min, psi [MPa]	60 000 [420]
Yield strength, max, psi [MPa]	78 000 [540]

Fuente: (ASTM-A706, 2001)

### Anexo 5.2: Metal Base de Angular de Acero

El límite de Fluencia y Tracción de la normativa ASTM A36 son de 250 y 550 MPa respectivamente:

**TABLE 2 Tensile Requirements<sup>A</sup>**

Plates, Shapes, <sup>B</sup> and Bars:	
Tensile strength, ksi [MPa]	58–80 [400–550]
Yield point, min, ksi [MPa]	36 [250] <sup>C</sup>

Fuente: (ASTM-A36, 2014)

Las características mecánicas del angular de acero son las siguientes:

**PROPIEDADES MECÁNICAS:**

- Límite de Fluencia = 250 Mpa (2,530 kg/cm<sup>2</sup>) mínimo.
- Resistencia a la Tracción = 400 - 550 MPa (4,080 - 5,620 kg/cm<sup>2</sup>) (\*).

Fuente: (AcerosArequipa, 2021)

**Anexo 5.3: Requerimientos de Electrodo de Raíz**

**Table 2  
Tension Test Requirements<sup>a, b, c</sup>**

AWS Classification		Tensile Strength		Yield Strength at 0.2% Offset		Elongation Percentage in 4x Diameter Length
A5.1	A5.1M	A5.1 (ksi)	A5.1M (MPa)	A5.1 (ksi)	A5.1M (MPa)	
E6010	E4310	60	430	48	330	22
E6011	E4311	60	430	48	330	22
E6012	E4312	60	430	48	330	17
E6013	E4313	60	430	48	330	17
E6018	E4318	60	430	48	330	22
E6019	E4319	60	430	48	330	22
E6020	E4320	60	430	48	330	22
E6022 <sup>d</sup>	E4322 <sup>d</sup>	60	430	Not Specified		Not Specified
E6027	E4327	60	430	48	330	22
E7014	E4914	70	490	58	400	17
E7015	E4915	70	490	58	400	22
E7016	E4916	70	490	58	400	22
E7018	E4918	70	490	58	400	22
E7024	E4924	70	490	58	400	17 <sup>e</sup>
E7027	E4927	70	490	58	400	22
E7028	E4928	70	490	58	400	22
E7048	E4948	70	490	58	400	22
E7018M	E4918M	Note f	Note f	53-72 <sup>f</sup>	370-500 <sup>f</sup>	24

Fuente: (A5.1, 2012)

**Anexo 5.4: Requerimientos de Electrodo Principal o de Relleno**

Tabla 5.1 de la AWS D1.4

**Table 5.1  
Matching Filler Metal Requirements (see 5.1)**

Group	Steel Specification Requirements				Filler Metal Requirements					
	Steel Specification	Minimum Yield Point/Strength		Minimum Tensile Strength		Electrode Specification <sup>a</sup>	Yield Point/Strength <sup>b</sup>		Tensile Strength <sup>b</sup>	
		ksi	MPa	ksi	MPa		ksi	MPa	ksi	MPa
I	ASTM A615 Grade 40 ASTM A615M Grade 300	40	—	70	—	SMAW AWS A5.1 and A5.5	53-72	365-496	70	482
						E7015, E7016, E7018, E7028				
						E7015-X, E7016-X, E7018-X				
						GMAW AWS A5.18	58	400	70	480
						ER70S-X, E70C-3, E70C-6				
PCAW AWS A5.20 and A5.29	58	400	70	480						
E7XT-X E7XTX-X (Except -2, -3, -10, -13, -14, -GS)										
II	ASTM A706 Grade 60 ASTM A706M Grade 420	60	—	80	—	SMAW AWS A5.5	67	460	80	550
						E8015-X, E8016-X, E8018-X				
						GMAW AWS A5.28				
						ER80S-X, E80C-X, E90C-X	68	470	80	550
PCAW AWS A5.29										
E8XTX-X	68	470	80-100	550-690						

Fuente: (AWS-D1.4, 2005)

## Anexo 5.5: Características de Electrodos:

CONARCO 10		CONARCO 18 básico - bajo hidrógeno	
CLASIFICACION		CLASIFICACION	
AWS A5.1	E6010	AWS A5.1	E7018-1
COMPOSICION QUIMICA TIPICA DEL METAL DEPOSITADO		COMPOSICION QUIMICA TIPICA DEL METAL DEPOSITADO	
C	0,13 %	C	0,08 %
Mn	0,50 %	Mn	1,25 %
Si	0,20 %	Si	0,45 %
PROPIEDADES MECANICAS DEL METAL DEPOSITADO (VALORES TIPICOS)		PROPIEDADES MECANICAS DEL METAL DEPOSITADO (VALORES TIPICOS)	
R	529 MPa	R	582 MPa
Rf	466 MPa	Rf	499 MPa
Al	29 %	Al	29 %
CVN(-29 °C)	53 J	CVN (-46 °C)	89 J

Fuente: Hoja Técnica - Conarco

## Anexo 5.6: Tipos de Empalmes

**Empalme Soldado Simple y Doble – Empalme directo con barras en contacto Figura 2.1 de la AWS D1.4**

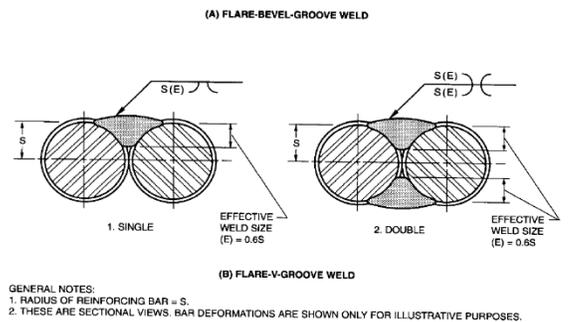
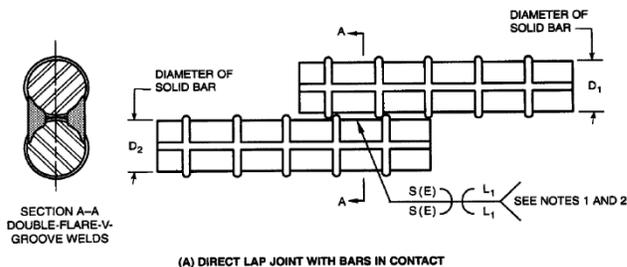
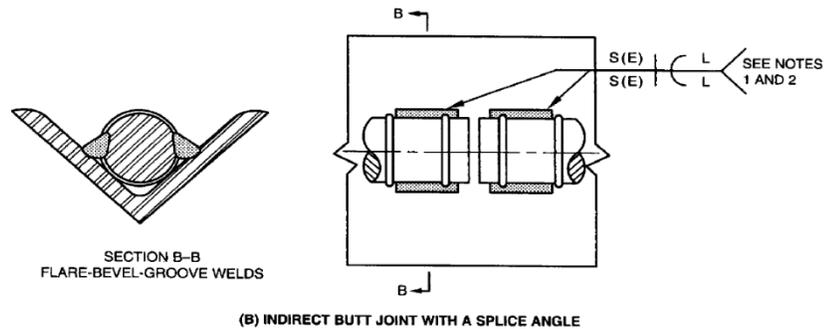


Figure 2.1—Effective Weld Sizes for Flare-Groove Welds (see 2.3.2)



Fuente: (AWS-D1.4, 2005)

**Empalme con Angular – Uniones a Tope Indirectas – Figura 3.3 de AWS D1.4**



Fuente: (AWS-D1.4, 2005)

### Anexo 5.7: Resistencia Requerida por la Norma ACI 318-14

**25.5.7.1** Un empalme mecánico o soldado, debe desarrollar en tracción o compresión, según se requiera, al menos  $1.25f_y$  de la barra.

**R25.5.7.1** El esfuerzo máximo en el refuerzo usado para diseño dentro del Reglamento, es la resistencia especificada a la fluencia. Para asegurar una resistencia suficiente en los empalmes de manera que se pueda producir la fluencia en el miembro y evitarse así una falla frágil, se seleccionó el 25 por ciento de incremento sobre la resistencia a la fluencia especificada, tanto como un valor mínimo por seguridad y un valor máximo por economía.

El empalme soldado se utiliza principalmente para barras grandes (No. 19 y mayores) en miembros principales. El requisito de resistencia a la tracción de 125 por ciento de la resistencia a la fluencia especificada, está pensado para lograr una soldadura apropiada que sea adecuada también para compresión.

Aunque no se requieren empalmes a tope directos, AWS D 1.4 indica que cuando sea práctico, las soldaduras de apoyo directo son preferibles para barras No. 22 y mayores.

Fuente: (ACI318-14, 2014)

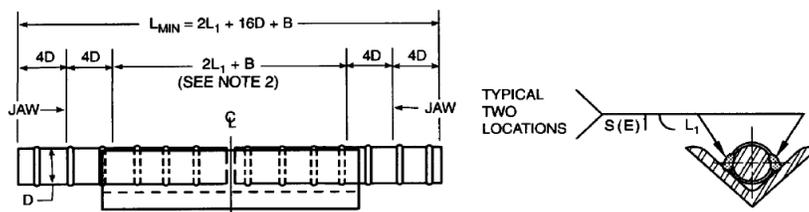
### Anexo 5.8: Longitud de Soldadura

#### Longitud en empalme soldado por solape – Empalme Simple y Doble – Notas de la figura 3.4 de la norma AWS D1.4

- NOTES:  
 1. THE EFFECTS OF ECCENTRICITY SHALL BE CONSIDERED OR RESTRAINT PROVIDED IN THE DESIGN OF THE JOINT.  
 2.  $L_1 = 2 D_1$  (MIN);  $D_1 \leq D_2$

Fuente: (AWS-D1.4, 2005)

#### Longitud de empalme soldado con Angular – Figura 6.5 y sus notas de la norma AWS D1.4:



NOTES:

1. B = SEPARATION BETWEEN ENDS OF BARS, MAXIMUM B = 3/4 in. (19 mm)

2.  $L_1 = \frac{5.23F_u(D)}{F_{xx}(n)}$  WITH  $F_u$  = MINIMUM SPECIFIED TENSILE STRENGTH OF THE BAR (FOR BARS OF UNEQUAL  $F_u$ , USE LESSER OF THE TWO)

(SEE 6.2.4.3)

$F_{xx}$  = MINIMUM SPECIFIED TENSILE STRENGTH OF WELD METAL

D = DIAMETER OF SOLID BAR

n = NUMBER OF CONNECTING FLARE-BEVEL-GROOVE WELDS BETWEEN ONE BAR AND TWO PLATES (OR ONE ANGLE)

Fuente: (AWS-D1.4, 2005)

## Anexo 5.9: Longitud de Empalme de Soldadura según Jose Calavera

La técnica de soldadura para estas dos formas de solape es mucho más simple que la de tope. La longitud máxima del cordón de soldadura es de cinco veces el diámetro de la barra, condición impuesta por la necesidad de evitar una excesiva transmisión de calor, lo cual obliga también a depositar la longitud necesaria de cordón en dos mitades en sentido contrario (ver figuras).

La longitud del cordón de soldadura se determina, en función de las características mecánicas de la barra y del electrodo, al imponer la condición de que la probeta soldada alcance un 100 % de la resistencia a tracción de la testigo, confiando la transmisión del esfuerzo únicamente al mencionado cordón.

El electrodo utilizado, tanto para TETRACERO-42 como para TOR-50, ha sido el PH-56, cuyas características se indicaron anteriormente.

De acuerdo con lo anteriormente expuesto, la longitud del cordón de soldadura se obtiene a partir de las siguientes condiciones:

— resistencia a tracción del cordón de soldadura:  $l \cdot a \cdot \sigma_{sol}$ ;

— resistencia a tracción de la barra:  $A \cdot \sigma_{ar}$ ;

en donde:

$l$  = longitud del cordón (mm);

$a$  = ancho de la garganta; se adopta un valor fijo de  $0,2 \varnothing$ , siendo  $\varnothing$  el diámetro de la barra correspondiente (mm);

$A$  = área de la sección transversal de la barra (mm<sup>2</sup>);

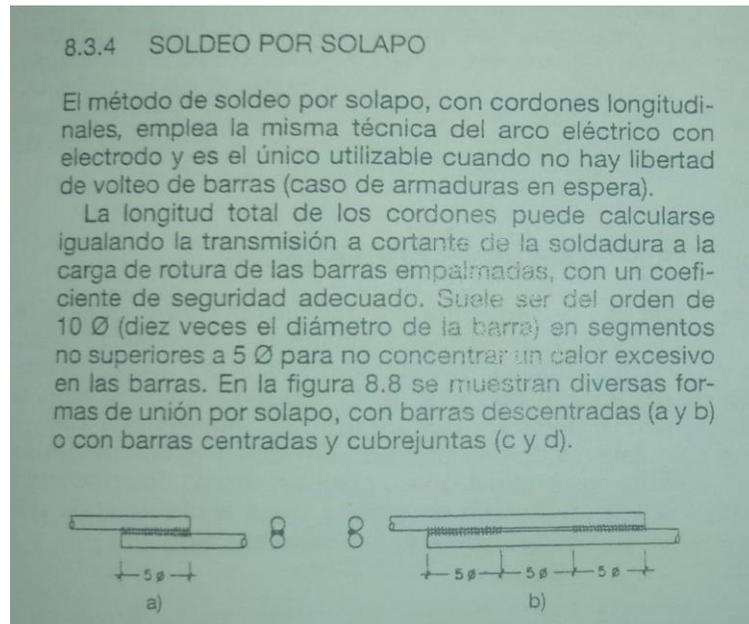
$\sigma_{sol}$  = resistencia a tracción del cordón depositado (kp/mm<sup>2</sup>);

$\sigma_{ar}$  = tensión de rotura de la barra (kp/mm<sup>2</sup>).

La resistencia a tracción del cordón depositado ( $\sigma_{sol}$ ) se considera del 65 % de la resistencia a tracción del electrodo correspondiente ( $\sigma_{el}$ ).

Fuente: (Calavera & Segura, 1969)

## Anexo 5.10: Recomendación para Empalme Doble



(Jiménez Montoya, 2011)

## Anexo 5.11: Elaboración de Probetas de Empalmes Soldados

A continuación, se explicará de manera descriptiva la elaboración de la probeta para su posterior ensayo de tracción:

- En primer lugar, se obtendrá las barras de acero corrugado que corresponden al acero soldable ArcelorMittal CA 50S en los diámetros de 10,12 y 16 mm.



Fuente: Elaboración Propia

- Obtenido el material se procederá a medir y marcar las longitudes necesarias de cada probeta que requiere el ensayo de tracción, en este caso se necesita que la probeta tenga una longitud de 50 cm sin contar la longitud del empalme, es una longitud bajo la cual trabaja la prensa universal Amsler.



Fuente: Elaboración Propia

- Con la barra marcada con las longitudes necesarias, se procederá a cortar la barra en las marcas señaladas con una Amoladora pequeña marca Corona y un disco de corte BNA NORTON A36 de 1.6 mm de espesor



Fuente: Elaboración Propia



Fuente: Elaboración Propia



Fuente: Elaboración Propia

- Con las barras cortadas se procederá a hacer una limpieza de cualquier suciedad u oxido que pueda existir en las barras, usando un cepillo de acero, lijas para quitar la cillazadura de los extremos y trapos para quitar el polvo restante.

-

### Limpiando barras



Fuente: Elaboración Propia

### Barras Cortadas y limpias



Fuente: Elaboración Propia

- Hecha la limpieza se procederá a colocar una marca en las probetas que las identifique con un número junto a su diámetro y tipo de empalme para poder identificar las barras claramente previo a la realización de los empalmes, principalmente para poder identificar las longitudes de empalme que deben ser lo más exactas posible sobre todo en la soldadura.

### Marcado de Probeta



Fuente: Elaboración Propia

### Marcado de Longitud de empalme



Fuente: Elaboración Propia

- Una vez hechos todos los pasos anteriores se tendrá las probetas listas para efectuar en ellas los empalmes correspondientes

### Probetas con angular

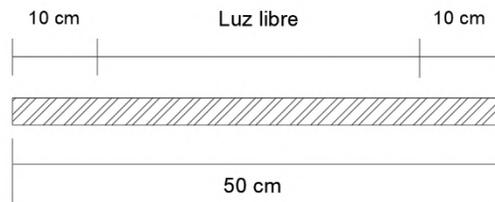


Fuente: Elaboración Propia

- Se procederá de la misma manera para todos los diámetros (10,12,16 mm).

### Probeta de Barra Integra

En el caso de la probeta integra esta estaría prácticamente lista para los ensayos, solo se tendría que poner sus marcas para identificar su número de probeta y diámetro correspondiente; la Longitud de dicha probeta corresponde a la exigida por el ensayo que es de 50 cm la cual será la misma para todos los diámetros.



Fuente: Elaboración Propia

### Probetas de Barras integras



Fuente: Elaboración Propia

### Probetas de Empalme Soldado Simple (Solape)

Se procederá a calcular la longitud de empalme, el área de soldadura y el espesor, correspondientes a este tipo de empalme:

- **Longitud de empalme:** La longitud de empalme será calculada con la ecuación del capítulo 4:

$$\text{Longitud de soldadura} = 5 \varnothing$$

En base a la anterior ecuación las Longitudes de Soldadura serán las siguientes:

Diámetro (mm)	Longitud de Soldadura (cm)
Ø10	5.00
Ø12	6.00
Ø16	8.00

Fuente: Elaboración Propia

Tomando en cuenta el valor de 50 cm de la probeta se tendrá la siguiente expresión:

$$Longitud\ Total = L\ probeta + L\ soldadura$$

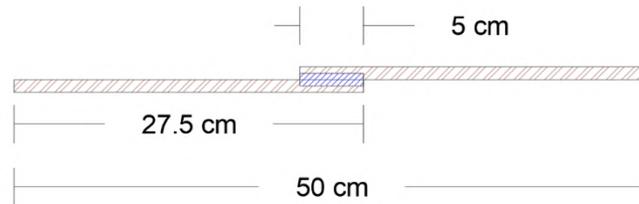
$$L\ total = \frac{50\ cm}{2} + 5\ \emptyset$$

$$L\ total = 25\ cm + 5\ \emptyset$$

Para las Barras de Ø10 mm de diámetro tendremos lo siguiente:

$$L\ total = 25\ cm + \frac{5 * \emptyset}{2} = 25 + \frac{5}{2} = 27.5\ cm$$

Longitudes de Probeta Simple de Ø 10 mm



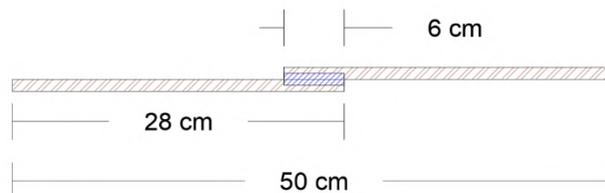
Fuente: Elaboración Propia

Los cortes de las barras se realizarán a los 27.5 cm generando 6 piezas, es decir 3 pares para generar 3 probetas.

Para las barras de Ø12 mm de Diámetro tendremos lo siguiente:

$$L\ total = 25\ cm + \frac{5\emptyset}{2} = 25 + \frac{6}{2} = 28\ cm$$

Longitudes de Probeta Simple Ø 12 mm



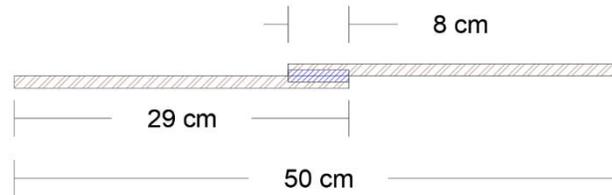
Fuente: Elaboración Propia

Los cortes de las barras se realizarán a los 28 cm generando 6 piezas, es decir 3 pares para generar 3 probetas.

**Para las barras de Ø 16 mm de Diámetro tendremos lo siguiente:**

$$L_{total} = 25 \text{ cm} + \frac{5\varnothing}{2} = 25 + \frac{8}{2} = 29 \text{ cm}$$

Longitudes de Probeta Simple de Ø 16 mm



Fuente: Elaboración Propia

Los cortes de las barras se realizarán a los 29 cm generando 6 piezas, es decir 3 pares para generar 3 probetas.

- **Área y Espesor:** El área y espesor del empalme se definirán en base a figura 2.1 de la norma AWS D1.4 vista en su anexo 3.3.

$$\text{Espesor de Soldadura} = 0.6 * S$$

$$\text{Área de Soldadura} = S * (\text{Espesor de soldadura})$$

Dónde: S es el valor del radio de la barra en estudio

De las anteriores expresiones podemos calcular sus valores en la siguiente tabla:

Áreas y Espesores de Soldadura

Diámetro (mm)	Espesor (mm)	Área (mm <sup>2</sup> )
10	3.00	9
12	3.60	12.96
16	4.80	23.04

Realizados todos los pasos anteriores tendremos las probetas previas a la soldadura:



Fuente: Elaboración Propia

### Probeta de Empalme Soldado Doble (Solape con doble soldadura)

Se procederá a calcular la longitud de empalme, el área de soldadura y el espesor, correspondientes a este tipo de empalme:

- **Longitud de empalme:** La longitud de empalme será calculada con la ecuación del capítulo 4:

$$\text{Longitud total de Soldadura} = 10 * \emptyset$$

En base a la anterior ecuación las Longitudes de Soldadura serán las siguientes:

Longitudes de Soldadura de Empalme Doble

Diámetro (mm)	Longitud de Soldadura (cm)
Ø10	10.00
Ø12	12.00
Ø16	16.00

Fuente: Elaboración Propia

Estas longitudes estarán divididas en 2 segmentos de 5 veces el diámetro ( $5\emptyset$ ), separados por una longitud igual de  $5\emptyset$ .

Tomando en cuenta el valor de 50 cm de la probeta se tendrá la siguiente expresión:

$$\text{Longitud Total} = \frac{L_{\text{probeta}}}{2} + \frac{L_{\text{soldadura}}}{2} + \frac{L_{\text{separación}}}{2}$$

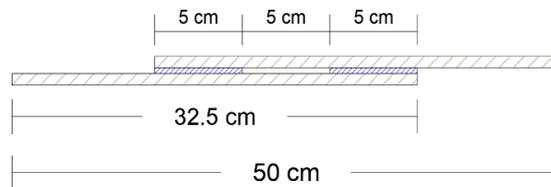
$$L_{\text{total}} = \frac{50}{2} + \frac{10 \emptyset}{2} + \frac{5\emptyset}{2}$$

$$L_{total} = 25 + \frac{15\varnothing}{2}$$

**Para las Barras de Ø10 mm de diámetro tendremos:**

$$L_{total} = 25 + \frac{15 * 1}{2} = 32.5 \text{ cm}$$

Longitudes de Probeta Empalme Doble de Ø10 mm



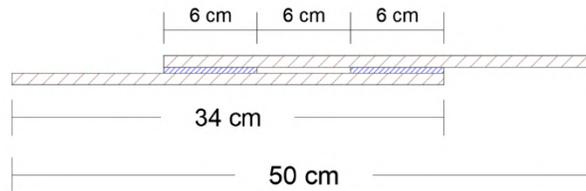
Fuente: Elaboración Propia

Los cortes de las barras se realizarán a los 32.5 cm generando 6 piezas, es decir 3 pares para generar 3 probetas.

**Para las Barras de Ø12 mm de diámetro tendremos:**

$$L_{total} = 25 + \frac{15 * 1.2}{2} = 34 \text{ cm}$$

Longitudes de Probeta Empalme Doble de Ø12 mm



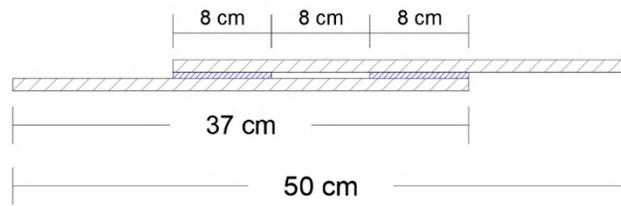
Fuente: Elaboración Propia

Los cortes de las barras se realizarán a 34 cm generando 6 piezas, es decir 3 pares para generar 3 probetas.

**Para barras de Ø16 mm de diámetro tendremos:**

$$L_{total} = 25 + \frac{15 * 1.6}{2} = 37 \text{ cm}$$

### Longitudes de Probeta Empalme Doble de Ø16 mm



Fuente: Elaboración Propia

Los cortes de las barras se realizarán a 37 cm generando 6 piezas, es decir 3 pares para generar 3 probetas.

- **Área y espesor de Soldadura:** El área y espesor serán los mismo al tratarse del mismo tipo de soldadura:

### Áreas y Espesores de Soldadura Doble

Diámetro (mm)	Espesor (mm)	Área (mm <sup>2</sup> )
10	3.00	9.00
12	3.60	12.96
16	4.80	23.04

Fuente: Elaboración Propia

Realizados todos los pasos anteriores tendremos todas las probetas previas a la soldadura:

### Probeta de Empalme Doble



Fuente: Elaboración Propia

### Probeta de Empalme Soldado con Angular (a tope Indirecto)

Se procederá a calcular la longitud de empalme, el área de soldadura y el espesor, correspondientes a este tipo de empalme:

- **Longitud de Soldadura:** La longitud de soldadura en este tipo de empalme se calculará en base a las ecuaciones del capítulo 4:

$$L \text{ soldadura} = (10 * \emptyset)$$

A partir de la anterior ecuación podemos determinar las longitudes de soldadura:

Longitudes de Soldadura de Empalmes con Angular

Diámetro (mm)	L soldadura 10 Ø (cm)
10	10
12	12
16	16

Fuente: Elaboración Propia

Al tratarse de un empalme a Tope Indirecto las barras de acero no se sobrepone de ninguna manera por lo cual la longitud total de las piezas de esta probeta será constante para todos los diámetros y estará dada por la siguiente expresión:

$$Longitud \text{ Total } pieza = \frac{50 \text{ cm}}{2}$$

$$L \text{ total de pieza} = \frac{50 \text{ cm}}{2} = 25.00 \text{ cm}$$

**Esta longitud será constante para las barras de acero en todos los diámetros.**

La longitud que está sujeta a cambios es la longitud del angular de acero que es la conexión para la soldadura, la cual estará dividida en 2 segmentos de 5 veces el diámetro y será expresada de la siguiente manera:

$$L \text{ angular de acero} = 10 * \emptyset + B$$

Donde  $B = 5 \text{ mm}$  es la separación entre los extremos de la barra y se eligió este valor para no sobrepasar demasiado los 50 cm de la probeta. Con todas las anteriores consideraciones se tendrá las siguientes longitudes de probeta para cada diámetro:

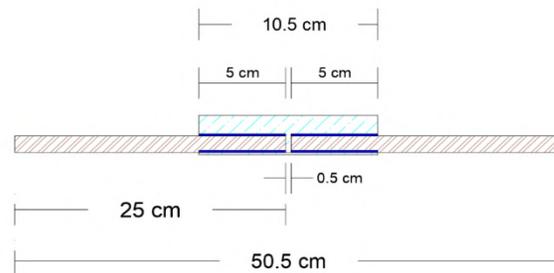
**Para las barras de  $\text{Ø}10 \text{ mm}$ , Empalme con angular tenemos:**

$$L_{\text{soldadura}} = 5\text{Ø} = 5 \text{ cm}$$

$$L_{\text{angular de acero}} = (10 * 1) + 0.5 \text{ cm} = 10.5$$

$$L_{\text{longitud de pieza de acero}} = 25 \text{ cm}$$

Longitudes de probeta en empalme con angular de  $\text{Ø}10 \text{ mm}$



Fuente: Elaboración Propia

Los cortes en la barra de acero se realizarán a los 25 cm, y en los angulares de acero se cortará una longitud de 10.5 cm para generar 6 piezas de barras de acero y 3 piezas de angular de acero, con lo cual se tendrá 3 probetas cada una con las 3 piezas mencionadas.

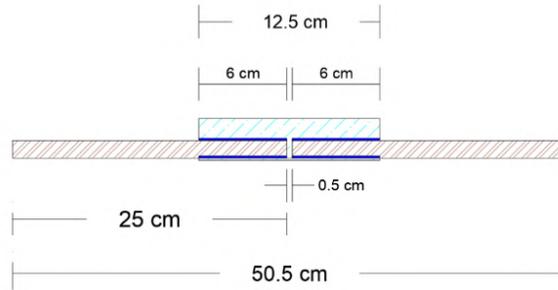
**Para las Barras de  $\text{Ø}12 \text{ mm}$ , Empalme con angular tenemos:**

$$L_{\text{soldadura}} = 5\text{Ø} = 6 \text{ cm}$$

$$L_{\text{angular de acero}} = (10 * 1.2) + 0.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$L_{\text{longitud de pieza de acero}} = 25 \text{ cm}$$

Longitudes de probeta en empalme con angular de Ø12 mm



Fuente: Elaboración Propia

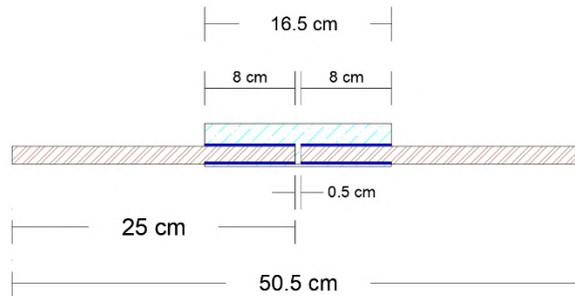
**Para las Barras de Ø16 mm, Empalme con angular tenemos:**

$$L \text{ soldadura} = 5\varnothing = 8 \text{ cm}$$

$$L \text{ angular de acero} = (10 * 1.6) + 0.5 = 16.5 \text{ cm}$$

$$L \text{ longitud de pieza de acero} = 25 \text{ cm}$$

Longitudes de Probeta en empalme con angular de Ø16 mm



Fuente: Elaboración Propia

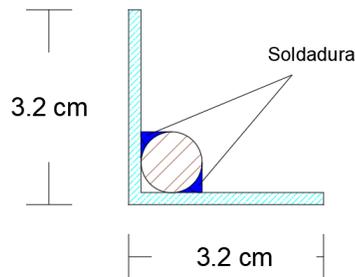
- **Áreas y Espesores de Soldadura:** Las áreas y espesores según la norma AWS D1.4 serán calculadas de la misma manera que para los empalmes soldados por solape, al tratarse del mismo tipo de soldadura acanalada:

### Áreas y Espesores de soldadura en empalme con angular

Diámetro (mm)	Espesor (mm)	Área (mm <sup>2</sup> )
10	3.00	9
12	3.60	12.96
16	4.80	23.04

Fuente: Elaboración Propia

### Vista de perfil de la soldadura en Empalmes con angular



Fuente: Elaboración Propia

Con todos los pasos anteriores realizados tendremos las probetas listas previas al proceso de soldadura:

### Probetas de Ø 10 mm de Empalme con angular

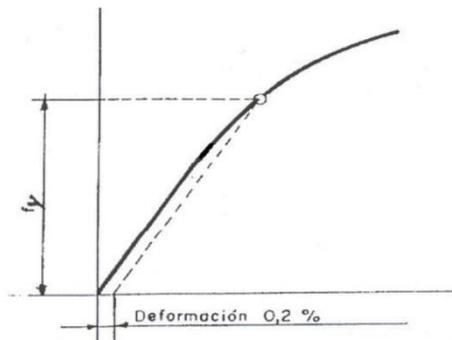


Fuente: Elaboración propia

### Anexo 5.12: Limite de Fluencia

**Acero Estirado en frio:** Es el material conformado a temperaturas por debajo de la temperatura de recristalización (generalmente a temperatura ambiente). Este material no presenta un punto notorio de fluencia en la curva tensión vs deformación. En esta se observa un incremento permanente e ininterrumpido del esfuerzo para valores crecientes mayores de deformaciones. (NB732, 2016)

#### Obtención del Límite de Fluencia del Acero en Grafica



Fuente: (NB732, 2016)

En este caso la fluencia se determina generalmente para un valor de deformación plástica igual al 0.2 % que se genera colocando una línea paralela a la línea de esfuerzo proporcional que pase por 0.002 de la deformación donde corte esta línea será determinado como el esfuerzo a fluencia.