UTN
Concordia

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
Facultad Regional Concordia

Calculo Estructura Ampliación U.T.N. F.R.Con.

Alumnos: Kloster, Enzo D.

Palacio, Alberto José.

Proyecto: Ampliación Aulas FRCon

Calculo de losas

Clasificación de losas según su geometría.

De acuerdo a la forma de transmitir las cargas hacia los apoyos (vigas), las losas se pueden dividir o clasificar en dos tipos:

a) Losas armadas en una dirección $\left(0,60 \geq L_Y / L_X \geq 1,66\right)$

b) Losas cruzadas o armadas en dos direcciones.

Losas armadas en una dirección

Estas losas transmiten los esfuerzos en la dirección de la menor luz, de modo que su comportamiento es similar al de las vigas.

Son denominadas también losas simples, que bajo la acción de las cargas, adopta una deformada que tiende a ser cilíndrica. Al tener curvatura preponderante en un sentido, es según esta dirección que se produce la flexión más importante y en la que se dispone la armadura principal.

Los momentos deben calcularse como si se tratase de una viga de un ancho unitario de 1m.

En la determinación de los momentos será esencial tener en cuenta el tipo de apoyo de la losa y su continuidad o no con otras.

Losas armadas en dos direcciones

Las losas determinadas cruzadas son aquellas que presentan curvaturas del mismo orden en ambas direcciones por lo que sus armaduras resultan de similar importancia y deben calcularse a partir de las solicitaciones.

Para su cálculo se emplea el Método de Marcus que permite obtener de forma sencilla, mediante tablas el valor de las solicitaciones máximas con suficiente aproximación.

Se obtienen las solicitaciones suponiendo a la losa como formada por dos haces de fajas de ancho unitario (longitudinales y transversales) las que se suponen separadas en correspondencia con las secciones que dividen las fajas entre sí.

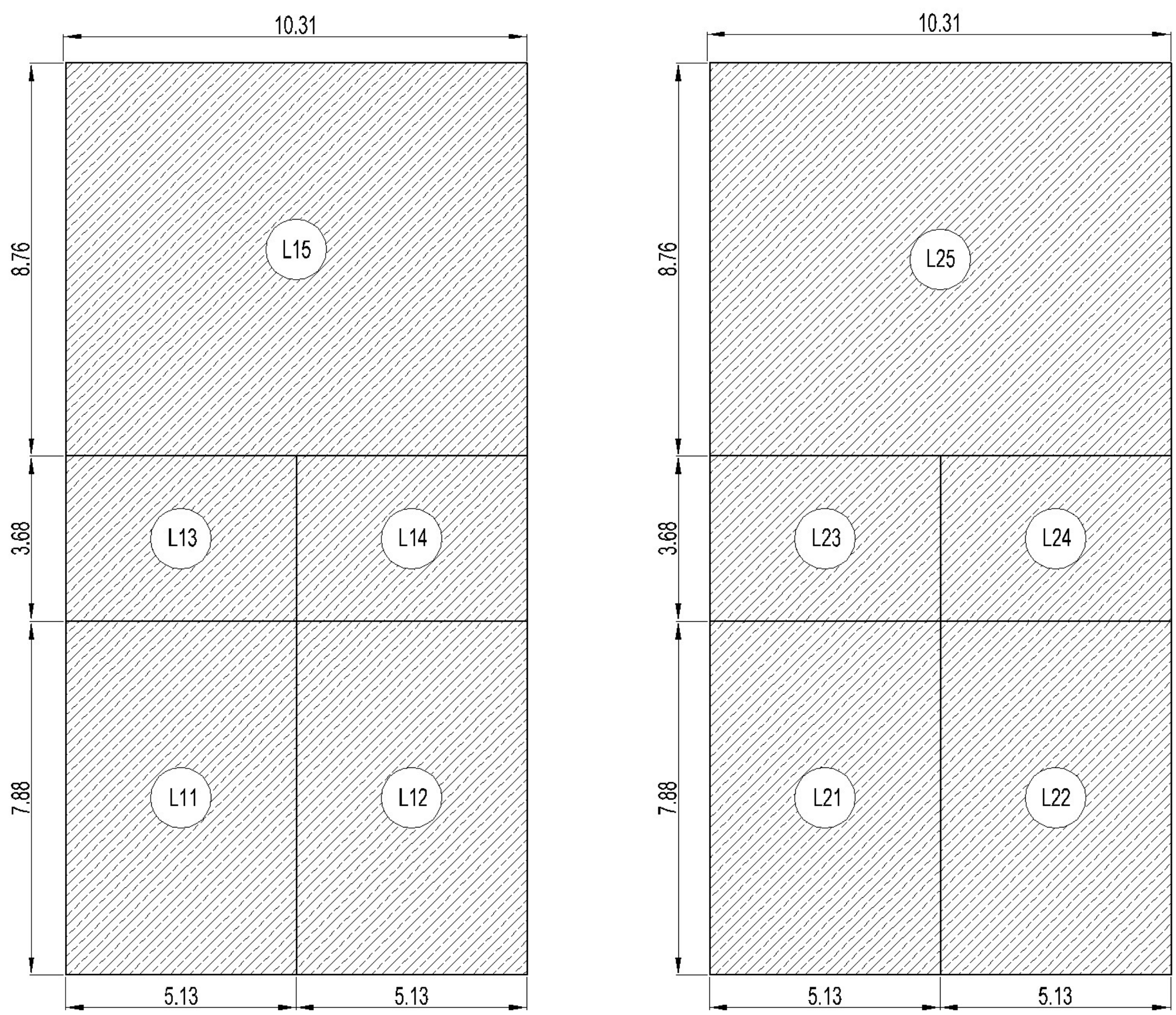
Las expresiones que nos permiten calcular las solicitaciones son las siguientes:

$$M_X máx = \alpha \cdot q \cdot {l_X}^2 \qquad M_Y máx = \beta \cdot q \cdot {l_Y}^2$$

$$x = \frac{-\chi \cdot q \cdot {l_X}^2}{r} \qquad y = \frac{-\delta \cdot q \cdot {l_Y}^2}{r}$$

$Donde\, r = 8{,}10\, o\, 12\, según\, la\, cantidad\, de\, bordes\, empotrados\, que\, haya\, en\, la\, dirección\, considerada$

Planta de losas:



Losas L11 , L12, L21, L22

$$\frac{L11y}{L11x} = \frac{7{,}88\, m}{5{,}13\, m} = 1{,}54 \Rightarrow Losa\, en\, 2\, direcciones$$

Losa L13, L23, L14 y L24:

$$\frac{L13y}{L13x} = \frac{3,68}{5,13} = 0,72 \Rightarrow Losa\, en\, 2\, direcci\acute{o}nes$$

Losas L15 y L25

$$\frac{L15y}{L15x} = \frac{8,76\,m}{10,26\,m} = 0,85 \Rightarrow Losa\, en\, 2\, direcciones$$

Dimensionado de losas

Al ser las losas elementos estructurales rectangulares solicitados por esfuerzos de flexión, para su dimensionado se utilizan las tablas de $\boldsymbol{k_h}$.

Los pasos a seguir son los siguientes:

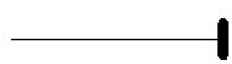
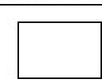
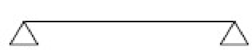
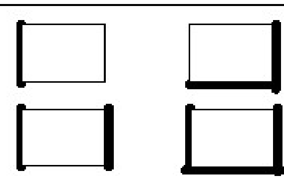
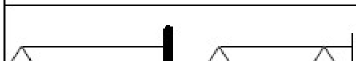
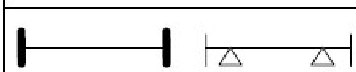
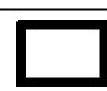
a) Determinar o establecer el esquema estático.
b) Pre dimensionar la altura de la losa.
c) Determinar las cargas actuantes.
d) Calcular las solicitaciones.
e) Dimensionar la estructura
f) Proceder al armado de la misma.

Pre dimensionado de la altura o espesores de losas

La altura mínima de la losa se determina mediante la expresión:

$$h_{Min} = \frac{Lc}{m} \rightarrow Armada\, en\, una\, direcci\acute{o}n$$

$$El\, mayor\, entre\, h_{Min} = \frac{Lx}{m}\ y\ h_{Min} = \frac{Ly}{m} \rightarrow Armada\, en\, dos\, direcciones$$

LOSAS ARMADAS EN UNA DIRECCION		LOSAS CRUZADAS	
Condiciones de borde	m	Condiciones de borde	m
	12		50
	30		55
	35		
	40		60

Valores de "m" según tipo de losa y condiciones de borde.

Espesores mínimos de losas primer piso

$$h = \frac{L11x}{35} = \frac{5{,}13\,m}{35} = 0{,}14\,m$$

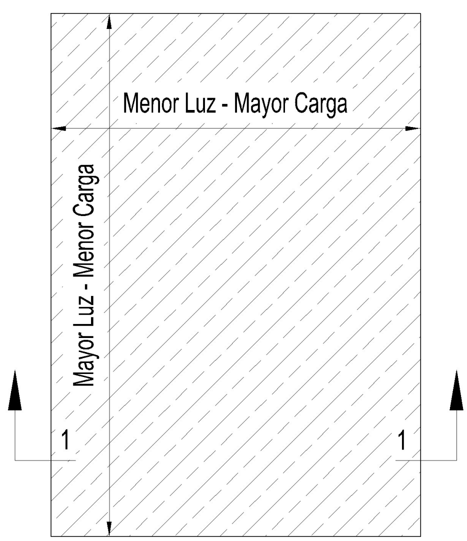
$$h = \frac{L13y}{30} = \frac{3{,}68\,m}{30} = 0{,}12\,m$$

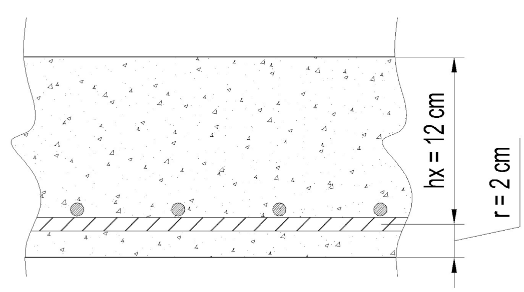
$$h = \frac{L14y}{55} = \frac{10{,}26\,m}{55} = 0{,}18\,m$$

$$h = \frac{L14x}{55} = \frac{8{,}76\,m}{55} = 0{,}16\,m$$

Adoptamos como espesor de losa en el primer piso h= 12 cm

$$d = h + r = 0{,}14\,m$$





Corte 1-1

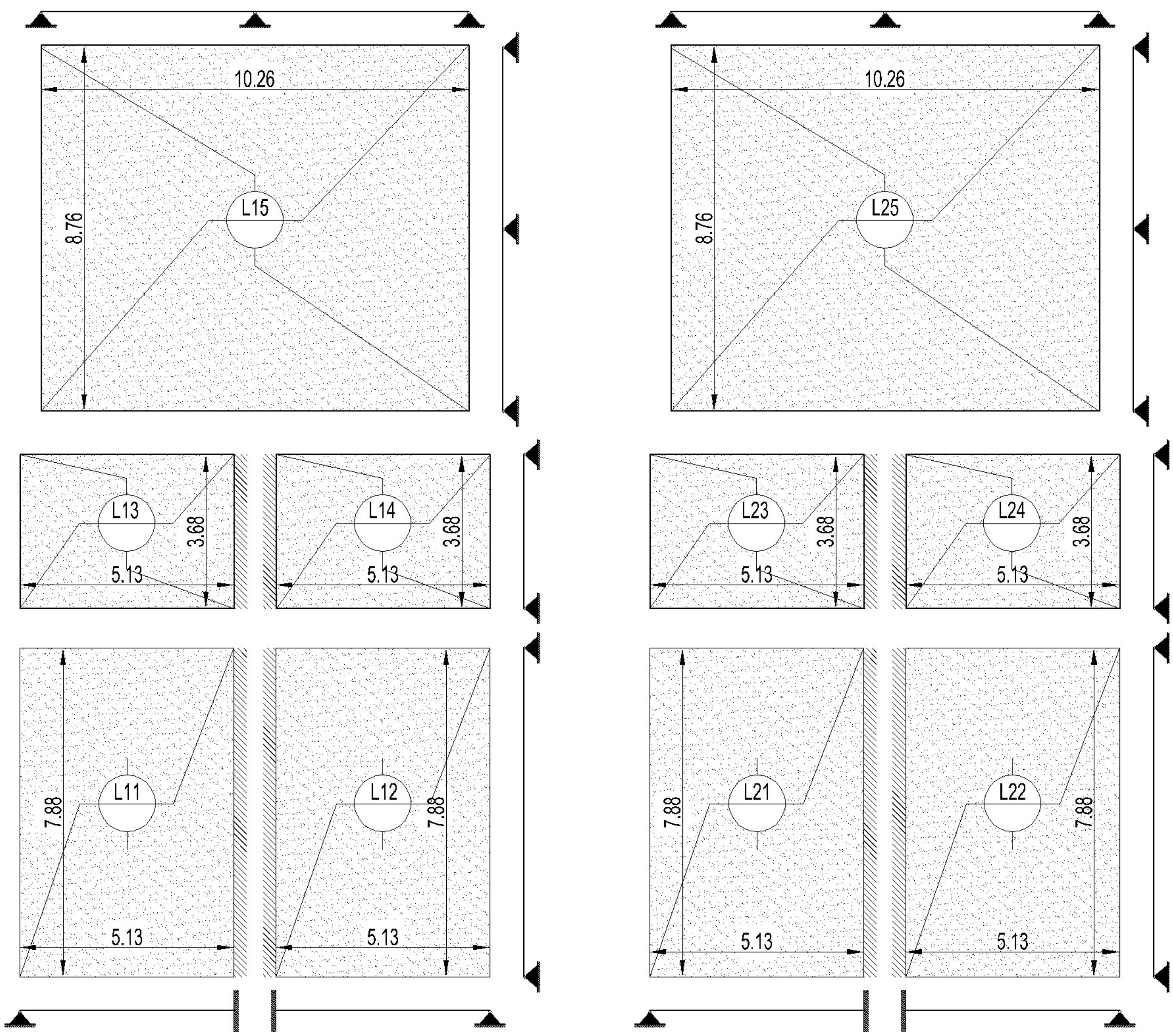
Espesores mínimos de losas segundo piso

$$h = \frac{L21x}{35} = \frac{5{,}13\,m}{35} = 0{,}14\,m$$

$$h = \frac{L23y}{30} = \frac{3{,}68\,m}{30} = 0{,}12\,m$$

$$h = \frac{L24x}{35} = \frac{5{,}13\,m}{35} = 0{,}14\,m$$

Adoptamos como espesor de losa en el primer piso h= 12 cm



Análisis de las cargas actuantes en losas

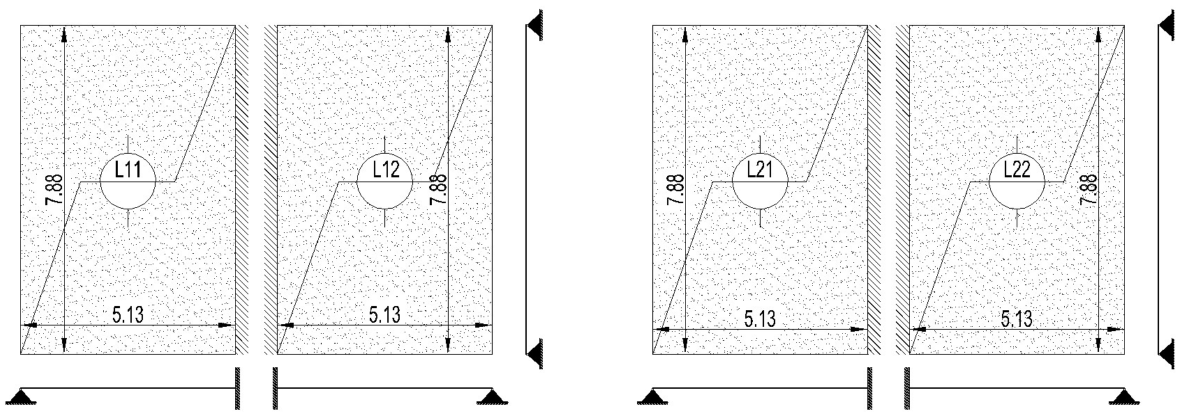
Para el caso de losas en dos direcciones debemos analizar cómo se reparten las cargas en cada dirección, para lo cual se utilizan los coeficientes χ y ρ

Losa “L11”, “L12”, “L21” y “L22”.

Ingresando con la relación de lados en la *Tabla XI. 10* obtenemos los valores de χ y ρ

$$\frac{L11y}{L11x} = 1{,}54 \begin{cases} \chi_{11} = 0{,}9336 \\ \rho_{11} = 1 - \chi = 0{,}0664 \end{cases}$$

Como es de notar en este caso, debido a la geometría de estas losas, no es significativo el aporte de resistencia en la dirección de mayor longitud, por lo cual se opta por realizar el armado de dichas losas sólo en la dirección “x”.



Losa L13, L23, L14 y L24

Ingresando con la relación de lados en la *Tabla XI. 10* obtenemos los valores de χ y ρ

$$\frac{L13y}{L13x} = 0{,}72 \begin{cases} \chi_{11} = 0{,}4019 \\ \rho_{11} = 1 - \chi = 0{,}5981 \end{cases}$$

Espesores de losa

Por razones constructivas adoptamos un espesor homogéneo de losa “h” de 12 cm y un recubrimiento de 2 cm

$$d = h + 2\,cm = 14\,cm$$

Determinación de cargas actuantes

La carga total “**q**” que actúa sobre toda la losa la podemos dividir en dos componenetes, de modo que:

$$q = g + p \left[tn / m^2 \right]$$

$$\begin{aligned} &Donde: \\ &q = carga\,total\,que\,actúa\,sobre\,la\,losa. \\ &g = carga\,que\,actúa\,sobre\,la\,losa\,en\,forma\,permanenete. \\ &p = sobrecarga\,o\,carga\,accidental. \end{aligned}$$

Sobrecargas

La carga accidental o sobrecarga es la parte de la carga que puede o no estar sobre la losa y su valor depende del destino o uso de la losa dentro de la construcción.

Esta sobrecarga debe ser estimada por el calculista, pese a ello el reglamento CIRSOC 101 fija los valores mínimos a tener en cuenta.

Para este caso los valores a adoptar serán los siguientes:

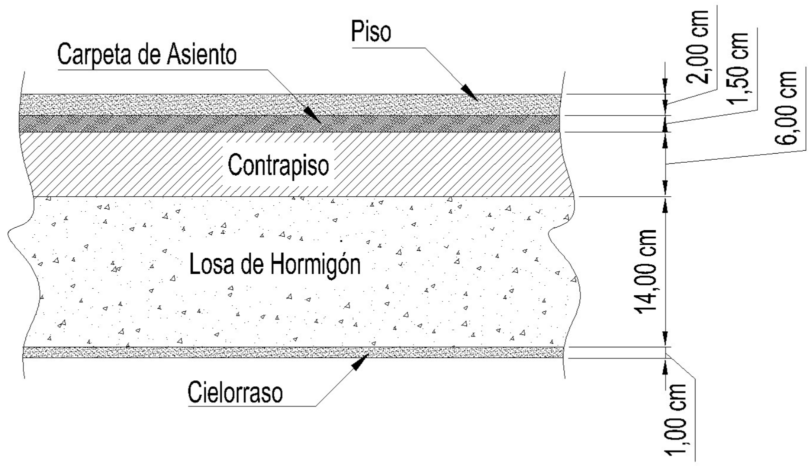
SOBRECARGAS (según CIRSOC)	
Para locales destinados a aulas	$p = 350\ kg/cm^2$
Para corredores	$p = 300\ kg/cm^2$

Cargas permanentes

La carga permanente está constituida por el peso propio de la losa y de todos los elementos que están adheridos a ella (cielorraso, contrapiso, piso, etc.), y se la debe calcular de acuerdo al proyecto.

Análisis de cargas permanentes

Losas “L11”, “L12”, “L21” y “L22” (Aulas)



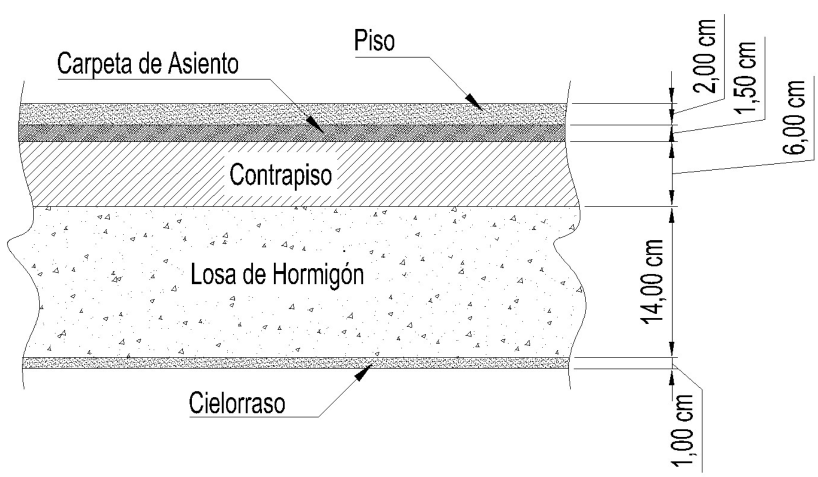
$$
\begin{aligned}
Piso \quad & = 22\, kg/m^2 \cdot cm \cdot 2,00cm = 44,00\, kg/m^2 \\
Carpeta\, de\, asiento \quad & = 19\, kg/m^2 \cdot cm \cdot 1,50cm = 28,50\, kg/m^2 \\
Contrapiso \quad & = 16\, kg/m^2 \cdot cm \cdot 6,00cm = 96,00\, kg/m^2 \\
Losa\, de\, H°A° \quad & = 24\, kg/m^2 \cdot cm \cdot 14,00cm = 336,00\, kg/m^2 \\
Cielorraso \quad & = 13\, kg/m^2 \cdot cm \cdot 1,00cm = 13,00\, kg/m^2
\end{aligned}
$$

$$Carga\, permanente\, o\, peso\, propio \rightarrow \boxed{g = 517,5\, kg/m^2}$$

Por lo tanto, para las losas que tendrán como finalidad su utilización como aulas, la carga total será:

$$q = g + p = 350\, tn/m^2 + 517,5\, kg/m^2 \Rightarrow \boxed{q = 867,5\, kg/m^2}$$

Losas "L13", "L14", "L23" y "L24" (Pasillos o corredores)



$$
\begin{aligned}
&Piso && = 22\,kg/m^2 \cdot cm \cdot 2{,}00cm = 44{,}00\,kg/m^2 \\
&Carpeta\,de\,asiento && = 19\,kg/m^2 \cdot cm \cdot 1{,}50cm = 28{,}50\,kg/m^2 \\
&Contrapiso && = 16\,kg/m^2 \cdot cm \cdot 6{,}00cm = 96{,}00\,kg/m^2 \\
&Losa\,de\,H°A° && = 24\,kg/m^2 \cdot cm \cdot 14{,}00cm = 336{,}00\,kg/m^2 \\
&Cielorraso && = 13\,kg/m^2 \cdot cm \cdot 1{,}00cm = 13{,}00\,kg/m^2
\end{aligned}
$$

$$Carga\,permanente\,o\,peso\,propio \rightarrow \boxed{g = 517{,}5\,kg/m^2}$$

Por lo tanto, para las losas que tendrán como finalidad su utilización como pasillos, la carga total será:

$$
\begin{aligned}
&q = g + p = 300\,tn/m^2 + 517{,}5\,kg/m^2 \Rightarrow \boxed{q = 817{,}5\,kg/m^2} \\
&q_X = q \cdot \chi = 817{,}5\,kg/m^2 \cdot 0{,}4019 = 328{,}55\,kg/m^2 \\
&q_Y = q \cdot \rho = 817{,}5\,kg/m^2 \cdot 0{,}5981 = 488{,}95\,kg/m^2
\end{aligned}
$$

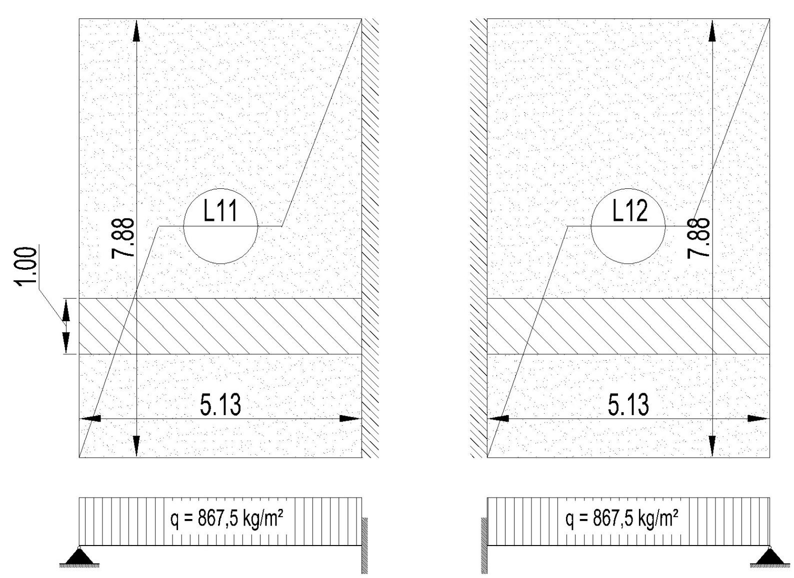
Determinación de las solicitaciones

El procedimiento a seguir para la determinación de las solicitaciones (Momentos) depende del tipo de la losa y de las condiciones de borde.

Por lo determinado anteriormente, en el presente proyecto las losas que serán armadas en una dirección son las losas “L11”, “L12”, “L21” y “L22”.

A continuación se procede a la determinación de los esfuerzos característicos en cada faja para este tipo de losas.

Losas “L11”, “L12”, “L21” y “L22”

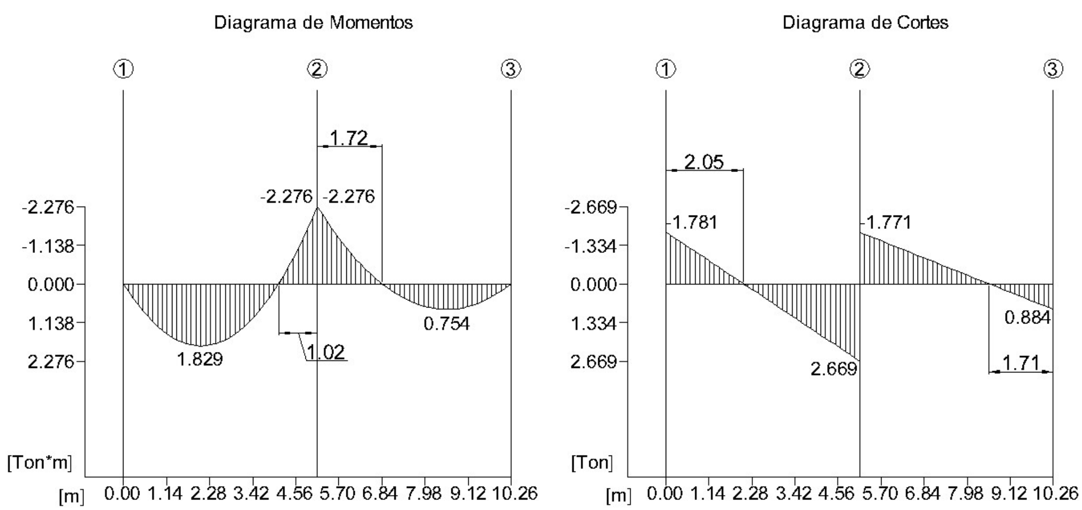


Para la determinación de los esfuerzos característicos en estas losas continuas, debe tenerse en cuenta el hecho de que la sobrecarga (*p*) puede estar o no actuando en los distintos tramos. De modo que debe considerarse de acuerdo con este hecho, la posición más desfavorable de la misma. Esto se debe a que las estructuras continuas son hiperestáticas, es decir, tienen un mayor número de vínculos que los estrictamente necesarios. Debido a esto, se da la transferencia de solicitaciones en los distintos tramos, lo que permite a la estructura absorber mejor los esfuerzos externos, mejorando su comportamiento.

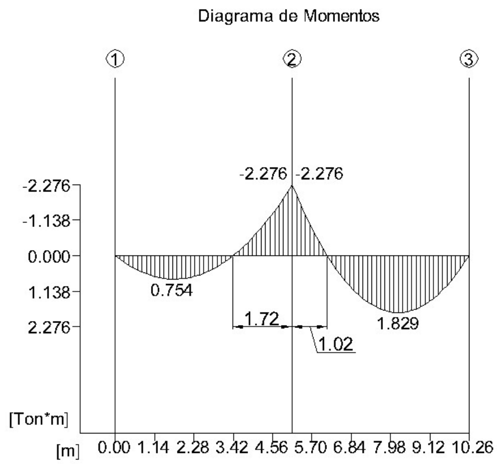
Se procede a cargar la estructura en el primer y segundo tramo de manera alternada como primera y segunda hipótesis de carga y para la carga actuando en ambos tramos se obtiene el tercer estado o hipótesis de carga.

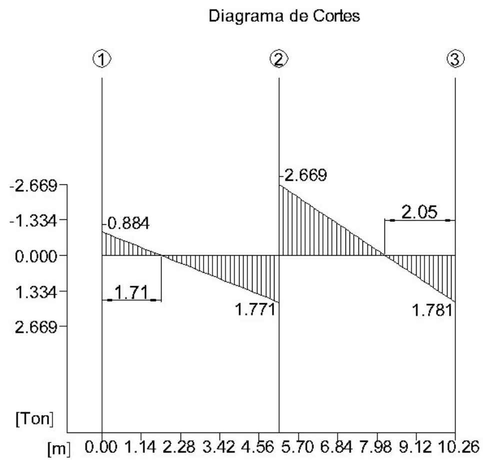
Generalmente se puede afirmar que, el estado de cargas más desfavorable para los tramos se obtiene cargándolos alternadamente, es decir, descargando los tramos vecinos; y que el estado de cargas más desfavorable para los apoyos se obtiene cargando los dos tramos contiguos y los otros alternadamente.

Hipótesis 1: Sobrecarga actuando sólo en el primer tramo.

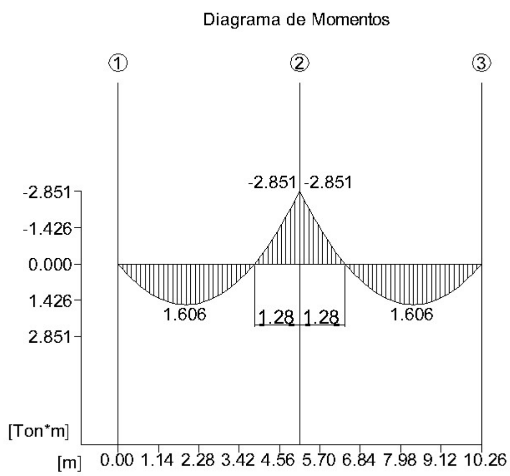


Hipótesis 2: Sobrecarga actuando sólo en el segundo tramo.





Hipótesis 3: Sobrecarga actuando en ambos tramos.



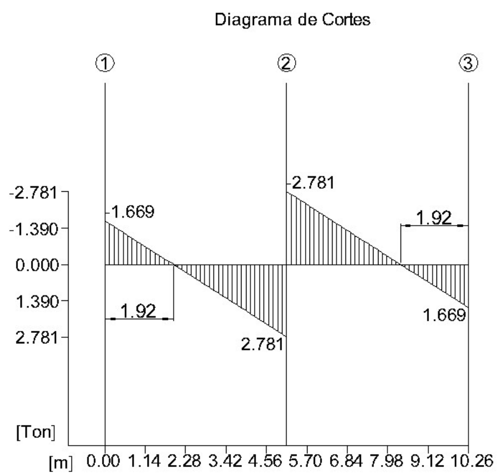
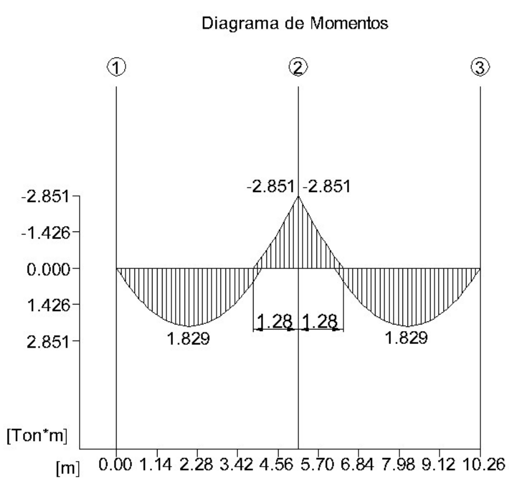
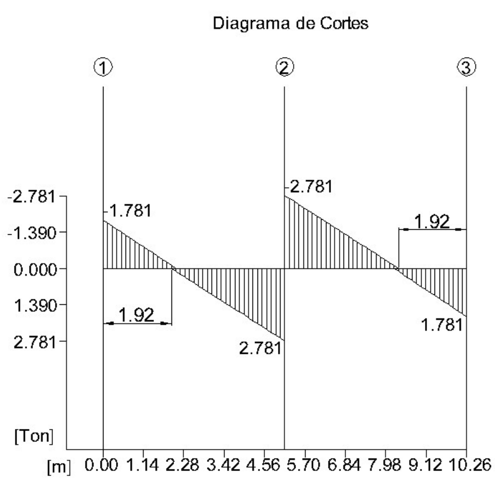
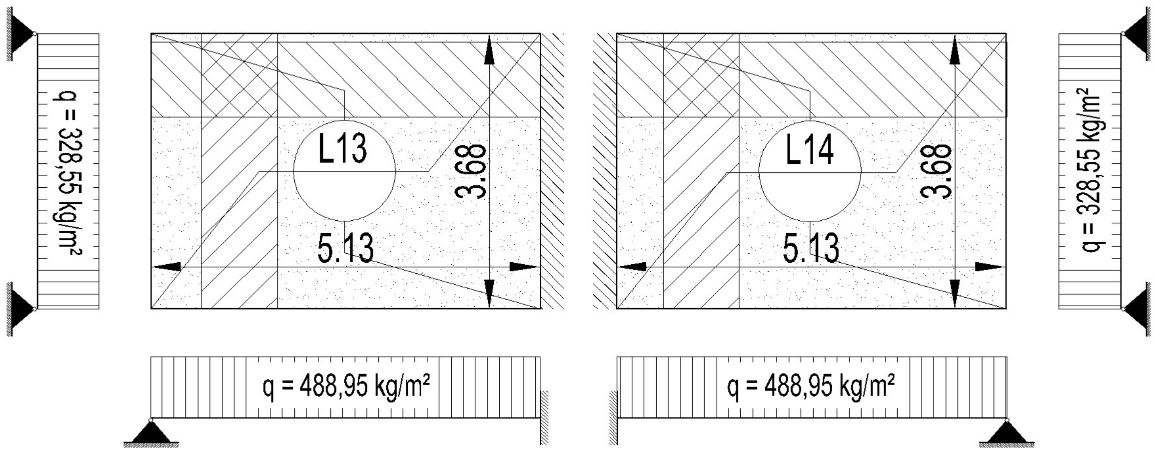


Diagrama envolvente.

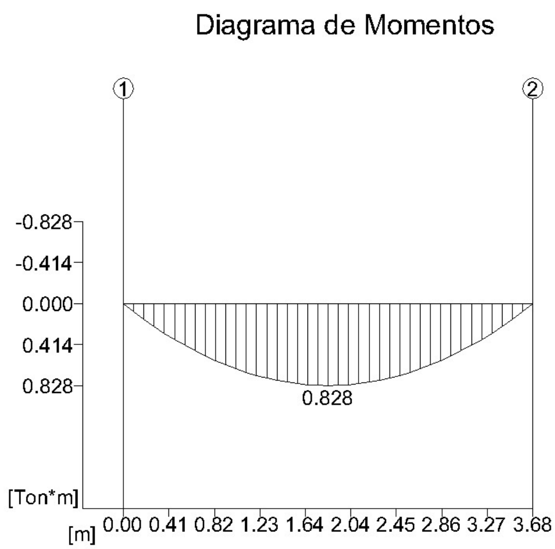


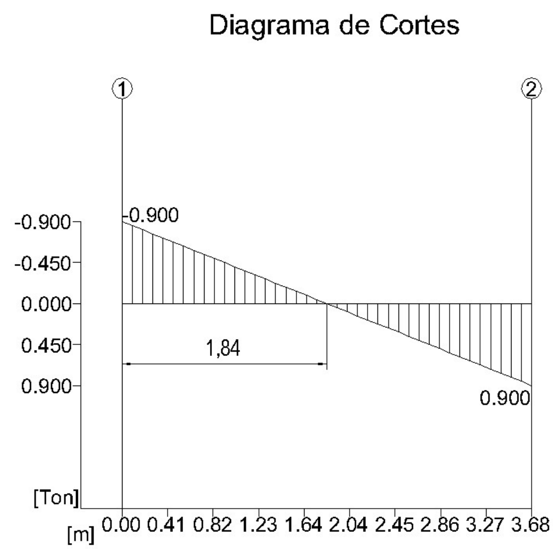


A continuación se presentan 4 losas cruzadas continuas dispuestas de a pares, las cuales son “L13” y “L14”; “L23” y “L24”.



Dirección y-y





Se utilizara el método de *Kh*.

$$k_{hy} = \frac{h_X}{\sqrt{\frac{m_S}{b}}} = \frac{12\,cm}{\sqrt{\frac{0,83\,tn/m}{1\,m}}} = 13,17 \geq k_h^*$$

De la Tabla 1.8.a se obtienen los siguientes datos:

$$k_S = 0,45 \qquad k_X = 0,21 \qquad k_Z = 0,93$$

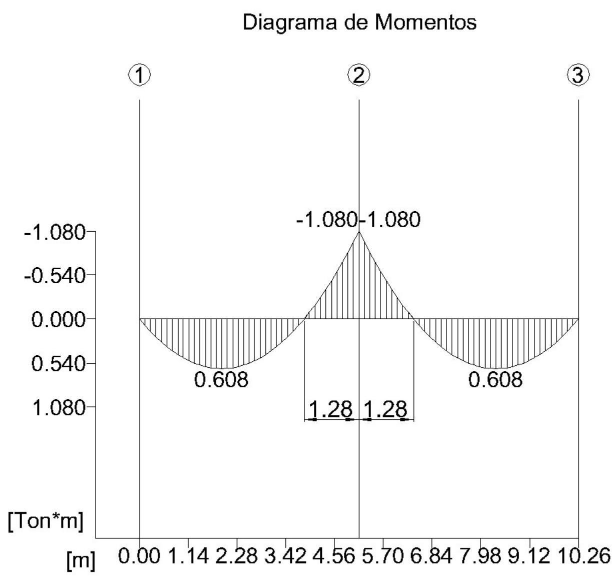
La sección de acero necesaria por metro de ancho será:

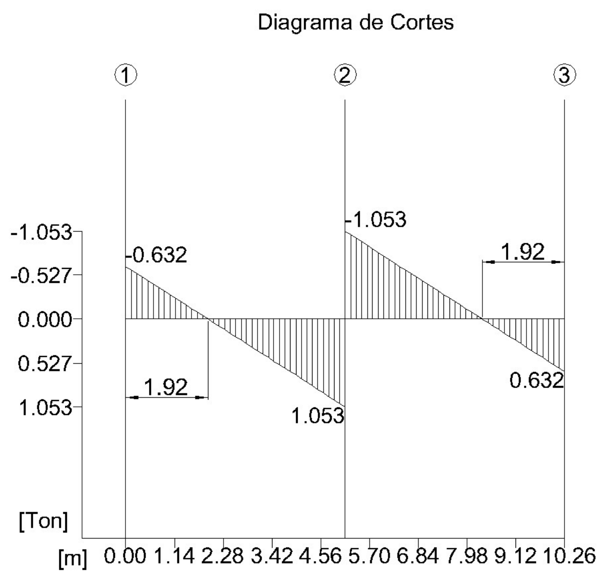
$$a_S = \frac{m_S \cdot k_S}{h} = \frac{0,83\,tn/m \cdot 0,45}{0,12\,m} = 3,11\,cm^2/m$$

Adoptamos como armadura resistente en la dirección y-y

$\phi\, 8\,mm \quad c\,/\,15\,cm$

Dirección x-x





Se utilizara el método de *Kh*.

$$k_{hy} = \frac{h_X}{\sqrt{\frac{m_S}{b}}} = \frac{12\,cm}{\sqrt{\frac{0,608\,tn/m}{1\,m}}} = 15,39 \geq k_h^*$$

De la Tabla 1.8.a se obtienen los siguientes datos:

$$k_S = 0,44 \qquad k_X = 0,15 \qquad k_Z = 0,95$$

La sección de acero necesaria por metro de ancho será:

$$a_S = \frac{m_S \cdot k_S}{h} = \frac{0,608\,tn/m \cdot 0,44}{0,12\,m} = 2,23\,cm^2/m$$

Adoptamos como armadura resistente en la dirección x-x

$\phi\, 8\,mm \quad c\,/\,20\,cm$

Apoyo central

CIRSOC 201, art. 15.1.2.: Los esfuerzos se calculan de acuerdo a la teoría de la elasticidad. Si cuando se determinan los momentos correspondientes, se mantienen las condiciones de equilibrio para las construcciones corrientes, con luces de apoyo de hasta 12m y momento de inercia cte., el momento en el apoyo se podrá aumentar o reducir un 15% de su valor máximo.

Reducción del momento en el apoyo central

$$Mac = 1{,}08\, tn\, m$$
$$M'ac = 1{,}08\, tn\, m \cdot 0{,}85$$
$$M'ac = 0{,}92\, tn\, m$$

$$m_S = \left| M'ac \right|$$
$$k_h = \frac{h_X}{\sqrt{\frac{m_S}{b}}} = \frac{12\, cm}{\sqrt{\frac{0{,}92\, tn\, m}{1\, m}}} = 12{,}51 \geq k_h^*$$

De la Tabla 1.8.a se obtienen los siguientes datos:

$$k_S = 0{,}44 \qquad k_X = 0{,}16 \qquad k_Z = 0{,}94$$

La sección de acero necesaria por metro de ancho será:

$$a_S = \frac{m_S \cdot k_S}{h} = \frac{0{,}92\, tn\, m \cdot 0{,}44}{0{,}12\, m} = 3{,}38\, cm^2 / m$$

Debemos descontar la sección total de las barras de los tramos, que se levantan en el apoyo.

Total de barras a levantar en apoyo:

$$\left.\begin{array}{l} L13 \rightarrow \phi\, 8\, mm\ \ c\, /\, 20\, cm = 2{,}23\, cm^2 / m \\ L14 \rightarrow \phi\, 8\, mm\ \ c\, /\, 20\, cm = 2{,}23\, cm^2 / m \end{array}\right\} A_S^{Sup} = 4{,}46\, cm^2 / m$$

$$A_{Nec}^{Sup} = 3{,}38 \frac{cm^2}{m} - 4{,}46 \frac{cm^2}{m} \Rightarrow A_{Nec}^{Sup} = 0 \frac{cm^2}{m}$$

No adoptamos armadura adicional superior en el apoyo central ya que todo el momento es tomado por las barras de los tramos que se levantan en el apoyo.

Dimensionado de las losas.

CIRSOC 201, art. 20.1.6. (Armaduras): La separación entre las barras de la armadura, “s”, en cm, no debe ser mayor que:

$$s = 15 + d/10\,,$$

en la zona de máximo momento, siendo “d” el espesor de la losa.

En las losas cruzadas la separación entre las barras de la armadura en la dirección de la menor solicitación, no debe ser mayor que *2d*, ó como máximo 25 cm.

Art. 20.1.6.3. (Armadura transversal de losas armadas en una dirección):

Las losas armadas en una dirección deber proveerse de una armadura transversal, cuya sección por metro debe ser, por lo menos igual al 20% de la armadura principal necesaria en el tramo, para una carga uniformemente distribuida. Como mínimo se deben disponer, por metro, tres barras de $d_s = 6\,mm$.

Pre dimensionada la altura y obtenidos los esfuerzos característicos, se procederá a verificar dicha altura y a dimensionar la armadura resistente.

Verificación al corte

CIRSOC 201 art. 17.5.: Esfuerzo de corte determinante

La armadura de corte debe calcularse sin considerar la resistencia a la tracción del hormigón.

En general es determinante para el cálculo el máximo esfuerzo de corte en el borde del apoyo. En el caso en que la reacción de apoyo es introducida en el borde interior de la viga mediante tensiones de compresión (apoyo directo), puede procederse como sigue: para la determinación de las tensiones de corte y para el dimensionamiento de la armadura puede usarse la solicitación de corte correspondiente a la sección distante 0,5h del borde del apoyo.

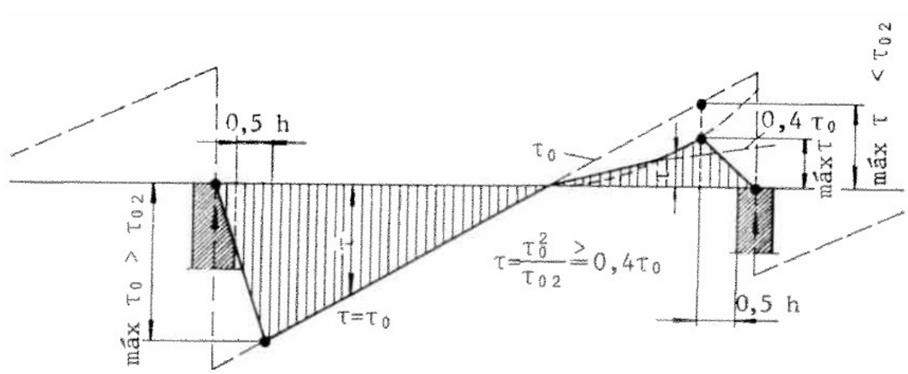


Tabla 18. Límites de los valores básicos de la tensión de corte τ_0 en MN/m^2 * bajo la carga de servicio.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	Elemento	Zona	Tensión de corte máx. τ_0	Valores límites de la tensión de corte τ_0 para los tipos de hormigón:						Verificación de la armadura de corte	Armadura de corte
				H - 13	H - 17	H - 21	H - 30	H - 38	H - 47		
1a	Losas	1 [1)]	τ_{011}	0,25	0,30	0,35	0,40	0,50	0,55	No es necesaria (No obstante ver el artículo 17.5.5.)	Ninguna
1b				0,35	0,45	0,50	0,60	0,70	0,80		
2		2	τ_{02}	1,20	1,50	1,80	2,40	2,70	3,00	Necesaria	Se permite una armadura de corte reducida de acuerdo con la ecuación (25).
3	Vigas	1	τ_{012}	0,50	0,65	0,75	1,00	1,10	1,25	No es necesaria	(ver el artículo 17.5.5.)
4		2	τ_{02}	1,20	1,50	1,80	2,40	2,70	3,00	Necesaria	Se permite una armadura de corte reducida de acuerdo con la ecuación (25)
5		3	τ_{03}	2,00	2,50	3,00	4,00	4,50	5,00	Necesaria	Armadura de corte total
				sólo para d ó $d_0 \geq 45$ cm y si se utiliza acero nervurado.							

1)Los valores del renglón 1-a valen para armadura escalonada, es decir, parcialmente anclada en la zona traccionada.

* $1MN/m^2 \approx 10 kgf/cm^2$

Valores básicos de la tensión de corte

El valor básico de la tensión de corte no debe superar los valores límites dados en la Tabla 18.

Para elementos estructurales solicitados a flexión rige como valor básico τ_0 la tensión de corte a la altura del eje neutro en Estado II.

Criterios para el dimensionamiento de la armadura de corte.

La armadura de corte debe distribuirse de acuerdo con el diagrama de tensiones de corte. Las inclinaciones que pueden admitirse en las barras traccionadas del reticulado ideal, respecto del eje de la viga, son:

a) para barras inclinadas: entre 45° y 60°.

b) para estribos: entre 45° y 90°.

Reglas para el dimensionamiento de la armadura de corte

De acuerdo con la magnitud máxima τ_0 (*Tabla 18*) rigen las siguientes directivas para el cálculo de la armadura de corte:

Zona 1:

$$Máx\,\tau_0 \leq \tau_{0_{11}} \; para\,losas$$
$$Máx\,\tau_0 \leq \tau_{0_{12}} \; para\,vigas$$

En las losas se puede prescindir de la armadura de corte si el valor básico $\tau_0 \leq k_1 \cdot \tau_{0_{11}}$, donde k_1 viene dado por la siguiente expresión:

$$k_1 = \frac{0,2}{d} + 0,33 \quad \rightarrow \quad 1 \geq k_1 \geq 0,5$$

Siendo "*d*" el espesor de la losa en metros.

Para losas con carga permanente, uniformemente distribuida y total, y sin cargas concentradas importantes, se puede sustituir el coeficiente k_1 por k_2, siendo:

$$k_2 = \frac{0,12}{d} + 0,60 \quad \rightarrow \quad 1 \geq k_2 \geq 0,7$$

En vigas, vigas placa y losas nervuradas se debe disponer siempre una armadura de corte, que se determinará según la siguiente ecuación con el valor de dimensionamiento τ.

$$\tau = 0,40 \cdot \tau_0$$

La proporción de estribos que corresponde a dicha armadura de corte se regirá por el artículo 18.8.2.2.

Zona 2:

$$\tau_{0_{11}} \leq Máx\,\tau_0 \leq \tau_{0_2} \quad para\,losas$$
$$\tau_{0_{12}} \leq Máx\,\tau_0 \leq \tau_{0_2} \quad para\,vigas$$

El valor básico τ_0 puede minorarse en todas las secciones al valor de dimensionamiento τ, de acuerdo con la siguiente ecuación. (τ es la tensión de cálculo para la armadura de corte minorada)

$$\tau = \frac{\tau_0{}^2 Existente}{\tau_{0_2}} \geq 0,40 \cdot \tau_0$$

Zona 3:

$$\tau_{0_2} \leq Máx\,\tau_0 \leq \tau_{0_3}$$

Si el valor básico τ_0 se encuentra entre τ_{0_2} y τ_{0_3}, se debe usar para el dimensionamiento en toda la zona del diagrama de corte de igual sigo, el valor básico τ_0 (tensión de cálculo para la armadura de corte total).

LOSA L13 y L23

Límites de las tensiones de corte:

H-21:

$$\tau^a_{0_{11}} = 3,50\, kg/cm^2$$
$$\tau^b_{0_{11}} = 5,00\, kg/cm^2$$
$$\tau_{0_2} = 18,00\, kg/cm^2$$

Tensión de corte admisible para losas:

$$k_1 = \frac{0,2}{d} + 0,33 = \frac{0,2}{0,14} + 0,33 = 1,76; \;\; d = espesor\, de\, losa.$$

$$k_1 = 2,00 > 1,00 \Rightarrow Se\, adopta\;\; k_1 = 1,00$$

(Solamente en las losas con espesores $d > 30\, cm, \tau^a_{0_{11}Adm}$ resulta menor que $\tau_{0_{11}}$)

$$\tau^a_{0_{11}Adm} = k_1 \cdot \tau^a_{0_{11}} = 1,00 \cdot 3,50\, kg/cm^2$$
$$\tau^a_{0_{11}Adm} = 3,50\, kg/cm^2$$
$$\left[q_{Máx}\right] = 1,50\, tn$$

El esfuerzo de corte determinante:

$$q_{S_{Máx}} = \left[q_{Máx}\right] - \left(\frac{b_B}{2} + \frac{h}{2}\right) \cdot \left(g + p\right); \; b_B = ancho\, de\, pared\, de\, apoyo.$$
$$q_{S_{Máx}} = 1,50\, tn - \left(\frac{0,15}{2} + \frac{0,12}{2}\right) \cdot \left(0,8175\, tn/m\right) = 1,39\, tn/m \Rightarrow q_{S_{Máx}} = 13,9\, kg/cm$$

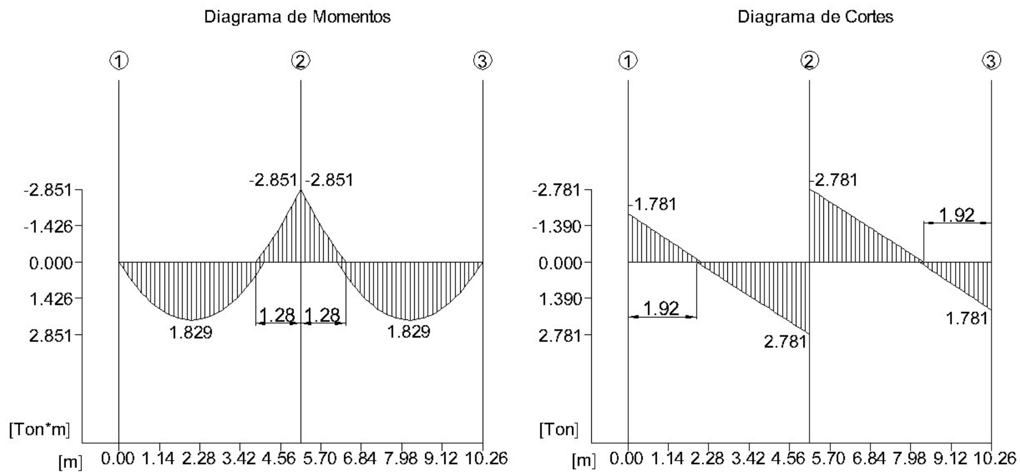
$$\tau_{0_{Máx}} = \frac{q_{S\,Máx}}{b_0 \cdot z_{Mín}} = \frac{q_{S\,Máx}}{b_0 \cdot k_z \cdot h} = \frac{13,9\, kg/cm}{1,00 \cdot 0,93 \cdot 12\, cm} = 1,25\, \frac{kg}{cm^2} < \tau^a_{0_{11}Adm} = 3,5\, \frac{kg}{cm^2}$$

El valor k_Z tomado es el correspondiente al apoyo de la losa.

Debido a que $\tau_{0_{Máx}} < \tau^a_{0_{11}Adm}$ se adoptan los valores del renglón 1a de la Tabla 18.

De acuerdo con la Tabla 18, columnas 10 y 11, la verificación de la armadura de corte no es necesaria y no se necesita armadura de corte.

Losa L11 y L12



Tramos centrales:

$$k_h = \frac{h_x}{\sqrt{\dfrac{m_s}{b}}} = \frac{12\,cm}{\sqrt{\dfrac{1,83\,tn \cdot m}{1\,m}}} = 8,87 \geq k_h^*$$

De la *Tabla 1.8.a* se obtienen los siguientes datos:

$$k_S = 0,46 \qquad k_X = 0,26 \qquad k_Z = 0,91$$

La sección de acero necesaria por metro de ancho será:

$$a_S = \frac{m_S \cdot k_S}{h} = \frac{1,83tn\,m \cdot 0,46}{0,12\,m} = 7,02\,cm^2/m$$

Adoptamos como armadura resistente

$$\phi 10\,mm \quad c\,/\,11\,cm$$

Armadura de repartición

$$a_S r = 0,2 \cdot a_S = 0,2 \cdot 7,02\ cm^2/m$$
$$a_S r = 1,4\,cm^2/m$$

Adoptamos

$$\phi 6\,mm\,c\,/\,20\,cm$$

Apoyo central

CIRSOC 201, art. 15.1.2.: Los esfuerzos se calculan de acuerdo a la teoría de la elasticidad. Si cuando se determinan los momentos correspondientes, se mantienen las condiciones de equilibrio para las construcciones corrientes, con luces de apoyo de hasta 12m y momento de inercia cte., el momento en el apoyo se podrá aumentar o reducir un 15% de su valor máximo.

Reducción del momento en el apoyo central

$$Mac = 2{,}85\, tn\, m$$
$$M´ac = 2{,}85\, tn\, m \cdot 0{,}85$$
$$M´ac = 2{,}42\, tn\, m$$

$$m_S = \left| M´ac \right|$$
$$k_h = \frac{h_X}{\sqrt{\frac{m_S}{b}}} = \frac{12\, cm}{\sqrt{\frac{2{,}42\, tn\, m}{1\, m}}} = 7{,}71 \geq k_h^*$$

De la Tabla 1.8.a se obtienen los siguientes datos:

$$k_S = 0{,}47 \qquad k_X = 0{,}30 \qquad k_Z = 0{,}89$$

La sección de acero necesaria por metro de ancho será:

$$a_S = \frac{m_S \cdot k_S}{h} = \frac{2{,}42\, tn\, m \cdot 0{,}47}{0{,}12\, m} = 9{,}48\, cm^2/m$$

Debemos descontar la sección total de las barras de los tramos, que se levantan en el apoyo.

Total de barras a levantar en apoyo:

$$\left.\begin{array}{l} L11 \rightarrow \phi 10\, mm\;\; c\,/\,22\, cm = 3{,}57\, cm^2/m \\ L12 \rightarrow \phi 10\, mm\;\; c\,/\,22\, cm = 3{,}57\, cm^2/m \end{array}\right\} A_S^{Sup} = 7{,}14\, cm^2/m$$

$$A_{Nec}^{Sup} = 9{,}48\frac{cm^2}{m} - 7{,}14\frac{cm^2}{m} \Rightarrow A_{Nec}^{Sup} = 2{,}34\frac{cm^2}{m}$$

Adoptamos como armadura adicional superior en el apoyo central.

$$\phi 6\, mm\, c\,/\,11\, cm$$

Verificación al Corte

LOSA L11

Límites de las tensiones de corte:

H-21:

$$\tau^{a}_{0_{11}} = 3,50\, kg/cm^2$$
$$\tau^{b}_{0_{11}} = 5,00\, kg/cm^2$$
$$\tau_{0_2} = 18,00\, kg/cm^2$$

Tensión de corte admisible para losas:

$$k_1 = \frac{0,2}{d} + 0,33 = \frac{0,2}{0,14} + 0,33 = 1,76\,;\ \ d = espesor\, de\, losa.$$

$$k_1 = 2,00 > 1,00 \Rightarrow Se\, adopta\ \ k_1 = 1,00$$

(Solamente en las losas con espesores $d > 30\,cm, \tau^{a}_{0_{11}\,Adm}$ resulta menor que $\tau_{0_{11}}$)

$$\tau^{a}_{0_{11}\,Adm} = k_1 \cdot \tau^{a}_{0_{11}} = 1,00 \cdot 3,50\, kg/cm^2$$
$$\tau^{a}_{0_{11}\,Adm} = 3,50\, kg/cm^2$$
$$\left[q_{Máx}\right] = 2,78\, tn$$

El esfuerzo de corte determinante:

$$q_{S_{Máx}} = \left[q_{Máx}\right] - \left(\frac{b_B}{2} + \frac{h}{2}\right) \cdot \left(g + p\right);\ b_B = ancho\, de\, pared\, de\, apoyo.$$
$$q_{S_{Máx}} = 2,78\, tn - \left(\frac{0,15}{2} + \frac{0,12}{2}\right) \cdot \left(0,8675\, tn/m\right) = 2,66\, tn/m \Rightarrow q_{S_{Máx}} = 26,6\, kg/cm$$

$$\tau_{0_{Máx}} = \frac{q_{S\,Máx}}{b_0 \cdot z_{Mín}} = \frac{q_{S\,Máx}}{b_0 \cdot k_z \cdot h} = \frac{26,6\, kg/cm}{1,00 \cdot 0,89 \cdot 12\, cm} = 2,49\, \frac{kg}{cm^2} < \tau^{a}_{0_{11}\,Adm} = 3,5\, \frac{kg}{cm^2}$$

El valor k_z tomado es el correspondiente al apoyo de la losa.

Debido a que $\tau_{0_{Máx}} < \tau^{a}_{0_{11}\,Adm}$ se adoptan los valores del renglón 1a de la *Tabla 18*.

De acuerdo con la *Tabla 18*, columnas 10 y 11, la verificación de la armadura de corte no es necesaria, ya que no necesitamos armadura de corte.

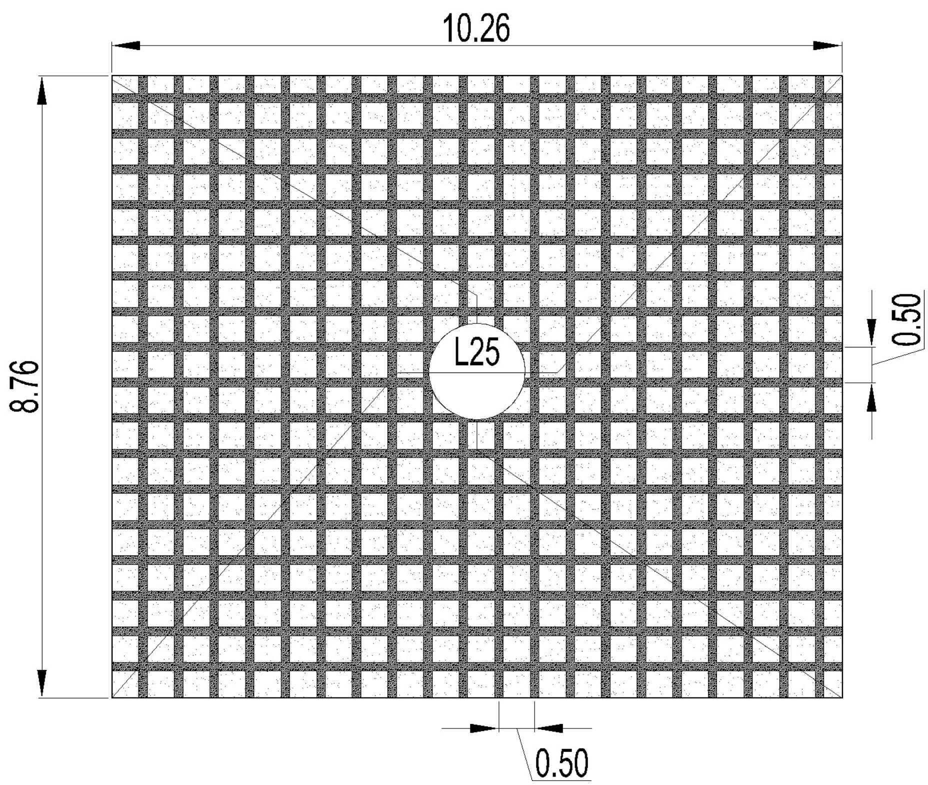
Cálculo de la losa casetonada:

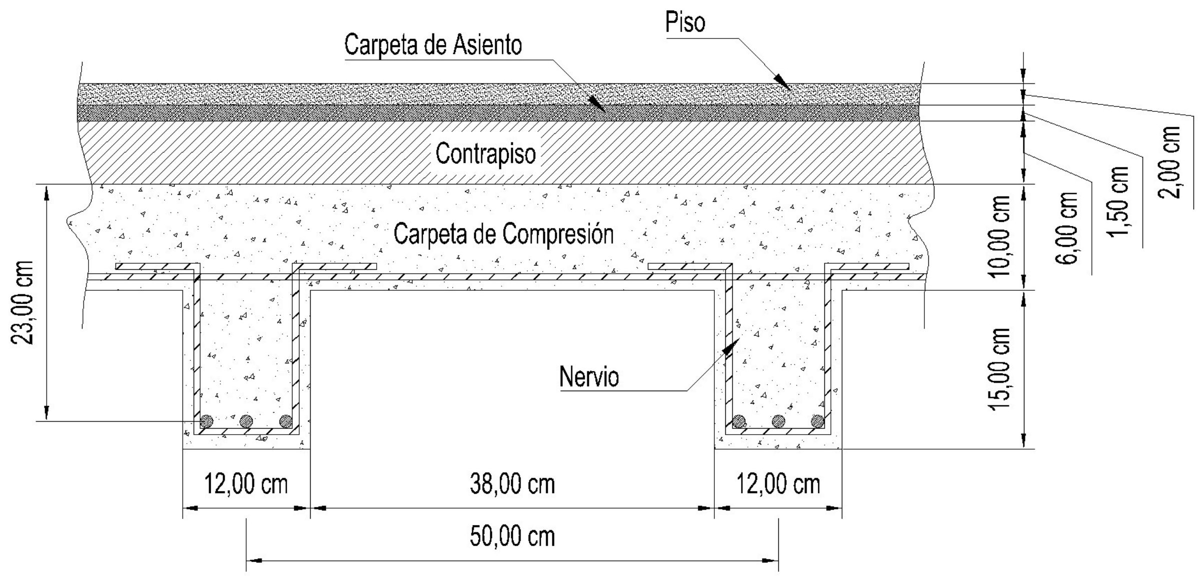
Losas L15 y L25

$$\frac{L15y}{L15x} = \frac{8,76\,m}{10,26\,m} = 0,85 \Rightarrow Losa\,en\,2\,direcciones$$

Pre dimensionado

$$h = 0,8 \cdot \frac{l}{35} = 0,8 \cdot \frac{10,31}{35} = 23,56\,cm$$
$$Adoptamos \rightarrow h = 25\,cm$$





Análisis de peso propio:

$$\begin{array}{cl}
Piso & = 22\, kg/m^2 \cdot cm \cdot 2,00cm = 44,00\, kg/m^2 \\
Carpeta\, de\, asiento & = 19\, kg/m^2 \cdot cm \cdot 1,50cm = 28,50\, kg/m^2 \\
Contrapiso & = 16\, kg/m^2 \cdot cm \cdot 6,00cm = 96,00\, kg/m^2 \\
Losa\, de\, H°A° & = 24\, kg/m^2 \cdot cm \cdot 10,00cm = 240,00\, kg/m^2 \\
Cielorraso & = 13\, kg/m^2 \cdot cm \cdot 1,00cm = 13,00\, kg/m^2 \\
Nervios\, de\, H°A° & = 0,15\, cm \cdot 2400\, kg/m^3 \cdot 0,2 = 72\, kg/m^2 \\
Carga\ permanente\ o\ peso\ propio \rightarrow & \boxed{g = 493,5\, kg/m^2}
\end{array}$$

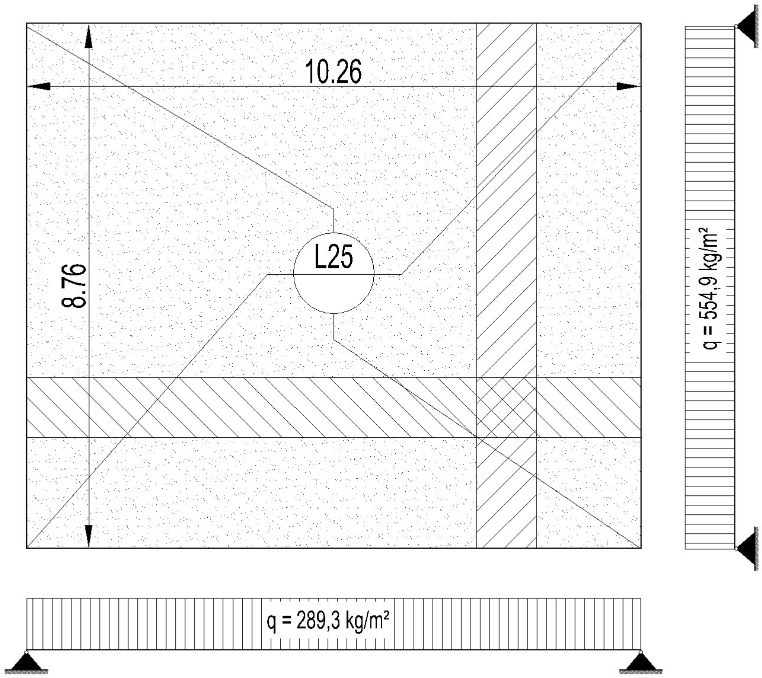
Por lo tanto, para las losas que tendrán como finalidad su utilización como aulas, la carga total será:

$$q = g + p = 350\, tn/m^2 + 493,5\, kg/m^2 \Rightarrow \boxed{q = 843,5\, kg/m^2}$$

De tabla XI.9

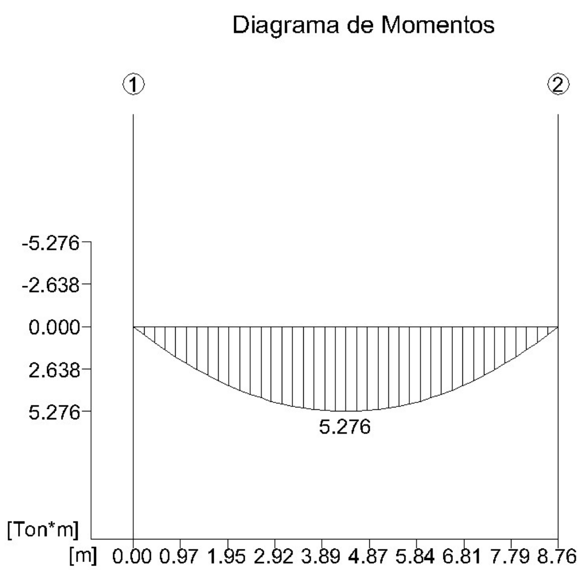
$$\frac{L14y}{L14x} = 0,85 \begin{cases} \chi_{11} = 0,3430 \\ \rho_{11} = 1 - \chi = 0,6570 \end{cases}$$

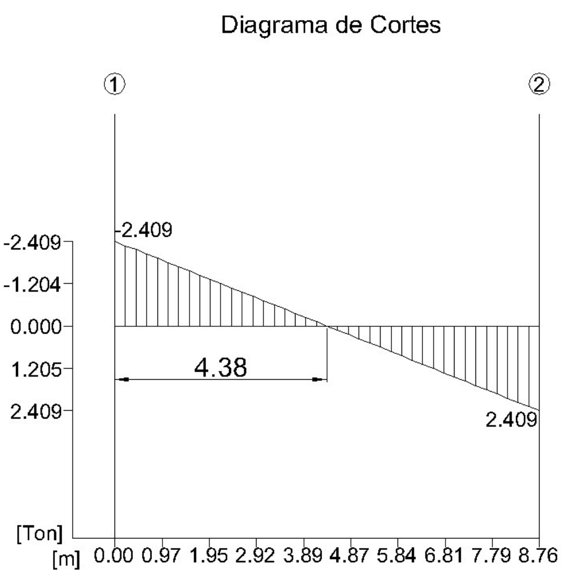
$$q_X = q \cdot \chi = 843,5\, kg/m^2 \cdot 0,3430 = 289,3\, kg/m^2$$
$$q_Y = q \cdot \rho = 843,5\, kg/m^2 \cdot 0,6579 = 554,94\, kg/m^2$$



Diagramas de esfuerzos característicos

Dirección y-y





Se utilizara el método de *Kh*.

$$k_{hy} = \frac{h_X}{\sqrt{\frac{m_S}{b}}} = \frac{23\,cm}{\sqrt{\frac{5,27\,tn\cdot m}{1\,m}}} = 10 \geq k_h^*$$

De la Tabla 1.8.a se obtienen los siguientes datos:

$$k_S = 0,45 \qquad k_X = 0,208 \qquad k_Z = 0,925$$

La sección de acero necesaria por metro de ancho será:

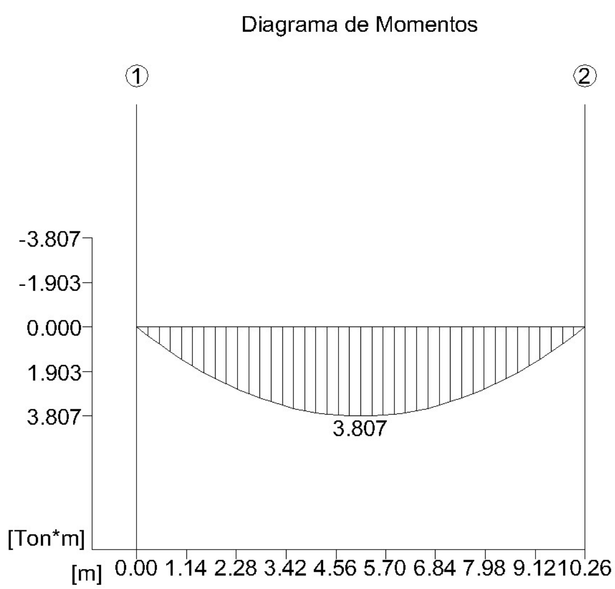
$$a_S = \frac{m_S \cdot k_S}{h} = \frac{5,27\,tn/m \cdot 0,45}{0,23m} = 10,3\,cm^2/m$$

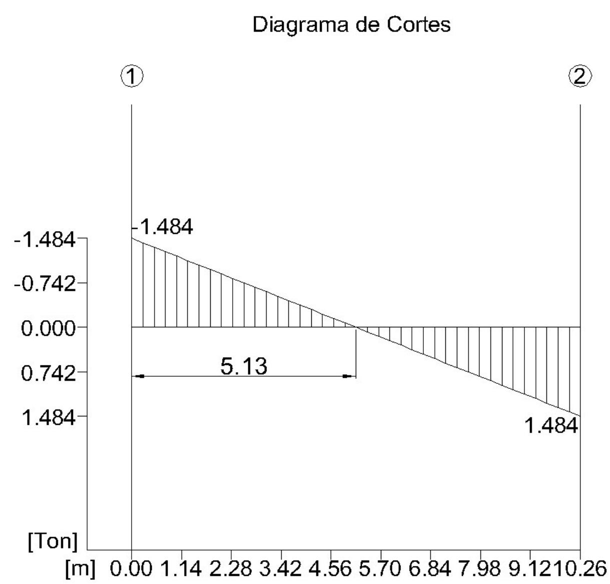
La armadura se debe repartir en los dos nervios que se plantean por faja.

Por lo que se adopta

$$2\phi 16\,mm = 4,02\,cm^2$$
$$1\phi 12\,mm = 1,13\,cm^2$$

Dirección x-x





Se utilizara el método de *Kh*.

$$k_{hx} = \frac{h_X}{\sqrt{\frac{m_S}{b}}} = \frac{23\,cm}{\sqrt{\frac{3,82\,tn \cdot m}{1\,m}}} = 11,77 \geq k_h^*$$

De la Tabla 1.8.a se obtienen los siguientes datos:

$$k_S = 0,446 \qquad k_X = 0,184 \qquad k_Z = 0,935$$

La sección de acero necesaria por metro de ancho será:

$$a_S = \frac{m_S \cdot k_S}{h} = \frac{3,82\,tn \cdot m \cdot 0,446}{0,23\,m} = 7,74\,cm^2 / m$$

Adoptamos como armadura resistente en la dirección x-x

La armadura se debe repartir en los dos nervios que se plantean por faja.

Por lo que se adopta

$$2\phi\,16\,mm = 4,02\,cm^2$$

Verificación posición eje neutro.

Se determina la posición del eje neutro para verificar que el mismo se encuentre dentro de los 10 cm de la capa de H°

$$X = K_X \cdot h = 0,208 \cdot 23\,cm$$
$$X = 4,78\,cm$$

Verificación al corte Dirección X-X

Límites de las tensiones de corte:

H-21:

$$\tau_{0_{11}}^{a} = 3,50\,kg / cm^2$$
$$\tau_{0_{11}}^{b} = 5,00\,kg / cm^2$$
$$\tau_{0_2} = 18,00\,kg / cm^2$$

Tensión de corte admisible para losas:

$$k_1 = \frac{0,2}{d} + 0,33 = \frac{0,2}{0,25} + 0,33 = 1,13; \;\; d = espesor\, de\, losa.$$

$$k_1 = 1,13 > 1,00 \Rightarrow Se\, adopta\;\, k_1 = 1,00$$

(Solamente en las losas con espesores $d > 30\,cm, \tau^{a}_{0_{11}Adm}$ resulta menor que $\tau_{0_{11}}$)

$$\tau^{a}_{0_{11}Adm} = k_1 \cdot \tau^{a}_{0_{11}} = 1,00 \cdot 3,50\, kg/cm^2$$
$$\tau^{a}_{0_{11}Adm} = 3,50\, kg/cm^2$$
$$\left[q_{Máx}\right] = 2,78\, tn$$

El esfuerzo de corte determinante:

$$q_{S_{Máx}} = \left[q_{Máx}\right] - \left(\frac{b_B}{2} + \frac{h}{2}\right) \cdot \left(g + p\right);\; b_B = ancho\, de\, pared\, de\, apoyo.$$
$$q_{S_{Máx}} = 2,78\, tn - \left(\frac{0,15}{2} + \frac{0,25}{2}\right) \cdot \left(0,2893\, tn/m\right) = 2.1\, tn/m \Rightarrow q_{S_{Máx}} = 21\, kg/cm$$

$$\tau_{0_{Máx}} = \frac{q_{S\,Máx}}{b_0 \cdot z_{Mín}} = \frac{q_{S\,Máx}}{b_0 \cdot k_z \cdot h} = \frac{21\, kg/cm}{1,00 \cdot 0,935 \cdot 23\, cm} = 0,98\, \frac{kg}{cm^2} < \tau^{a}_{0_{11}Adm} = 3,5\, \frac{kg}{cm^2}$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{\tau}{\sigma_e} \cdot b_0 \cdot \frac{1}{sen\,\alpha + cos\,\alpha} \cdot 100\, cm/m$$

Donde

- fe_{Bii} : $secci\acute{o}n\, espec\acute{i}fica\, necesaria$
- Fe_{Bii} : $secci\acute{o}n\, del\, estribo$
- e_{Bii} : $separaci\acute{o}n\, de\, estribos$
- σ_e : $tensi\acute{o}n\, del\, acero$
- α : $inclinaci\acute{o}n\, de\, las\, barras\, o\, estribos$

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{0,98\, kg/cm^2}{2400\, kg/cm^2} \cdot 100\, cm \cdot \frac{1}{sen\, 90 + cos\, 90} \cdot 100\, cm/m = 4,08\, cm^2/m$$

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6c\,/\,10\,cm = \frac{0{,}28\,cm^2 \cdot 2}{0{,}10\,m} = 5{,}6\,cm^2\!\Big/m$$

Verificación al corte Dirección Y-Y

El esfuerzo de corte determinante:

$$q_{S_{Máx}} = \left[q_{Máx}\right] - \left(\frac{b_B}{2} + \frac{h}{2}\right) \cdot \left(g + p\right);\; b_B = ancho\,de\,pared\,de\,apoyo.$$

$$q_{S_{Máx}} = 2{,}78\,tn - \left(\frac{0{,}15}{2} + \frac{0{,}25}{2}\right) \cdot \left(0{,}555\,tn\!\Big/m\right) = 2.67\,tn\!\Big/m \Rightarrow q_{S_{Máx}} = 27\,kg\!\Big/cm$$

$$\tau_{0_{Máx}} = \frac{q_{S\,Máx}}{b_0 \cdot z_{Mín}} = \frac{q_{S\,Máx}}{b_0 \cdot k_z \cdot h} = \frac{27\,kg\!\Big/cm}{1{,}00 \cdot 0{,}925 \cdot 23\,cm} = 1{,}27\,\frac{kg}{cm^2} < \tau^a_{0_{11}\,Adm} = 3{,}5\,\frac{kg}{cm^2}$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{\tau}{\sigma_e} \cdot b_0 \cdot \frac{1}{sen\,\alpha + cos\,\alpha} \cdot 100\,cm\!\Big/m$$

Donde

- fe_{Bii} : *sección específica necesaria*
- Fe_{Bii} : *sección del estribo*
- e_{Bii} : *separación de estribos*
- σ_e : *tensión del acero*
- α : *inclinación de las barras o estribos*

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{1{,}27\,kg\!\Big/cm^2}{2400\,kg\!\Big/cm^2} \cdot 100\,cm \cdot \frac{1}{sen\,90 + cos\,90} \cdot 100\,cm\!\Big/m = 5{,}29\,cm^2\!\Big/m$$

Se adopta:

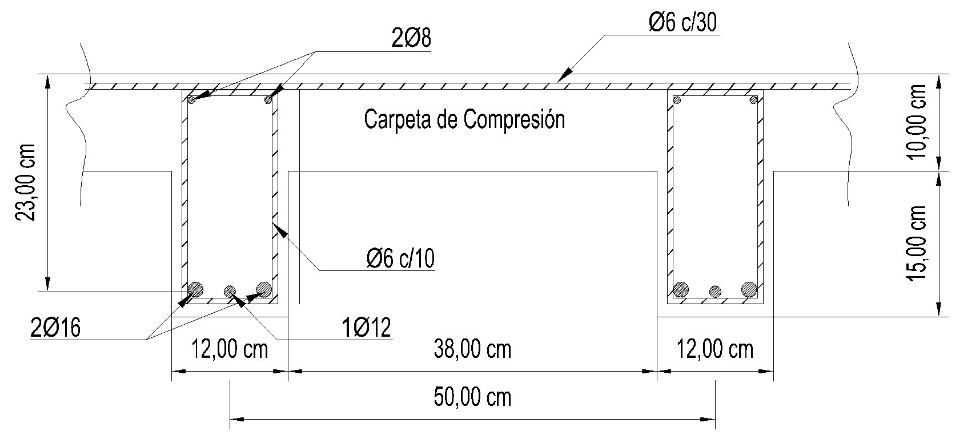
$$estribos \rightarrow \phi 6c\,/\,10\,cm = \frac{0{,}28\,cm^2 \cdot 2}{0{,}10\,m} = 5{,}6\,cm^2\!\Big/m$$

Armadura superior:

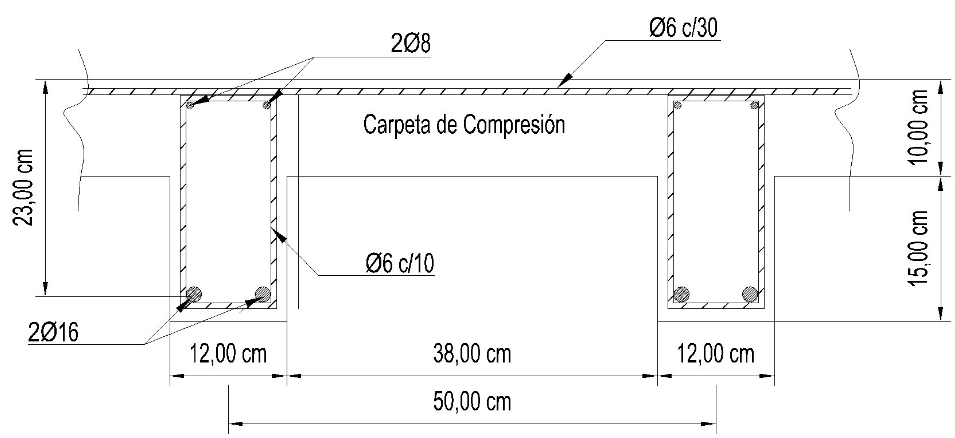
Para la distribución de cargas y evitar fisuramientos por retracción y temperatura

Se adopta como armadura superior:

$\phi 6\,mm \;\; c\,/\,30\,cm$ Ambas direcciones.



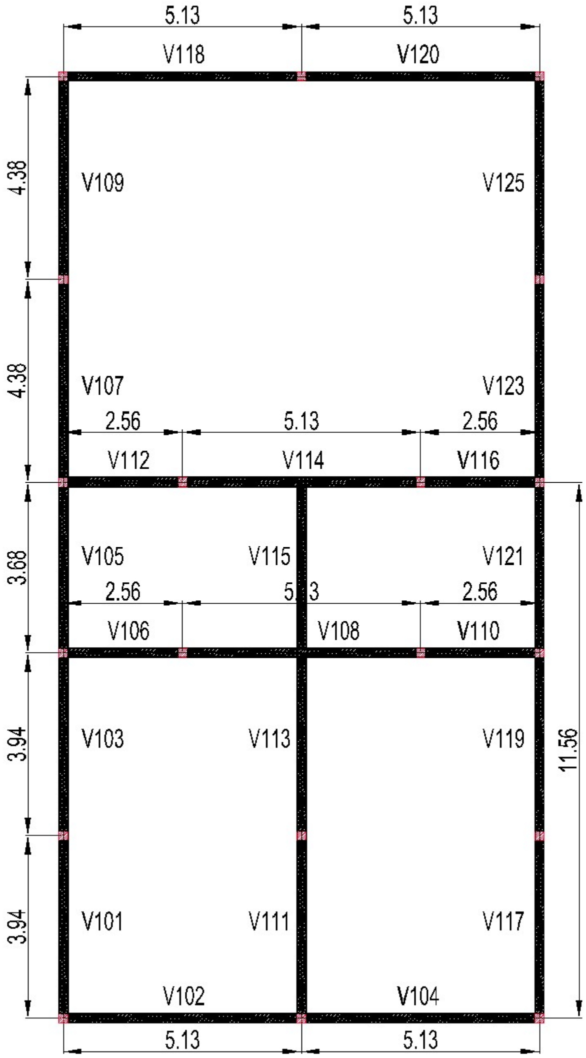
Armado en dirección y-y

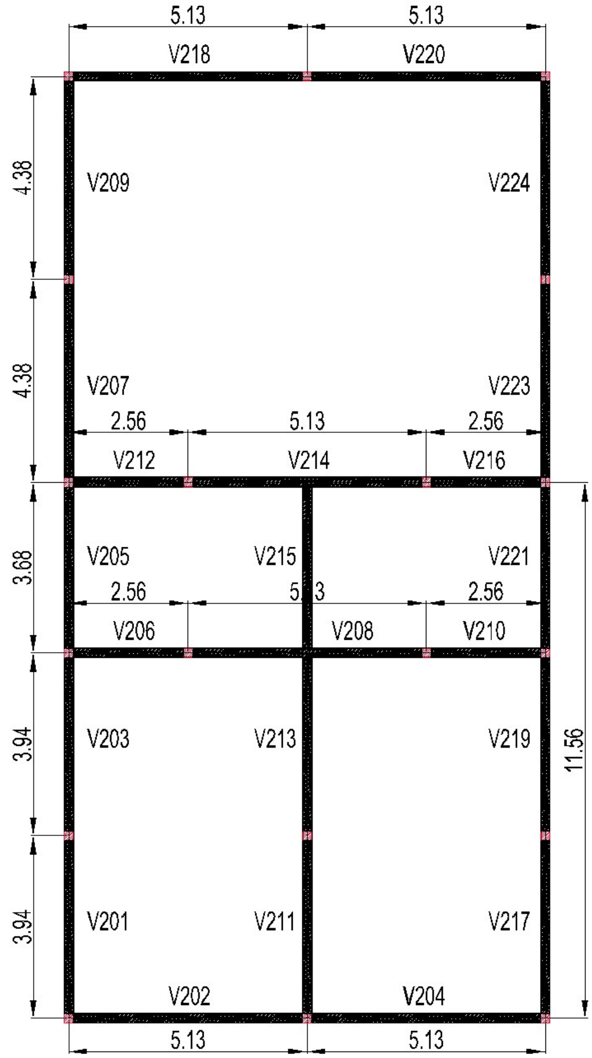


Armado en dirección x-x

Calculo de vigas

Planta de Vigas





Vigas Laterales

<u>Datos:</u>

$Luz\ de\ cálculo = 3,94\ m$

$Espesor\ de\ pared\ = E_0\ = 0,20\ m$

$Pre\ dimensionado$

Por condición de deformación:

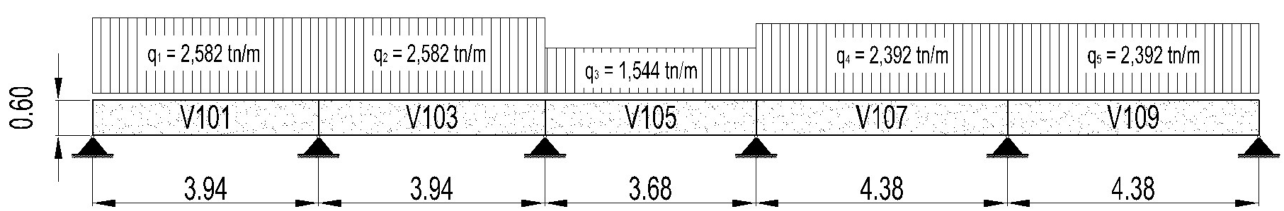
$$h_0 \geq \frac{\alpha \cdot L_c}{16} = \frac{1 \cdot 394}{16} = 24,62\,cm$$
$$d_0 = 24,62\,cm + 2\,cm + 0,6\,cm = 27,23\,cm$$
$$Se\,adopta:$$
$$d_0 = 60\,cm$$
$$\Rightarrow h_0 = 60\,cm - 2,6\,cm = 57,4\,cm$$
$$Se\,adopta:$$
$$b_0 = 20\,cm$$

Análisis de carga:

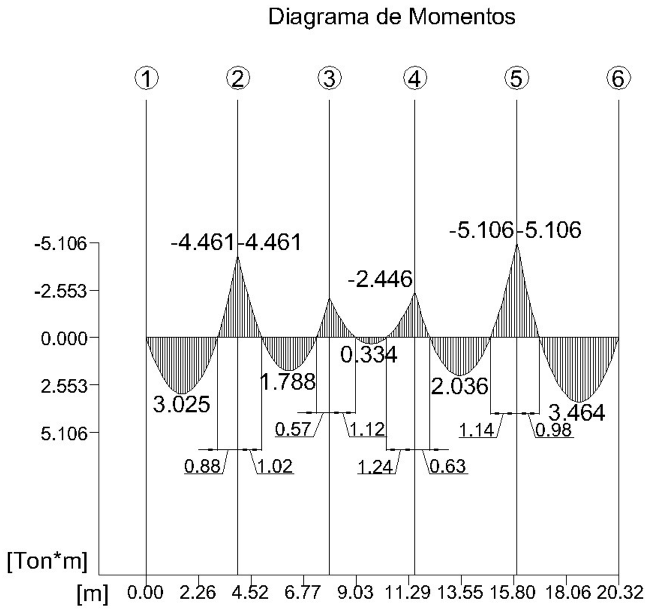
$$\begin{cases} Peso\ propio\ viga & = 0,20m \cdot 0.60m \cdot 2400\,kg/m^3 = 288\,kg/m \\ Peso\ \ mampostería & = 0,20m \cdot 2,40m \cdot 1300\,kg/m^3 = 624\,kg/m \end{cases}$$
$$Peso\,total\,viga\,y\,mampostería \rightarrow \boxed{g = 912\,kg/m}$$

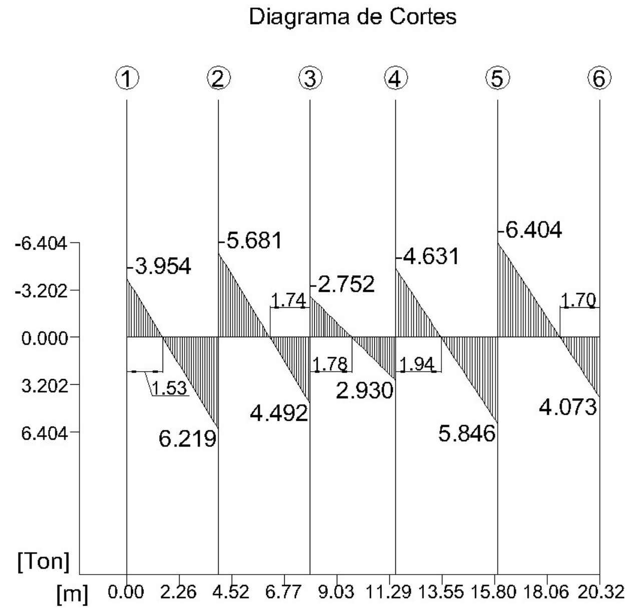
Carga por viga

$$q_1 = 912\,kg/m + 1670\,kg/m = 2582\,kg/m$$
$$q_2 = 912\,kg/m + 1670\,kg/m = 2582\,kg/m$$
$$q_3 = 912\,kg/m + 632\,kg/m = 1544\,kg/m$$
$$q_4 = 912\,kg/m + 1480\,kg/m = 2392\,kg/m$$
$$q_5 = 912\,kg/m + 1480\,kg/m = 2392\,kg/m$$



Diagramas de esfuerzos:





Viga V101 y V201

Cálculo de la armadura inferior:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\frac{3,02}{0,2}}} = 14,77$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,44 \\ K_z = 0,95 \\ K_x = 0,15 \end{cases}$$

$$A_{s\inf}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{h\left[m\right]}\cdot K_e = \frac{3,02}{0,574}\cdot 0,44 = 2,31\,cm^2$$

$$A_{s\inf} \Rightarrow 2\phi 12mm = 2,26\,cm^2$$

Viga V103 y V203

Cálculo de la armadura inferior:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\dfrac{M_e\left[t\cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\dfrac{1,79}{0,2}}} = 19,19$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,44 \\ K_z = 0,95 \\ K_x = 0,15 \end{cases}$$

$$A_{s\inf}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{h\left[m\right]} \cdot K_e = \frac{1,79}{0,574} \cdot 0,45 = 1,37\,cm^2$$

$$A_{s\inf} \Rightarrow 2\phi 12mm = 2,26\,cm^2$$

Apoyo N° 2

Cálculo de la armadura negativa:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\dfrac{M_e\left[t\cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\dfrac{4,46}{0,2}}} = 12,15$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,45 \\ K_z = 0,93 \\ K_x = 0,21 \end{cases}$$

$$A_{s\sup}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{h\left[m\right]} \cdot K_e = \frac{4,46}{0,574} \cdot 0,45 = 3,50\,cm^2$$

$$A_{s\sup} \Rightarrow 2\phi 12mm = 2,26\,cm^2$$

$$2\phi 10mm = 1,57\,cm^2$$

Verificación al corte:

Apoyo N° 1:

$$Q = 3954\,kg \qquad x_m = 1,53\,m \qquad r = \frac{h+c}{2} = 28,8cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z \cdot h \cdot b_0} = \frac{3954}{0,95 \cdot 57,4 \cdot 20} = 3,63\, kg/cm^2$$
$$máx\, \tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{(x_m - r)}{x_m} = 7,8 \cdot \frac{(153 - 28,8)}{153} = 4,31\, kg/cm^2$$

Como $máx\, \tau_0 < \tau_{012} \Rightarrow 7,50\, kg/cm^2$ (según CIRSOC – Tabla N°6 Anexo), se debe colocar una armadura de corte capaz de absorber una tensión:

$$\tau = 0,4 \cdot máx\, \tau_0\, (Zona\, 1)$$
$$\tau = 1,73\, kg/cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{\tau}{\sigma_e} \cdot b_0 \cdot \frac{1}{sen\, \alpha + cos\, \alpha} \cdot 100\, cm/m$$

Donde

- fe_{Bii} : $sección\, específica\, necesaria$
- Fe_{Bii} : $sección\, del\, estribo$
- e_{Bii} : $separación\, de\, estribos$
- σ_e : $tensión\, del\, acero$
- α : $inclinación\, de\, las\, barras\, o\, estribos$

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{1,73\, kg/cm^2}{2400\, kg/cm^2} \cdot 20\, cm \cdot \frac{1}{sen\, 90 + cos\, 90} \cdot 100\, cm/m = 1,44\, cm^2/m$$

Según CIRSOC 201-82-Tabla 31, para vigas en zona de corte 1 la separación entre estribos debe ser menor a 0,8 d_0 ó 30 cm

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6c\ /\ 30\, cm = \frac{0,28\, cm^2 \cdot 2}{0,30\, m} = 1,86\, cm^2/m$$

Apoyo N° 2, a la izquierda:

$$Q = 6219\,kg \qquad x_m = 2{,}41\,m \qquad r = \frac{h+c}{2} = 28{,}8cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z \cdot h \cdot b_0} = \frac{6219}{0{,}93 \cdot 57{,}4 \cdot 20} = 5{,}82\,kg/cm^2$$
$$máx\,\tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{(x_m - r)}{x_m} = 5{,}82 \cdot \frac{(241 - 28{,}8)}{241} = 5{,}12\,kg/cm^2$$

Como $máx\,\tau_0 < \tau_{012} \Rightarrow 7{,}50\,kg/cm^2$ (según CIRSOC – Tabla N°6 Anexo), se debe colocar una armadura de corte capaz de absorber una tensión:

$$\tau = 0{,}4 \cdot máx\,\tau_0\,(Zona\,1)$$
$$\tau = 2{,}05\,kg/cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{\tau}{\sigma_e} \cdot b_0 \cdot \frac{1}{sen\,\alpha + cos\,\alpha} \cdot 100\,cm/m$$

Donde

- fe_{Bii} : *sección específica necesaria*
- Fe_{Bii} : *sección del estribo*
- e_{Bii} : *separación de estribos*
- σ_e : *tensión del acero*
- α : *inclinación de las barras o estribos*

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{2{,}05\,kg/cm^2}{2400\,kg/cm^2} \cdot 20\,cm \cdot \frac{1}{sen\,90 + cos\,90} \cdot 100\,cm/m = 1{,}71\,cm^2/m$$

Según CIRSOC 201-82-Tabla 31, para vigas en zona de corte 1 la separación entre estribos debe ser menor a 0,8 d_0 ó 30 cm

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6c \ / \ 30\,cm = \frac{0,28\,cm^2 \cdot 2}{0,30\,m} = 1,86\,cm^2 \big/ m$$

Apoyo N° 2, a la derecha:

$$Q = 5681\,kg \qquad x_m = 2,20\,m \qquad r = \frac{h+c}{2} = 28,8cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z \cdot h \cdot b_0} = \frac{5681}{0,93 \cdot 57,4 \cdot 20} = 5,32\,kg \big/ cm^2$$
$$máx\,\tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{\left(x_m - r\right)}{x_m} = 5,32 \cdot \frac{\left(220 - 28,8\right)}{220} = 4,62\,kg \big/ cm^2$$

Como $máx\,\tau_0 < \tau_{012} \Rightarrow 7,50\,kg \big/ cm^2$ (según CIRSOC – Tabla N°6 Anexo), se debe colocar una armadura de corte capaz de absorber una tensión:

$$\tau = 0,4 \cdot máx\,\tau_0\,(Zona\,1)$$
$$\tau = 1,85\,kg \big/ cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{\tau}{\sigma_e} \cdot b_0 \cdot \frac{1}{sen\,\alpha + cos\,\alpha} \cdot 100\,cm \big/ m$$

Donde

- fe_{Bii} $: sección\,específica\,necesaria$
- Fe_{Bii} $: sección\,del\,estribo$
- e_{Bii} $: separación\,de\,estribos$
- σ_e $: tensión\,del\,acero$
- α $: inclinación\,de\,las\,barras\,o\,estribos$

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{1,85\,kg \big/ cm^2}{2400\,kg \big/ cm^2} \cdot 20\,cm \cdot \frac{1}{sen\,90 + cos\,90} \cdot 100\,cm \big/ m = 1,54\,cm^2 \big/ m$$

Según CIRSOC 201-82-Tabla 31, para vigas en zona de corte 1 la separación entre estribos debe ser menor a 0,8 d_0 ó 30 cm

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6c\ /\ 30\,cm = \frac{0,28\,cm^2 \cdot 2}{0,30\,m} = 1,86\,cm^2 / m$$

Viga V105 y V205

Cálculo de la armadura inferior:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\dfrac{M_e\left[t \cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\dfrac{0,34}{0,2}}} = 44$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,43 \\ K_z = 0,98 \\ K_x = 0,05 \end{cases}$$

$$A_{s\inf}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t \cdot m\right]}{h\left[m\right]} \cdot K_e = \frac{0,34}{0,574} \cdot 0,43 = 1,38\,cm^2$$

$$A_{s\inf} \Rightarrow 2\phi 10mm = 1,57\,cm^2$$

Apoyo N° 3 y N° 4

Cálculo de la armadura superior:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\dfrac{M_e\left[t \cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\dfrac{2,45}{0,2}}} = 16,4$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,44 \\ K_z = 0,95 \\ K_x = 0,15 \end{cases}$$

$$A_{s\sup}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t \cdot m\right]}{h\left[m\right]} \cdot K_e = \frac{2,45}{0,574} \cdot 0,44 = 1,88\,cm^2$$

$$A_{s\sup} \Rightarrow 2\phi 12mm = 2,26\,cm^2$$

Apoyo N° 3 a la izquierda y Apoyo N° 6:

$$Q = 4492\,kg \qquad x_m = 1{,}74\,m \qquad r = \frac{h+c}{2} = 28{,}8cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z \cdot h \cdot b_0} = \frac{4492}{0{,}95 \cdot 57{,}4 \cdot 20} = 4{,}12\,kg/cm^2$$
$$máx\,\tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{(x_m - r)}{x_m} = 4{,}12 \cdot \frac{(174 - 28{,}8)}{174} = 3{,}44\,kg/cm^2$$

Como $máx\,\tau_0 < \tau_{012} \Rightarrow 7{,}50\,kg/cm^2$ (según CIRSOC – Tabla N°6 Anex), se debe colocar una armadura de corte capaz de absorber una tensión:

$$\tau = 0{,}4 \cdot máx\,\tau_0\,(Zona\,1)$$
$$\tau = 1{,}38\,kg/cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{1{,}38\,kg/cm^2}{2400\,kg/cm^2} \cdot 20\,cm \cdot \frac{1}{sen\,90 + cos\,90} \cdot 100\,cm/m = 1{,}15\,cm^2/m$$

Según CIRSOC 201-82-Tabla 31, para vigas en zona de corte 1 la separación entre estribos debe ser menor a 0,8 d_0 ó 30 cm

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6c\,/\,30\,cm = \frac{0{,}28\,cm^2 \cdot 2}{0{,}30\,m} = 1{,}86\,cm^2/m$$

Apoyo N° 3 a la derecha:

$$Q = 2752\,kg \qquad x_m = 1{,}78\,m \qquad r = \frac{h+c}{2} = 28{,}8cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z \cdot h \cdot b_0} = \frac{2752}{0,95 \cdot 57,4 \cdot 20} = 2,52\, kg/cm^2$$

$$máx\,\tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{(x_m - r)}{x_m} = 2,52 \cdot \frac{(178 - 28,8)}{178} = 2,11 kg/cm^2$$

Como $máx\,\tau_0 < \tau_{012} \Rightarrow 7,50\, kg/cm^2$ (según CIRSOC – Tabla N°6 Anexo), se debe colocar una armadura de corte capaz de absorber una tensión:

$$\tau = 0,4 \cdot máx\,\tau_0\,(Zona\,1)$$

$$\tau = 0,84\, kg/cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{0,84\, kg/cm^2}{2400\, kg/cm^2} \cdot 20\, cm \cdot \frac{1}{sen\,90 + cos\,90} \cdot 100\, cm/m = 0,7\, cm^2/m$$

Según CIRSOC 201-82-Tabla 31, para vigas en zona de corte 1 la separación entre estribos debe ser menor a 0,8 d_0 ó 30 cm

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6c\ /\ 30\, cm = \frac{0,28\, cm^2 \cdot 2}{0,30\, m} = 1,86\, cm^2/m$$

Apoyo N° 4 a la izquierda:

$$Q = 2930\, kg \qquad x_m = 1,90\, m \qquad r = \frac{h + c}{2} = 28,8 cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z \cdot h \cdot b_0} = \frac{2930}{0,95 \cdot 57,4 \cdot 20} = 2,69\, kg/cm^2$$

$$máx\,\tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{(x_m - r)}{x_m} = 2,69 \cdot \frac{(190 - 28,8)}{190} = 2,28\, kg/cm^2$$

Como $máx\,\tau_0 < \tau_{012} \Rightarrow 7,50\,kg/cm^2$ (según CIRSOC – Tabla N°6 Anexo), se debe colocar una armadura de corte capaz de absorber una tensión:

$$\tau = 0,4 \cdot máx\,\tau_0\,(Zona\,1)$$
$$\tau = 0,91\,kg/cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{0,91\,kg/cm^2}{2400\,kg/cm^2} \cdot 20\,cm \cdot \frac{1}{sen\,90 + cos\,90} \cdot 100\,cm/m = 0,76\,cm^2/m$$

Según CIRSOC 201-82-Tabla 31, para vigas en zona de corte 1 la separación entre estribos debe ser menor a 0,8 d_0 ó 30 cm

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6c\ /\ 30\,cm = \frac{0,28\,cm^2 \cdot 2}{0,30\,m} = 1,86\,cm^2/m$$

Apoyo N° 4 a la derecha:

$$Q = 4631\,kg \qquad x_m = 1,94\,m \qquad r = \frac{h+c}{2} = 28,8cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z \cdot h \cdot b_0} = \frac{4631}{0,95 \cdot 57,4 \cdot 20} = 4,25\,kg/cm^2$$
$$máx\,\tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{(x_m - r)}{x_m} = 4,25 \cdot \frac{(194 - 28,8)}{194} = 3,62kg/cm^2$$

Como $máx\,\tau_0 < \tau_{012} \Rightarrow 7,50\,kg/cm^2$ (según CIRSOC – Tabla N°6 Anexo), se debe colocar una armadura de corte capaz de absorber una tensión:

$$\tau = 0,4 \cdot máx\,\tau_0\,(Zona\,1)$$
$$\tau = 1,45\,kg/cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{1,45\, kg/cm^2}{2400\, kg/cm^2} \cdot 20\, cm \cdot \frac{1}{sen\, 90 + cos\, 90} \cdot 100\, cm/m = 1,21\, cm^2/m$$

Según CIRSOC 201-82-Tabla 31, para vigas en zona de corte 1 la separación entre estribos debe ser menor a 0,8 d_0 ó 30 cm

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6c\ /\ 30\, cm = \frac{0,28\, cm^2 \cdot 2}{0,30\, m} = 1,86\, cm^2/m$$

Viga V107 y V207

Cálculo de la armadura inferior:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\frac{M_e\left[t \cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\frac{2,04}{0,2}}} = 17,97$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,44 \\ K_z = 0,95 \\ K_x = 0,15 \end{cases}$$

$$A_{s\,\inf}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t \cdot m\right]}{h\left[m\right]} \cdot K_e = \frac{2,04}{0,574} \cdot 0,44 = 1,56\, cm^2$$

$$A_{s\,\inf} \Rightarrow 2\phi 10mm = 1,57\, cm^2$$

Viga V109 y V209

Cálculo de la armadura inferior:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\frac{3,46}{0,2}}} = 13,8$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,44 \\ K_z = 0,95 \\ K_x = 0,15 \end{cases}$$

$$A_{s\inf}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{h\left[m\right]}\cdot K_e = \frac{3,46}{0,574}\cdot 0,44 = 2,65\,cm^2$$

$$A_{s\inf} \Rightarrow 2\phi 10mm = 1,57\,cm^2$$

$$1\phi 12mm = 1,13\,cm^2$$

Apoyo N° 5

Cálculo de la armadura negativa:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\frac{5,11}{0,2}}} = 11,36$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,45 \\ K_z = 0,93 \\ K_x = 0,21 \end{cases}$$

$$A_{s\inf}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{h\left[m\right]}\cdot K_e = \frac{5,11}{0,574}\cdot 0,45 = 4,01\,cm^2$$

$$A_{s\inf} \Rightarrow 4\phi 12mm = 4,52\,cm^2$$

Verificación al corte:

Apoyo N° 5 a la izquierda:

$$Q = 5846\,kg \qquad x_m = 2,44\,m \qquad r = \frac{h+c}{2} = 28,8cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z \cdot h \cdot b_0} = \frac{5846}{0,93 \cdot 57,4 \cdot 20} = 5,48\, kg/cm^2$$
$$máx\, \tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{\left(x_m - r\right)}{x_m} = 5,48 \cdot \frac{\left(244 - 28,8\right)}{244} = 4,83\, kg/cm^2$$

Como $máx\, \tau_0 < \tau_{012} \Rightarrow 7,50\, kg/cm^2$ (según CIRSOC – Tabla N°6 Anexo), se debe colocar una armadura de corte capaz de absorber una tensión:

$$\tau = 0,4 \cdot máx\, \tau_0\, (Zona\, 1)$$
$$\tau = 1,93\, kg/cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{1,93\, kg/cm^2}{2400\, kg/cm^2} \cdot 20\, cm \cdot \frac{1}{sen\, 90 + cos\, 90} \cdot 100\, cm/m = 1,61\, cm^2/m$$

Según CIRSOC 201-82-Tabla 31, para vigas en zona de corte 1 la separación entre estribos debe ser menor a 0,8 d_0 ó 30 cm

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6c\ /\ 30\, cm = \frac{0,28\, cm^2 \cdot 2}{0,30\, m} = 1,86\, cm^2/m$$

Apoyo N° 5 a la derecha:

$$Q = 6404\, kg \qquad x_m = 2,68\, m \qquad r = \frac{h + c}{2} = 28,8 cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z \cdot h \cdot b_0} = \frac{6404}{0,93 \cdot 57,4 \cdot 20} = 6,00\, kg/cm^2$$
$$máx\, \tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{\left(x_m - r\right)}{x_m} = 6,00 \cdot \frac{\left(268 - 28,8\right)}{268} = 5,36 kg/cm^2$$

Como $máx\,\tau_0 < \tau_{012} \Rightarrow 7,50\,kg/cm^2$ (según CIRSOC – Tabla N°6 Anex), se debe colocar una armadura de corte capaz de absorber una tensión:

$$\tau = 0,4 \cdot máx\,\tau_0\,(Zona\,1)$$
$$\tau = 2,14\,kg/cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{2,14\,kg/cm^2}{2400\,kg/cm^2} \cdot 20\,cm \cdot \frac{1}{sen\,90 + cos\,90} \cdot 100\,cm/m = 1,79\,cm^2/m$$

Según CIRSOC 201-82-Tabla 31, para vigas en zona de corte 1 la separación entre estribos debe ser menor a 0,8 d_0 ó 30 cm

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6c\;/\;30\,cm = \frac{0,28\,cm^2 \cdot 2}{0,30\,m} = 1,86\,cm^2/m$$

Vigas Centrales

Datos:

$$Luz\,de\,cálculo = 3,94\,m$$
$$Espesor\,de\,pared = E_0 = 0,20\,m$$

Predimensionado.

Por condición de deformación:

$$h_0 \geq \frac{\alpha \cdot L_c}{16} = \frac{1 \cdot 394}{16} = 24,62\,cm$$
$$d_0 = 24,62\,cm + 2\,cm + 0,6\,cm = 27,23\,cm$$
$$Se\,adopta:$$
$$d_0 = 60\,cm$$
$$\Rightarrow h_0 = 60\,cm - 2,6\,cm = 57,4\,cm$$
$$Se\,adopta:$$
$$b_0 = 20\,cm$$

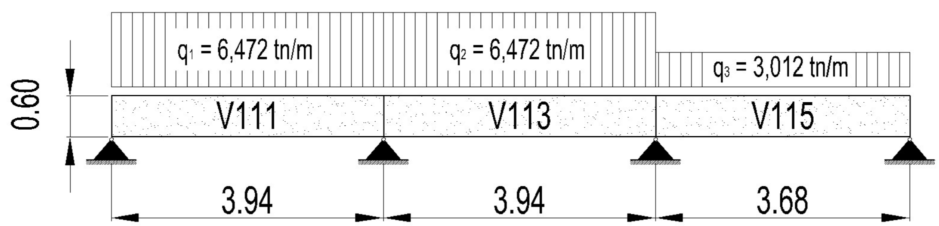
Análisis de carga:

$$\begin{cases} Peso\ propio\ viga & = 0,20m \cdot 0.60m \cdot 2400\, kg/m^3 = 288\, kg/m \\ Peso\ \ mampostería & = 0,20m \cdot 2,40m \cdot 1300\, kg/m^3 = 624\, kg/m \end{cases}$$

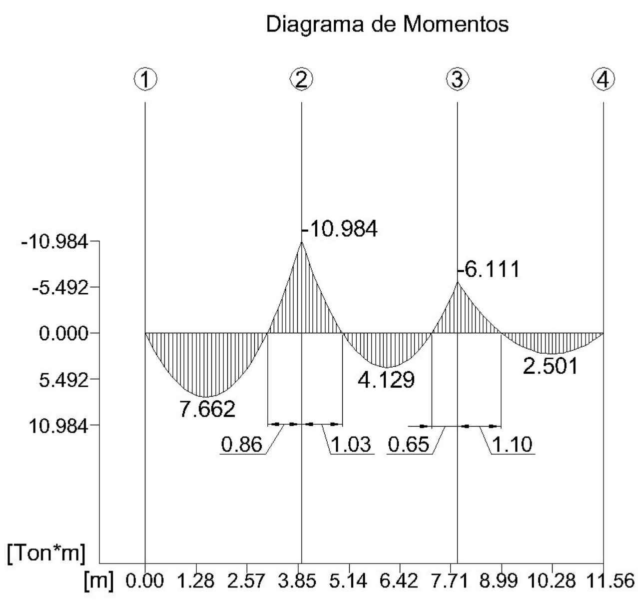
$$Peso\ total\ viga\ y\ mampostería \rightarrow \boxed{g = 912\, kg/m}$$

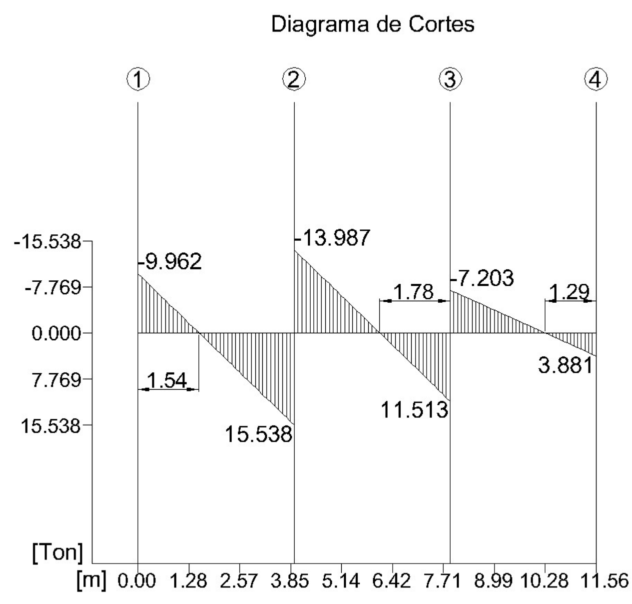
Carga por viga

$$q_1 = 912\, kg/m + 5560\, kg/m = 6472\, kg/m$$
$$q_2 = 912\, kg/m + 5560\, kg/m = 6472\, kg/m$$
$$q_3 = 912\, kg/m + 2100\, kg/m = 3012\, kg/m$$



Diagramas de esfuerzos:





Viga V111 y V211

Cálculo de la armadura inferior:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\frac{7,66}{0,2}}} = 9,27$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,45 \\ K_z = 0,93 \\ K_x = 0,21 \end{cases}$$

$$A_{s\,\inf}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{h\left[m\right]}\cdot K_e = \frac{7,66}{0,574}\cdot 0,45 = 6,00\,cm^2$$

$$A_{s\,\inf} \Rightarrow 3\phi 16mm = 6,03\,cm^2$$

Viga V113 y V213

Cálculo armadura inferior:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\frac{4,13}{0,2}}} = 12,63$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,45 \\ K_z = 0,93 \\ K_x = 0,21 \end{cases}$$

$$A_{s\,\inf}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{h\left[m\right]}\cdot K_e = \frac{4,13}{0,574}\cdot 0,45 = 3,24\,cm^2$$

$$A_{s\,\inf} \Rightarrow 3\phi 12mm = 3,39\,cm^2$$

Viga V115 y V215

Cálculo armadura inferior:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\frac{2,5}{0,2}}} = 16,24$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,44 \\ K_z = 0,95 \\ K_x = 0,15 \end{cases}$$

$$A_{s\inf}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t \cdot m\right]}{h\left[m\right]} \cdot K_e = \frac{2,5}{0,574} \cdot 0,44 = 1,92\,cm^2$$

$$A_{s\inf} \Rightarrow 2\phi 12mm = 2,26\,cm^2$$

Apoyo N° 2

Cálculo de la armadura negativa:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\frac{M_e\left[t \cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\frac{10,98}{0,2}}} = 7,75$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,47 \\ K_z = 0,89 \\ K_x = 0,30 \end{cases}$$

$$A_{s\sup}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t \cdot m\right]}{h\left[m\right]} \cdot K_e = \frac{10,98}{0,574} \cdot 0,47 = 8,99\,cm^2$$

$$A_{s\sup} \Rightarrow 3\phi 20mm = 9,42\,cm^2$$

Apoyo N° 3

Cálculo de la armadura negativa:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\frac{M_e\left[t \cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\frac{6,11}{0,2}}} = 10,38$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,45 \\ K_z = 0,93 \\ K_x = 0,21 \end{cases}$$

$$A_{s\inf}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t \cdot m\right]}{h\left[m\right]} \cdot K_e = \frac{6,11}{0,574} \cdot 0,45 = 4,79\,cm^2$$

$$A_{s\inf} \Rightarrow 2\phi 16mm = 4,02\,cm^2$$

$$1\phi 12mm = 1,13\,cm^2$$

Verificación al corte:

Apoyo N° 1:

$$Q = 9962\,kg \qquad x_m = 1{,}54\,m \qquad r = \frac{h+c}{2} = 28{,}8cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z \cdot h \cdot b_0} = \frac{9962}{0{,}93 \cdot 57{,}4 \cdot 20} = 9{,}33\,kg\big/cm^2$$

$$máx\,\tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{(x_m - r)}{x_m} = 9{,}33 \cdot \frac{(154 - 28{,}8)}{154} = 7{,}58\,kg\big/cm^2$$

Como $máx\,\tau_0 < \tau_{012} \Rightarrow 7{,}50\,kg\big/cm^2$ (según CIRSOC – Tabla N°6 Anexo), se debe colocar una armadura de corte capaz de absorber una tensión:

$$\tau = 0{,}4 \cdot máx\,\tau_0\,(Zona\,1)$$
$$\tau = 3{,}03\,kg\big/cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{3{,}03\,kg\big/cm^2}{2400\,kg\big/cm^2} \cdot 20\,cm \cdot \frac{1}{sen\,90 + cos\,90} \cdot 100\,cm\big/m = 2{,}53\,cm^2\big/m$$

Según CIRSOC 201-82-Tabla 31, para vigas en zona de corte 1 la separación entre estribos debe ser menor a 0,8 d_0 ó 30 cm

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6c\ /\ 20\,cm = \frac{0{,}28\,cm^2 \cdot 2}{0{,}20\,m} = 2{,}80\,cm^2\big/m$$

Apoyo N° 2 a la izquierda:

$$Q = 15538\,kg \qquad x_m = 240\,m \qquad r = \frac{h+c}{2} = 28{,}8cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z \cdot h \cdot b_0} = \frac{15538}{0,89 \cdot 57,4 \cdot 20} = 15,21\, kg/cm^2$$
$$máx\, \tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{(x_m - r)}{x_m} = 15,21 \cdot \frac{(240 - 28,8)}{240} = 13,38\, kg/cm^2$$

Como $\tau_{012} < máx\, \tau_0 < \tau_{02} \Rightarrow 7,50 < máx\, \tau_0 < 18,00$ según CIRSOC se debe determinar una tensión de dimensionamiento τ para calcular la armadura necesaria cuyo valor es:

$$\tau = \frac{\tau_0^2}{\tau_{02}} \geq 0,4 \cdot máx\, \tau_0 \quad (Zona\, 2)$$
$$\tau = 9,95\, kg/cm^2$$

La armadura que se adopta es la siguiente:

Para la sección izquierda del apoyo N° 2 entre vigas V111 y V113, parte del esfuerzo es tomado con una barra $\phi 20$ doblada a 45°.

La tensión de corte que absorbe una barra $\phi 20$ doblada a 45° es:

$$\tau_{S\phi 20} = \sqrt{\frac{2 \cdot Ts \cdot máx \tau_0}{b_0 \cdot Xm}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 10630\, kg \cdot 13,38\, kg/cm^2}{20\, cm \cdot 240\, cm}} = 7,70\, kg/cm^2$$

Donde Ts se obtiene de tabla y representa el volumen de tensiones de corte que absorbe una barra $\phi 20$ doblada a 45°.

A continuación calculamos la armadura faltante: El esfuerzo que debe tomarse con los estribos surge de la diferencia entre las tensiones:

$$\tau_{Nec} = máx\, \tau_0 - \tau_{S\phi 20} = 9,95\, kg/cm^2 - 7,70\, kg/cm^2 = 2,25\, kg/cm^2$$

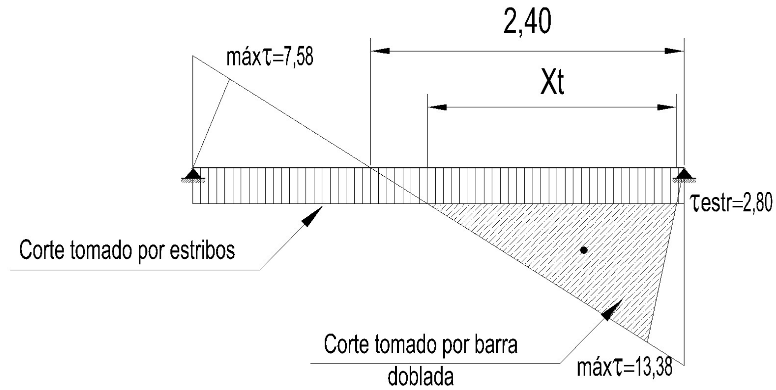
Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{2,25\, kg/cm^2}{2400\, kg/cm^2} \cdot 20\, cm \cdot \frac{1}{sen\, 90 + cos\, 90} \cdot 100\, cm/m = 1,88\, cm^2/m$$

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6c\, /\, 20\, cm = \frac{0,28\, cm^2 \cdot 2}{0,20\, m} = 2,8\, cm^2/m$$

En el siguiente gráfico se puede observar el volumen de tensiones que debe absorber la barra doblada y en su baricentro debemos establecer el punto de doblado de la barra:



Apoyo N° 2 a la derecha:

$$Q = 13987\,kg \qquad x_m = 2{,}16\,m \qquad r = \frac{h+c}{2} = 28{,}8cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z \cdot h \cdot b_0} = \frac{13987}{0{,}89 \cdot 57{,}4 \cdot 20} = 13{,}69\,kg/cm^2$$

$$máx\,\tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{(x_m - r)}{x_m} = 13{,}69 \cdot \frac{(216 - 28{,}8)}{216} = 11{,}86kg/cm^2$$

Como $\tau_{012} < máx\,\tau_0 < \tau_{02} \Rightarrow 7{,}50 < máx\,\tau_0 < 18{,}00$ según CIRSOC se debe determinar una tensión de dimensionamiento τ para calcular la armadura necesaria cuyo valor es:

$$\tau = \frac{\tau_0^2}{\tau_{02}} \geq 0{,}4 \cdot máx\,\tau_0 \quad (Zona\,2)$$

$$\tau = 7{,}81\,kg/cm^2$$

Para la sección derecha del apoyo 2 entre vigas 111 y 113, parte del esfuerzo es tomado con una barra $\phi 20$ doblada a 45°.

La tensión de corte que absorbe una barra $\phi 20$ doblada a 45° es:

$$\tau_{S\phi 20} = \sqrt{\frac{2 \cdot Ts \cdot máx\tau_0}{b_0 \cdot Xm}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 10630\,kg \cdot 11{,}86\,kg/cm^2}{20\,cm \cdot 216\,cm}} = 7{,}64\,kg/cm^2$$

Donde Ts se obtiene de tabla y representa el volumen de tensiones de corte que absorbe una barra $\phi 20$ doblada a 45°.

A continuación calculamos la armadura faltante: El esfuerzo que debe tomarse con los estribos surge de la diferencia entre las tensiones:

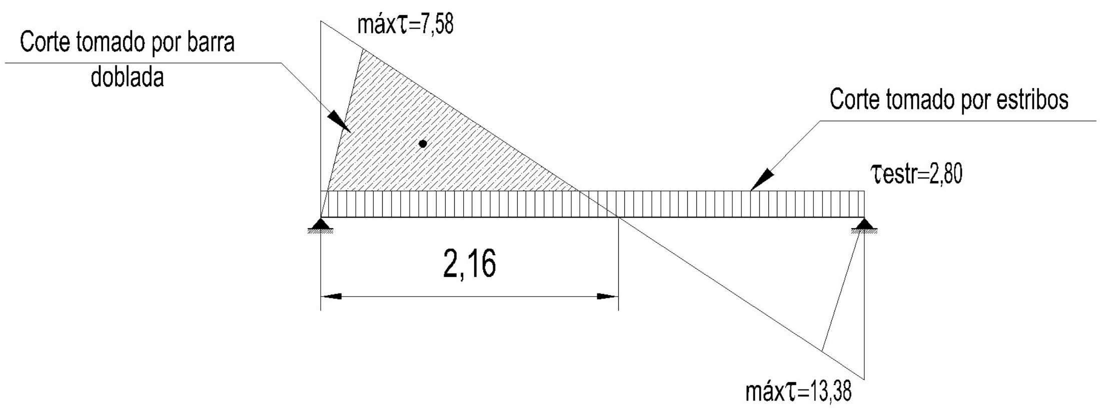
$$\tau_{nec} = máx\,\tau_0 - \tau_{\phi 16} = 7{,}81\,kg/cm^2 - 7{,}64\,kg/cm^2 = 0{,}17\,kg/cm^2$$

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{0{,}17\,kg/cm^2}{2400\,kg/cm^2} \cdot 20\,cm \cdot \frac{1}{sen\,90 + cos\,90} \cdot 100\,cm/m = 0{,}14\,cm^2/m$$

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6c\;/\;30\,cm = \frac{0{,}28\,cm^2 \cdot 2}{0{,}30\,m} = 1{,}87\,cm^2/m$$



Apoyo N° 3, a la izquierda:

$$Q = 11513\,kg \qquad x_m = 1{,}78\,m \qquad r = \frac{h+c}{2} = 28{,}8cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z \cdot h \cdot b_0} = \frac{11513}{0{,}93 \cdot 57{,}4 \cdot 20} = 10{,}78\,kg/cm^2$$

$$máx\,\tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{(x_m - r)}{x_m} = 10{,}78 \cdot \frac{(178 - 28{,}8)}{178} = 9{,}04\,kg/cm^2$$

Como $\tau_{012} < máx\,\tau_0 < \tau_{02} \Rightarrow 7{,}50 < máx\,\tau_0 < 18{,}00$ según CIRSOC se debe determinar una tensión de dimensionamiento τ para calcular la armadura necesaria cuyo valor es:

$$\tau = \frac{\tau_0^2}{\tau_{02}} \geq 0,4 \cdot máx\,\tau_0 \quad (Zona\,2)$$
$$\tau = 4,54\,kg/cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{4,54\,kg/cm^2}{2400\,kg/cm^2} \cdot 20\,cm \cdot \frac{1}{sen\,90 + cos\,90} \cdot 100\,cm/m = 3,78\,cm^2/m$$

Según CIRSOC 201-82-Tabla 31, para vigas en zona de corte 1 la separación entre estribos debe ser menor a 0,8 d_0 ó 30 cm

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6c\;/\;15\,cm = \frac{0,28\,cm^2 \cdot 2}{0,15\,m} = 3,73\,cm^2/m$$

Apoyo N° 3 a la derecha:

$$Q = 7203\,kg \qquad x_m = 2,39\,m \qquad r = \frac{h+c}{2} = 28,8cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z \cdot h \cdot b_0} = \frac{7203}{0,93 \cdot 57,4 \cdot 20} = 6,75\,kg/cm^2$$
$$máx\,\tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{(x_m - r)}{x_m} = 6,75 \cdot \frac{(239 - 28,8)}{239} = 5,94kg/cm^2$$

Como $máx\,\tau_0 < \tau_{012} \Rightarrow 7,50\,kg/cm^2$ (según CIRSOC – Tabla N°6 Anexo), se debe colocar una armadura de corte capaz de absorber una tensión:

$$\tau = 0,4 \cdot máx\,\tau_0\,(Zona\,1)$$
$$\tau = 2,37\,kg/cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{2,37\,kg/cm^2}{2400\,kg/cm^2} \cdot 20\,cm \cdot \frac{1}{sen\,90 + cos\,90} \cdot 100\,cm/m = 1,98\,cm^2/m$$

Según CIRSOC 201-82-Tabla 31, para vigas en zona de corte 1 la separación entre estribos debe ser menor a 0,8 d_0 ó 30 cm

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6c\,/\,25\,cm = \frac{0,28\,cm^2 \cdot 2}{0,25\,m} = 2,24\,cm^2/m$$

Apoyo N° 4:

$$Q = 3881\,kg \qquad x_m = 1,29\,m \qquad r = \frac{h+c}{2} = 28,8cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z \cdot h \cdot b_0} = \frac{3881}{0,95 \cdot 57,4 \cdot 20} = 3,56\,kg/cm^2$$
$$máx\,\tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{(x_m - r)}{x_m} = 6,75 \cdot \frac{(129 - 28,8)}{129} = 2,77kg/cm^2$$

Como $máx\,\tau_0 < \tau_{012} \Rightarrow 7,50\,kg/cm^2$ (según CIRSOC – Tabla N°6 Anexo), se debe colocar una armadura de corte capaz de absorber una tensión:

$$\tau = 0,4 \cdot máx\,\tau_0\,(Zona\,1)$$
$$\tau = 1,11\,kg/cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{1,11\,kg/cm^2}{2400\,kg/cm^2} \cdot 20\,cm \cdot \frac{1}{sen\,90 + cos\,90} \cdot 100\,cm/m = 0,93\,cm^2/m$$

Según CIRSOC 201-82-Tabla 31, para vigas en zona de corte 1 la separación entre estribos debe ser menor a 0,8 d_0 ó 30 cm

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6c\ /\ 25\,cm = \frac{0,28\,cm^2 \cdot 2}{0,25\,m} = 2,24\,cm^2\big/m$$

Vigas de Borde Transversales

Datos:

$Luz\,de\,cálculo = 5,13\,m$

$Espesor\;de\;pared\; = E_0\; = 0,20\,m$

$Pre\,dimensionado$

$\text{Por condición de deformación:}$

$$h_0 \geq \frac{\alpha \cdot L_c}{16} = \frac{1 \cdot 514}{16} = 32,20\,cm$$

$d_0 = 32,20\,cm + 2\,cm + 0,6\,cm = 34,80\,cm$

$Se\,adopta:$

$d_0 = 60\,cm$

$\Rightarrow h_0 = 60\,cm - 2,6\,cm = 57,4\,cm$

$Se\,adopta:$

$b_0 = 20\,cm$

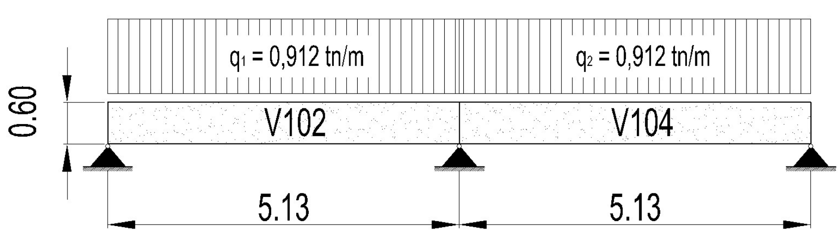
Análisis de carga:

$$\begin{cases} Peso\;propio\;viga & = 0,20m \cdot 0.60m \cdot 2400\,kg\big/m^3 = 288\,kg\big/m \\ Peso\;\;mampostería & = 0,20m \cdot 2,40m \cdot 1300\,kg\big/m^3 = 624\,kg\big/m \end{cases}$$

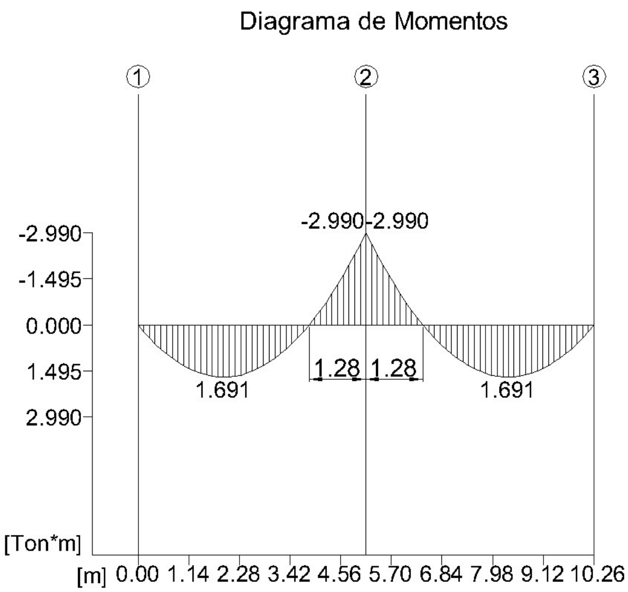
$$Peso\,total\,viga\,y\,mampostería \rightarrow \boxed{g = 912\,kg\big/m}$$

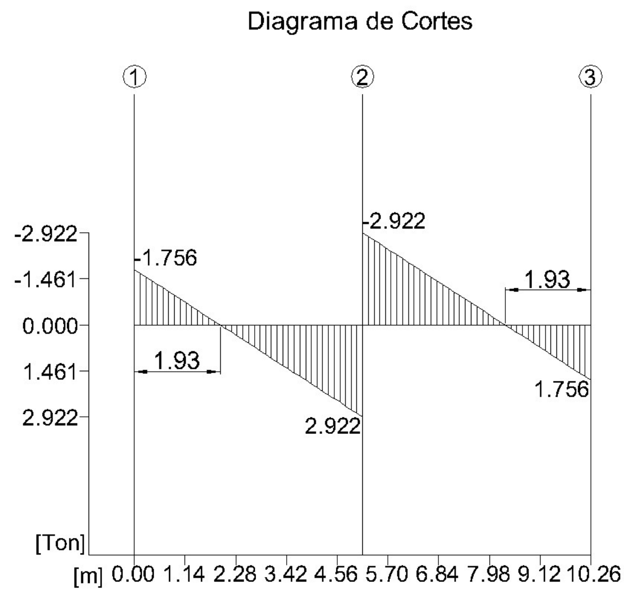
Carga por viga

$$q_1 = q_2 = 912\,kg\big/m + 0\,kg\big/m = 912\,kg\big/m$$



Diagramas de esfuerzos:





Viga V102, V202, V104y V204

Cálculo de armadura inferior:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\dfrac{M_e\left[t\cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\dfrac{1,69}{0,2}}} = 19,74$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,44 \\ K_z = 0,95 \\ K_x = 0,15 \end{cases}$$

$$A_{s\inf}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{h\left[m\right]}\cdot K_e = \frac{1,69}{0,574}\cdot 0,44 = 1,22\,cm^2$$

$$A_{s\inf} \Rightarrow 2\phi 10mm = 1,57\,cm^2$$

Apoyo N° 2

Cálculo armadura negativa:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\dfrac{M_e\left[t\cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\dfrac{3,00}{0,2}}} = 14,82$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,44 \\ K_z = 0,95 \\ K_x = 0,15 \end{cases}$$

$$A_{s\sup}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t \cdot m\right]}{h\left[m\right]} \cdot K_e = \frac{3,00}{0,574} \cdot 0,44 = 2,30\,cm^2$$

$$A_{s\sup} \Rightarrow 3\phi 10mm = 2,36\,cm^2$$

Verificación al corte:

Apoyo N° 1 y 3:

$$Q = 1756\,kg \qquad x_m = 1,93\,m \qquad r = \frac{h+c}{2} = 28,8cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z \cdot h \cdot b_0} = \frac{1756}{0,95 \cdot 57,4 \cdot 20} = 1,61\,kg/cm^2$$

$$máx\,\tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{\left(x_m - r\right)}{x_m} = 1,61 \cdot \frac{\left(193 - 28,8\right)}{193} = 1,37\,kg/cm^2$$

Como $máx\,\tau_0 < \tau_{012} \Rightarrow 7,50\,kg/cm^2$ (según CIRSOC – Tabla N°6 Anex), se debe colocar una armadura de corte capaz de absorber una tensión:

$$\tau = 0,4 \cdot máx\,\tau_0\,(Zona\,1)$$

$$\tau = 0,55\,kg/cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{0,55\,kg/cm^2}{2400\,kg/cm^2} \cdot 20\,cm \cdot \frac{1}{sen\,90 + cos\,90} \cdot 100\,cm/m = 0,47\,cm^2/m$$

Según CIRSOC 201-82-Tabla 31, para vigas en zona de corte 1 la separación entre estribos debe ser menor a 0,8 d_0 ó 30 cm

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6\,c\,/\,30\,cm = \frac{0,28\,cm^2 \cdot 2}{0,30\,m} = 1,86\,cm^2/m$$

Apoyo N° 2:

$$Q = 2922\,kg \qquad x_m = 3,20\,m \qquad r = \frac{h+c}{2} = 28,8cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z \cdot h \cdot b_0} = \frac{2922}{0,95 \cdot 57,4 \cdot 20} = 2,68\,kg/cm^2$$
$$máx\,\tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{(x_m - r)}{x_m} = 2,68 \cdot \frac{(320 - 28,8)}{320} = 2,44\,kg/cm^2$$

Como $máx\,\tau_0 < \tau_{012} \Rightarrow 7,50\,kg/cm^2$ (según CIRSOC – Tabla N°6 Anex), se debe colocar una armadura de corte capaz de absorber una tensión:

$$\tau = 0,4 \cdot máx\,\tau_0\,(Zona\,1)$$
$$\tau = 0,98\,kg/cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{0,98\,kg/cm^2}{2400\,kg/cm^2} \cdot 20\,cm \cdot \frac{1}{sen\,90 + cos\,90} \cdot 100\,cm/m = 0,82\,cm^2/m$$

Según CIRSOC 201-82-Tabla 31, para vigas en zona de corte 1 la separación entre estribos debe ser menor a 0,8 d_0 ó 30 cm

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6\,c\,/\,30\,cm = \frac{0,28\,cm^2 \cdot 2}{0,30\,m} = 1,86\,cm^2/m$$

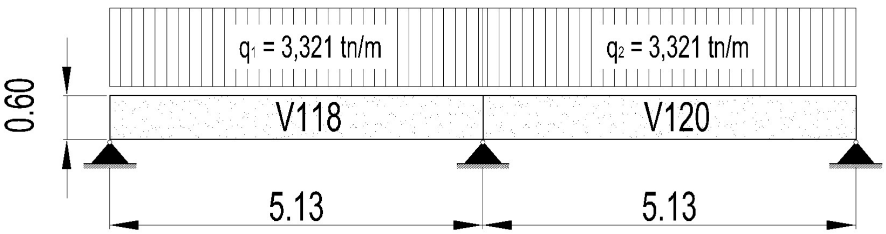
V118 y V120

Análisis de carga:

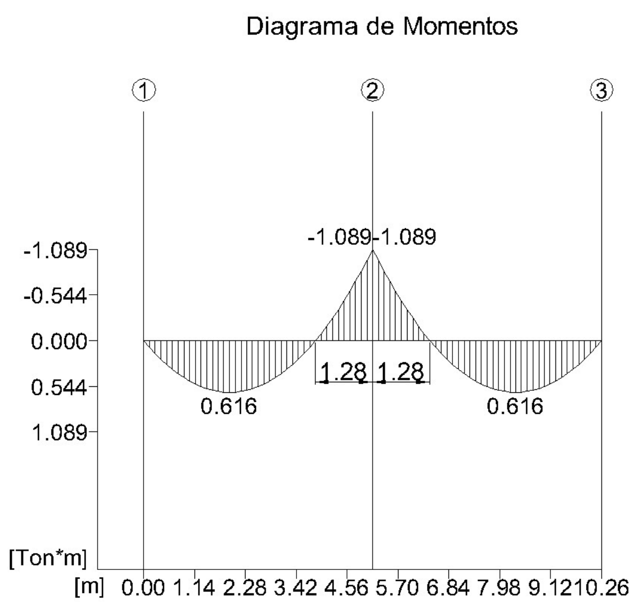
$$\begin{cases} Peso\ propio\ viga & = 0,20m \cdot 0.60m \cdot 2400\,kg/m^3 = 288\,kg/m \\ Peso\ \ mampostería & = 0,20m \cdot 2,40m \cdot 1300\,kg/m^3 = 624\,kg/m \end{cases}$$
$$Peso\ total\ viga\ y\ mampostería \rightarrow \boxed{g = 912\,kg/m}$$

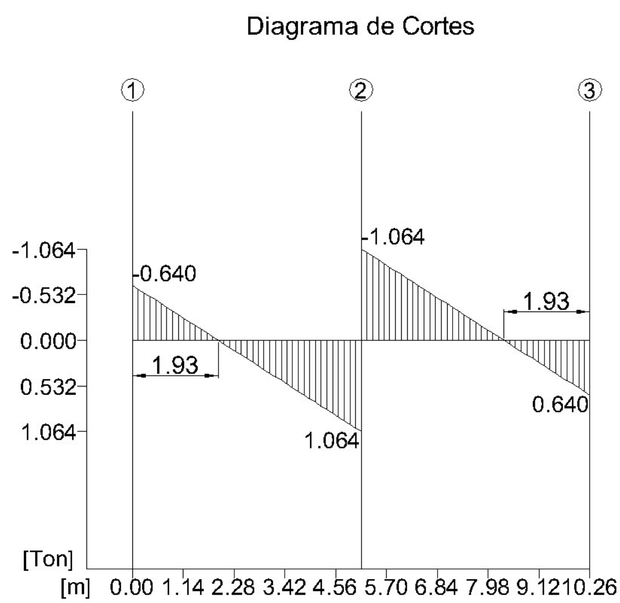
Carga por viga

$$q_1 = q_2 = 912\,kg/m + 2409\,kg/m = 3321\,kg/m$$



Diagramas de esfuerzos:





Cálculo de armadura inferior:

$$Kh = \frac{h_0[cm]}{\sqrt{\frac{M_e[t \cdot m]}{b[m]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\frac{6,16}{0,2}}} = 10,34$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,45 \\ K_z = 0,93 \\ K_x = 0,21 \end{cases}$$

$$A_{s\inf}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{h\left[m\right]}\cdot K_e = \frac{6,16}{0,574}\cdot 0,45 = 4,72\,cm^2$$

$$A_{s\inf} \Rightarrow 2\phi 16mm = 4,02\,cm^2$$

$$1\phi 12mm = 1,13\,cm^2$$

Apoyo N° 2

Cálculo armadura negativa:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\frac{10,88}{0,2}}} = 7,78$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,47 \\ K_z = 0,89 \\ K_x = 0,30 \end{cases}$$

$$A_{s\sup}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{h\left[m\right]}\cdot K_e = \frac{10,88}{0,574}\cdot 0,47 = 8,91\,cm^2$$

$$A_{s\sup} \Rightarrow 3\phi 20mm = 9,42\,cm^2$$

Verificación al corte:

Apoyo N° 1 y N° 3:

$$Q = 6394\,kg \qquad x_m = 1,93\,m \qquad r = \frac{h+c}{2} = 28,8cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z\cdot h\cdot b_0} = \frac{6394}{0,93\cdot 57,4\cdot 20} = 5,99\,kg/cm^2$$

$$máx\,\tau_0 = \tau_0\cdot\frac{\left(x_m - r\right)}{x_m} = 5,99\cdot\frac{\left(193-28,8\right)}{193} = 5,10\,kg/cm^2$$

Como $máx\,\tau_0 < \tau_{012} \Rightarrow 7,50\,kg/cm^2$ (según CIRSOC – Tabla N°6 Anex), se debe colocar una armadura de corte capaz de absorber una tensión:

$$\tau = 0,4 \cdot máx\, \tau_0\, (Zona\, 1)$$
$$\tau = 2,04\, kg/cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{2,04\, kg/cm^2}{2400\, kg/cm^2} \cdot 20\, cm \cdot \frac{1}{sen\, 90 + cos\, 90} \cdot 100\, cm/m = 1,07\, cm^2/m$$

Según CIRSOC 201-82-Tabla 31, para vigas en zona de corte 1 la separación entre estribos debe ser menor a 0,8 d_0 ó 30 cm

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 8\, c\, /\, 20\, cm = \frac{0,50\, cm^2 \cdot 2}{0,20\, m} = 5,00\, cm^2/m$$

Apoyo N° 2:

$$Q = 10637\, kg \qquad x_m = 3,20\, m \qquad r = \frac{h+c}{2} = 28,8cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z \cdot h \cdot b_0} = \frac{10637}{0,89 \cdot 57,4 \cdot 20} = 10,41\, kg/cm^2$$
$$máx\, \tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{(x_m - r)}{x_m} = 10,41 \cdot \frac{(320 - 28,8)}{320} = 9,47\, kg/cm^2$$

Como $\tau_{012} < máx\, \tau_0 < \tau_{02} \Rightarrow 7,50 < máx\, \tau_0 < 18,00$ según CIRSOC se debe determinar una tensión de dimensionamiento τ para calcular la armadura necesaria cuyo valor es:

$$\tau = \frac{\tau_0^2}{\tau_{02}} \geq 0,4 \cdot máx\, \tau_0 \quad (Zona\, 2)$$
$$\tau = 6,02\, kg/cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{6,02\, kg/cm^2}{2400\, kg/cm^2} \cdot 20\, cm \cdot \frac{1}{sen\, 90 + cos\, 90} \cdot 100\, cm/m = 5,02\, cm^2/m$$

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 8\, c\ /\ 20\, cm = \frac{0,50\, cm^2 \cdot 2}{0,20\, m} = 5,00\, cm^2\Big/m$$

Vigas Centrales Transversales

Viga V106, V206, V110 y V210

<u>Datos:</u>

$Luz\, de\, cálculo = 5,13\, m$

$Espesor\ de\ pared\ = E_0\ = 0,20\, m$

$Pre\, dimensionado$

Por condición de deformación:

$$h_0 \geq \frac{\alpha \cdot L_c}{16} = \frac{1 \cdot 514}{16} = 32,20\, cm$$

$d_0\ = 32,20\, cm + 2\, cm + 0,6\, cm = 34,80\, cm$

$Se\, adopta:$

$d_0\ = 60\, cm$

$\Rightarrow h_0\ = 60\, cm - 2,6\, cm\ = 57,4\, cm$

$Se\, adopta:$

$b_0\ = 20\, cm$

Análisis de carga:

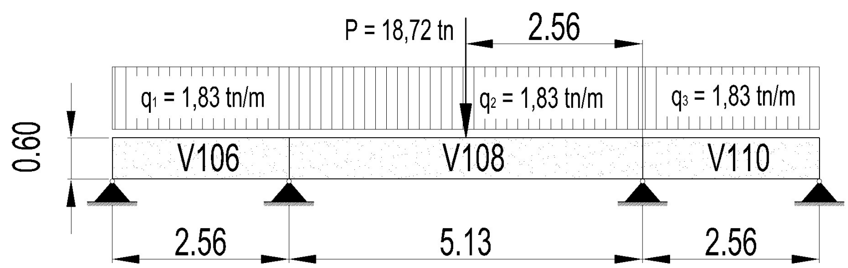
$$\begin{cases} Peso\ propio\ viga & = 0,20m \cdot 0.60m \cdot 2400\, kg\Big/m^3\ = 288\, kg\Big/m \\ Peso\ \ mampostería & = 0,20m \cdot 2,40m \cdot 1300\, kg\Big/m^3\ = 624\, kg\Big/m \end{cases}$$

$$Peso\, total\, viga\, y\, mampostería \rightarrow \boxed{g\ = 912\, kg\Big/m}$$

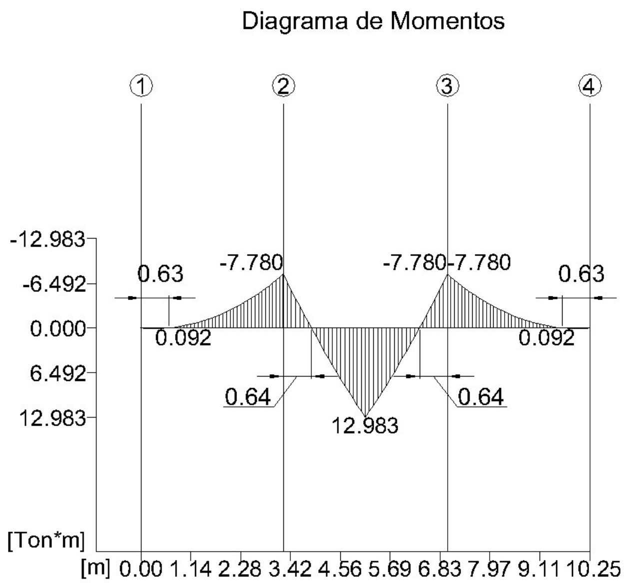
Carga por viga

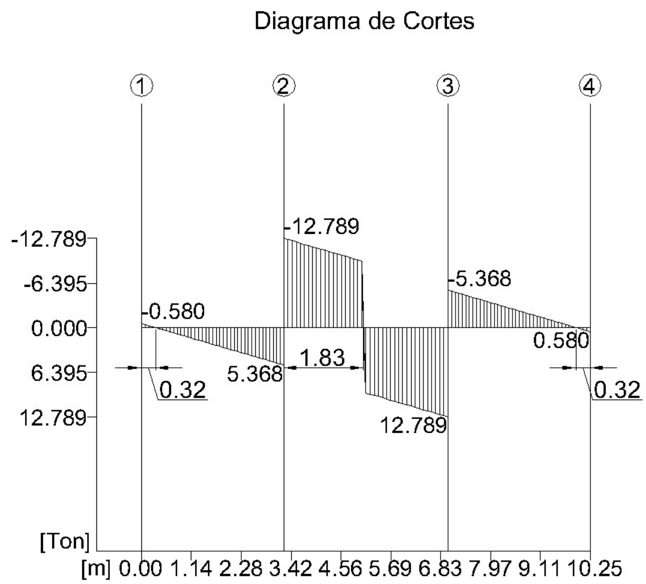
$q_1\ = q_2\ = q_3\ = 912\, kg\Big/m + 918\, kg\Big/m\ = 1.830\, kg\Big/m$

$P_2\ = 18,72\, tn\ = 18.720\, kg$



Diagramas de esfuerzos:





Cálculo de armadura inferior:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\dfrac{M_e\left[t\cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\dfrac{1,43}{0,2}}} = 21,47$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,44 \\ K_z = 0,95 \\ K_x = 0,15 \end{cases}$$

$$A_{s\inf}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{h\left[m\right]}\cdot K_e = \frac{1,43}{0,574}\cdot 0,44 = 1,10\,cm^2$$

$$A_{s\inf} \Rightarrow 2\phi 10mm = 1,57\,cm^2$$

Viga V108 y V208

Cálculo de armadura inferior:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\frac{12,98}{0,2}}} = 7,13$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,48 \\ K_z = 0,87 \\ K_x = 0,34 \end{cases}$$

$$A_{s\inf}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{h\left[m\right]}\cdot K_e = \frac{7,13}{0,574}\cdot 0,48 = 10,85\,cm^2$$

$$A_{s\inf} \Rightarrow 4\phi 20mm = 12,56\,cm^2$$

Apoyo N° 2 y N°3

Calculo armadura negativa:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\frac{7,78}{0,2}}} = 9,20$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,46 \\ K_z = 0,91 \\ K_x = 0,26 \end{cases}$$

$$A_{s\sup}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{h\left[m\right]}\cdot K_e = \frac{9,20}{0,574}\cdot 0,46 = 6,23\,cm^2$$

$$A_{s\sup} \Rightarrow 2\phi 20mm = 6,28\,cm^2$$

Verificación al corte:

Apoyo N° 1, N° 2 a la izquierda, N° 3 a la derecha y N° 4:

$$Q = 5368\,kg \qquad x_m = 3,25\,m \qquad r = \frac{h+c}{2} = 28,8cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z \cdot h \cdot b_0} = \frac{5368}{0,91 \cdot 57,4 \cdot 20} = 5,14\, kg/cm^2$$

$$máx\, \tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{(x_m - r)}{x_m} = 5,14 \cdot \frac{(325 - 28,8)}{325} = 4,68\, kg/cm^2$$

Como $máx\, \tau_0 < \tau_{012} \Rightarrow 7,50\, kg/cm^2$ (según CIRSOC – Tabla N°6 Anexo), se debe colocar una armadura de corte capaz de absorber una tensión:

$$\tau = 0,4 \cdot máx\, \tau_0\, (Zona\, 1)$$

$$\tau = 1,87\, kg/cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{1,87\, kg/cm^2}{2400\, kg/cm^2} \cdot 20\, cm \cdot \frac{1}{sen\, 90 + cos\, 90} \cdot 100\, cm/m = 1,56\, cm^2/m$$

Según CIRSOC 201-82-Tabla 31, para vigas en zona de corte 1 la separación entre estribos debe ser menor a 0,8 d_0 ó 30 cm

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6\, c\, /\, 30\, cm = \frac{0,28\, cm^2 \cdot 2}{0,30\, m} = 1,87\, cm^2/m$$

Apoyo N° 2 a la derecha y N° 3 a la izquierda:

$$Q = 12.789\, kg \qquad x_m = 1,83\, m \qquad r = \frac{h + c}{2} = 28,8 cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z \cdot h \cdot b_0} = \frac{12.789}{0,91 \cdot 57,4 \cdot 20} = 12,24\, kg/cm^2$$

$$máx\, \tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{(x_m - r)}{x_m} = 12,24 \cdot \frac{(183 - 28,8)}{183} = 10,31\, kg/cm^2$$

Como $\tau_{012} < máx\, \tau_0 < \tau_{02} \Rightarrow 7,50 < máx\, \tau_0 < 18,00$ según CIRSOC se debe determinar una tensión de dimensionamiento τ para calcular la armadura necesaria cuyo valor es:

$$\tau = \frac{\tau_0^2}{\tau_{02}} \geq 0,4 \cdot máx\,\tau_0 \quad (Zona\,2)$$
$$\tau = 8,32\,kg/cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{8,32\,kg/cm^2}{2400\,kg/cm^2} \cdot 20\,cm \cdot \frac{1}{sen\,90 + cos\,90} \cdot 100\,cm/m = 6,93\,cm^2/m$$

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 8\,c\,/\,10\,cm = \frac{0,50\,cm^2 \cdot 2}{0,10\,m} = 10,00\,cm^2/m$$

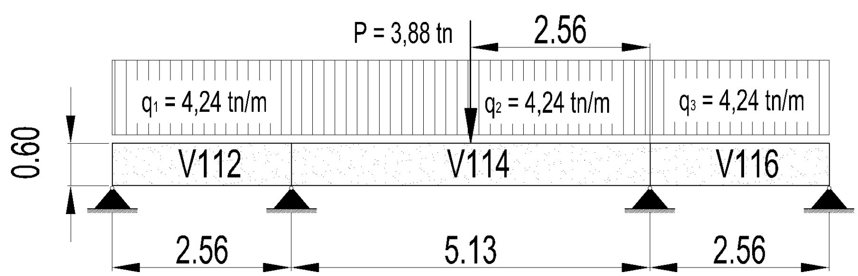
Viga V112, V212, V116 y V216

Análisis de carga:

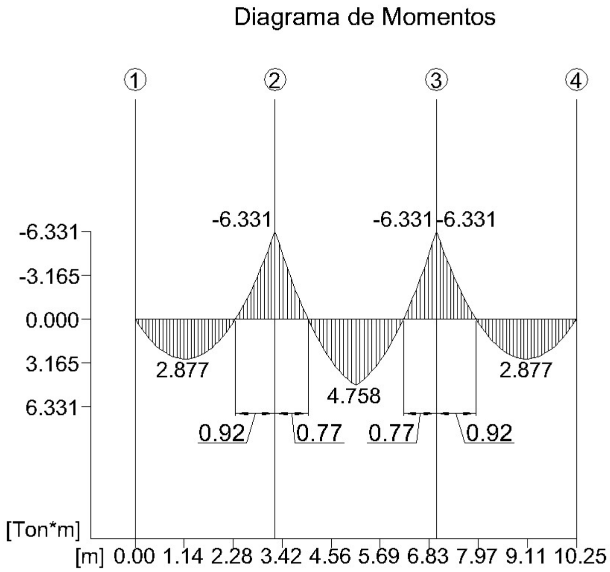
$$\begin{cases} Peso\ propio\ viga & = 0,20m \cdot 0.60m \cdot 2400\,kg/m^3 = 288\,kg/m \\ Peso\ mampostería & = 0,20m \cdot 2,40m \cdot 1300\,kg/m^3 = 624\,kg/m \end{cases}$$
$$Peso\ total\ viga\ y\ mampostería \rightarrow \boxed{g = 912\,kg/m}$$

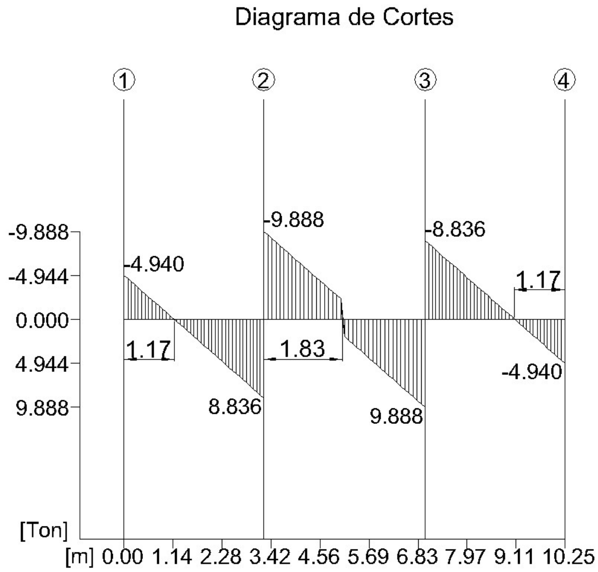
Carga por viga

$$q_1 = q_2 = q_3 = 912\,kg/m + 918\,kg/m + 2.409\,kg/m = 4239\,kg/m$$
$$P_2 = 3.88\,tn = 3880\,kg$$



Diagramas de esfuerzos:





Cálculo de la armadura inferior:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\dfrac{M_e\left[t\cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\dfrac{2,88}{0,2}}} = 15,13$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,44 \\ K_z = 0,95 \\ K_x = 0,15 \end{cases}$$

$$A_{s\inf}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{h\left[m\right]}\cdot K_e = \frac{2,88}{0,574}\cdot 0,44 = 2,21\,cm^2$$

$$A_{s\inf} \Rightarrow 2\phi 12mm = 2,26\,cm^2$$

Viga V114 y V214

Cálculo de la armadura inferior:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\frac{4,76}{0,2}}} = 11,77 \Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,45 \\ K_z = 0,93 \\ K_x = 0,21 \end{cases}$$

$$A_{s\,\text{inf}}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{h\left[m\right]}\cdot K_e = \frac{4,76}{0,574}\cdot 0,45 = 3,73\,cm^2$$

$$A_{s\,\text{inf}} \Rightarrow 2\phi 16mm = 4,02\,cm^2$$

Apoyo N° 2 y N°3

Calculo de la armadura negativa:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{57,4}{\sqrt{\frac{6,33}{0,2}}} = 10,20$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,45 \\ K_z = 0,93 \\ K_x = 0,21 \end{cases}$$

$$A_{s\,\text{sup}}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{h\left[m\right]}\cdot K_e = \frac{6,33}{0,574}\cdot 0,45 = 4,96\,cm^2$$

$$A_{s\,\text{sup}} \Rightarrow 2\phi 20mm = 6,28\,cm^2$$

Verificación al corte:

Apoyo N° 1, N° 2 a la izquierda, N° 3 a la derecha y N° 4:

$Q = 8836\,kg$ $\qquad$ $x_m = 2,08\,m$ $\qquad$ $r = \frac{h+c}{2} = 28,8cm$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z\cdot h\cdot b_0} = \frac{8836}{0,93\cdot 57,4\cdot 20} = 8,28\,kg/cm^2$$

$$máx\,\tau_0 = \tau_0\cdot\frac{\left(x_m - r\right)}{x_m} = 8,28\cdot\frac{\left(208-28,8\right)}{208} = 7,13\,kg/cm^2$$

Como $máx\,\tau_0 < \tau_{012} \Rightarrow 7,50\,kg/cm^2$ (según CIRSOC – Tabla N°6 Anexo), se debe colocar una armadura de corte capaz de absorber una tensión:

$$\tau = 0,4 \cdot máx\, \tau_0 \, (Zona\, 1)$$
$$\tau = 2,85\, kg/cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{1,87\, kg/cm^2}{2400\, kg/cm^2} \cdot 20\, cm \cdot \frac{1}{sen\, 90 + cos\, 90} \cdot 100\, cm/m = 2,38\, cm^2/m$$

Según CIRSOC 201-82-Tabla 31, para vigas en zona de corte 1 la separación entre estribos debe ser menor a 0,8 d_0 ó 30 cm

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6\, c\, /\, 20\, cm = \frac{0,28\, cm^2 \cdot 2}{0,20\, m} = 2,80\, cm^2/m$$

Apoyo N° 2 a la derecha y N° 3 a la izquierda:

$$Q = 9888\, kg \qquad x_m = 1,83\, m \qquad r = \frac{h + c}{2} = 28,8 cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z \cdot h \cdot b_0} = \frac{9888}{0,93 \cdot 57,4 \cdot 20} = 9,26\, kg/cm^2$$
$$máx\, \tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{(x_m - r)}{x_m} = 9,26 \cdot \frac{(183 - 28,8)}{183} = 7,80\, kg/cm^2$$

Como $\tau_{012} < máx\, \tau_0 < \tau_{02} \Rightarrow 7,50 < máx\, \tau_0 < 18,00$ según CIRSOC se debe determinar una tensión de dimensionamiento τ para calcular la armadura necesaria cuyo valor es:

$$\tau = \frac{\tau_0^2}{\tau_{02}} \geq 0,4 \cdot máx\, \tau_0 \quad (Zona\, 2)$$
$$\tau = 4,78\, kg/cm^2$$

Se adopta:

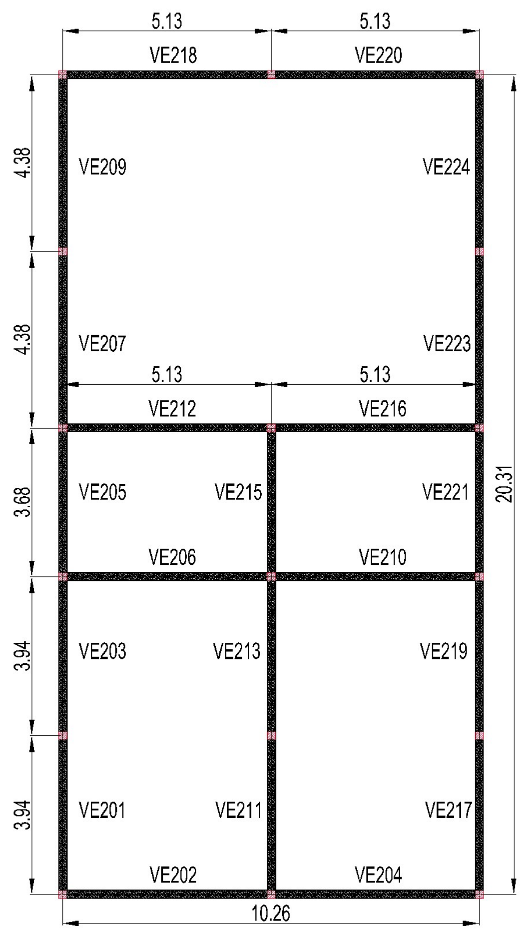
Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{4,78\, kg/cm^2}{2400\, kg/cm^2} \cdot 20\, cm \cdot \frac{1}{sen\, 90 + cos\, 90} \cdot 100\, cm/m = 3,98\, cm^2/m$$

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6\, c\ /\ 10\, cm = \frac{0,28\, cm^2 \cdot 2}{0,10\, m} = 5,60\, cm^2/m$$

Encadenados Superiores



Encadenados superioriores transversales VE202 y VE204

<u>Datos:</u>

$$Luz\ de\ cálculo = 5,13\, m$$

$$Espesor\ de\ pared = E_0 = 0,20\, m$$

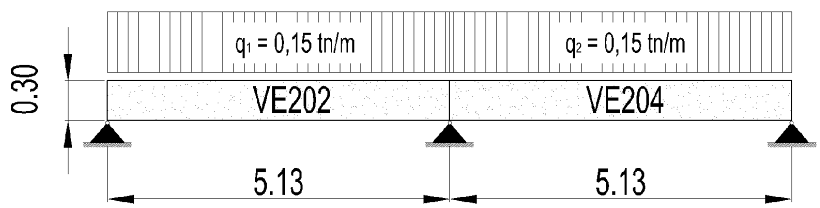
Predimensionado

Por condición de deformación:

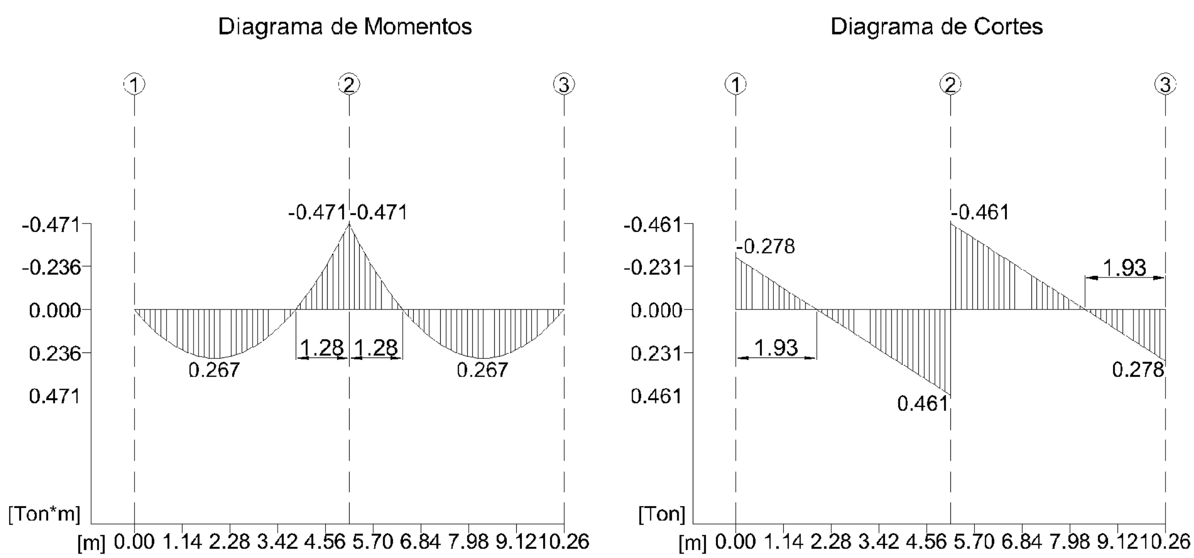
$$h_0 \geq \frac{\alpha \cdot L_c}{16} = \frac{1 \cdot 513}{16} = 32,06\,cm$$
$$d_0 = 32,06cm + 2\,cm + 0,6\,cm = 34,66\,cm$$
$$Se\,adopta:\ d_0 = 30\,cm \Rightarrow h_0 = 30\,cm - 2,6\,cm = 27,4\,cm$$
$$Se\,adopta:\ b_0 = 20\,cm$$

Análisis de carga:

$$Peso\ propio\ viga \qquad = 0,20m \cdot 0.30m \cdot 2400\,kg/m^3 = 144\,kg/m$$
$$Peso\ total\ viga\ y\ mampostería \rightarrow \boxed{g = 144\,kg/m}$$



Diagramas de esfuerzos:



Cálculo de la armadura inferior:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{27,4}{\sqrt{\frac{0,27}{0,2}}} = 23,58$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,43 \\ K_z = 0,96 \\ K_x = 0,11 \end{cases}$$

$$A_{s\inf}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{h\left[m\right]}\cdot K_e = \frac{0,27}{0,274}\cdot 0,43 = 0,42\,cm^2$$

$$A_{s\inf} \Rightarrow 2\phi 8mm = 1,00\,cm^2$$

Apoyo N°2

Cálculo de la armadura negativa:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{27,4}{\sqrt{\frac{0,47}{0,2}}} = 17,87$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,44 \\ K_z = 0,95 \\ K_x = 0,15 \end{cases}$$

$$A_{s\sup}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{h\left[m\right]}\cdot K_e = \frac{0,47}{0,274}\cdot 0,44 = 0,75\,cm^2$$

$$A_{s\sup} \Rightarrow 2\phi 8mm = 1,00\,cm^2$$

Apoyos:

$$Q = 461\,kg \qquad x_m = 3,20\,m \qquad r = \frac{h+c}{2} = 18,7cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z\cdot h\cdot b_0} = \frac{461}{0,95\cdot 27,4\cdot 20} = 0,89\,kg/cm^2$$

$$máx\,\tau_0 = \tau_0\cdot\frac{\left(x_m - r\right)}{x_m} = 0,70\cdot\frac{\left(320-18,7\right)}{320} = 0,66kg/cm^2$$

Como $máx\,\tau_0 < \tau_{012} \Rightarrow 7{,}50\,kg/cm^2$ (según CIRSOC – Tabla N°6 Anexo), se debe colocar una armadura de corte capaz de absorber una tensión:

$$\tau = 0{,}4 \cdot máx\,\tau_0\,(Zona\,1)$$
$$\tau = 0{,}26\,kg/cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{0{,}26\,kg/cm^2}{2400\,kg/cm^2} \cdot 20\,cm \cdot \frac{1}{sen\,90 + cos\,90} \cdot 100\,cm/m = 0{,}22\,cm^2/m$$

Según CIRSOC 201-82-Tabla 31, para vigas en zona de corte 1 la separación entre estribos debe ser menor a 0,8 d_0 ó 30 cm

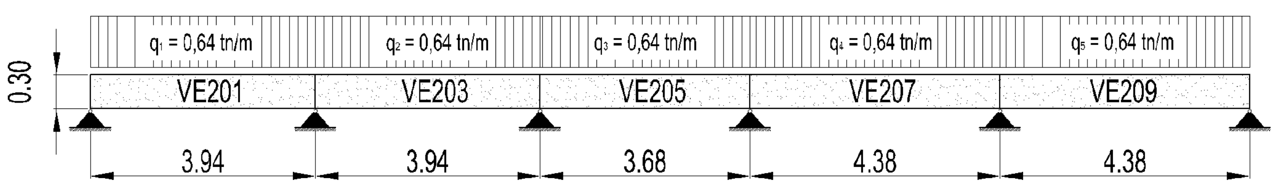
Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6c\ /\ 30\,cm = \frac{0{,}28\,cm^2 \cdot 2}{0{,}30\,m} = 1{,}87\,cm^2/m$$

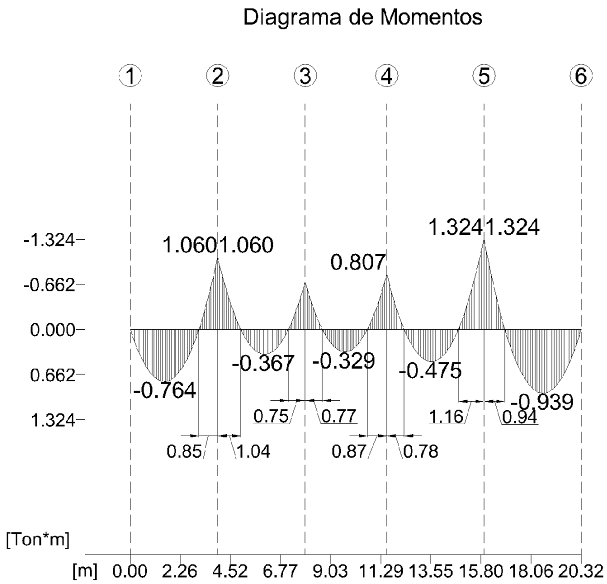
Encadenados superioriores longitudinales VE201, VE203, VE205, VE207 y VE209

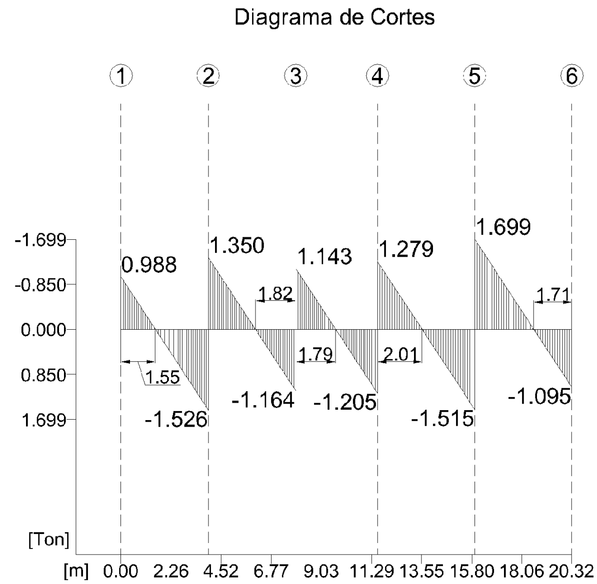
Encadenado superior vigas de borde

$$\begin{cases} Peso\ propio\ viga & = 0{,}20m \cdot 0.30m \cdot 2400\,kg/m^3 = 144\,kg/m \\ Peso\ \ mampostería & = 0{,}20m \cdot 1{,}90m \cdot 1300\,kg/m^3 = 494\,kg/m \end{cases}$$
$$Peso\,total\,viga\,y\,mampostería \rightarrow \boxed{g = 638\,kg/m}$$



Diagramas de esfuerzos:





Cálculo de la armadura inferior:

Para el mismo se utilizara la misma armadura en todos los tramos por lo cual se consideran los máximos valores para el cálculo.

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\dfrac{M_e\left[t\cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{27,4}{\sqrt{\dfrac{0,94}{0,2}}} = 12,45 \Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,45 \\ K_z = 0,93 \\ K_x = 0,21 \end{cases}$$

$$A_{s\inf}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{h\left[m\right]}\cdot K_e = \frac{0,94}{0,274}\cdot 0,45 = 1,54\,cm^2$$

$$A_{s\inf} \Rightarrow 2\phi 10mm = 1,57\,cm^2$$

Apoyo

Cálculo de la armadura negativa:

$$Kh = \frac{h_0\left[cm\right]}{\sqrt{\frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{b\left[m\right]}}} = \frac{27,4}{\sqrt{\frac{1,32}{0,2}}} = 10,51 \Rightarrow \begin{cases} K_e = 0,45 \\ K_z = 0,93 \\ K_x = 0,21 \end{cases}$$

$$A_{s\sup}\left[cm^2\right] = \frac{M_e\left[t\cdot m\right]}{h\left[m\right]}\cdot K_e = \frac{1,32}{0,274}\cdot 0,45 = 2,17\,cm^2$$

$$A_{s\sup} \Rightarrow 2\phi 12mm = 2,26\,cm^2$$

Verificación al corte:

Apoyos:

$$Q = 1699\,kg \qquad x_m = 2,66\,m \qquad r = \frac{h+c}{2} = 18,7cm$$

Valor básico de la tensión de corte para el apoyo:

$$\tau_0 = \frac{Q}{K_z\cdot h\cdot b_0} = \frac{1699}{0,93\cdot 27,4\cdot 20} = 3,33\,kg/cm^2$$

$$máx\,\tau_0 = \tau_0\cdot\frac{\left(x_m - r\right)}{x_m} = 3,33\cdot\frac{\left(266-18,7\right)}{266} = 3,10kg/cm^2$$

Como $máx\,\tau_0 < \tau_{012} \Rightarrow 7,50\,kg/cm^2$ (según CIRSOC – Tabla N°6 Anexo), se debe colocar una armadura de corte capaz de absorber una tensión:

$$\tau = 0,4\cdot máx\,\tau_0\,(Zona\,1)$$

$$\tau = 1,24\,kg/cm^2$$

Se adopta:

Armadura necesaria:

$$fe_{Bii} = \frac{Fe_{Bii}}{e_{Bii}} = \frac{2,84\,kg/cm^2}{2400\,kg/cm^2}\cdot 20\,cm\cdot\frac{1}{sen\,90 + cos\,90}\cdot 100\,cm/m = 1,03\,cm^2/m$$

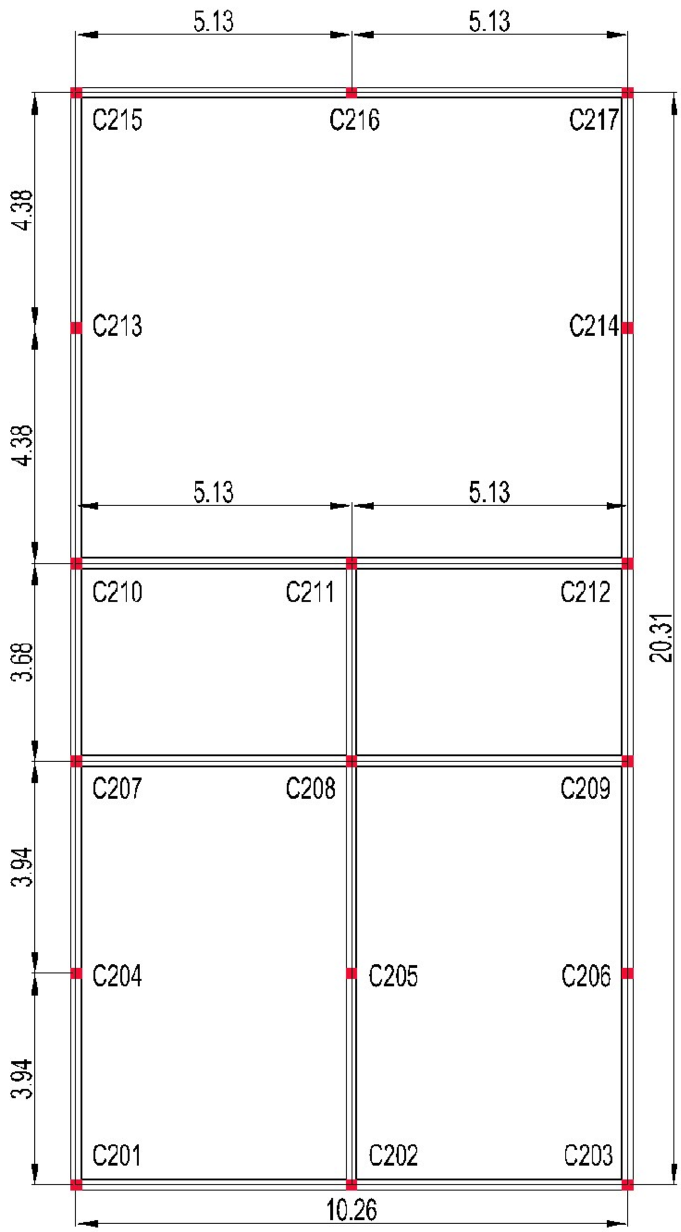
Según CIRSOC 201-82-Tabla 31, para vigas en zona de corte 1 la separación entre estribos debe ser menor a 0,8 d_0 ó 30 cm

Se adopta:

$$estribos \rightarrow \phi 6c\ /\ 30\,cm = \frac{0,28\,cm^2\cdot 2}{0,30\,m} = 1,87\,cm^2/m$$

Cálculo de columnas

Columnas Segundo Piso



Columna C201, C203, C215 y C217 Segundo Piso

Análisis de cargas

Determinación de las cargas y momentos

La carga total actuante sobre una columna es igual al peso propio, reacciones de apoyo de vigas concurrentes y la carga que transmite la cubierta de techo.

En este caso sobre esta columna C201 actúan las vigas de encadenado VE202 y VE201 que transmiten las cargas y momentos flectores al nudo.

$$Dimensiones \rightarrow b = 0,20\,m;\; d = 0,20\,m$$

$$Peso\,Propio \rightarrow Pp = 2,4\frac{tn}{m^3}\cdot 2,56m\cdot\left(0,20\,m\right)^2 \Rightarrow Pp = 0,25\,tn$$

$$Carga\,Superior \rightarrow Ps = 0,99\,tn + 0,28\,tn + 1,8\,tn \Rightarrow Ps = 3,10\,tn$$

$$\boxed{Carga\,Actuante\,Total \rightarrow Pt = Pp + Ps = 3,35\,tn}$$

Momentos flectores

La columna debe verificarse a flexión oblicua y debemos considerar el efecto pórtico creado por la unión de las vigas adyacentes, los momentos flexores a considerar son:

En el apoyo exterior de la viga: $M_3 = Me\cdot\dfrac{c_S + c_i}{1 + c_S + c_i}$

En la cabeza de la columna: $Ms = M_3\cdot\dfrac{c_i}{c_S + c_i}$

En el pie de la columna: $M_i = \dfrac{M_S}{2}$

Donde:

$$Me = \;Momento\;en\;el\;extremo\;de\;la\;viga, supuesta\,perfectamente\;empotrada.$$

$$c_S = \frac{l_V}{h_S}\cdot\frac{I_S}{I} \rightarrow Relaciona\,la\,viga\,con\,la\,columna\,superior, en\,este\,caso\,es\,nulo$$

$$c_i = \frac{l_V}{h_i}\cdot\frac{I_i}{I} \rightarrow Relaciona\,la\,viga\,con\,la\,columna\,inferior$$

Siendo:

$l_V = \;longitud\;de\;la\;viga.$

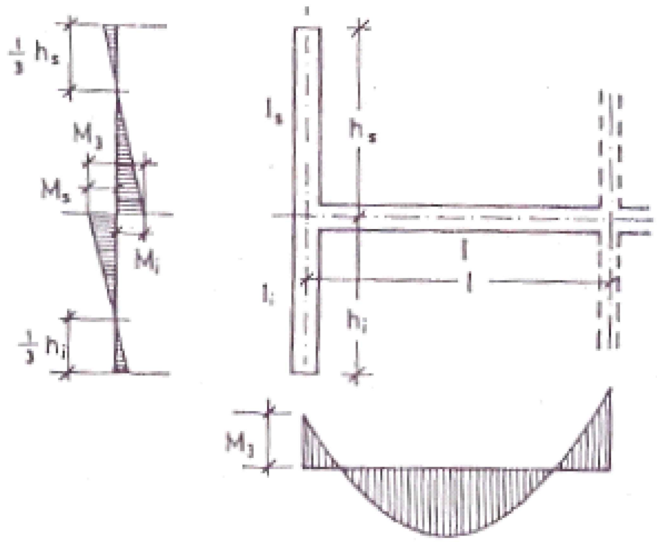
$I = momento\;de\;inercia\;de\;la\;viga.$

$I_i = momento\;de\;inercia\;de\;la\;columna\,inferior.$

$I_S = momento\;de\;inercia\;de\;la\;columna\,superior.$

$h_i = altura\;de\;la\;columna\;inferior.$

$h_S = altura\;de\;la\;columna\;superior.$



Momento en dirección x-x (Viga VE202):

$$L_2 = 5{,}13\,m$$

$$Me = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{0{,}15\,t/m \cdot 5{,}13m^2}{12} = 0{,}33\,t\,m = 33\,t\,cm$$

$$c_s = \frac{l_v}{h_s} \cdot \frac{I_s}{I} = 0{,}00$$

$$c_i = \frac{l_v}{h_i} \cdot \frac{I_i}{I} = \frac{5{,}13\,m}{2{,}56\,m} \cdot \frac{1{,}33 \cdot 10^{-4}\,m^4}{4{,}5 \cdot 10^{-4}\,m^4} = 0{,}59$$

$$M_3 = 33\,t\,cm \cdot \frac{0{,}00 + 0{,}59}{1 + 0{,}00 + 0{,}59} = 12{,}24\,t\,cm$$

$$M_S = 12{,}24t\,cm \cdot \frac{0{,}59}{0{,}00 + 0{,}59} = 12{,}24\,t\,cm$$

$$M_i = \frac{12{,}24}{2} = 6{,}12\,t\,cm$$

Momento en dirección y-y (Viga VE201):

$$L_1 = 3{,}94\,m$$

$$Me = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{0,64\,t/m \cdot 3,94m^2}{12} = 0,21\,t\,m = 21\,t\,cm$$

$$c_s = \frac{l_v}{h_s} \cdot \frac{I_s}{I} = 0,00$$

$$c_i = \frac{l_v}{h_i} \cdot \frac{I_i}{I} = \frac{3,94\,m}{2,56\,m} \cdot \frac{1,33 \cdot 10^{-4}\,m^4}{4,5 \cdot 10^{-4}\,m^4} = 0,455$$

$$M_3 = 21\,t\,cm \cdot \frac{0,00 + 0,455}{1 + 0,00 + 0,455} = 6,57\,t\,cm$$

$$M_S = 6,57\,t\,cm \cdot \frac{0,455}{0,00 + 0,455} = 6,57\,t\,cm$$

$$M_i = \frac{6,57}{2} = 3,28\,t\,cm$$

Predimensionado

$$A_b = \frac{3,35\,tn}{0,072\,tn/cm^2} = 46,53\,cm^2$$

$$d = \frac{46,53\,cm^2}{20\,cm} \approx 3\,cm$$

Adoptamos la sección mínima establecida por reglamento: $d = b = 20\,cm$

Verificación de la seguridad al pandeo

Longitud de pandeo S_K en la dirección y-y

Para hallar el valor de S_K, primero se debe conocer el valor de β que se obtiene con el nomograma de Johnston y Mc Gregor.

$$K_A = \frac{Suma\,de\,rigideces\,de\,columnas\,concurrentes\,en\,A}{Suma\,de\,rigideces\,de\,vigas\,concurrentes\,en\,A}$$

$$K_A = \frac{\Sigma\left(E \cdot I_s / h_s\right)}{\Sigma\left(E \cdot I_v / l_v\right)} = \frac{\Sigma\left(b_c \cdot d_c^{\,3} / 12 \cdot h_s\right)}{\Sigma\left(b_v \cdot d_v^{\,3} / 12 \cdot l_v\right)} = \frac{0,20^4 / 2,56}{0,20 \cdot 0,30^3 / 5,13 + 0,20 \cdot 0,30^3 / 3,94} = 0,26$$

$$K_B = \frac{\Sigma\left(b_c \cdot d_c^{\,3} / 12 \cdot h_s\right)}{\Sigma\left(b_v \cdot d_v^{\,3} / 12 \cdot l_v\right)} = \frac{0,20^4 / 2,56 + 0,30 \cdot 0,20^3 / 2,40}{0,20 \cdot 0,60^3 / 5,13 + 0,20 \cdot 0,60^3 / 3,94} = 0,03$$

$$\left.\begin{aligned} K_A &= 0,26 \\ K_B &= 0,03 \end{aligned}\right\} \beta = 0,6$$

$$S_K = 0,6 \cdot 256\,cm = 153,60\,cm$$

Para estar del lado de la seguridad, suponemos ambos vínculos articulados, porque así β=1, su valor máximo. Se aplicará esta simplificación para el resto de las columnas.

Esbeltez λ

Radio de giro para secciones cuadradas de lado “l”:

$$i_{mín} = \frac{l}{\sqrt{12}} = \frac{0,20}{\sqrt{12}} = 0,058m$$

Esbeltez existente:

$$\lambda_{exist} = \frac{S_K}{i_{mín}} = \frac{2,56\,m}{0,058\,m} = 44,14 \rightarrow Mediana\ \ Esbeltez$$

Esbeltez límite:

$$\lambda_{lim} = 45 - 25 \cdot \frac{M_1}{M_2} = 45 - 25 \cdot \frac{3,28}{6,57} = 32,52$$

En este caso se cumple que:

$$\lambda_{exist} > \lambda_{lim}$$

En este caso se debería dimensionar la columna con momento de 2° orden.

Como tenemos esbeltez moderada, se debe calcular “*e*”.

$$e = \frac{0,65 \cdot M_2 + 0,35 \cdot M_1}{N}$$

$Siendo:$

$e = Mayor\ excentricidad\ prevista\ debido\ alas\ cargas\ de\ servicio\, en\ el\ tercio$
$central\ de\ la\ longitud\ equivalente\ S_K.$

$M_1\ y\ M_2\ \ los\, momentos\, flexores\, en\, los\, bordes\, de\, la\, columna, con \left|M_2\right| \geq \left|M_1\right|$

$$e = \frac{0,65 \cdot 6,57 + 0,35 \cdot 3,28}{3,35} = 1,44 \rightarrow e_r = \frac{1,44}{20} = 0,072 \rightarrow Excentricidad\, Relativa$$

$$Como\ e_r < 3,5 \rightarrow dimensionamiento\, con\, M2^{\circ}\, orden\, y\, esfuerzo\, N$$

Al estar en $\lambda_{lim} < \lambda_{exist} \leq 70$ Calculamos la excentricidad adicional "***f***" que incluye la excentricidad no prevista $e_u = \frac{S_K}{300}$:

$$0 \leq \frac{e}{d} = 0,072 < 0,30$$
$$\Rightarrow f = b \cdot \frac{\lambda - 20}{100} \cdot \sqrt{0,10 + \frac{e}{d}} \geq 0$$
$$\Rightarrow f = 20 \cdot \frac{44,14 - 20}{100} \cdot \sqrt{0,10 + 0,072} \Rightarrow f = 2,00\, cm$$

Finalmente, calculamos el momento de 2[do] Orden como:

$$M^{2do} = N \cdot \left(e + f\right) = 3,35\, tn \cdot \left(1,44\, cm + 2,00\, cm\right) \Rightarrow \boxed{M^{2do} = 11,52\, tn\, cm}$$

De acuerdo al diagrama de flujo, debemos dimensionar con los ábacos de interacción, con:

$$\begin{cases} M^{2do} = 11,52\, tn\, cm \\ N = 3,35\, tn \end{cases}$$

Dimensionamiento de armadura en x-x

Se ingresa al nomograma con: n, m

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta r} = \frac{3,35\, t}{20\, cm \cdot 20\, cm \cdot 0,175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0,048$$
$$m_y = \frac{M^{2do}}{b \cdot d^2 \cdot \beta r} = \frac{11,52\, t\, cm}{20\, cm \cdot \left(20\, cm\right)^2 \cdot 0,175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0,008$$

Longitud de pandeo S_K en la dirección x-x

Adoptamos el valor de $S_K = S_{Col} \Rightarrow \beta = 1$ para estar del lado de la seguridad.

Esbeltez λ

Radio de giro para secciones cuadradas de lado "l":

$$i_{mín} = \frac{l}{\sqrt{12}} = \frac{0,20}{\sqrt{12}} = 0,058m$$

Esbeltez existente:

$$\lambda_{exist} = \frac{S_K}{i_{mín}} = \frac{2,56\,m}{0,058m} = 44{,}14 \rightarrow Mediana\ \ Esbeltez$$

Esbeltez límite:

$$\lambda_{lim} = 45 - 25 \cdot \frac{M_1}{M_2} = 45 - 25 \cdot \frac{6,12}{12,24} = 11,50$$

En este caso se cumple que:

$$\lambda_{exist} > \lambda_{lim}$$

En este caso se debería dimensionar la columna con momento de 2° orden.

Como tenemos esbeltez moderada, se debe calcular "*e*".

$$e = \frac{0,65 \cdot M_2 + 0,35 \cdot M_1}{N}$$

$$Siendo:$$

$$e = Mayor\ \ excentricidad\ \ prevista\ \ debido\ \ alas\ \ cargas\ \ de\ \ servicio\, en\ \ el\ \ tercio$$
$$central\ \ de\ \ la\ \ longitud\ \ equivalente\ \ S_K.$$
$$M_1\ y\, M_2\ \ los\, momentos\, flexores\, en\, los\, bordes\, de\, la\, columna, con \left|M_2\right| \geq \left|M_1\right|$$

$$e = \frac{0,65 \cdot 12,24 + 0,35 \cdot 6,12}{3,35} = 3,01 \rightarrow e_r = \frac{3,01}{20} = 0,15 \rightarrow Excentricidad\, Relativa$$
$$Como\ \ e_r < 3,5 \rightarrow dimensionamiento\, con\, M2^\circ\, orden\, y\, esfuerzo\, N$$

Al estar en $\lambda_{lim} < \lambda_{exist} \leq 70$ Calculamos la excentricidad adicional "*f*" que incluye la

excentricidad no prevista $e_u = \dfrac{S_K}{300}$:

$$0 \leq \frac{e}{d} = 0{,}116 < 0{,}30$$
$$\Rightarrow f = b \cdot \frac{\lambda - 20}{100} \cdot \sqrt{0{,}10 + \frac{e}{d}} \geq 0$$
$$\Rightarrow f = 20 \cdot \frac{44{,}14 - 20}{100} \cdot \sqrt{0{,}10 + 0{,}15} \Rightarrow f = 2{,}41\,cm$$

Finalmente, calculamos el momento de 2do Orden como:

$$M^{2do} = N \cdot \left(e + f\right) = 3{,}35\,tn \cdot \left(3{,}01\,cm + 2{,}41\,cm\right) \Rightarrow \boxed{M^{2do} = 18{,}16\,tn\,cm}$$

De acuerdo al diagrama de flujo, debemos dimensionar con los ábacos de interacción, con:

$$\begin{cases} M^{2do} = 18{,}16\,tn\,cm \\ N = 3{,}35\,tn \end{cases}$$

Dimensionamiento de armadura en x-x

Se ingresa al nomograma con: n, m

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta r} = \frac{3{,}35\,t}{20\,cm \cdot 20\,cm \cdot 0{,}175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0{,}048$$
$$m_x = \frac{M^{2do}}{b \cdot d^2 \cdot \beta r} = \frac{18{,}16\,t\,cm}{20\,cm \cdot \left(20\,cm\right)^2 \cdot 0{,}175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0{,}013$$

Dimensionamiento de armadura

Debemos usar al ábaco para flexión oblicua (Diagrama de Roseta), eligiendo previamente una distribución de la armadura total, se elige distribuirla uniformemente colocada en los vértices (cuaderno 220, Pág. 97). Ingresamos con los siguientes valores

$$n = 0{,}048$$
$$m_x = 0{,}013 \quad y \qquad m_y = 0{,}008$$
$$Como\ m_y < m_x \Rightarrow \quad m_1 = m_x\,; \qquad m_2 = m_y$$

Ingresando con estos valores y con $d_1 / d = b_1 / b = 0{,}1$ se obtiene el grado mecánico ω_0.

Se determina que $\omega_0 = 0$, por lo tanto se adopta la sección de armadura mínima establecida por reglamento.

Se adopta como armadura longitudinal:

$$\boxed{A_S \rightarrow 4\,\phi 12\,mm = 4,52\,cm^2}$$

Estribos

Para los estribos, el diámetro mínimo para las barras $\phi 12 \leq 20\,mm$ corresponden $\phi 6\,mm$

La separación máxima de estribos es:

$$d\begin{cases} \leq 30\,cm \\ \leq 12 \cdot \phi_L = 12 \cdot 1,2\,cm = 14,4\,cm \end{cases}$$

Se adopta la separación menor: $\boxed{Estribos \rightarrow \phi 6\ \ cada\ 15\,cm}$

Columna C202, C207, C209, C210, C211 y C212 Segundo Piso

Análisis de cargas

Determinación de las cargas y momentos

La carga total actuante sobre una columna es igual al peso propio, reacciones de apoyo de vigas concurrentes y la carga que transmite la cubierta de techo.

En este caso sobre la columna más solicitada (C207) actúan las vigas de encadenado VE203, VE205 y VE206 que transmiten las cargas y momentos flectores al nudo.

$$Dimensiones \rightarrow b = 0,20\,m;\ d = 0,20\,m$$

$$Peso\,Propio \rightarrow Pp = 2,4\frac{tn}{m^3} \cdot 2,56m \cdot \left(0,20\,m\right)^2 \Rightarrow Pp = 0,25\,tn$$

$$Carga\,Superior \rightarrow Ps = 1,14\,tn + 1,16\,tn + 0,28\,tn + 1,8\,tn \Rightarrow Ps = 4,38\,tn$$

$$\boxed{Carga\,Actuante\,Total \rightarrow Pt = Pp + Ps = 4,63\,tn}$$

Momentos flectores

Como se trata de una columna de borde correspondiente a una estructura indesplazable, actúan las cargas axiles de pisos y el momento flector que transmite el extremo de la viga VE206. Se realiza la determinación del momento de transferencia mediante la relación de inercias y longitudes.

Pre dimensionado

Adoptamos como sección: $d = 20\,cm\ \ y\ \ b = 20\,cm$

Momento en dirección x-x (Viga VE206):

$$L_{E206} = 5,13\,m$$

$$Me = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{0{,}15\, t/m \cdot 5{,}13m^2}{12} = 0{,}33\, t\, m = 33\, t\, cm$$

$$c_s = \frac{l_v}{h_s} \cdot \frac{I_s}{I} = 0{,}00$$

$$c_i = \frac{l_v}{h_i} \cdot \frac{I_i}{I} = \frac{5{,}13\, m}{2{,}56\, m} \cdot \frac{1{,}33 \cdot 10^{-4}\ m^4}{4{,}5 \cdot 10^{-4}\ m^4} = 0{,}59$$

$$M_3 = 33\, t\, cm \cdot \frac{0{,}00 + 0{,}59}{1 + 0{,}00 + 0{,}59} = 12{,}25\, t\, cm$$

$$M_S = 12{,}25t\, cm \cdot \frac{0{,}59}{0{,}00 + 0{,}59} = 12{,}25\, t\, cm$$

$$M_i = \frac{12{,}25\, t\, cm}{2} = 6{,}125\, t\, cm$$

Verificación de la seguridad al pandeo

Longitud de pandeo S_K en la dirección x-x

Adoptamos el valor de $S_K = S_{Col} = 256\, cm \Rightarrow \beta = 1$ para estar del lado de la seguridad.

Esbeltez λ

Radio de giro para secciones cuadradas de lado "l":

$$i_{mín} = \frac{l}{\sqrt{12}} = \frac{0{,}20}{\sqrt{12}} = 0{,}058m$$

Esbeltez existente:

$$\lambda_{exist} = \frac{S_K}{i_{mín}} = \frac{2{,}56\, m}{0{,}058m} = 44{,}14 \rightarrow Mediana\ \ Esbeltez$$

Esbeltez límite:

$$\lambda_{lim} = 45 - 25 \cdot \frac{M_1}{M_2} = 45 - 25 \cdot \frac{6{,}125}{12{,}25} = 32{,}50$$

En este caso se cumple que:

$$\lambda_{exist} > \lambda_{lim}$$

En este caso se debería dimensionar la columna con momento de 2° orden.

Como tenemos esbeltez moderada, se debe calcular “*e*”.

$$e = \frac{0,65 \cdot M_2 + 0,35 \cdot M_1}{N}$$

$$e = \frac{0,65 \cdot 12,25 + 0,35 \cdot 6,125}{4,63} = 2,18 \rightarrow e_r = \frac{2,18}{20} = 0,11 \rightarrow Excentricidad\, Relativa$$

$$Como\ e_r < 3,5 \rightarrow dimensionamiento\, con\, M2^{\circ}\, orden\, y\, esfuerzo\, N$$

Al estar en $\lambda_{lim} < \lambda_{exist} \leq 70$ Calculamos la excentricidad adicional “*f*” que incluye la excentricidad no prevista $e_u = \frac{S_K}{300}$:

$$0 \leq \frac{e}{d} = 0,11 < 0,30$$

$$\Rightarrow f = d \cdot \frac{\lambda - 20}{100} \cdot \sqrt{0,10 + \frac{e}{d}} \geq 0$$

$$\Rightarrow f = 20 \cdot \frac{44,14 - 20}{100} \cdot \sqrt{0,10 + 0,11} \Rightarrow f = 2,21\, cm$$

Finalmente, calculamos el momento de 2^{do} Orden como:

$$M^{2do} = N \cdot \left(e + f\right) = 3,35\, tn \cdot \left(2,18\, cm + 2,21\, cm\right) \Rightarrow \boxed{M^{2do} = 14,71\, tn\, cm}$$

De acuerdo al diagrama de flujo, debemos dimensionar con los ábacos de interacción, con:

$$\begin{cases} M^{2do} = 14,71\, tn\, cm \\ N = 4,63\, tn \end{cases}$$

Dimensionamiento de armadura en x-x

Se ingresa al nomograma con: n, m

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta r} = \frac{4,63\, t}{20\, cm \cdot 20\, cm \cdot 0,175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0,07$$

$$m_x = \frac{M^{2do}}{b \cdot d^2 \cdot \beta r} = \frac{14,71\, t\, cm}{20\, cm \cdot \left(20\, cm\right)^2 \cdot 0,175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0,01$$

Dimensionamiento de armadura

Debemos usar el Diagrama de Interacción, para un factor de recubrimiento de 0,1 (cuaderno 220, Pág. 53). Obteniendo los siguientes valores:

Se determina que $\omega_0 = 0$, por lo tanto se adopta la sección de armadura mínima establecida por reglamento.

Se adopta como armadura longitudinal:

$$\boxed{A_S \rightarrow 4\,\phi 12\,mm = 4,52\,cm^2}$$

Estribos

Para los estribos, el diámetro mínimo para las barras $\phi 12 \leq 20\,mm$ corresponden $\phi 6\,mm$

La separación máxima de estribos es:

$$d\begin{cases} \leq 30\,cm \\ \leq 12 \cdot \phi_L = 12 \cdot 1,2\,cm = 14,4\,cm \end{cases}$$

Se adopta la separación menor: $\boxed{Estribos \rightarrow \phi 6\ \ cada\ \ 15\,cm}$

Columna C204, C205, C206, C208, C213, C214 y C216 Segundo Piso

Análisis de cargas

Determinación de las cargas y momentos

La carga total actuante sobre una columna es igual al peso propio, reacciones de apoyo de vigas concurrentes y la carga que transmite la cubierta de techo.

En este caso sobre la columna más solicitada (C213/ C216) actúan las vigas de encadenado VE207 y VE209 que transmiten las cargas y momentos flectores al nudo.

$$Dimensiones \rightarrow b = 0,20\,m;\ d = 0,20\,m$$

$$Peso\,Propio \rightarrow Pp = 2,4\frac{tn}{m^3} \cdot 2,56m \cdot \left(0,20\,m\right)^2 \Rightarrow Pp = 0,25\,tn$$

$$Carga\,Superior \rightarrow Ps = 1,70\,tn + 1,52\,tn + 1,8\,tn \Rightarrow Ps = 5,02\,tn$$

$$\boxed{Carga\,Actuante\,Total \rightarrow Pt = Pp + Ps = 5,27\,tn}$$

Momentos flectores

Como se trata de una columna interna correspondiente a una estructura indesplazable, no consideramos momentos flectores.

Pre dimensionado

Adoptamos como sección: $d = 20\,cm\;\; y\;\; b = 20\,cm$

Verificación de la seguridad al pandeo *en x-x (Idem y-y)*

Longitud de pandeo S_K

En la dirección $x - x$, procedemos tomando como longitud de pandeo (S_K) la altura de piso (s). Esta altura, la tomamos hasta el nivel de fondo de viga, obteniendo una longitud de 2,56 m.

Por ser una columna interna, de edificación común, indesplazable, cargada céntricamente, por lo que podemos adoptar la simplificación permitida por reglamento, considerando ambos extremos articulados $\beta = 1$.

$$S_K = \beta \cdot s = 1 \cdot 2,56\,m = 2,56\,m$$

Esbeltez λ

Radio de giro para la sección de lado "b":

$$i_{mín} = \frac{b}{\sqrt{12}} = \frac{0,20}{\sqrt{12}} = 0,058m$$

Esbeltez existente:

$$\lambda_{exist} = \frac{S_K}{i_{mín}} = \frac{2,56\,m}{0,058m} = 44,14 \rightarrow 20 < \lambda_{exist} < 70 \Rightarrow Mediana\;\; Esbeltez$$

Esbeltez límite:

$$\lambda_{lim} = 45 - 25 \cdot \frac{M_1}{M_2} = 45 - 25 \cdot \left(\frac{0}{0}\right) = 20$$

En este caso se cumple que:

$$\lambda_{exist} > \lambda_{lim}$$

En este caso se debería dimensionar la columna con momento de 2° orden.

Como tenemos esbeltez moderada, se debe calcular "*e*".

$$e = \frac{0,65 \cdot M_2 + 0,35 \cdot M_1}{N}$$

En este caso con $M_1 = M_2 = 0$, resulta:

$$e = 0 \rightarrow e_r = \frac{e}{d} = 0 \rightarrow Excentricidad\,Relativa$$

Al estar en $\lambda_{lim} < \lambda_{exist} \leq 70$ Calculamos la excentricidad adicional "*f*" que incluye la excentricidad no prevista $e_u = \frac{S_K}{300}$:

$$0 \leq \frac{e}{d} = 0 < 30$$

$$\Rightarrow f = b \cdot \frac{\lambda - 20}{100} \cdot \sqrt{0{,}10 + \frac{e}{b}} \geq 0 \Rightarrow f = 20 \cdot \frac{44{,}14 - 20}{100} \cdot \sqrt{0{,}10 + 0} \Rightarrow f = 4{,}83\,cm$$

Finalmente, calculamos el momento de 2^{do} Orden como:

$$M^{2do} = N \cdot \left(e + f\right) = 5{,}27\,tn \cdot \left(0 + 4{,}83\,cm\right) \Rightarrow \boxed{M^{2do} = 25{,}45\,tn\,cm}$$

De acuerdo al diagrama de flujo, debemos dimensionar con los ábacos de interacción, con:

$$\begin{cases} M^{2do} = 25{,}45\,tn\,cm \\ N = 5{,}27\,tn \end{cases}$$

Se ingresa al nomograma con: n, m

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta r} = \frac{5{,}27\,t}{20\,cm \cdot 20\,cm \cdot 0{,}175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0{,}07$$

$$m_x = \frac{M^{2do}}{b \cdot d^2 \cdot \beta r} = \frac{25{,}45\,t\,cm}{20\,cm \cdot \left(20\,cm\right)^2 \cdot 0{,}175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0{,}018$$

Debemos usar el Diagrama de Interacción, para un factor de recubrimiento de 0,1 (cuaderno 220, Pág. 53). Obteniendo los siguientes valores:

Se determina que $\omega_0 = 0$, por lo tanto se adopta la sección de armadura mínima establecida por reglamento.

Se adopta como armadura longitudinal:

$$\boxed{A_S \rightarrow 4\,\phi 12\,mm = 4{,}52\,cm^2}$$

Estribos

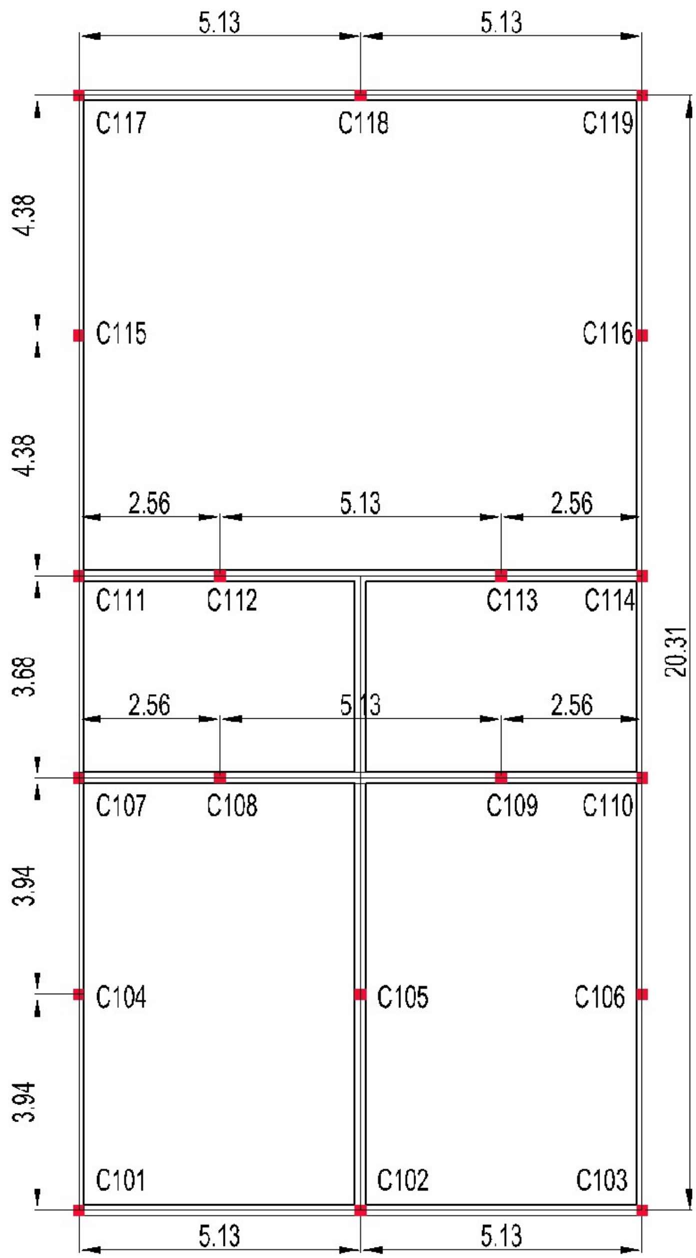
Para los estribos, el diámetro mínimo para las barras $\phi 12 \leq 20\,mm$ corresponden $\phi 6\,mm$

La separación máxima de estribos es:

$$d\begin{cases}\le 30\,cm \\ \le 12\cdot\phi_L = 12\cdot 1{,}2\,cm = 14{,}4\,cm\end{cases}$$

Se adopta la separación menor: $\boxed{Estribos \rightarrow \phi 6\ \ cada\ 15\,cm}$

Columnas Primer Piso



Columna C101, C103, C117 y C119 Primer Piso

Análisis de cargas

Determinación de las cargas y momentos

La carga total actuante sobre una columna es igual al peso propio, reacciones de apoyo de vigas concurrentes y la carga que transmite la columna de los pisos superiores.

En este caso sobre esta columna C101 actúan las vigas V202 y V201 que transmiten las cargas y momentos flectores al nudo.

$$Dimensiones \rightarrow b = 0,30\,m;\ d = 0,20\,m$$

$$Peso\,Propio \rightarrow Pp = 2,4\frac{tn}{m^3} \cdot 2,40m \cdot 0,30\,m \cdot 0,20\,m \Rightarrow Pp = 0,35\,tn$$

$$Carga\,Superior \rightarrow Ps = 3,95\,tn + 1,76\,tn + 3,35\,tn \Rightarrow Ps = 9,06\,tn$$

$$\boxed{Carga\,Actuante\,Total \rightarrow Pt = Pp + Ps = 9,41\,tn}$$

Momentos flectores

Momento en dirección x-x (Viga V202):

$$L_2 = 5,13\,m$$

$$Me = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{0,91\,t/m \cdot 5,13m^2}{12} = 2,00\,t\,m = 200\,t\,cm$$

$$c_s = \frac{l_v}{h_s} \cdot \frac{I_s}{I} = \frac{5,13\,m}{2,56\,m} \cdot \frac{1,33 \cdot 10^{-4}\,m^4}{3,6 \cdot 10^{-3}\,m^4} = 0,07$$

$$c_i = \frac{l_v}{h_i} \cdot \frac{I_i}{I} = \frac{5,13\,m}{2,40\,m} \cdot \frac{4,5 \cdot 10^{-4}\,m^4}{3,6 \cdot 10^{-3}\,m^4} = 0,27$$

$$M_3 = 200\,t\,cm \cdot \frac{0,07 + 0,27}{1 + 0,07 + 0,27} = 50,74\,t\,cm$$

$$M_S = 50,74\,t\,cm \cdot \frac{0,27}{0,07 + 0,27} = 40,29\,t\,cm$$

$$M_i = M_3 \cdot \frac{c_s}{c_s + c_i} = 50,74\,t\,cm \cdot \frac{0,07}{0,27 + 0,07} = 10,45\,t\,cm$$

Momento en dirección y-y (Viga V201):

$$L_1 = 3,94\,m$$

$$Me = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{2,58\, t/m \cdot 3,94m^2}{12} = 3,34\, t\, m = 334\, t\, cm$$

$$c_s = \frac{l_v}{h_s} \cdot \frac{I_s}{I} = \frac{3,94\, m}{2,56\, m} \cdot \frac{1,33 \cdot 10^{-4}\, m^4}{3,6 \cdot 10^{-3}\, m^4} = 0,057$$

$$c_i = \frac{l_v}{h_i} \cdot \frac{I_i}{I} = \frac{3,94\, m}{2,40\, m} \cdot \frac{2 \cdot 10^{-4}\, m^4}{3,6 \cdot 10^{-3}\, m^4} = 0,091$$

$$M_3 = 334\, t\, cm \cdot \frac{0,057 + 0,091}{1 + 0,057 + 0,091} = 43,06\, t\, cm$$

$$M_S = 43,06\, t\, cm \cdot \frac{0,091}{0,057 + 0,091} = 26,48\, t\, cm$$

$$M_i = M_3 \cdot \frac{c_s}{c_s + c_i} = 43,06\, t\, cm \cdot \frac{0,057}{0,057 + 0,091} = 16,58\, t\, cm$$

Predimensionado

$$A_b = \frac{9,29\, tn}{0,072\, tn/cm^2} = 129,03\, cm^2$$

$$d = \frac{129,03\, cm^2}{20\, cm} \approx 6,45\, cm$$

Adoptamos la sección mínima establecida por reglamento: $d = 30\, cm \ y \ b = 20\, cm$

Verificación de la seguridad al pandeo

Longitud de pandeo S_K en la dirección y-y

Adoptamos el valor de $S_K = S_{Col} = 2,40\, m \Rightarrow \beta = 1$ para estar del lado de la seguridad.

Esbeltez λ

Radio de giro mínimo para la sección:

$$i_{mín} = \sqrt{\frac{I_y}{Ag}} = \sqrt{\frac{2 \times 10^{-4}\, m^4}{0,06\, m^2}} = 0,058\, m$$

Esbeltez existente:

$$\lambda_{exist} = \frac{S_K}{i_{mín}} = \frac{2,40\,m}{0,058\,m} = 41,38 \rightarrow Mediana\ \ Esbeltez$$

Esbeltez límite:

$$\lambda_{lim} = 45 - 25 \cdot \frac{M_1}{M_2} = 45 - 25 \cdot \frac{16,58}{26,48} = 29,35$$

En este caso se cumple que:

$$\lambda_{exist} > \lambda_{lim}$$

En este caso se debería dimensionar la columna con momento de 2° orden.

Como tenemos esbeltez moderada, se debe calcular "*e*".

$$e = \frac{0,65 \cdot M_2 + 0,35 \cdot M_1}{N}$$

$$e = \frac{0,65 \cdot 26,48 + 0,35 \cdot 16,58}{9,41} = 2,45 \rightarrow e_r = \frac{2,45}{20} = 0,12 \rightarrow Excentricidad\,Relativa$$

$$Como\ \ e_r < 3,5 \rightarrow dimensionamiento\,con\,M2^{\circ}\,orden\,y\,esfuerzo\,N$$

Al estar en $\lambda_{lim} < \lambda_{exist} \leq 70$ Calculamos la excentricidad adicional "***f***" que incluye la excentricidad no prevista $e_u = \dfrac{S_K}{300}$:

$$0 \leq \frac{e}{d} = 0,116 < 0,30$$
$$\Rightarrow f = b \cdot \frac{\lambda - 20}{100} \cdot \sqrt{0,10 + \frac{e}{b}} \geq 0$$
$$\Rightarrow f = 20 \cdot \frac{41,38 - 20}{100} \cdot \sqrt{0,10 + 0,12} \Rightarrow f = 2,00\,cm$$

Finalmente, calculamos el momento de 2do Orden como:

$$M^{2do} = N \cdot \left(e + f\right) = 3,35\,tn \cdot \left(2,31\,cm + 2,00\,cm\right) \Rightarrow \boxed{M^{2do} = 14,44\,tn\,cm}$$

De acuerdo al diagrama de flujo, debemos dimensionar con los ábacos de interacción, con:

$$\begin{cases} M^{2do} = 14,44\,tn\,cm \\ N = 9,41\,tn \end{cases}$$

Dimensionamiento de armadura en y-y

Se ingresa al nomograma con: n, m

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta r} = \frac{9,41\,t}{20\,cm \cdot 30\,cm \cdot 0,175\ t/cm^2} = 0,09$$

$$m_y = \frac{M^{2do}}{b \cdot d^2 \cdot \beta r} = \frac{14,44\,t\,cm}{20\,cm \cdot (30\,cm)^2 \cdot 0,175\ t/cm^2} = 0,005$$

Longitud de pandeo S_K en la dirección x-x

Adoptamos el valor de $S_K = S_{Col} = 2,40\,m \Rightarrow \beta = 1$ para estar del lado de la seguridad.

Esbeltez λ

Radio de giro mínimo para sección:

$$i_{mín} = \sqrt{\frac{I_x}{Ag}} = \sqrt{\frac{4,5 \times 10^{-4}\,m^4}{0,06\,m^2}} = 0,087m$$

Esbeltez existente:

$$\lambda_{exist} = \frac{S_K}{i_{mín}} = \frac{2,40\,m}{0,087m} = 27,58 \rightarrow Mediana\ \ Esbeltez$$

Esbeltez límite:

$$\lambda_{lim} = 45 - 25 \cdot \frac{M_1}{M_2} = 45 - 25 \cdot \frac{10,45}{40,29} = 38,51$$

En este caso se cumple que:

$$\lambda_{exist} < \lambda_{lim}$$

Es suficiente el cálculo sin la consideración del efecto de pandeo.

Dimensionamiento de armadura en y-y

Se ingresa al nomograma con: n, m

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta r} = \frac{9,41\,t}{20\,cm \cdot 30\,cm \cdot 0,175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0,09$$

$$m_x = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \beta r} = \frac{40,29\,t\,cm}{20\,cm \cdot \left(30\,cm\right)^2 \cdot 0,175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0,013$$

Dimensionamiento de armadura

Debemos usar al ábaco para flexión oblicua (Diagrama de Roseta), eligiendo previamente una distribución de la armadura total, se elige distribuirla uniformemente colocada en los vértices (cuaderno 220, Pág. 97). Ingresamos con los siguientes valores

$$n = 0,09$$
$$m_x = 0,013 \quad y \qquad m_y = 0,005$$
$$Como\ m_y < m_x \Rightarrow \quad m_1 = m_x; \qquad m_2 = m_y$$

Ingresando con estos valores y con $d_1/d = b_1/b = 0,1$ se obtiene el grado mecánico ω_0.

Se determina que $\omega_0 = 0$, por lo tanto se adopta la sección de armadura mínima establecida por reglamento.

Se adopta como armadura longitudinal:

$$\boxed{A_S \rightarrow 4\,\phi 12\,mm = 4,52\,cm^2}$$

Estribos

Para los estribos, el diámetro mínimo para las barras $\phi 12 \leq 20\,mm$ corresponden $\phi 6\,mm$

La separación máxima de estribos es:

$$d \begin{cases} \leq 30\,cm \\ \leq 12 \cdot \phi_L = 12 \cdot 1,2\,cm = 14,4\,cm \end{cases}$$

Se adopta la separación menor: $\boxed{Estribos \rightarrow \phi 6\ \ cada\ 15\,cm}$

Columna C102, C107, C110, C111 y C114 Primer Piso

Análisis de cargas

Determinación de las cargas y momentos

La carga total actuante sobre una columna es igual al peso propio, reacciones de apoyo de vigas concurrentes y la carga que transmite la columna de los pisos superiores.

En este caso sobre la columna más solicitada (C111) actúan las vigas V205, V207 y V212 que transmiten las cargas y momentos flectores al nudo.

$$Dimensiones \rightarrow b = 0,30\,m;\; d = 0,20\,m$$

$$Peso\,Propio \rightarrow Pp = 2,4\frac{tn}{m^3}\cdot 2,40m\cdot 0,30\,m\cdot 0,20\,m \Rightarrow Pp = 0,35\,tn$$

$$Carga\,Superior \rightarrow Ps = 4,63\,tn + 2,93\,tn + 4,94\,tn + 4,63\,tn \Rightarrow Ps = 17,13\,tn$$

$$\boxed{Carga\,Actuante\,Total \rightarrow Pt = Pp + Ps = 17,48\,tn}$$

Momentos flectores

Como se trata de una columna de borde correspondiente a una estructura indesplazable, actúan las cargas axiles de pisos y el momento flector que transmite el extremo de la viga V212. Se realiza la determinación del momento de transferencia mediante la relación de inercias y longitudes.

Pre dimensionado

Adoptamos como sección: $d = 30\,cm\;\; y\;\; b = 20\,cm$

Momento en dirección y-y (Viga V212):

$$L_{212} = 2,56\,m$$

$$Me = \frac{q\cdot l^2}{12} = \frac{1,83\,t/m\cdot 2,56m^2}{12} = 1,00\,t\,m = 100\,t\,cm$$

$$c_s = \frac{l_v}{h_s}\cdot\frac{I_s}{I} = \frac{2,56\,m}{2,56\,m}\cdot\frac{1,33\cdot 10^{-4}\,m^4}{3,6\cdot 10^{-3}\,m^4} = 0,037$$

$$c_i = \frac{l_v}{h_i}\cdot\frac{I_i}{I} = \frac{2,56\,m}{2,40\,m}\cdot\frac{2\cdot 10^{-4}\,m^4}{3,6\cdot 10^{-4}\,m^4} = 0,59$$

$$M_3 = 100\,t\,cm\cdot\frac{0,037+0,59}{1+0,037+0,59} = 39,96\,t\,cm$$

$$M_S = 39,96t\,cm\cdot\frac{0,59}{0,037+0,59} = 37,60\,t\,cm$$

$$M_i = 39,96\,t\,cm\cdot\frac{0,037}{0,037+0,59} = 2,36\,t\,cm$$

Verificación de la seguridad al pandeo

Longitud de pandeo S_K en la dirección x-x

Adoptamos el valor de $S_K = S_{Col} = 2,40\,m \Rightarrow \beta = 1$ para estar del lado de la seguridad.

Esbeltez λ

Radio de giro mínimo para la sección:

$$i_{mín} = \sqrt{\frac{I_y}{Ag}} = \sqrt{\frac{2 \times 10^{-4}\,m^4}{0,06\,m^2}} = 0,058\,m$$

Esbeltez existente:

$$\lambda_{exist} = \frac{S_K}{i_{mín}} = \frac{2,40\,m}{0,058m} = 35,76 \rightarrow Mediana\ \ Esbeltez$$

Esbeltez límite:

$$\lambda_{lim} = 45 - 25 \cdot \frac{M_1}{M_2} = 45 - 25 \cdot \frac{2,36}{37,60} = 43,43$$

En este caso se cumple que:

$$\lambda_{exist} < \lambda_{lim}$$

Es suficiente el cálculo sin la consideración del efecto de pandeo.

Dimensionamiento de armadura en y-y

Se ingresa al nomograma con: n, m

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta r} = \frac{17,48\,t}{20\,cm \cdot 30\,cm \cdot 0,175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0,17$$

$$m_y = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \beta r} = \frac{40,29\,t\,cm}{20\,cm \cdot \left(30\,cm\right)^2 \cdot 0,175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0,013$$

Dimensionamiento de armadura

Debemos usar el Diagrama de Interacción, para un factor de recubrimiento de 0,1 (cuaderno 220, Pág. 53). Obteniendo los siguientes valores:

Se determina que $\omega_0 = 0$, por lo tanto se adopta la sección de armadura mínima establecida por reglamento.

Se adopta como armadura longitudinal:

$$\boxed{A_S \rightarrow 4\,\phi 12\,mm = 4{,}52\,cm^2}$$

Estribos

Para los estribos, el diámetro mínimo para las barras $\phi 12 \leq 20\,mm$ corresponden $\phi 6\,mm$

La separación máxima de estribos es:

$$d \begin{cases} \leq 30\,cm \\ \leq 12 \cdot \phi_L = 12 \cdot 1{,}2\,cm = 14{,}4\,cm \end{cases}$$

Se adopta la separación menor: $\boxed{Estribos \rightarrow \phi 6\ \ cada\ \ 15\,cm}$

Columna C104, C105, C106, C108, C109, C112, C113, C115, C116 y C118 Primer Piso

Análisis de cargas

Determinación de las cargas y momentos

La carga total actuante sobre una columna es igual al peso propio, reacciones de apoyo de vigas concurrentes y la carga que transmite la columna de los pisos superiores.

En este caso sobre la columna más solicitada (C112/ C113) actúan las vigas V112, V114 y V116 que transmiten las cargas y momentos flectores al nudo.

$$Dimensiones \rightarrow b = 0{,}20\,m;\ d = 0{,}30\,m$$

$$Peso\,Propio \rightarrow Pp = 2{,}4\frac{tn}{m^3} \cdot 2{,}40m \cdot 0{,}30\,m \cdot 0{,}20\,m \Rightarrow Pp = 0{,}35\,tn$$

$$Carga\,Superior \rightarrow Ps = 9{,}90\,tn + 8{,}84\,tn + 5{,}27\,tn \Rightarrow Ps = 24{,}01\,tn$$

$$\boxed{Carga\,Actuante\,Total \rightarrow Pt = Pp + Ps = 24{,}36\,tn}$$

Momentos flectores

Como se trata de una columna interna correspondiente a una estructura indesplazable, no consideramos momentos flectores.

Pre dimensionado

Adoptamos como sección: $d = 30\,cm\ \ y\ \ b = 20\,cm$

Verificación de la seguridad al pandeo *en x-x*

Longitud de pandeo S_K

En la dirección $x - x$, procedemos tomando como longitud de pandeo (S_K) la altura de piso (s). Esta altura, la tomamos hasta el nivel de fondo de viga, obteniendo una longitud de 2,40 m.

Por ser una columna interna, de edificación común, indesplazable, cargada céntricamente, por lo que podemos adoptar la simplificación permitida por reglamento, considerando ambos extremos articulados $\beta = 1$.

$$S_K = \beta \cdot s = 1 \cdot 2,40\,m = 2,40\,m$$

Esbeltez λ

Radio de giro mínimo para la sección:

$$i_{mín} = \sqrt{\frac{I_y}{Ag}} = \sqrt{\frac{2 \times 10^{-4}\ cm^4}{0,06\,cm^2}} = 0,058\,cm$$

Esbeltez existente:

$$\lambda_{exist} = \frac{S_K}{i_{mín}} = \frac{2,40\,m}{0,058m} = 41,38 \rightarrow 20 < \lambda_{exist} < 70 \Rightarrow Mediana\ \ Esbeltez$$

Esbeltez límite:

$$\lambda_{lim} = 45 - 25 \cdot \frac{M_1}{M_2} = 45 - 25 \cdot \left(\frac{0}{0}\right) = 20$$

En este caso se cumple que:

$$\lambda_{exist} > \lambda_{lim}$$

En este caso se debería dimensionar la columna con momento de 2° orden.

Como tenemos esbeltez moderada, se debe calcular "*e*".

$$e = \frac{0,65 \cdot M_2 + 0,35 \cdot M_1}{N}$$

En este caso con $M_1 = M_2 = 0$, resulta:

$$e = 0 \rightarrow e_r = \frac{e}{d} = 0 \rightarrow Excentricidad\,Relativa$$

Al estar en $\lambda_{lim} < \lambda_{exist} \leq 70$ Calculamos la excentricidad adicional "*f*" que incluye la excentricidad no prevista $e_u = \frac{S_K}{300}$:

$$0 \leq \frac{e}{d} = 0 < 30$$

$$\Rightarrow f = b \cdot \frac{\lambda - 20}{100} \cdot \sqrt{0{,}10 + \frac{e}{b}} \geq 0 \Rightarrow f = 20 \cdot \frac{41,38 - 20}{100} \cdot \sqrt{0{,}10 + 0} \Rightarrow f = 1,35\,cm$$

Finalmente, calculamos el momento de 2do Orden como:

$$M^{2do} = N \cdot \left(e + f\right) = 24,36\,tn \cdot \left(0 + 1,35\,cm\right) \Rightarrow \boxed{M^{2do} = 32,89\,tn\,cm}$$

De acuerdo al diagrama de flujo, debemos dimensionar con los ábacos de interacción, con:

$$\begin{cases} M^{2do} = 32,89\,tn\,cm \\ N = 24,36\,tn \end{cases}$$

Se ingresa al nomograma con: n, m

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta r} = \frac{24,36\,t}{20\,cm \cdot 30\,cm \cdot 0{,}175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0,23$$

$$m_x = \frac{M^{2do}}{b \cdot d^2 \cdot \beta r} = \frac{32,89\,t\,cm}{30\,cm \cdot \left(20\,cm\right)^2 \cdot 0{,}175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0,016$$

Debemos usar el Diagrama de Interacción, para un factor de recubrimiento de 0,1 (cuaderno 220, Pág. 53). Obteniendo los siguientes valores:

Se determina que $\omega_0 = 0$, por lo tanto se adopta la sección de armadura mínima establecida por reglamento.

Se adopta como armadura longitudinal:

$$\boxed{A_S \rightarrow 4\,\phi 12\,mm = 4{,}52\,cm^2}$$

Estribos

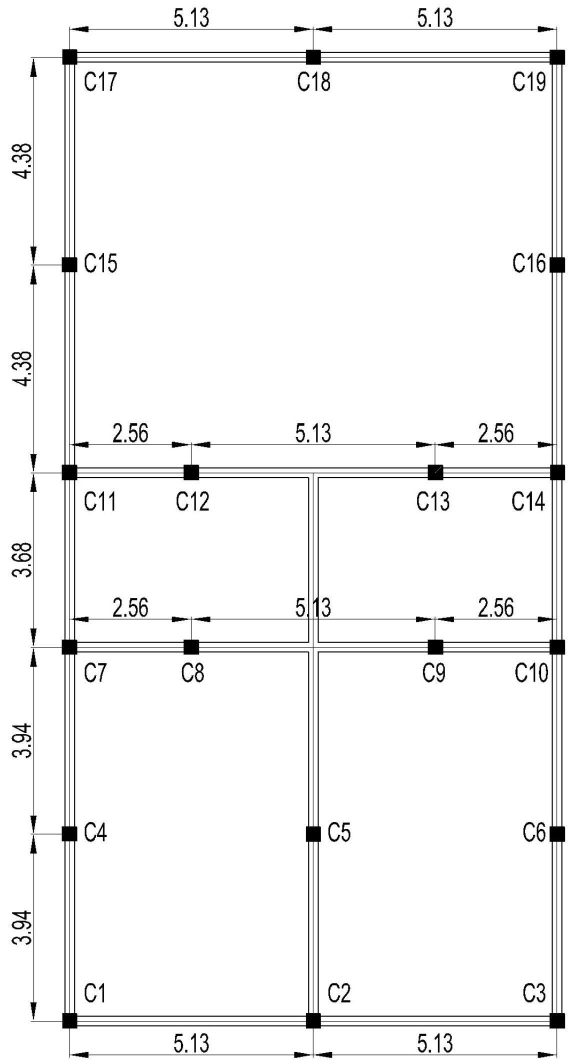
Para los estribos, el diámetro mínimo para las barras $\phi 12 \leq 20\,mm$ corresponden $\phi 6\,mm$

La separación máxima de estribos es:

$$d \begin{cases} \leq 30\,cm \\ \leq 12 \cdot \phi_L = 12 \cdot 1{,}2\,cm = 14,4\,cm \end{cases}$$

Se adopta la separación menor: $\boxed{Estribos \rightarrow \phi 6\ \ cada\ \ 15\,cm}$

Columnas Planta Baja



Columna C1, C3, C17 y C19 Planta Baja

Análisis de cargas

Determinación de las cargas y momentos

La carga total actuante sobre una columna es igual al peso propio, reacciones de apoyo de vigas concurrentes y la carga que transmite la columna de los pisos superiores, si lo hubiere.

En este caso sobre esta columna C1 actúan las vigas V102 y V101 que transmiten las cargas y momentos flectores al nudo.

$$Dimensiones \rightarrow b = 0,30\,m;\; d = 0,20\,m$$

$$Peso\,Propio \rightarrow Pp = 2,4\frac{tn}{m^3}\cdot 2,40m\cdot 0,30\,m\cdot 0,20\,m \Rightarrow Pp = 0,35\,tn$$

$$Carga\,Superior \rightarrow Ps = 3,95\,tn + 1,76\,tn + 9,41\,tn \Rightarrow Ps = 15,12\,tn$$

$$\boxed{Carga\,Actuante\,Total \rightarrow Pt = Pp + Ps = 15,47\,tn}$$

Momentos flectores

Momento en dirección x-x (Viga V102):

$$L_2 = 5,13\,m$$

$$Me = \frac{q\cdot l^2}{12} = \frac{0,91\,t/m\cdot 5,13m^2}{12} = 2,00\,t\,m = 200\,t\,cm$$

$$c_s = \frac{l_v}{h_s}\cdot\frac{I_s}{I} = \frac{5,13\,m}{2,40\,m}\cdot\frac{4,5\cdot 10^{-4}\,m^4}{3,6\cdot 10^{-3}\,m^4} = 0,27$$

$$c_i = \frac{l_v}{h_i}\cdot\frac{I_i}{I} = \frac{5,13\,m}{2,53\,m}\cdot\frac{4,5\cdot 10^{-4}\,m^4}{3,6\cdot 10^{-3}\,m^4} = 0,25$$

$$M_3 = 200\,t\,cm\cdot\frac{0,27+0,25}{1+0,27+0,25} = 68,42\,t\,cm$$

$$M_S = 68,42\,t\,cm\cdot\frac{0,25}{0,27+0,25} = 32,89\,t\,cm$$

$$M_i = 68,42\,t\,cm\cdot\frac{0,27}{0,27+0,25} = 35,53\,t\,cm$$

$M_1 = 0$ Ya que consideramos el apoyo inferior articulado, debido a la baja rigidez que representa la base aislada

Momento en dirección y-y (Viga V1):

$$L_1 = 3,94\,m$$

$$Me = \frac{q\cdot l^2}{12} = \frac{2,58\,t/m\cdot 3,94m^2}{12} = 3,34\,t\,m = 334\,t\,cm$$

$$c_s = \frac{l_v}{h_s} \cdot \frac{I_s}{I} = \frac{3,94\,m}{2,40\,m} \cdot \frac{2 \cdot 10^{-4}\,m^4}{3,6 \cdot 10^{-3}\,m^4} = 0,091$$

$$c_i = \frac{l_v}{h_i} \cdot \frac{I_i}{I} = \frac{3,94\,m}{2,53\,m} \cdot \frac{2 \cdot 10^{-4}\,m^4}{3,6 \cdot 10^{-3}\,m^4} = 0,087$$

$$M_3 = 334\,t\,cm \cdot \frac{0,087 + 0,091}{1 + 0,087 + 0,091} = 50,46\,t\,cm$$

$$M_S = 50,46\,t\,cm \cdot \frac{0,087}{0,087 + 0,091} = 24,66\,t\,cm$$

$$M_i = 50,46\,t\,cm \cdot \frac{0,091}{0,087 + 0,091} = 25,80\,t\,cm$$

$M_1 = 0$ Ya que consideramos el apoyo inferior articulado, debido a la baja rigidez que representa la base aislada.

Predimensionado

$$A_b = \frac{15,47\,tn}{0,072\,tn/cm^2} = 214,86\,cm^2$$

$$d = \frac{214,86\,cm^2}{20\,cm} \approx 11\,cm$$

Adoptamos la sección mínima establecida por reglamento: $d = 30\,cm \;\; y \;\; b = 20\,cm$

Verificación de la seguridad al pandeo

Longitud de pandeo S_K en la dirección y-y

Adoptamos el valor de $S_K = S_{Col} = 2,53\,m \Rightarrow \beta = 1$ para estar del lado de la seguridad.

Esbeltez λ

Radio de giro mínimo para la sección:

$$i_{mín} = \sqrt{\frac{I_y}{Ag}} = \sqrt{\frac{2 \times 10^{-4}\,m^4}{0,06\,m^2}} = 0,058\,m$$

Esbeltez existente:

$$\lambda_{exist} = \frac{S_K}{i_{mín}} = \frac{2,53\,m}{0,058\,m} = 43,62 \rightarrow Mediana\ \ Esbeltez$$

Esbeltez límite:

$$\lambda_{lim} = 45 - 25 \cdot \frac{M_1}{M_2} = 45 - 25 \cdot \frac{0}{24,66} = 45$$

En este caso se cumple que:

$$\lambda_{exist} < \lambda_{lim}$$

Es suficiente el cálculo sin la consideración del efecto de pandeo.

Dimensionamiento de armadura en y-y

Se ingresa al nomograma con: n, m

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta r} = \frac{15,47\,t}{30\,cm \cdot 20\,cm \cdot 0,175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0,15$$

$$m_y = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \beta r} = \frac{24,66\,t\,cm}{30\,cm \cdot \left(20\,cm\right)^2 \cdot 0,175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0,012$$

Longitud de pandeo S_K en la dirección x-x

Adoptamos el valor de $S_K = S_{Col} = 2,53\,m \Rightarrow \beta = 1$ para estar del lado de la seguridad.

Esbeltez λ

Radio de giro mínimo para sección:

$$i_{mín} = \sqrt{\frac{I_x}{Ag}} = \sqrt{\frac{4,5 \times 10^{-4}\ m^4}{0,06\,m^2}} = 0,087m$$

Esbeltez existente:

$$\lambda_{exist} = \frac{S_K}{i_{mín}} = \frac{2,53\,m}{0,087m} = 29,08 \rightarrow Mediana\ \ Esbeltez$$

Esbeltez límite:

$$\lambda_{lim} = 45 - 25 \cdot \frac{M_1}{M_2} = 45 - 25 \cdot \frac{0}{32,89} = 45$$

En este caso se cumple que:

$$\lambda_{exist} < \lambda_{lim}$$

Es suficiente el cálculo sin la consideración del efecto de pandeo.

Dimensionamiento de armadura en y-y

Se ingresa al nomograma con: n, m

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta r} = \frac{15,47\, t}{20\, cm \cdot 30\, cm \cdot 0,175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0,15$$

$$m_x = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \beta r} = \frac{32,89\, t\, cm}{20\, cm \cdot (30\, cm)^2 \cdot 0,175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0,01$$

Dimensionamiento de armadura

Debemos usar al ábaco para flexión oblicua (Diagrama de Roseta), eligiendo previamente una distribución de la armadura total, se elige distribuirla uniformemente colocada en los vértices (cuaderno 220, Pág. 97). Ingresamos con los siguientes valores

$$n = 0,15$$
$$m_x = 0,01 \qquad y \qquad m_y = 0,012$$
$$Como\ m_x < m_y \Rightarrow \quad m_1 = m_y\,; \qquad m_2 = m_x$$

Ingresando con estos valores y con $d_1/d = b_1/b = 0,1$ se obtiene el grado mecánico ω_0.

Se determina que $\omega_0 = 0$, por lo tanto se adopta la sección de armadura mínima establecida por reglamento.

Se adopta como armadura longitudinal:

$$\boxed{A_S \rightarrow 4\,\phi 12\, mm = 4,52\, cm^2}$$

Estribos

Para los estribos, el diámetro mínimo para las barras $\phi 12 \leq 20\, mm$ corresponden $\phi 6\, mm$

La separación máxima de estribos es:

$$d \begin{cases} \leq 30\, cm \\ \leq 12 \cdot \phi_L = 12 \cdot 1,2\, cm = 14,4\, cm \end{cases}$$

Se adopta la separación menor: $\boxed{Estribos \rightarrow \phi 6 \ \ cada \ \ 15\,cm}$

Estribos

Para los estribos, el diámetro mínimo para las barras $\phi 12 \leq 20\,mm$ corresponden $\phi 6\,mm$

La separación máxima de estribos es:

$$d\begin{cases}\leq 30\,cm \\ \leq 12 \cdot \phi_L = 12 \cdot 1{,}2\,cm = 14{,}4\,cm\end{cases}$$

Se adopta la separación menor: $\boxed{Estribos \rightarrow \phi 6 \ \ cada \ \ 15\,cm}$

Columna C2, C7, C10, C11 y C14 Planta Baja

Análisis de cargas

Determinación de las cargas y momentos

La carga total actuante sobre una columna es igual al peso propio, reacciones de apoyo de vigas concurrentes y la carga que transmite la columna de los pisos superiores.

En este caso sobre la columna más solicitada (C11) actúan las vigas V105, V107 y V112 que transmiten las cargas y momentos flectores al nudo.

$$Dimensiones \rightarrow b = 0{,}30\,m;\ d = 0{,}20\,m$$

$$Peso\,Propio \rightarrow Pp = 2{,}4\frac{tn}{m^3} \cdot 2{,}40m \cdot 0{,}30\,m \cdot 0{,}20\,m \Rightarrow Pp = 0{,}35\,tn$$

$$Carga\,Superior \rightarrow Ps = 4{,}63\,tn + 2{,}93\,tn + 4{,}94\,tn + 17{,}48\,tn \Rightarrow Ps = 29{,}98\,tn$$

$$\boxed{Carga\,Actuante\,Total \rightarrow Pt = Pp + Ps = 30{,}33\,tn}$$

Momentos flectores

Como se trata de una columna de borde correspondiente a una estructura indesplazable, actúan las cargas axiles de pisos y el momento flector que transmite el extremo de la viga V112. Se realiza la determinación del momento de transferencia mediante la relación de inercias y longitudes.

Pre dimensionado

Adoptamos como sección: $d = 30\,cm\ \ y\ \ b = 20\,cm$

Momento en dirección y-y (Viga V112):

$$L_{212} = 2{,}56\,m$$

$$Me = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{4,24\, t/m \cdot 2,56 m^2}{12} = 2,32\, t\, m = 232\, t\, cm$$

$$c_s = \frac{l_v}{h_s} \cdot \frac{I_s}{I} = \frac{2,56\, m}{2,40\, m} \cdot \frac{2 \cdot 10^{-4}\, m^4}{3,6 \cdot 10^{-3}\, m^4} = 0,059$$

$$c_i = \frac{l_v}{h_i} \cdot \frac{I_i}{I} = \frac{2,56\, m}{2,53\, m} \cdot \frac{2 \cdot 10^{-4}\, m^4}{3,6 \cdot 10^{-4}\, m^4} = 0,56$$

$$M_3 = 232\, t\, cm \cdot \frac{0,059 + 0,56}{1 + 0,059 + 0,56} = 66,79\, t\, cm$$

$$M_S = 66,79 t\, cm \cdot \frac{0,56}{0,059 + 0,56} = 60,42\, t\, cm$$

$$M_i = 66,79\, t\, cm \cdot \frac{0,059}{0,059 + 0,56} = 6,37\, t\, cm$$

Verificación de la seguridad al pandeo

Longitud de pandeo S_K en la dirección x-x

Adoptamos el valor de $S_K = S_{Col} = 2,53\, m \Rightarrow \beta = 1$ para estar del lado de la seguridad.

Esbeltez λ

Radio de giro mínimo para la sección:

$$i_{mín} = \sqrt{\frac{I_x}{Ag}} = \sqrt{\frac{2 \times 10^{-4}\, m^4}{0,06\, m^2}} = 0,058\, m$$

Esbeltez existente:

$$\lambda_{exist} = \frac{S_K}{i_{mín}} = \frac{2,53\, m}{0,058 m} = 43,62 \rightarrow Mediana\ \ Esbeltez$$

Esbeltez límite:

$$\lambda_{lim} = 45 - 25 \cdot \frac{M_1}{M_2} = 45 - 25 \cdot \frac{0}{37,60} = 45$$

En este caso se cumple que:

$$\lambda_{exist} < \lambda_{lim}$$

Es suficiente el cálculo sin la consideración del efecto de pandeo.

Dimensionamiento de armadura en y-y

Se ingresa al nomograma con: n, m

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta r} = \frac{30,33\,t}{20\,cm \cdot 30\,cm \cdot 0,175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0,29$$

$$m_y = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \beta r} = \frac{60,42\,t\,cm}{30\,cm \cdot \left(20\,cm\right)^2 \cdot 0,175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0,029$$

Dimensionamiento de armadura

Debemos usar el Diagrama de Interacción, para un factor de recubrimiento de 0,1 (cuaderno 220, Pág. 53). Obteniendo los siguientes valores:

Se determina que $\omega_0 = 0$, por lo tanto se adopta la sección de armadura mínima establecida por reglamento.

Se adopta como armadura longitudinal:

$$\boxed{A_S \rightarrow 4\,\phi 12\,mm = 4,52\,cm^2}$$

Estribos

Para los estribos, el diámetro mínimo para las barras $\phi 12 \leq 20\,mm$ corresponden $\phi 6\,mm$

La separación máxima de estribos es:

$$d \begin{cases} \leq 30\,cm \\ \leq 12 \cdot \phi_L = 12 \cdot 1,2\,cm = 14,4\,cm \end{cases}$$

Se adopta la separación menor: $\boxed{Estribos \rightarrow \phi 6\ \ cada\ 15\,cm}$

Columna C4, C5, C6, C8, C9, C12, C13, C15, C16 y C18 Planta Baja

Análisis de cargas

Determinación de las cargas y momentos

La carga total actuante sobre una columna es igual al peso propio, reacciones de apoyo de vigas concurrentes y la carga que transmite la columna de los pisos superiores.

En este caso sobre la columna más solicitada (C115/ C116) actúan las vigas V107 y V109 que transmiten las cargas y momentos flectores al nudo.

$$Dimensiones \rightarrow b = 0{,}20\,m;\; d = 0{,}30\,m$$

$$Peso\,Propio \rightarrow Pp = 2{,}4\frac{tn}{m^3}\cdot 2{,}40m \cdot 0{,}30\,m \cdot 0{,}20\,m \Rightarrow Pp = 0{,}35\,tn$$

$$Carga\,Superior \rightarrow Ps = 6{,}40\,tn + 5{,}85\,tn + 24{,}36\,tn \Rightarrow Ps = 36{,}61\,tn$$

$$\boxed{Carga\,Actuante\,Total \rightarrow Pt = Pp + Ps = 36{,}96\,tn}$$

Momentos flectores

Como se trata de una columna interna correspondiente a una estructura indesplazable, no consideramos momentos flectores.

Pre dimensionado

Adoptamos como sección: $d = 30\,cm\;\; y\;\; b = 20\,cm$

Verificación de la seguridad al pandeo *en x-x*

Longitud de pandeo S_K

En la dirección $x - x$, procedemos tomando como longitud de pandeo (S_K) la altura de piso (s). Esta altura, la tomamos hasta el nivel de fondo de viga, obteniendo una longitud de 2,53 m.

Por ser una columna interna, de edificación común, indesplazable, cargada céntricamente, por lo que podemos adoptar la simplificación permitida por reglamento, considerando ambos extremos articulados $\beta = 1$.

$$S_K = \beta \cdot s = 1 \cdot 2{,}53\,m = 2{,}53\,m$$

Esbeltez λ

Radio de giro mínimo para la sección:

$$i_{mín} = \sqrt{\frac{I_y}{Ag}} = \sqrt{\frac{2 \times 10^{-4}\;cm^4}{0{,}06\,cm^2}} = 0{,}058\,cm$$

Esbeltez existente:

$$\lambda_{exist} = \frac{S_K}{i_{mín}} = \frac{2{,}53\,m}{0{,}058m} = 43{,}62 \rightarrow 20 < \lambda_{exist} < 70 \Rightarrow Mediana\;\; Esbeltez$$

Esbeltez límite:

$$\lambda_{lim} = 45 - 25 \cdot \frac{M_1}{M_2} = 45 - 25 \cdot \left(\frac{0}{0}\right) = 20$$

En este caso se cumple que:

$$\lambda_{exist} > \lambda_{lim}$$

En este caso se debería dimensionar la columna con momento de 2° orden.

Como tenemos esbeltez moderada, se debe calcular "*e*".

$$e = \frac{0,65 \cdot M_2 + 0,35 \cdot M_1}{N}$$

En este caso con $M_1 = M_2 = 0$, resulta:

$$e = 0 \rightarrow e_r = \frac{e}{d} = 0 \rightarrow Excentricidad\,Relativa$$

Al estar en $\lambda_{lim} < \lambda_{exist} \leq 70$ Calculamos la excentricidad adicional "*f*" que incluye la excentricidad no prevista $e_u = \frac{S_K}{300}$:

$$0 \leq \frac{e}{d} = 0 < 30$$
$$\Rightarrow f = b \cdot \frac{\lambda - 20}{100} \cdot \sqrt{0{,}10 + \frac{e}{b}} \geq 0 \Rightarrow f = 20 \cdot \frac{43,62 - 20}{100} \cdot \sqrt{0{,}10 + 0} \Rightarrow f = 14,93\,cm$$

Finalmente, calculamos el momento de 2do Orden como:

$$M^{2do} = N \cdot \left(e + f\right) = 36,96\,tn \cdot \left(0 + 14,94\,cm\right) \Rightarrow \boxed{M^{2do} = 552,18\,tn\,cm}$$

De acuerdo al diagrama de flujo, debemos dimensionar con los ábacos de interacción, con:

$$\begin{cases} M^{2do} = 552,18\,tn\,cm \\ N = 36,96\,tn \end{cases}$$

Se ingresa al nomograma con: n, m

$$n = \frac{N}{b \cdot d \cdot \beta r} = \frac{36,96\,t}{20\,cm \cdot 30\,cm \cdot 0{,}175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0,35$$
$$m_x = \frac{M^{2do}}{b \cdot d^2 \cdot \beta r} = \frac{552,18\,t\,cm}{30\,cm \cdot \left(20\,cm\right)^2 \cdot 0{,}175\ {}^{t}\!/_{cm^2}} = 0,26$$

Debemos usar el Diagrama de Interacción, para un factor de recubrimiento de 0,1 (cuaderno 220, Pág. 53). Obteniendo los siguientes valores:

Se determina que $\omega_{01} = \omega_{02} = 0,55$, por lo tanto:

$$A_{S1} = A_{S2} = \frac{\omega_{01} \cdot b \cdot d}{\beta_S / \beta_R} = \frac{\omega_{02} \cdot b \cdot d}{\beta_S / \beta_R}; \;\; \beta_S / \beta_R = 24,0$$

$$\Rightarrow A_{S1} = A_{S2} = \frac{0,55 \cdot 30\,cm \cdot 20\,cm}{24,0} = 13,75\,cm^2$$

Se adopta como armadura longitudinal:

$$\boxed{\begin{aligned} A_S &\rightarrow 6\,\phi 16\,mm = 12,06\,cm^2 \\ & \quad\; 2\,\phi 12\,mm = 2,26\,cm^2 \end{aligned}}$$

Estribos

Para los estribos, el diámetro mínimo para las barras $\phi 12 \leq 20\,mm$ corresponden $\phi 6\,mm$

La separación máxima de estribos es:

$$d \begin{cases} \leq 30\,cm \\ \leq 12 \cdot \phi_L = 12 \cdot 1,2\,cm = 14,4\,cm \end{cases}$$

Se adopta la separación menor: $\boxed{Estribos \rightarrow \phi 6 \;\; cada \;\; 15\,cm}$

Cálculo de Bases

Bases Aisladas Centradas

Estas bases corresponden a las columnas C5, C8, C9, C12 y C13. Todas ellas reciben una carga proveniente de las columnas de 37 tn.

Datos:

Cargas:

$$P_D = 37\,tn = 370\,kN \qquad\qquad P = P_D + P_L = 37\,tn = 370\,kN$$
$$P_L = 0\,tn = 0\,kN \qquad\qquad Pu = 1,2 \cdot P_D + 1,6 \cdot P_L = 444\,kN$$

Materiales:

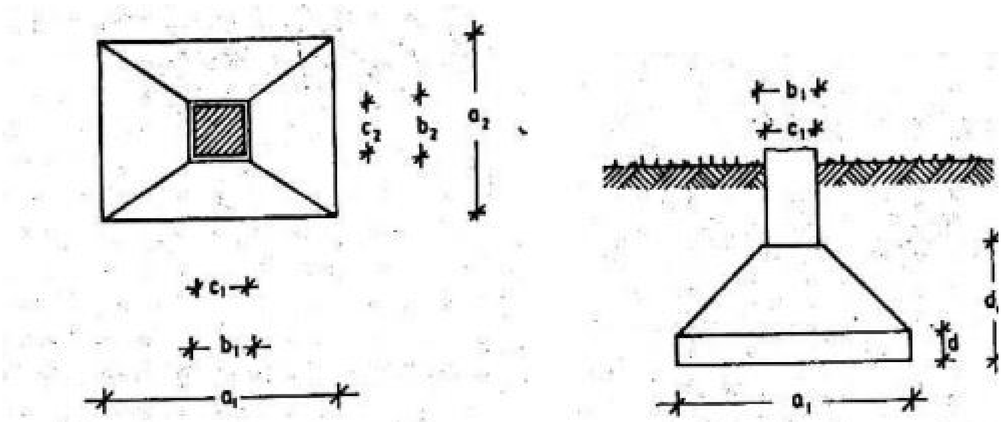
$$f'c = 21\,MPa = 2100\ tn\Big/cm^2 = 2{,}10\ kN\Big/cm^2$$
$$P_L = 420\,MPa = 42000\ tn\Big/m^2 = 42{,}00\ kN\Big/cm^2$$

<u>Suelo:</u>

$$\sigma_{adm} = 0{,}07\,MPa = 7{,}0\ tn\Big/cm^2 = 0{,}70\ kg\Big/cm^2 = 0{,}007\ kN\Big/cm^2$$
$$K = 0{,}80\ kg\Big/cm^3 = 800\ tn\Big/m^3 \rightarrow Coeficiente\,de\,Balasto$$

<u>Lados de la columna:</u>

$$C_1 = 30\,cm = 0{,}30\,m$$
$$C_2 = 20\,cm = 0{,}20\,m$$



1. Calculamos los lados de la base (base cuadrada)

Para dimensionar la superficie de contacto entre la base y el suelo de soporte utilizamos las cargas de servicio (P), debido a que la resistencia del suelo se la cuantifica mediante esfuerzos admisibles.

$$a_1 \times a_2 = \frac{\left(P_D + P_L\right)}{\sigma_{adm}} = 52857{,}14\,cm^2$$
$$Si\ a_1 = 1{,}00 \cdot a_2 \Rightarrow a_2 = a_1 = \sqrt{52857{,}14\,cm^2} = 229{,}9\,cm$$
$$Adoptamos \rightarrow \boxed{a_2 = a_1 = 233\,cm = 2{,}33\,m}$$

2. Para que la base pueda asumirse como rígida y aceptar los diagramas lineales de presión, debe cumplirse:

$$a = lado\,mayor\,entre\,a_1\;y\;a_2$$

$$h \geq \frac{(a-c)}{4} = 50,75\,cm \Rightarrow Adoptamos \rightarrow \boxed{\begin{array}{l} h = 61\,cm \\ d = 51\,cm \\ r = 10\,cm \end{array}}$$

Empleamos los estados de carga últimos (Pu) para verificar espesor de la base y la armadura requerida.

3. Verificación al Corte

Se verifica la altura de la base definida por condiciones de rigidez bajo esfuerzos de corte en una y dos direcciones con estados de carga últimos.

a) Corte tipo viga

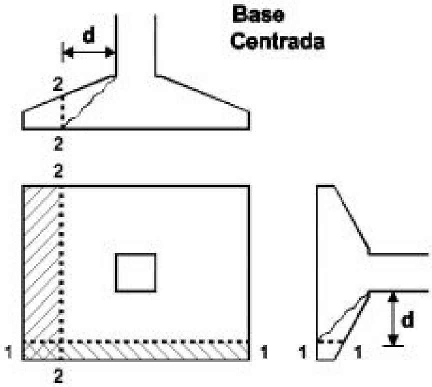


Tabla 1

	Centrada	Medianera (a)	Medianera (b)	Esquina
α_s	40	30	30	20
Y	1	0,75	0,75	0,50
b_x [m]	$c_x + 0,05$ m (*)	$c_x + 0,025$ m (*)	$c_x + 0,05$ m (*)	$c_x + 0,025$ m (*)
b_y [m]	$c_y + 0,05$ m (*)	$c_y + 0,05$ m (*)	$c_y + 0,025$ m (*)	$c_y + 0,025$ m (*)
b_{wx} [m]	$(5 \cdot b_x + 3 \cdot L_x) / 8$			
b_{wy} [m]	$(5 \cdot b_y + 3 \cdot L_y) / 8$			
k_x [m]	$(L_x - c_x) / 2$	$L_x - c_x$	$(L_x - c_x) / 2$	$L_x - c_x$
k_y [m]	$(L_y - c_y) / 2$	$(L_y - c_y) / 2$	$L_y - c_y$	$L_y - c_y$
b_o [m]	$2 \cdot (c_x + c_y) + 4 \cdot d$	$2 \cdot c_x + c_y + 2 \cdot d$	$c_x + 2 \cdot c_y + 2 \cdot d$	$c_x + c_y + d$
A_o [m^2]	$(c_x + d) \cdot (c_y + d)$	$(c_x + d/2) \cdot (c_y + d)$	$(c_x + d) \cdot (c_y + d/2)$	$(c_x + d/2) \cdot (c_y + d/2)$

(*) Los valores 0,025 y 0,05 m no son reglamentarios y dependen de cada Proyectista

Corte en una dirección:

Debemos verificar que el esfuerzo de corte *Vu* sea resistido por el esfuerzo de corte del hormigón (*Vc*). Los esfuerzos de corte se determinan a una distancia "*d*" que es la altura útil de la base.

$$Vu \leq \phi \cdot Vc \quad con\ \phi = 0,75$$
$$a_2 = a_1 = 233\,cm$$

Corte en x-x (se considera la sección 2-2 del gráfico)

$$by = C_2 + 5\,cm = 25,00\,cm$$
$$bwy = (5 \cdot by + 3 \cdot a_2)/8 = 103,00\,cm$$
$$kx = (a_1 - C_1)/2 = 101,50\,cm$$

$$qu = Pu/(a_1 \cdot a_2) = 0{,}008\,kN/cm^2$$
$$Vu = qu \cdot a_2 \cdot (kx - d) = 96{,}23\,kN$$
$$Vc = 0{,}75/6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bwy \cdot d = 300{,}90\,kN$$

Finalmente:

$$Vu = 96{,}23\,kN \leq \phi \cdot Vc \; = 225{,}68\,kN \rightarrow Verifica$$

Corte en y-y (se considera la sección 1-1 del gráfico)

$$bx = C_1 + 5\,cm = 35{,}00\,cm$$
$$bwx = (5 \cdot bx + 3 \cdot a_1)/8 = 109{,}25\,cm$$
$$ky = (a_2 - C_2)/2 = 106{,}50\,cm$$

$$qu = Pu/(a_1 \cdot a_2) = 0{,}008\,kN/cm^2$$
$$Vu = qu \cdot a_1 \cdot (ky - d) = 105{,}76\,kN$$
$$Vc = 0{,}75/6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bwx \cdot d = 319{,}16\,kN$$

Finalmente:

$$Vu = 105{,}76\,kN \leq \phi \cdot Vc \; = 239{,}37\,kN \rightarrow Verifica$$

b) Corte por punzonado

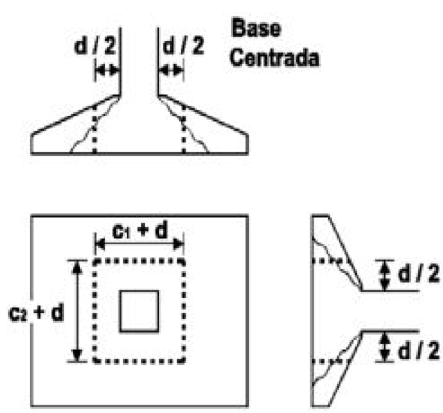


Tabla 1

	Centrada	Medianera (a)	Medianera (b)	Esquina
α_s	40	30	30	20
Y	1	0,75	0,75	0,50
b_x [m]	c_x + 0,05 m (*)	c_x + 0,025 m (*)	c_x + 0,05 m (*)	c_x + 0,025 m (*)
b_y [m]	c_y + 0,05 m (*)	c_y + 0,05 m (*)	c_y + 0,025 m (*)	c_y + 0,025 m (*)
b_{wx} [m]	$(5 \cdot b_x + 3 \cdot L_x) / 8$			
b_{wy} [m]	$(5 \cdot b_y + 3 \cdot L_y) / 8$			
k_x [m]	$(L_x - c_x) / 2$	$L_x - c_x$	$(L_x - c_x) / 2$	$L_x - c_x$
k_y [m]	$(L_y - c_y) / 2$	$(L_y - c_y) / 2$	$L_y - c_y$	$L_y - c_y$
b_o [m]	$2 \cdot (c_x + c_y) + 4 \cdot d$	$2 \cdot c_x + c_y + 2 \cdot d$	$c_x + 2 \cdot c_y + 2 \cdot d$	$c_x + c_y + d$
A_o [m^2]	$(c_x + d) \cdot (c_y + d)$	$(c_x + d/2) \cdot (c_y + d)$	$(c_x + d) \cdot (c_y + d/2)$	$(c_x + d/2) \cdot (c_y + d/2)$

(*) Los valores 0,025 y 0,05 m no son reglamentarios y dependen de cada Proyectista

Corte en dos direcciones (punzonado):

Si la relación de lados es igual a 1 entonces el CIRSOC establece que para evitar el fenómeno de punzonado el esfuerzo *Vc* debe ser:

$$Vu = Pu - qu \cdot A_0 \leq Vc$$

$$a_2 = a_1 = 233\,cm \quad y \quad \beta = 1{,}00$$

$$V_c \leq \begin{cases} V_c = \left(1 + \dfrac{2}{\beta}\right) \cdot \dfrac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{6} \\ V_c = \left(\dfrac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \dfrac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{12} \\ V_c = \dfrac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{3} \end{cases}$$

La primera de estas expresiones es de aplicación cuando $\beta > 2$ mientras que la última es válida cuando $\beta \leq 2$

donde

β : Relación entre el lado mayor y el lado menor de la columna

α_s : $\begin{cases} \text{40 para bases centradas} \\ \text{30 para bases medianeras} \\ \text{20 para bases de esquina} \end{cases}$

b_o : Perímetro de la sección crítica, en [mm]

d : Altura útil en la sección crítica, en [mm]

$\sqrt{f'_c}$: f'_c en [MPa], el resultado de la raíz en [MPa]

$$Vc = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d}{6} = 3552{,}41\,kN$$

$$Vc = \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_0}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d}{12} = 5157{,}23\,kN$$

$$Vc = \frac{\sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d}{3} = 2368{,}28\,kN$$

$$A_0 = \left(C_1 + d\right) \cdot \left(C_2 + d\right) = 5751{,}00\,cm^2$$

$$Vu = Pu - qu \cdot A_0 = 2368{,}28\,kN$$

$$Vu = 396{,}97 \leq Vc \ = 2368{,}28\,kN \rightarrow Verifica$$

4. Resistencia al aplastamiento

Debemos verificar que la resistencia al aplastamiento de la base de hormigón sea superior a la tensión de aplastamiento generada por la columna que apoya sobre la base.

Para un elemento apoyado (columna), la resistenia al aplastamiento ϕPnb es igual a

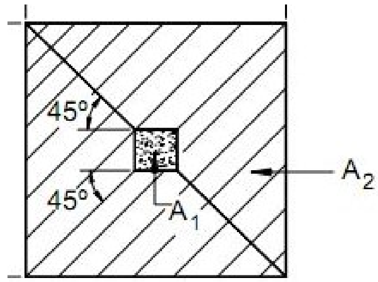
$$\phi Pnb = \left(0{,}85 \cdot f'c \cdot A_1\right)$$

Donde:

f´c = resistencia a la compresión del hormigón de la columna

A1 = área cargada (área de la columna)

ϕ = 0,65



Para el elemento de apoyo (zapata)

$$\phi Pnb = \phi \cdot \left(0,85 \cdot f'c \cdot A_1\right) \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \cdot \phi \cdot \left(0,85 \cdot f'c \cdot A_1\right)$$

Donde:

f´c = resistencia a la compresión del hormigón de la zapata

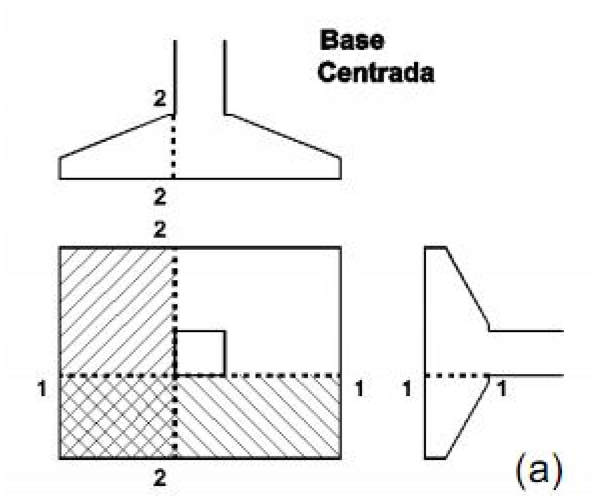
A2 = área de la base inferior de la mayor pirámide, cono truncado o cuña que queda contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tiene por base superior el área cargada, y pendientes laterales de 1 en vertical por 2 en horizontal

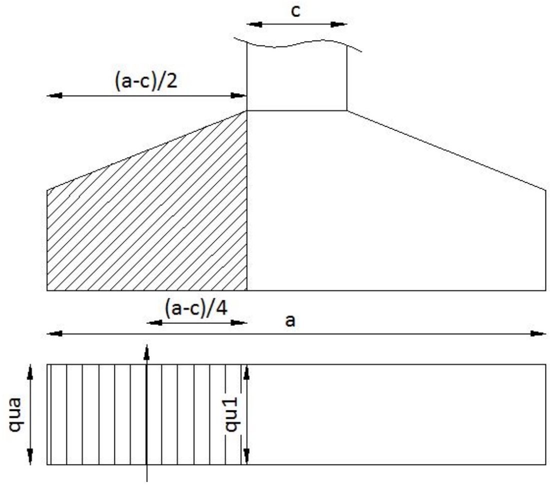
$$Pu = 1,2 \cdot P_D + 1,6 \cdot P_L = 444\,kN$$

$$\begin{aligned} A_1 &= 600\,cm^2 \\ A_2 &= 54289\,cm^2 \end{aligned} \qquad \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 9,512 \Rightarrow Adopto = 2$$

$$Pu = 444\,kN \leq \phi \cdot \left(0,85 \cdot f'c \cdot A_1\right) \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \cdot \phi \cdot \left(0,85 \cdot f'c \cdot A_1\right) = 1638,00\,kN \rightarrow Verifica$$

5. Cálculo del Momento Flector





$$qu = Pu/(a_1 \cdot a_2) = 0{,}008\, kN/cm^2$$

Momento x - x (se considera la sección 2-2 del gráfico)

$$Mux = qu \cdot a_2 \cdot (a_1 - c_1)^2 / 8 = 9815{,}88\, kN\, cm = 98{,}16\, kN\, m$$

Momento y - y (se considera la sección 1-1 del gráfico)

$$Muy = qu \cdot a_1 \cdot (a_2 - c_2)^2 / 8 = 10806{,}78\, kN\, cm = 108{,}07\, kN\, m$$

6. Armadura por flexión

Momento x - x (se considera la sección 2-2 del gráfico)

$$Momento\, Flector = Mu_x = 98{,}16\, kNm$$
$$Db_{Máx.adop.} = 16\, mm$$

1.- DATOS GENERALES

Resistencia especificada a compresión del hormigón	f'_c	21	Mpa
Tensión de fluencia especificada de la armadura	f_y	420	Mpa
Módulo de elasticidad del acero	E_s	200000,00	Mpa
Deformación de fluencia del acero	e_y	2,1	‰
Factor que relaciona la altura del bloque de tensiones de compresión rectangular equivalente con la profundidad del eje neutro	b_1	0,85	
Cuantía mínima de la armadura traccionada	$r_{mín}$	0,0033	
Factor de reducción de la resistencia. Secciones controladas por tracción	f	0,90	

2.- DATOS DE LA SECCION TRANSVERSAL

Ancho del borde comprimido de la sección transversal	b	**2,33**	m
Altura total de la sección transversal	h	**0,61**	m
Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal comprimida	d´	**0,10**	m
Recubrimiento efectivo a eje de barra	$d´_s$	**0,10**	m

3.- SOLICITACIONES

Momento mayorado	M_u	**98,16**	kN·m

4.- RESULTADOS

Área de la armadura longitudinal comprimida	$A´_s$	**0,00**	**cm²**	
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa	A_s	**5,20**	**cm²**	**Es menor que la mínima!**

Área mínima para flexión simple =	$A_{s\ mín}$	39,61	
Altura del bloque de tensiones rectangular equivalente =	a	0,005	m
Distancia desde la fibra comprimida extrema al eje neutro	c	0,006	m
Valor de c correspondiente a εt = 0,005	c_{max}	0,188	m

Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado, para la resistencia nominal	e_t	244,6533	‰

$A´_s$ =	0,00 cm²
A_s =	39,61 cm²

Adopto

ϕ(mm)	Área (cm²)	Cant.	As (cm²)	Separación		
16	2,01	16	32,17	15,53		
0	0,00	0	0,00	0,00		
0	0,00	0	0,00	0,00	Separación límite es:	
	Área prom.	Cant. Total	As total	Sep. Prom.	2,5 h (cm)	25 ϕ (cm)
	2,01	16	32,17	15,53	152,50	40,00

Momento y - y (se considera la sección 1-1 del gráfico)

$$Momento\,Flector = Mu_{y} = 108,07\,kNm$$
$$Db_{Máx.adop.} = 16\,mm$$

1.- DATOS GENERALES

Resististencia especificada a compresión del hormigón	f'_c	21	Mpa
Tensión de fluencia especificada de la armadura	f_y	420	Mpa
Módulo de elasticidad del acero	E_s	200000,00	Mpa
Deformación de fluencia del acero	e_y	2,1	‰
Factor que relaciona la altura del bloque de tensiones de compresión rectangular equivalente con la profundidad del eje neutro	b_1	0,85	
Cuantía mínima de la armadura traccionada	$r_{mín}$	0,0033	
Factor de reducción de la resistencia. Secciones controladas por tracción	f	0,90	

2.- DATOS DE LA SECCION TRANSVERSAL

Ancho del borde comprimido de la sección transversal	b	**2,33**	m
Altura total de la sección transversal	h	**0,61**	m
Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal comprimida	d´	**0,10**	m
Recubrimiento efectivo a eje de barra	$d´_s$	**0,10**	m

3.- SOLICITACIONES

Momento mayorado	M_u	**0,00**	kN·m

4.- RESULTADOS

Área de la armadura longitudinal comprimida	**$A´_s$**	**0,00**	**cm²**	
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa	**A_s**	**5,55**	**cm²**	**Es menor que la mínima!**

Área mínima para flexión simple =	$A_{s\,mín}$	39,61	

Altura del bloque de tensiones rectangular equivalente =	a	0,006	m
Distancia desde la fibra comprimida extrema al eje neutro	c	0,007	m

Valor de c correspondiente a εt = 0,005	c_{max}	0,194	m

Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado, para la resistencia nominal	e_t	229,0732	‰

A´$_s$ =	0,00 cm2
A$_s$ =	39,61 cm2

Adopto

ϕ(mm)	Área (cm^2)	Cant.	As (cm^2)	Separación		
16	2,01	16	32,17	15,53		
0	0,00	0	0,00	0,00		
0	0,00	0	0,00	0,00	Separación límite es:	
	Área prom.	Cant. Total	As total	Sep. Prom.	2,5 h (cm)	25 ϕ (cm)
	2,01	16	32,17	15,53	152,50	40,00

Bases de Borde

Estas bases corresponden a las columnas C4, C6, C15, C16 y C18. Todas ellas reciben una carga proveniente de las columnas de 37 tn.

Datos:

Cargas:

$$P_D = 37\,tn = 370\,kN \qquad P = P_D + P_L = 37\,tn = 370\,kN$$
$$P_L = 0\,tn = 0\,kN \qquad Pu = 1{,}2 \cdot P_D + 1{,}6 \cdot P_L = 444\,kN$$

Momento en el eje x-x:

$$My_D = 55{,}00\,kN\,m = 5{,}50\,tn\,m \qquad My = My_D + My_L = 55\,kNm$$
$$My_L = 0{,}00\,kN\,m = 0{,}00\,tn\,m \qquad Muy = 1{,}2 \cdot My_D + 1{,}6 \cdot My_L = 66\,kNm$$

Materiales:

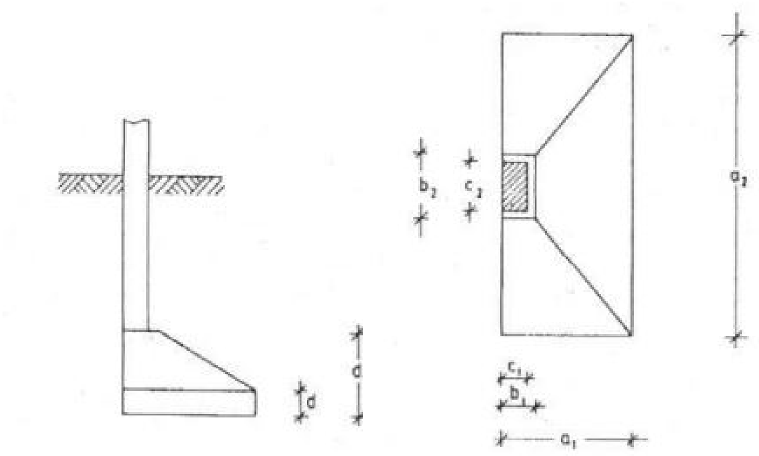
$$f'c = 21\,MPa = 2100\ tn/cm^2 = 2{,}10\ kN/cm^2$$
$$P_L = 420\,MPa = 42000\ tn/m^2 = 42{,}00\ kN/cm^2$$

Suelo:

$$\sigma_{adm} = 0{,}07\,MPa = 7{,}0\ tn/cm^2 = 0{,}70\ kg/cm^2 = 0{,}007\ kN/cm^2$$
$$K = 0{,}80\ kg/cm^3 = 800\ tn/m^3 \rightarrow Coeficiente\,de\,Balasto$$

Lados de la columna:

$$C_1 = 20\,cm = 0,20\,m$$
$$C_2 = 30\,cm = 0,30\,m$$



1. Calculamos los lados de la base

Para dimensionar la superficie de contacto entre la base y el suelo de soporte utilizamos las cargas de servicio (P), debido a que la resistencia del suelo se la cuantifica mediante esfuerzos admisibles.

$$a_1 \times a_2 = \frac{\left(P_D + P_L\right)}{\sigma_{adm}} = 52857,14\,cm^2$$

$$Si\ a_1 = 0,50 \cdot a_2 \Rightarrow a_2 = \sqrt{\frac{52857,14\,cm^2}{0,5}} = 325,14\,cm$$

$$\Rightarrow a_1 = 0,50 \cdot 325,14\,cm = 162,57\,cm$$

$$Adoptamos \rightarrow \boxed{\begin{array}{l} a_1 = 165\,cm = 1,65\,m \\ a_2 = 331\,cm = 3,31\,m \end{array}}$$

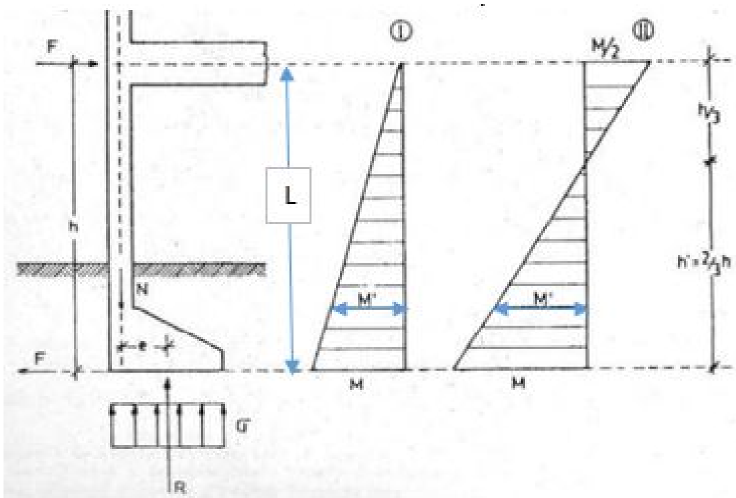
2. Para que la base pueda asumirse como rígida y aceptar los diagramas lineales de presión, debe cumplirse:

$$a = lado\,mayor\,entre\,a_1\,y\,a_2$$

$$h \geq \frac{\left(a - c\right)}{4} = 75,25\,cm \Rightarrow Adoptamos \rightarrow \boxed{\begin{array}{l} h = 83\,cm \\ d = 73\,cm \\ r = 10\,cm \end{array}}$$

Excentricidad de la carga en el eje x-x

$$e_x = My \big/ P = 0,00 \leq a_1 \big/ 6 = 27,50\,cm \rightarrow Verifica$$



$$L = 4,00\,m$$

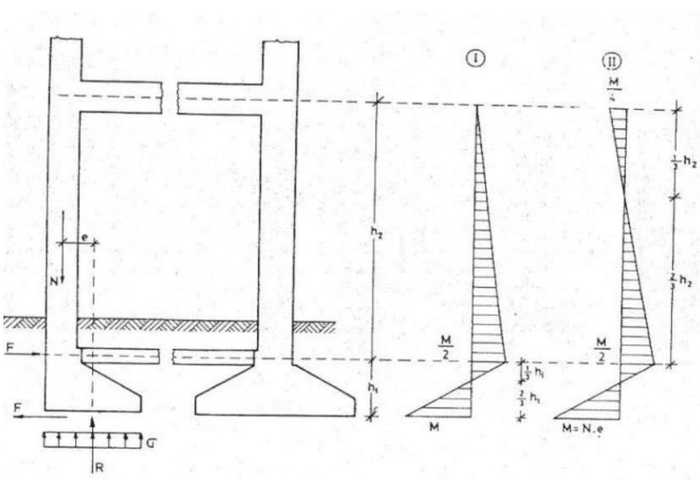
En este caso aparece un momento provocado por la excentricidad de cargas e.

$$Caso\,I : M' = N \cdot e \cdot \frac{h - d_0}{h}$$

$$Caso\,II : M' = N \cdot e \cdot \frac{h' - d_0}{h'}$$

$$Caso\,III : M' = \frac{N \cdot e}{2}$$

$$e = \frac{a_1}{2} - \frac{c_1}{2} = 72,50\,cm$$



$$Caso\,I: \hat{M}' = P \cdot e \cdot \frac{\left(L-h\right)}{L} = 212,59\,kNm$$
$$Caso\,II: \hat{M}' = P \cdot e \cdot \frac{2/3\,L-h}{2/3\,L} = 184,76\,kNm$$
$$Caso\,III: \hat{M}' = \frac{P \cdot e}{2} = 134,13\,kNm$$
$$Adopto\,el\,Caso\,2 \rightarrow M' = 184,76\,kNm$$

Este momento M' provocado por la excentricidad de carga e columna, o sea que resulta necesario dimensionar la columna a flexión compuesta (P, M'). El momento M = P . e debe estar equilibrado por un par de igual intensidad y sentido contrario:

3. Verificación al deslizamiento

$$F = \frac{M}{L} = 67,06\,kN$$
$$f = P \cdot tg\phi \geq \gamma \cdot F \rightarrow f = Fuerza\,de\,fricción\,entre\,la\,base\,y\,el\,terreno$$
$$\gamma = Coeficiente\,de\,seguridad$$
$$\phi = 30°$$
$$f = P \cdot tg\phi = 213,62\,kN \geq \gamma \cdot F = 134,13\,kN \rightarrow Verifica$$

Empleamos los estados de carga últimos (Pu) para verificar espesor de la base y la armadura requerida.

4. Verificación al Corte

Se verifica la altura de la base definida por condiciones de rigidez bajo esfuerzos de corte en una y dos direcciones con estados de carga últimos.

a) Corte tipo viga

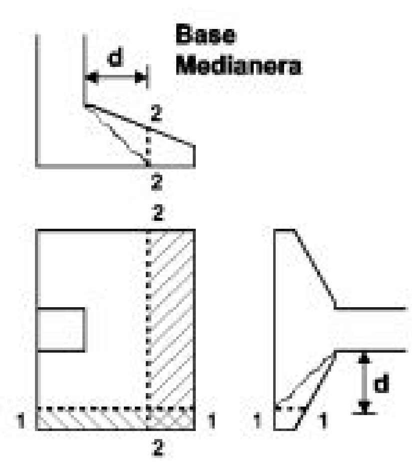


Tabla 1

	Centrada	Medianera (a)	Medianera (b)	Esquina
α_s	40	30	30	20
Y	1	0,75	0,75	0,50
b_x [m]	$c_x + 0,05$ m (*)	$c_x + 0,025$ m (*)	$c_x + 0,05$ m (*)	$c_x + 0,025$ m (*)
b_y [m]	$c_y + 0,05$ m (*)	$c_y + 0,05$ m (*)	$c_y + 0,025$ m (*)	$c_y + 0,025$ m (*)
b_{wx} [m]	$(5 \cdot b_x + 3 \cdot L_x) / 8$			
b_{wy} [m]	$(5 \cdot b_y + 3 \cdot L_y) / 8$			
k_x [m]	$(L_x - c_x) / 2$	$L_x - c_x$	$(L_x - c_x) / 2$	$L_x - c_x$
k_y [m]	$(L_y - c_y) / 2$	$(L_y - c_y) / 2$	$L_y - c_y$	$L_y - c_y$
b_o [m]	$2 \cdot (c_x + c_y) + 4 \cdot d$	$2 \cdot c_x + c_y + 2 \cdot d$	$c_x + 2 \cdot c_y + 2 \cdot d$	$c_x + c_y + d$
A_o [m^2]	$(c_x + d) \cdot (c_y + d)$	$(c_x + d/2) \cdot (c_y + d)$	$(c_x + d) \cdot (c_y + d/2)$	$(c_x + d/2) \cdot (c_y + d/2)$

(*) Los valores 0,025 y 0,05 m no son reglamentarios y dependen de cada Proyectista

Corte en una dirección:

Debemos verificar que el esfuerzo de corte *Vu* sea resistido el esfuerzo de corte del hormigón (*Vc*). Los esfuerzos de corte se determinan a una distancia "d" que es la altura útil de la base.

Corte en x-x (se considera la sección 2-2 del gráfico)

$$Vu \le \phi \cdot Vc \quad con\ \phi = 0,75$$
$$a_1 = 165\,cm \quad y \quad a_2 = 331\,cm$$

$$by = C_2 + 5\,cm = 35,00\,cm$$
$$bwy = \left(5 \cdot by + 3 \cdot a_2\right)/8 = 146,00\,cm$$
$$kx = a_1 - C_1 = 145,00\,cm$$

$$qu = Pu/\left(a_1 \cdot a_2\right) = 0,008\,kN/cm^2$$
$$Vu = qu \cdot a_2 \cdot \left(kx - d\right) = 193,75\,kN$$
$$Vc = 0,75/6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bwy \cdot d = 610,51\,kN$$

Finalmente:

$$Vu = 193,75\,kN \le \phi \cdot Vc \ = 457,89\,kN \rightarrow Verifica$$

Corte en y-y (se considera la sección 1-1 del gráfico)

$$bx = C_1 + 5\,cm = 22,50\,cm$$
$$bwx = \left(5 \cdot bx + 3 \cdot a_1\right)/8 = 75,94\,cm$$
$$ky = \left(a_2 - C_2\right)/2 = 150,50\,cm$$

$$qu = Pu/\left(a_1 \cdot a_2\right) = 0,008\,kN/cm^2$$
$$Vu = qu \cdot a_1 \cdot \left(ky - d\right) = 103,96\,kN$$
$$Vc = 0,75/6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bwx \cdot d = 317,54\,kN$$

Finalmente:

$$Vu = 103,96\,kN \le \phi \cdot Vc \ = 238,16\,kN \rightarrow Verifica$$

b) Corte por punzonado

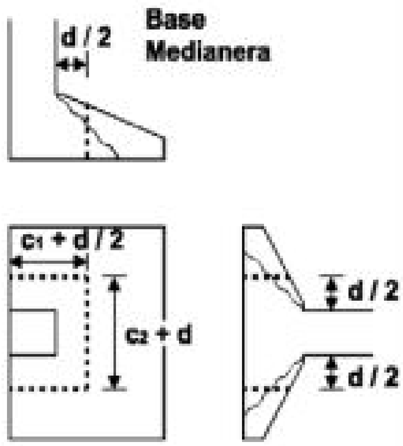


Tabla 1

	Centrada	Medianera (a)	Medianera (b)	Esquina
α_s	40	30	30	20
Y	1	0,75	0,75	0,50
b_x [m]	$c_x + 0{,}05$ m (*)	$c_x + 0{,}025$ m (*)	$c_x + 0{,}05$ m (*)	$c_x + 0{,}025$ m (*)
b_y [m]	$c_y + 0{,}05$ m (*)	$c_y + 0{,}05$ m (*)	$c_y + 0{,}025$ m (*)	$c_y + 0{,}025$ m (*)
b_{wx} [m]	$(5 \cdot b_x + 3 \cdot L_x) / 8$			
b_{wy} [m]	$(5 \cdot b_y + 3 \cdot L_y) / 8$			
k_x [m]	$(L_x - c_x) / 2$	$L_x - c_x$	$(L_x - c_x) / 2$	$L_x - c_x$
k_y [m]	$(L_y - c_y) / 2$	$(L_y - c_y) / 2$	$L_y - c_y$	$L_y - c_y$
b_o [m]	$2 \cdot (c_x + c_y) + 4 \cdot d$	$2 \cdot c_x + c_y + 2 \cdot d$	$c_x + 2 \cdot c_y + 2 \cdot d$	$c_x + c_y + d$
A_o [m^2]	$(c_x + d) \cdot (c_y + d)$	$(c_x + d/2) \cdot (c_y + d)$	$(c_x + d) \cdot (c_y + d/2)$	$(c_x + d/2) \cdot (c_y + d/2)$

(*) Los valores 0,025 y 0,05 m no son reglamentarios y dependen de cada Proyectista

Corte en dos direcciones (punzonado):

Si la relación de lados es igual a 1 entonces el CIRSOC establece que para evitar el fenómeno de punzonado el esfuerzo *Vc* debe ser:

$$Vu = Pu - qu \cdot A_0 \leq Vc$$

$$a_1 = 165\,cm; \quad a_1 = 233\,cm \quad y \quad \beta = 0{,}50$$

$$V_c \leq \begin{cases} V_c = \left(1 + \dfrac{2}{\beta}\right) \cdot \dfrac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{6} \\ V_c = \left(\dfrac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \dfrac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{12} \\ V_c = \dfrac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{3} \end{cases}$$

La primera de estas expresiones es de aplicación cuando $\beta > 2$ mientras que la última es válida cuando $\beta \leq 2$

donde

- β : Relación entre el lado mayor y el lado menor de la columna
- α_s : 40 para bases centradas; 30 para bases medianeras; 20 para bases de esquina
- b_o : Perímetro de la sección crítica, en [mm]
- d : Altura útil en la sección crítica, en [mm]
- $\sqrt{f'_c}$: f'_c en [MPa], el resultado de la raíz en [MPa]

$$b_0 = 2 \cdot C_1 + C_2 + 2 \cdot d = 216{,}00\,cm$$

$$Vc = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d}{6} = 216{,}00\,kN$$

$$Vc = \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_0}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d}{12} = 7309{,}44\,kN$$

$$Vc = \frac{\sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d}{3} = 2408{,}60\,kN$$

$$A_0 = \left(C_1 + d/2\right) \cdot \left(C_2 + d\right) = 5819,50\,cm^2$$

$$Vu = Pu - qu \cdot A_0 = 396,69\,kN$$

$$Vu = 396,69 \leq Vc \ = 2408,60\,kN \rightarrow Verifica$$

5. **Resistencia al aplastamiento**

Debemos verificar que la resistencia al aplastamiento de la base de hormigón sea superior a la tensión de aplastamiento generada por la columna que apoya sobre la base.

Para un elemento apoyado (columna), la resistenia al aplastamiento ϕPnb es igual a

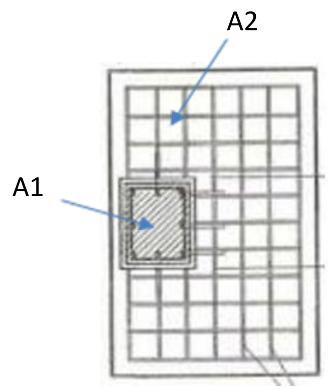
$$\phi Pnb = \left(0,85 \cdot f'c \cdot A_1\right)$$

Donde:

f´c = resistencia a la compresión del hormigón de la columna

A1 = área cargada (área de la columna)

ϕ = 0,65



Para el elemento de apoyo (zapata)

$$\phi Pnb = \phi \cdot \left(0,85 \cdot f'c \cdot A_1\right) \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \cdot \phi \cdot \left(0,85 \cdot f'c \cdot A_1\right)$$

Donde:

f´c = resistencia a la compresión del hormigón de la zapata

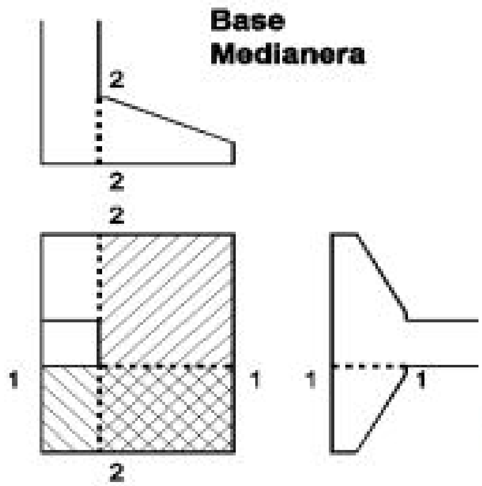
A2 = área de la base inferior de la mayor pirámide, cono truncado o cuña que queda contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tiene por base superior el área cargada, y pendientes laterales de 1 en vertical por 2 en horizontal

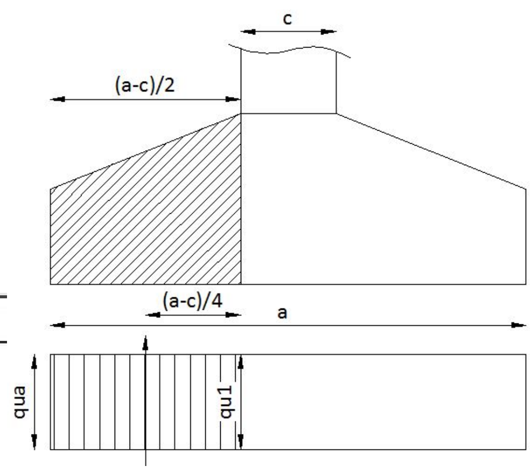
$$Pu = 1,2 \cdot P_D + 1,6 \cdot P_L = 444\,kN$$

$$A_1 = 600\, cm^2 \qquad \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 9{,}512 \Rightarrow Adopto = 2$$
$$A_2 = 54289\, cm^2$$

$$Pu = 444\, kN \le \phi \cdot \left(0{,}85 \cdot f'c \cdot A_1\right) \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \le 2 \cdot \phi \cdot \left(0{,}85 \cdot f'c \cdot A_1\right) = 1638{,}00\, kN \rightarrow Verifica$$

6. **Cálculo del Momento Flector**





$$qu = Pu \big/ \left(a_1 \cdot a_2\right) = 0{,}008\, kN \big/ cm^2$$

Momento x - x (se considera la sección 2-2 del gráfico)

$$Mux = qu \cdot a_2 \cdot \left(a_1 - c_1\right)^2 \big/ 2 = 28288{,}18\, kN\, cm = 282{,}88\, kN\, m$$

Momento y - y (se considera la sección 1-1 del gráfico)

$$Muy = qu \cdot a_1 \cdot \left(a_2 - c_2\right)^2 \big/ 8 = 15191{,}41\, kN\, cm = 151{,}91\, kN\, m$$

7. **Armadura por flexión**

Momento x - x (se considera la sección 2-2 del gráfico)

$$Momento\, Flector = Mu_x = 282{,}88\, kNm$$
$$Db_{Máx.adop.} = 16\, mm$$

1.- DATOS GENERALES

Resististencia especificada a compresión del hormigón	f'_c	21	Mpa
Tensión de fluencia especificada de la armadura	f_y	420	Mpa
Módulo de elasticidad del acero	E_s	200000,00	Mpa
Deformación de fluencia del acero	e_y	2,1	‰
Factor que relaciona la altura del bloque de tensiones de compresión rectangular equivalente con la profundidad del eje neutro	b_1	0,85	
Cuantía mínima de la armadura traccionada	$r_{mín}$	0,0033	
Factor de reducción de la resistencia. Secciones controladas por tracción	f	0,90	

2.- DATOS DE LA SECCION TRANSVERSAL

Ancho del borde comprimido de la sección transversal	b	**3,31**	m
Altura total de la sección transversal	h	**0,83**	m
Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal comprimida	d´	**0,10**	m
Recubrimiento efectivo a eje de barra	$d´_s$	**0,10**	m

3.- SOLICITACIONES

Momento mayorado	M_u	**282,88**	kN·m

4.- RESULTADOS

Área de la armadura longitudinal comprimida	**$A´_s$**	**0,00**	**cm2**	
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa	**A_s**	**10,19**	**cm2**	**Es menor que la mínima!**

Área mínima para flexión simple =	$A_{s\ mín}$	80,54	cm2
Altura del bloque de tensiones rectangular equivalente =	a	0,007	m
Distancia desde la fibra comprimida extrema al eje neutro	c	0,009	m
Valor de c correspondiente a εt = 0,005	c_{max}	0,277	m

Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado, para la resistencia nominal	e_t	253,9724	‰

A´s =	0,00 cm2
A_s =	80,54 cm2

Adopto

f(mm)	Área (cm2)	Cant.	As (cm2)	Separación		
16	2,01	18	36,19	19,47		
12	1,13	18	20,36	19,47		
8	0,50	18	9,05	19,47	Separación límite es:	
	Área prom.	Cant. Total	As total	Sep. Prom.	2,5 h (cm)	25 f (cm)
	1,21	54	65,60	6,25	207,50	31,09

Momento y - y (se considera la sección 1-1 del gráfico)

$$Momento\,Flector = Mu_y = 151,91\,kNm$$

$$Db_{Máx.adop.} = 16\,mm$$

1.- DATOS GENERALES

Resististencia especificada a compresión del hormigón	f'_c	21	Mpa
Tensión de fluencia especificada de la armadura	f_y	420	Mpa
Módulo de elasticidad del acero	E_s	200000,00	Mpa
Deformación de fluencia del acero	e_y	2,1	‰
Factor que relaciona la altura del bloque de tensiones de compresión rectangular equivalente con la profundidad del eje neutro	b_1	0,85	
Cuantía mínima de la armadura traccionada	$r_{mín}$	0,0033	
Factor de reducción de la resistencia. Secciones controladas por tracción	f	0,90	

2.- DATOS DE LA SECCION TRANSVERSAL

Ancho del borde comprimido de la sección transversal	b	**1,65**	m
Altura total de la sección transversal	h	**0,83**	m
Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal comprimida	d´	**0,10**	m
Recubrimiento efectivo a eje de barra	$d´_s$	**0,10**	m

3.- SOLICITACIONES

Momento mayorado	M_u	**0,00**	kN·m

4.- RESULTADOS

Área de la armadura longitudinal comprimida	**A'_s**	**0,00**	**cm2**
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa	**A_s**	**5,60**	**cm2**

Es menor que la mínima!

Área mínima para flexión simple =	$A_{s\ mín}$	40,15	**cm2**
Altura del bloque de tensiones rectangular equivalente =	a	0,008	m
Distancia desde la fibra comprimida extrema al eje neutro	c	0,009	m
Valor de c correspondiente a εt = 0,005	c_{max}	0,271	m

Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado, para la resistencia nominal	e_t	230,2167	‰

A'_s =	0,00 cm2
A_s =	40,15 cm2

Adopto

f(mm)	Área (cm2)	Cant.	As (cm2)	Separación		
16	2,01	16	32,17	11,00		
0	0,00	0	0,00	0,00		
0	0,00	0	0,00	0,00	Separación límite es:	
	Área prom.	Cant. Total	As total	Sep. Prom.	2,5 h (cm)	25 f (cm)
	2,01	16	32,17	11,00	207,50	40,00

8. **Diseño del tensor**

$$Muy = 1{,}2 \cdot My_D + 1{,}6 \cdot My_L = 66\,kNm$$
$$f'c = 21MPa = 2100\,tn/m^2 = 210\,kg/cm^2 = 2{,}10\,kN/cm^2$$
$$fy = 420MPa = 42000\,tn/m^2 = 4200\,kg/cm^2 = 42\,kN/cm^2$$
$$L = 4\,m$$
$$\phi = 0{,}90$$

$$Fu = Muy/L = 16{,}50\,kN$$

Sección de la viga tensor

$bw = 20\,cm$
$hw = 30\,cm$
$rec = 3\,cm$
$estribos = 6\,mm$

Solicitaciones actuantes:

$$Fn = Fu/\phi = 18{,}33\,kN$$

Armadura por condición de rotura:

$$As = Fn/fy = 0{,}44\,cm^2$$

Armadura por condición de ductilidad:

$$\rho \geq \sqrt{f'c}/1{,}8 \cdot fy = 0{,}061\,cm^2$$
$$\rho = \frac{As}{Ag}$$
$$Ag = bw \cdot hw = 600\,cm^2$$
$$As = Ag \cdot \sqrt{f'c}/1{,}8 \cdot fy = 3{,}64\,cm^2$$

A continuación se calculan las bases correspondientes a las columnas C2, C7, C10, C11 y C14. Todas ellas reciben una carga proveniente de las columnas de 30 tn.

Datos:

Cargas:

$$P_D = 30\,tn = 300\,kN \qquad P = P_D + P_L = 30\,tn = 300\,kN$$
$$P_L = 0\,tn = 0\,kN \qquad Pu = 1{,}2 \cdot P_D + 1{,}6 \cdot P_L = 360\,kN$$

Momento en el eje x-x:

$$My_D = 60{,}00\,kN\,m = 6{,}00\,tn\,m \qquad My = My_D + My_L = 55\,kNm$$
$$My_L = 0{,}00\,kN\,m = 0{,}00\,tn\,m \qquad Muy = 1{,}2 \cdot My_D + 1{,}6 \cdot My_L = 66\,kNm$$

Materiales:

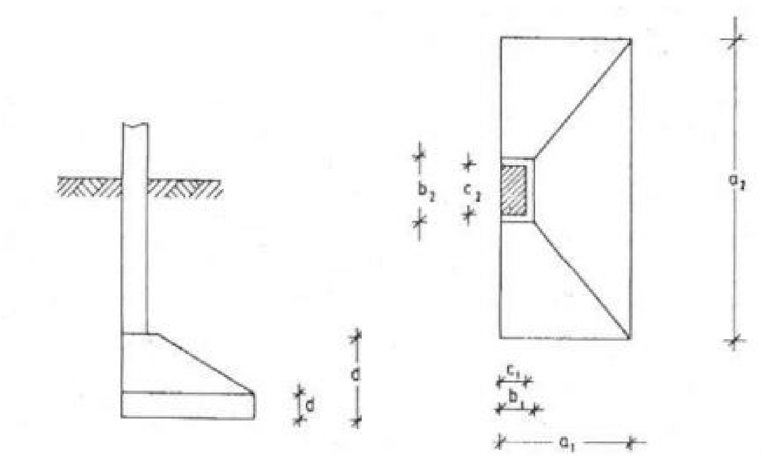
$$f'c = 21\,MPa = 2100\ tn/cm^2 = 2{,}10\ kN/cm^2$$
$$P_L = 420\,MPa = 42000\ tn/m^2 = 42{,}00\ kN/cm^2$$

Suelo:

$$\sigma_{adm} = 0,07\,MPa = 7,0\ tn\Big/cm^2 = 0,70\ kg\Big/cm^2 = 0,007\ kN\Big/cm^2$$
$$K = 0,80\ kg\Big/cm^3 = 800\ tn\Big/m^3 \rightarrow Coeficiente\,de\,Balasto$$

Lados de la columna:

$$C_1 = 20\,cm = 0,20\,m$$
$$C_2 = 30\,cm = 0,30\,m$$



5. Calculamos los lados de la base

Para dimensionar la superficie de contacto entre la base y el suelo de soporte utilizamos las cargas de servicio (P), debido a que la resistencia del suelo se la cuantifica mediante esfuerzos admisibles.

$$a_1 \times a_2 = \frac{\left(P_D + P_L\right)}{\sigma_{adm}} = 42857,14\,cm^2$$
$$Si\ a_1 = 0,50 \cdot a_2 \Rightarrow a_2 = \sqrt{\frac{42857,14\,cm^2}{0,5}} = 292,77\,cm$$
$$\Rightarrow a_1 = 0,50 \cdot 325,14\,cm = 146,39\,cm$$
$$Adoptamos \rightarrow \boxed{\begin{array}{l} a_1 = 149\,cm = 1,49\,m \\ a_2 = 298\,cm = 2,98\,m \end{array}}$$

6. Para que la base pueda asumirse como rígida y aceptar los diagramas lineales de presión, debe cumplirse:

$$a = lado\,mayor\,entre\,a_1\ y\,a_2$$
$$h \geq \frac{\left(a - c\right)}{4} = 67\,cm \Rightarrow Adoptamos \rightarrow \boxed{\begin{array}{l} h = 74\,cm \\ d = 64\,cm \\ r = 10\,cm \end{array}}$$

Excentricidad de la carga en el eje x-x

$$e_x = My \big/ P = 0,00 \leq a_1 \big/ 6 = 24,83\,cm \rightarrow Verifica$$

$$L = 4,00\,m$$

En este caso aparece un momento provocado por la excentricidad de cargas e.

$$Caso\,I : M' = N \cdot e \cdot \frac{h - d_0}{h}$$
$$Caso\,II : M' = N \cdot e \cdot \frac{h' - d_0}{h'}$$
$$Caso\,III : M' = \frac{N \cdot e}{2}$$

$$e = \frac{a_1}{2} - \frac{c_1}{2} = 72,50\,cm$$

$$Caso\,I : \hat{M}' = P \cdot e \cdot \frac{\left(L - h\right)}{L} = 157,70\,kNm$$
$$Caso\,II : \hat{M}' = P \cdot e \cdot \frac{2\big/3\,L - h}{2\big/3\,L} = 139,80\,kNm$$
$$Caso\,III : \hat{M}' = \frac{P \cdot e}{2} = 93,75\,kNm$$
$$Adopto\,el\,Caso\,2 \rightarrow M' = 139,80\,kNm$$

Este momento M' provocado por la excentricidad de carga e columna, o sea que resulta necesario dimensionar la columna a flexión compuesta (P, M'). El momento M = P . e debe estar equilibrado por un par de igual intensidad y sentido contrario:

7. Verificación al deslizamiento

$$F = \frac{M}{L} = 48,38\,kN$$
$$f = P \cdot tg\phi \geq \gamma \cdot F \rightarrow f = Fuerza\,de\,fricción\,entre\,la\,base\,y\,el\,terreno$$
$$\gamma = Coeficiente\,de\,seguridad$$
$$\phi = 30°$$
$$f = P \cdot tg\phi = 173,21\,kN \geq \gamma \cdot F = 96,75\,kN \rightarrow Verifica$$

Empleamos los estados de carga últimos (Pu) para verificar espesor de la base y la armadura requerida.

8. Verificación al Corte

Se verifica la altura de la base definida por condiciones de rigidez bajo esfuerzos de corte en una y dos direcciones con estados de carga últimos.

c) Corte tipo viga

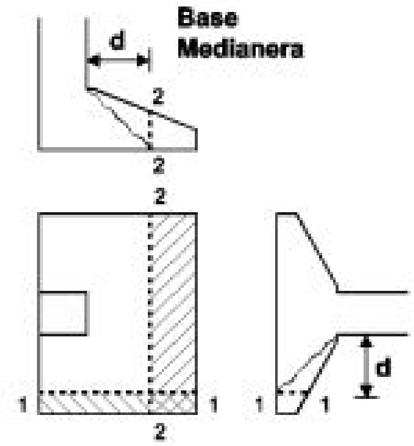


Tabla 1

	Centrada	Medianera (a)	Medianera (b)	Esquina
α_s	40	30	30	20
Y	1	0,75	0,75	0,50
b_x [m]	c_x + 0,05 m (*)	c_x + 0,025 m (*)	c_x + 0,05 m (*)	c_x + 0,025 m (*)
b_y [m]	c_y + 0,05 m (*)	c_y + 0,05 m (*)	c_y + 0,025 m (*)	c_y + 0,025 m (*)
b_{wx} [m]	$(5 \cdot b_x + 3 \cdot L_x) / 8$			
b_{wy} [m]	$(5 \cdot b_y + 3 \cdot L_y) / 8$			
k_x [m]	$(L_x - c_x) / 2$	$L_x - c_x$	$(L_x - c_x) / 2$	$L_x - c_x$
k_y [m]	$(L_y - c_y) / 2$	$(L_y - c_y) / 2$	$L_y - c_y$	$L_y - c_y$
b_o [m]	$2 \cdot (c_x + c_y) + 4 \cdot d$	$2 \cdot c_x + c_y + 2 \cdot d$	$c_x + 2 \cdot c_y + 2 \cdot d$	$c_x + c_y + d$
A_o [m^2]	$(c_x + d) \cdot (c_y + d)$	$(c_x + d/2) \cdot (c_y + d)$	$(c_x + d) \cdot (c_y + d/2)$	$(c_x + d/2) \cdot (c_y + d/2)$

(*) Los valores 0,025 y 0,05 m no son reglamentarios y dependen de cada Proyectista

Corte en una dirección:

Debemos verificar que el esfuerzo de corte *Vu* sea resistido el esfuerzo de corte del hormigón (*Vc*). Los esfuerzos de corte se determinan a una distancia "d" que es la altura útil de la base.

Corte en x-x (se considera la sección 2-2 del gráfico)

$$Vu \leq \phi \cdot Vc \quad con \ \phi = 0,75$$
$$a_1 = 149\,cm \quad y \quad a_2 = 298\,cm$$

$$by = C_2 + 5\,cm = 35,00\,cm$$
$$bwy = \left(5 \cdot by + 3 \cdot a_2\right) / 8 = 133,63\,cm$$
$$kx = a_1 - C_1 = 129,00\,cm$$

$$qu = Pu / \left(a_1 \cdot a_2\right) = 0,008\,kN / cm^2$$
$$Vu = qu \cdot a_2 \cdot \left(kx - d\right) = 157,05\,kN$$
$$Vc = 0,75 / 6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bwy \cdot d = 489,88\,kN$$

Finalmente:

$$Vu = 193,75\,kN \leq \phi \cdot Vc \ = 367,41\,kN \rightarrow Verifica$$

Corte en y-y (se considera la sección 1-1 del gráfico)

$$bx = C_1 + 5\,cm = 22,50\,cm$$
$$bwx = \left(5 \cdot bx + 3 \cdot a_1\right) / 8 = 69,94\,cm$$
$$ky = \left(a_2 - C_2\right) / 2 = 134,00\,cm$$

$$qu = Pu / \left(a_1 \cdot a_2\right) = 0,008\,kN / cm^2$$
$$Vu = qu \cdot a_1 \cdot \left(ky - d\right) = 84,56\,kN$$
$$Vc = 0,75 / 6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bwx \cdot d = 256,40\,kN$$

Finalmente:

$$Vu = 103,96\,kN \leq \phi \cdot Vc \; = 192,30\,kN \rightarrow Verifica$$

d) Corte por punzonado

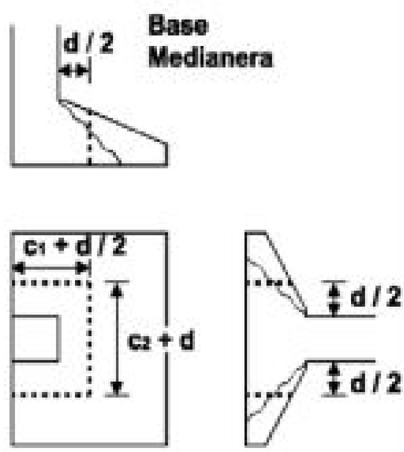


Tabla 1

	Centrada	Medianera (a)	Medianera (b)	Esquina
α_s	40	30	30	20
Y	1	0,75	0,75	0,50
b_x [m]	c_x + 0,05 m (*)	c_x + 0,025 m (*)	c_x + 0,05 m (*)	c_x + 0,025 m (*)
b_y [m]	c_y + 0,05 m (*)	c_y + 0,05 m (*)	c_y + 0,025 m (*)	c_y + 0,025 m (*)
b_{wx} [m]	$(5 \cdot b_x + 3 \cdot L_x) / 8$			
b_{wy} [m]	$(5 \cdot b_y + 3 \cdot L_y) / 8$			
k_x [m]	$(L_x - c_x) / 2$	$L_x - c_x$	$(L_x - c_x) / 2$	$L_x - c_x$
k_y [m]	$(L_y - c_y) / 2$	$(L_y - c_y) / 2$	$L_y - c_y$	$L_y - c_y$
b_o [m]	$2 \cdot (c_x + c_y) + 4 \cdot d$	$2 \cdot c_x + c_y + 2 \cdot d$	$c_x + 2 \cdot c_y + 2 \cdot d$	$c_x + c_y + d$
A_o [m^2]	$(c_x + d) \cdot (c_y + d)$	$(c_x + d/2) \cdot (c_y + d)$	$(c_x + d) \cdot (c_y + d/2)$	$(c_x + d/2) \cdot (c_y + d/2)$

(*) Los valores 0,025 y 0,05 m no son reglamentarios y dependen de cada Proyectista

Corte en dos direcciones (punzonado):

Si la relación de lados es igual a 1 entonces el CIRSOC establece que para evitar el fenómeno de punzonado el esfuerzo *Vc* debe ser:

$$Vu = Pu - qu \cdot A_0 \leq Vc$$
$$a_1 = 149\,cm; \quad a_1 = 298\,cm \quad y \quad \beta = 0,50$$

$$b_0 = 2 \cdot C_1 + C_2 + 2 \cdot d = 198,00\,cm$$

$$Vc = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d}{6} = 4839,20\, kN$$

$$Vc = \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_0}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d}{12} = 5660,40\, kN$$

$$Vc = \frac{\sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d}{3} = 1935,68\, kN$$

$$A_0 = \left(C_1 + d/2\right) \cdot \left(C_2 + d\right) = 5819,50\, cm^2$$

$$Vu = Pu - qu \cdot A_0 = 320,37\, kN$$

$$Vu = 320,37 \leq Vc \ = 1935,68\, kN \rightarrow Verifica$$

7. Resistencia al aplastamiento

Debemos verificar que la resistencia al aplastamiento de la base de hormigón sea superior a la tensión de aplastamiento generada por la columna que apoya sobre la base.

Para un elemento apoyado (columna), la resistenia al aplastamiento ϕPnb es igual a

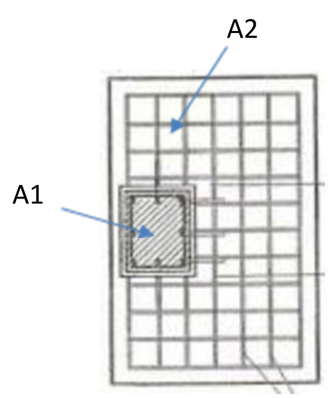
$$\phi Pnb = \left(0,85 \cdot f'c \cdot A_1\right)$$

Donde:

f´c = resistencia a la compresión del hormigón de la columna

A1 = área cargada (área de la columna)

ϕ = 0,65



Para el elemento de apoyo (zapata)

$$\phi Pnb = \phi \cdot \left(0,85 \cdot f'c \cdot A_1\right) \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \cdot \phi \cdot \left(0,85 \cdot f'c \cdot A_1\right)$$

Donde:

f´c = resistencia a la compresión del hormigón de la zapata

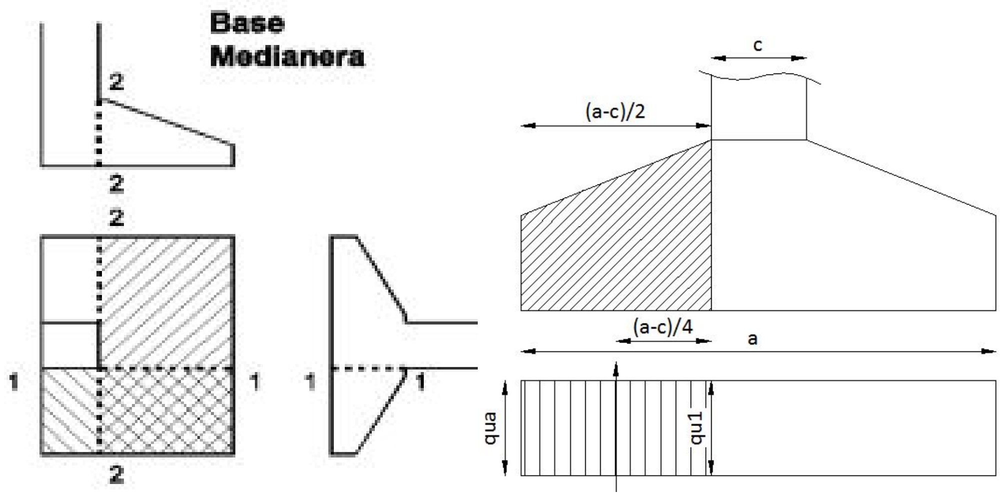
A2 = área de la base inferior de la mayor pirámide, cono truncado o cuña que queda contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tiene por base superior el área cargada, y pendientes laterales de 1 en vertical por 2 en horizontal

$$Pu = 1{,}2 \cdot P_D + 1{,}6 \cdot P_L = 360\,kN$$

$$A_1 = 600\,cm^2 \qquad \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 8{,}603 \Rightarrow Adopto = 2$$
$$A_2 = 44402\,cm^2$$

$$Pu = 360\,kN \leq \phi \cdot \left(0{,}85 \cdot f'c \cdot A_1\right) \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \cdot \phi \cdot \left(0{,}85 \cdot f'c \cdot A_1\right) = 1638{,}00\,kN \rightarrow Verifica$$

8. Cálculo del Momento Flector



$$qu = Pu \big/ \left(a_1 \cdot a_2\right) = 0{,}008\,kN \big/ cm^2$$

Momento x - x (se considera la sección 2-2 del gráfico)

$$Mux = qu \cdot a_2 \cdot \left(a_1 - c_1\right)^2 \big/ 2 = 28288{,}18\,kN\,cm = 201{,}03\,kN\,m$$

Momento y - y (se considera la sección 1-1 del gráfico)

$$Muy = qu \cdot a_1 \cdot \left(a_2 - c_2\right)^2 \big/ 8 = 10845{,}91\,kN\,cm = 108{,}46\,kN\,m$$

9. Armadura por flexión

Momento x - x (se considera la sección 2-2 del gráfico)

$$Momento\, Flector = Mu_x = 201{,}03\, kNm$$
$$Db_{Máx.adop.} = 16\, mm$$

1.- DATOS GENERALES

Resististencia especificada a compresión del hormigón	f'_c	21	Mpa
Tensión de fluencia especificada de la armadura	f_y	420	Mpa
Módulo de elasticidad del acero	E_s	200000,00	Mpa
Deformación de fluencia del acero	ε_y	2,1	‰
Factor que relaciona la altura del bloque de tensiones de compresión rectangular equivalente con la profundidad del eje neutro	β_1	0,85	
Cuantía mínima de la armadura traccionada	$\rho_{mín}$	0,0033	
Factor de reducción de la resistencia. Secciones controladas por tracción	ϕ	0,90	

2.- DATOS DE LA SECCION TRANSVERSAL

Ancho del borde comprimido de la sección transversal	b	**2,98**	m
Altura total de la sección transversal	h	**0,74**	m
Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal comprimida	d´	**0,10**	m
Recubrimiento efectivo a eje de barra	$d´_s$	**0,10**	m

3.- SOLICITACIONES

Momento mayorado	M_u	**201,03**	kN·m

4.- RESULTADOS

Área de la armadura longitudinal comprimida	**$A´_s$**	**0,00**	**cm²**	
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa	**A_s**	**8,25**	**cm²**	**Es menor que la mínima!**

Área mínima para flexión simple =	$A_{s\,mín}$	63,57	cm²
Altura del bloque de tensiones rectangular equivalente =	a	0,007	m
Distancia desde la fibra comprimida extrema al eje neutro	c	0,008	m
Valor de c correspondiente a $\varepsilon t = 0{,}005$	c_{max}	0,243	m

Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado, para la resistencia nominal	ε_t	247,5754	‰

A'_s =	0,00 cm2
A_s =	63,57 cm2

Adopto

ϕ(mm)	Área (cm²)	Cant.	As (cm²)	Separación		
16	2,01	18	36,19	17,53		
12	1,13	18	20,36	17,53		
8	0,50	18	9,05	17,53	Separación límite es:	
	Área prom.	Cant. Total	As total	Sep. Prom.	2,5 h (cm)	25 ϕ (cm)
	1,21	54	65,60	5,62	185,00	31,09

Momento y - y (se considera la sección 1-1 del gráfico)

$$Momento\,Flector = Mu_y = 108,46\,kNm$$

$$Db_{Máx.adop.} = 16\,mm$$

1.- DATOS GENERALES

Resististencia especificada a compresión del hormigón	f'_c	21	Mpa
Tensión de fluencia especificada de la armadura	f_y	420	Mpa
Módulo de elasticidad del acero	E_s	200000,00	Mpa
Deformación de fluencia del acero	ε_y	2,1	‰
Factor que relaciona la altura del bloque de tensiones de compresión rectangular equivalente con la profundidad del eje neutro	β_1	0,85	
Cuantía mínima de la armadura traccionada	$\rho_{mín}$	0,0033	
Factor de reducción de la resistencia. Secciones controladas por tracción	ϕ	0,90	

2.- DATOS DE LA SECCION TRANSVERSAL

Ancho del borde comprimido de la sección transversal	b	**1,49**	m
Altura total de la sección transversal	h	**0,74**	m
Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal comprimida	d´	**0,10**	m

Recubrimiento efectivo a eje de barra	d'_s	**0,10**	m

3.- SOLICITACIONES

Momento mayorado	M_u	**0,00**	kN·m

4.- RESULTADOS

Área de la armadura longitudinal comprimida	**A'_s**	**0,00**	**cm²**	
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa	**A_s**	**4,57**	**cm²**	**Es menor que la mínima!**

Área mínima para flexión simple =	$A_{s\,mín}$	31,79	**cm²**
Altura del bloque de tensiones rectangular equivalente =	a	0,007	m
Distancia desde la fibra comprimida extrema al eje neutro	c	0,008	m
Valor de c correspondiente a εt = 0,005	c_{max}	0,237	m

Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado, para la resistencia nominal	ε_t	223,3361	‰

A'_s =	0,00 cm2
A_s =	31,79 cm2

Adopto

ϕ(mm)	Área (cm2)	Cant.	As (cm2)	separación		
16	2,01	16	32,17	9,93		
0	0,00	0	0,00	0,00		
0	0,00	0	0,00	0,00	Separación límite es:	
	Área prom.	Cant. Total	As total	Sep. Prom.	2,5 h (cm)	25 ϕ (cm)
	2,01	16	32,17	9,93	185,00	40,00

10. Diseño del tensor

$$Muy = 1{,}2 \cdot My_D + 1{,}6 \cdot My_L = 72\,kNm$$

$$f'c = 21MPa = 2100\,tn/m^2 = 210\,kg/cm^2 = 2{,}10\,kN/cm^2$$

$$fy = 420MPa = 42000\,tn/m^2 = 4200\,kg/cm^2 = 42\,kN/cm^2$$

$$L = 4\,m$$

$$\phi = 0{,}90$$

$$Fu = Muy/L = 18{,}00\,kN$$

Sección de la viga tensor

$$bw = 20\,cm$$
$$hw = 30\,cm$$
$$rec = 3\,cm$$
$$estribos = 6\,mm$$

Solicitaciones actuantes:

$$Fn = Fu/\phi = 20{,}00\,kN$$

Armadura por condición de rotura:

$$As = Fn/fy = 0{,}48\,cm^2$$

Armadura por condición de ductilidad:

$$\rho \geq \sqrt{f'c}/1{,}8 \cdot fy = 0{,}061\,cm^2$$
$$\rho = \frac{As}{Ag}$$
$$Ag = bw \cdot hw = 600\,cm^2$$
$$As = Ag \cdot \sqrt{f'c}/1{,}8 \cdot fy = 3{,}64\,cm^2$$

A continuación se calculan las bases correspondientes a las columnas C1, C3, C17 y C19. Todas ellas reciben una carga proveniente de las columnas de 15,50 tn.

Datos:

<u>Cargas:</u>

$$P_D = 15{,}50\,tn = 155\,kN \qquad P = P_D + P_L = 15{,}50\,tn = 155\,kN$$
$$P_L = 0\,tn = 0\,kN \qquad Pu = 1{,}2 \cdot P_D + 1{,}6 \cdot P_L = 186\,kN$$

<u>Momento en el eje x-x:</u>

$$My_D = 25{,}00\,kN\,m = 2{,}50\,tn\,m \qquad My = My_D + My_L = 25\,kNm$$
$$My_L = 0{,}00\,kN\,m = 0{,}00\,tn\,m \qquad Muy = 1{,}2 \cdot My_D + 1{,}6 \cdot My_L = 30\,kNm$$

<u>Materiales:</u>

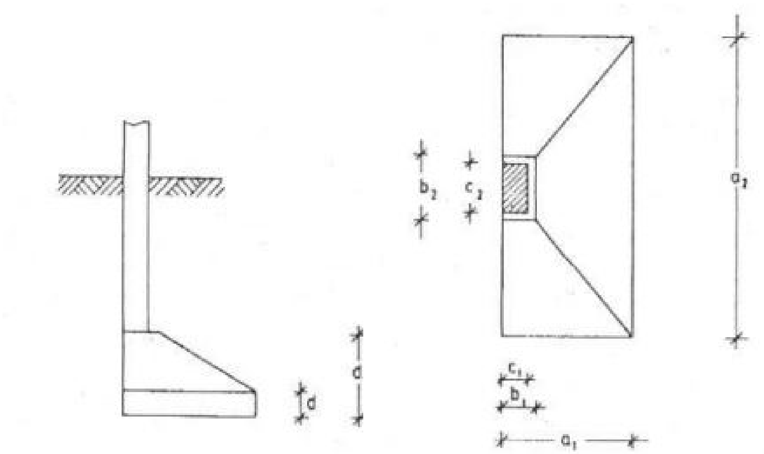
$$f'c = 21\,MPa = 2100\ tn\Big/cm^2 = 2{,}10\ kN\Big/cm^2$$
$$P_L = 420\,MPa = 42000\ tn\Big/m^2 = 42{,}00\ kN\Big/cm^2$$

Suelo:

$$\sigma_{adm} = 0{,}07\,MPa = 7{,}0\ tn\Big/cm^2 = 0{,}70\ kg\Big/cm^2 = 0{,}007\ kN\Big/cm^2$$
$$K = 0{,}80\ kg\Big/cm^3 = 800\ tn\Big/m^3 \rightarrow Coeficiente\,de\,Balasto$$

Lados de la columna:

$$C_1 = 20\,cm = 0{,}20\,m$$
$$C_2 = 30\,cm = 0{,}30\,m$$



9. Calculamos los lados de la base

Para dimensionar la superficie de contacto entre la base y el suelo de soporte utilizamos las cargas de servicio (P), debido a que la resistencia del suelo se la cuantifica mediante esfuerzos admisibles.

$$a_1 \times a_2 = \frac{\left(P_D + P_L\right)}{\sigma_{adm}} = 22142{,}86\,cm^2$$
$$Si\ \ a_1 = 0{,}50 \cdot a_2 \Rightarrow a_2 = \sqrt{\frac{22142{,}86\,cm^2}{0{,}5}} = 210{,}44\,cm$$
$$\Rightarrow a_1 = 0{,}50 \cdot 325{,}14\,cm = 105{,}22\,cm$$
$$Adoptamos \rightarrow \boxed{\begin{array}{l} a_1 = 108\,cm = 1{,}08\,m \\ a_2 = 216\,cm = 2{,}16\,m \end{array}}$$

10. Para que la base pueda asumirse como rígida y aceptar los diagramas lineales de presión, debe cumplirse:

$a = lado\, mayor\, entre\, a_1\; y\, a_2$

$$h \geq \frac{\left(a - c\right)}{4} = 46{,}5\, cm \Rightarrow Adoptamos \rightarrow \boxed{\begin{array}{l} h = 54\, cm \\ d = 44\, cm \\ r = 10\, cm \end{array}}$$

Excentricidad de la carga en el eje x-x

$$e_x = My \Big/ P = 16{,}13 \leq a_1 \Big/ 6 = 18{,}00\, cm \rightarrow Verifica$$

$$L = 4{,}00\, m$$

En este caso aparece un momento provocado por la excentricidad de cargas e.

$$Caso\, I : M' = N \cdot e \cdot \frac{h - d_0}{h}$$
$$Caso\, II : M' = N \cdot e \cdot \frac{h' - d_0}{h'}$$
$$Caso\, III : M' = \frac{N \cdot e}{2}$$

$$e = \frac{a_1}{2} - \frac{c_1}{2} = 44{,}00\, cm$$

$$Caso\, I : \hat{M}' = P \cdot e \cdot \frac{\left(L - h\right)}{L} = 58{,}99\, kNm$$
$$Caso\, II : \hat{M}' = P \cdot e \cdot \frac{2\big/3\, L - h}{2\big/3\, L} = 54{,}39\, kNm$$
$$Caso\, III : \hat{M}' = \frac{P \cdot e}{2} = 34{,}10\, kNm$$
$$Adopto\, el\, Caso\, 2 \rightarrow M' = 54{,}39\, kNm$$

Este momento M' provocado por la excentricidad de carga e columna, o sea que resulta necesario dimensionar la columna a flexión compuesta (P, M'). El momento M = P . e debe estar equilibrado por un par de igual intensidad y sentido contrario:

11. Verificación al deslizamiento

$$F = \frac{M}{L} = 17,05\,kN$$

$$f = P \cdot tg\phi \geq \gamma \cdot F \rightarrow f = Fuerza\,de\,fricción\,entre\,la\,base\,y\,el\,terreno$$

$$\gamma = Coeficiente\,de\,seguridad$$

$$\phi = 30°$$

$$f = P \cdot tg\phi = 89,49\,kN \geq \gamma \cdot F = 34,10\,kN \rightarrow Verifica$$

Empleamos los estados de carga últimos (Pu) para verificar espesor de la base y la armadura requerida.

12. Verificación al Corte

Se verifica la altura de la base definida por condiciones de rigidez bajo esfuerzos de corte en una y dos direcciones con estados de carga últimos.

e) Corte tipo viga

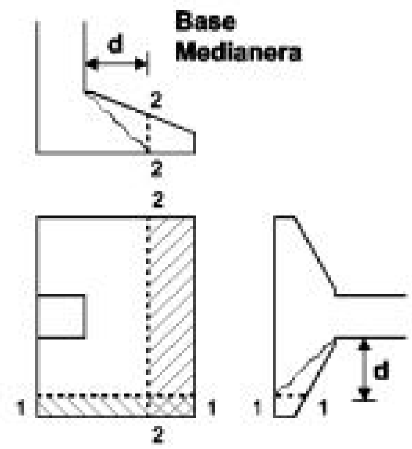


Tabla 1

	Centrada	Medianera (a)	Medianera (b)	Esquina
α_s	40	30	30	20
Y	1	0,75	0,75	0,50
b_x [m]	c_x + 0,05 m (*)	c_x + 0,025 m (*)	c_x + 0,05 m (*)	c_x + 0,025 m (*)
b_y [m]	c_y + 0,05 m (*)	c_y + 0,05 m (*)	c_y + 0,025 m (*)	c_y + 0,025 m (*)
b_{wx} [m]	$(5 \cdot b_x + 3 \cdot L_x) / 8$			
b_{wy} [m]	$(5 \cdot b_y + 3 \cdot L_y) / 8$			
k_x [m]	$(L_x - c_x) / 2$	$L_x - c_x$	$(L_x - c_x) / 2$	$L_x - c_x$
k_y [m]	$(L_y - c_y) / 2$	$(L_y - c_y) / 2$	$L_y - c_y$	$L_y - c_y$
b_o [m]	$2 \cdot (c_x + c_y) + 4 \cdot d$	$2 \cdot c_x + c_y + 2 \cdot d$	$c_x + 2 \cdot c_y + 2 \cdot d$	$c_x + c_y + d$
A_o [m²]	$(c_x + d) \cdot (c_y + d)$	$(c_x + d/2) \cdot (c_y + d)$	$(c_x + d) \cdot (c_y + d/2)$	$(c_x + d/2) \cdot (c_y + d/2)$

(*) Los valores 0,025 y 0,05 m no son reglamentarios y dependen de cada Proyectista

Corte en una dirección:

Debemos verificar que el esfuerzo de corte *Vu* sea resistido el esfuerzo de corte del hormigón (*Vc*). Los esfuerzos de corte se determinan a una distancia "d" que es la altura útil de la base.

Corte en x-x (se considera la sección 2-2 del gráfico)

$$Vu \leq \phi \cdot Vc \;\; con\; \phi = 0,75$$

$$a_1 = 108\,cm \;\; y \;\; a_2 = 216\,cm$$

$$by = C_2 + 5\,cm = 35,00\,cm$$

$$bwy = \left(5 \cdot by + 3 \cdot a_2\right)/8 = 102,88\,cm$$

$$kx = a_1 - C_1 = 88,00\,cm$$

$$qu = Pu/(a_1 \cdot a_2) = 0{,}008\, kN/cm^2$$
$$Vu = qu \cdot a_2 \cdot (kx - d) = 75{,}78\, kN$$
$$Vc = 0{,}75/6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bwy \cdot d = 259{,}29\, kN$$

Finalmente:

$$Vu = 75{,}78\, kN \leq \phi \cdot Vc \ = 194{,}47\, kN \rightarrow Verifica$$

Corte en y-y (se considera la sección 1-1 del gráfico)

$$bx = C_1 + 5\, cm = 22{,}50\, cm$$
$$bwx = (5 \cdot bx + 3 \cdot a_1)/8 = 54{,}56\, cm$$
$$ky = (a_2 - C_2)/2 = 39{,}00\, cm$$

$$qu = Pu/(a_1 \cdot a_2) = 0{,}008\, kN/cm^2$$
$$Vu = qu \cdot a_1 \cdot (ky - d) = 42{,}19\, kN$$
$$Vc = 0{,}75/6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bwx \cdot d = 137{,}52\, kN$$

Finalmente:

$$Vu = 42{,}19\, kN \leq \phi \cdot Vc \ = 103{,}14\, kN \rightarrow Verifica$$

f) Corte por punzonado

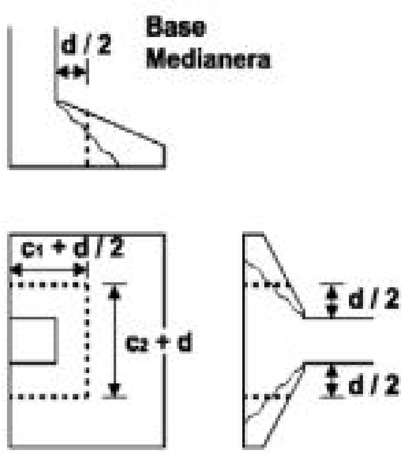


Tabla 1

	Centrada	Medianera (a)	Medianera (b)	Esquina
α_s	40	30	30	20
Y	1	0,75	0,75	0,50
b_x [m]	c_x + 0,05 m (*)	c_x + 0,025 m (*)	c_x + 0,05 m (*)	c_x + 0,025 m (*)
b_y [m]	c_y + 0,05 m (*)	c_y + 0,05 m (*)	c_y + 0,025 m (*)	c_y + 0,025 m (*)
b_{wx} [m]	$(5 \cdot b_x + 3 \cdot L_x) / 8$			
b_{wy} [m]	$(5 \cdot b_y + 3 \cdot L_y) / 8$			
k_x [m]	$(L_x - c_x) / 2$	$L_x - c_x$	$(L_x - c_x) / 2$	$L_x - c_x$
k_y [m]	$(L_y - c_y) / 2$	$(L_y - c_y) / 2$	$L_y - c_y$	$L_y - c_y$
b_o [m]	$2 \cdot (c_x + c_y) + 4 \cdot d$	$2 \cdot c_x + c_y + 2 \cdot d$	$c_x + 2 \cdot c_y + 2 \cdot d$	$c_x + c_y + d$
A_o [m^2]	$(c_x + d) \cdot (c_y + d)$	$(c_x + d/2) \cdot (c_y + d)$	$(c_x + d) \cdot (c_y + d/2)$	$(c_x + d/2) \cdot (c_y + d/2)$

(*) Los valores 0,025 y 0,05 m no son reglamentarios y dependen de cada Proyectista

Corte en dos direcciones (punzonado):

Si la relación de lados es igual a 1 entonces el CIRSOC establece que para evitar el fenómeno de punzonado el esfuerzo *Vc* debe ser:

$$Vu = Pu - qu \cdot A_0 \leq Vc$$
$$a_1 = 108\,cm; \quad a_1 = 216\,cm \quad y \quad \beta = 0{,}50$$

$$b_0 = 2 \cdot C_1 + C_2 + 2 \cdot d = 158{,}00\,cm$$

$$Vc = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d}{6} = 2654{,}84\,kN$$
$$Vc = \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_0}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d}{12} = 2748{,}94\,kN$$
$$Vc = \frac{\sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d}{3} = 1061{,}94\,kN$$

$$A_0 = \left(C_1 + d/2\right) \cdot \left(C_2 + d\right) = 3108{,}00\,cm^2$$

$$Vu = Pu - qu \cdot A_0 = 161{,}22\,kN$$

$$Vu = 320{,}37 \leq Vc \; = 1061{,}94\,kN \rightarrow Verifica$$

9. Resistencia al aplastamiento

Debemos verificar que la resistencia al aplastamiento de la base de hormigón sea superior a la tensión de aplastamiento generada por la columna que apoya sobre la base.

Para un elemento apoyado (columna), la resistenia al aplastamiento ϕPnb es igual a

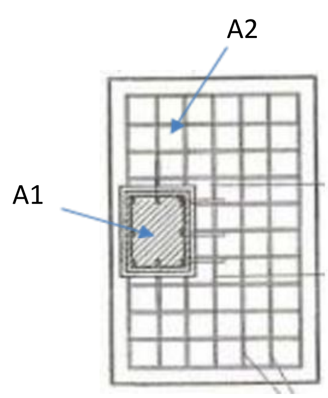
$$\phi Pnb = \left(0{,}85 \cdot f'c \cdot A_1\right)$$

Donde:

f´c = resistencia a la compresión del hormigón de la columna

A1 = área cargada (área de la columna)

ϕ = 0,65



Para el elemento de apoyo (zapata)

$$\phi Pnb = \phi \cdot \left(0,85 \cdot f'c \cdot A_1\right) \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \cdot \phi \cdot \left(0,85 \cdot f'c \cdot A_1\right)$$

Donde:

f´c = resistencia a la compresión del hormigón de la zapata

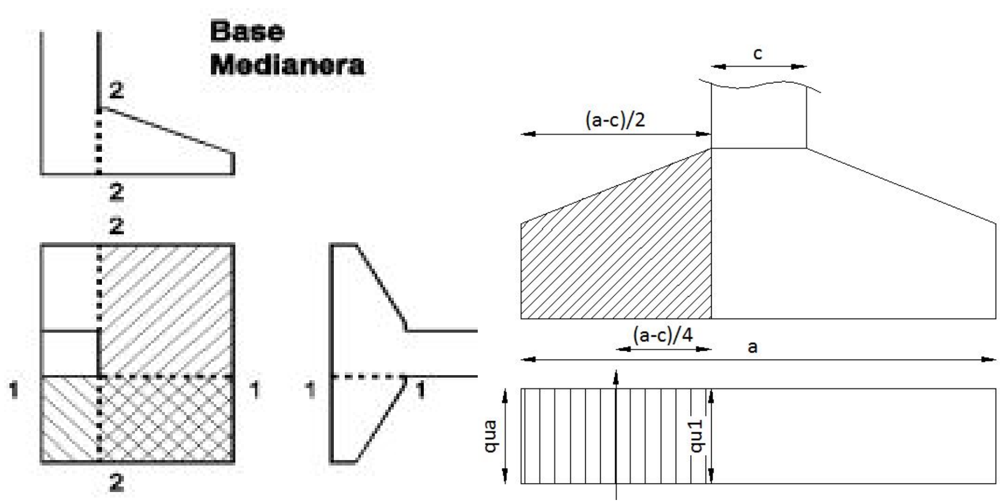
A2 = área de la base inferior de la mayor pirámide, cono truncado o cuña que queda contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tiene por base superior el área cargada, y pendientes laterales de 1 en vertical por 2 en horizontal

$$Pu = 1,2 \cdot P_D + 1,6 \cdot P_L = 186\,kN$$

$$A_1 = 600\,cm^2 \qquad \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 6,235 \Rightarrow Adopto = 2$$
$$A_2 = 23328\,cm^2$$

$$Pu = 186\,kN \leq \phi \cdot \left(0,85 \cdot f'c \cdot A_1\right) \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \cdot \phi \cdot \left(0,85 \cdot f'c \cdot A_1\right) = 1638,00\,kN \rightarrow Verifica$$

10. Cálculo del Momento Flector



$$qu = Pu / \left(a_1 \cdot a_2\right) = 0,008\,kN/cm^2$$

Momento x - x (se considera la sección 2-2 del gráfico)

$$Mux = qu \cdot a_2 \cdot \left(a_1 - c_1\right)^2 / 2 = 6668,44\,kN\,cm = 66,68\,kN\,m$$

Momento y - y (se considera la sección 1-1 del gráfico)

$$Muy = qu \cdot a_1 \cdot \left(a_2 - c_2\right)^2 \Big/ 8 = 3723,88\,kN\,cm = 37,24\,kN\,m$$

11. Armadura por flexión

Momento x - x (se considera la sección 2-2 del gráfico)

$$Momento\,Flector = Mu_x = 66,68\,kNm$$

$$Db_{Máx.adop.} = 16\,mm$$

1.- DATOS GENERALES

Resististencia especificada a compresión del hormigón	f'_c	21	Mpa
Tensión de fluencia especificada de la armadura	f_y	420	Mpa
Módulo de elasticidad del acero	E_s	200000,00	Mpa
Deformación de fluencia del acero	ε_y	2,1	‰
Factor que relaciona la altura del bloque de tensiones de compresión rectangular equivalente con la profundidad del eje neutro	β_1	0,85	
Cuantía mínima de la armadura traccionada	$\rho_{mín}$	0,0033	
Factor de reducción de la resistencia. Secciones controladas por tracción	ϕ	0,90	

2.- DATOS DE LA SECCION TRANSVERSAL

Ancho del borde comprimido de la sección transversal	b	**2,16**	m
Altura total de la sección transversal	h	**0,54**	m
Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal comprimida	d´	**0,10**	m
Recubrimiento efectivo a eje de barra	$d´_s$	**0,10**	m

3.- SOLICITACIONES

Momento mayorado	M_u	**66,68**	kN·m

4.- RESULTADOS

Área de la armadura longitudinal comprimida	**$A´_s$**	**0,00**	**cm^2**	
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa	**A_s**	**3,96**	**cm^2**	**Es menor que la mínima!**

Área mínima para flexión simple =	$A_{s\,mín}$	31,68	cm^2

Altura del bloque de tensiones rectangular equivalente =	a	0,004	m
Distancia desde la fibra comprimida extrema al eje neutro	c	0,005	m
Valor de c correspondiente a εt = 0,005	c_{max}	0,168	m

Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado, para la resistencia nominal	ε_t	257,3074	‰

A'_s =	0,00 cm2
A_s =	31,68 cm2

Adopto

ϕ(mm)	Área (cm2)	Cant.	As (cm2)	Separación		
16	2,01	18	36,19	12,71		
12	1,13	18	20,36	12,71		
8	0,50	18	9,05	12,71	Separación límite es:	
	Área prom.	Cant. Total	As total	Sep. Prom.	2,5 h (cm)	25 ϕ (cm)
	1,21	54	65,60	4,08	135,00	31,09

Momento y - y (se considera la sección 1-1 del gráfico)

$$Momento\,Flector = Mu_y = 37{,}24\,kNm$$

$$Db_{Máx.adop.} = 16\,mm$$

1.- DATOS GENERALES

Resististencia especificada a compresión del hormigón	f'_c	21	Mpa
Tensión de fluencia especificada de la armadura	f_y	420	Mpa
Módulo de elasticidad del acero	E_s	200000,00	Mpa
Deformación de fluencia del acero	ε_y	2,1	‰
Factor que relaciona la altura del bloque de tensiones de compresión rectangular equivalente con la profundidad del eje neutro	β_1	0,85	
Cuantía mínima de la armadura traccionada	$\rho_{mín}$	0,0033	
Factor de reducción de la resistencia. Secciones controladas por tracción	ϕ	0,90	

2.- DATOS DE LA SECCION TRANSVERSAL

Ancho del borde comprimido de la sección transversal	b	**1,08**	m
Altura total de la sección transversal	h	**0,54**	m
Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal comprimida	d´	**0,10**	m
Recubrimiento efectivo a eje de barra	$d´_s$	**0,10**	m

3.- SOLICITACIONES

Momento mayorado	M_u	**0,00**	kN·m

4.- RESULTADOS

Área de la armadura longitudinal comprimida	**$A´_s$**	**0,00**	**cm²**	
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa	**A_s**	**2,29**	**cm²**	**Es menor que la mínima!**

Área mínima para flexión simple =	$A_{s\,mín}$	15,84	**cm²**
Altura del bloque de tensiones rectangular equivalente =	a	0,005	m
Distancia desde la fibra comprimida extrema al eje neutro	c	0,006	m
Valor de c correspondiente a εt = 0,005	c_{max}	0,162	m

Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado, para la resistencia nominal	ε_t	221,5261	‰

$A´_s$ =	0,00 cm2
A_s =	15,84 cm2

Adopto

ϕ(mm)	Área (cm²)	Cant.	As (cm²)	Separación		
16	2,01	16	32,17	7,20		
0	0,00	0	0,00	0,00		
0	0,00	0	0,00	0,00	Separación límite es:	
	Área prom.	Cant. Total	As total	Sep. Prom.	2,5 h (cm)	25 ϕ (cm)
	2,01	16	32,17	7,20	135,00	40,00

12. Diseño del tensor

$$Muy = 1{,}2 \cdot My_D + 1{,}6 \cdot My_L = 30\,kNm$$
$$f'c = 21MPa = 2100\,tn/m^2 = 210\,kg/cm^2 = 2{,}10\,kN/cm^2$$
$$fy = 420MPa = 42000\,tn/m^2 = 4200\,kg/cm^2 = 42\,kN/cm^2$$
$$L = 4\,m$$
$$\phi = 0{,}90$$

$$Fu = Muy/L = 7{,}50\,kN$$

Sección de la viga tensor

$$bw = 20\,cm$$
$$hw = 30\,cm$$
$$rec = 3\,cm$$
$$estribos = 6\,mm$$

Solicitaciones actuantes:

$$Fn = Fu/\phi = 8{,}33\,kN$$

Armadura por condición de rotura:

$$As = Fn/fy = 0{,}20\,cm^2$$

Armadura por condición de ductilidad:

$$\rho \geq \sqrt{f'c}/1{,}8 \cdot fy = 0{,}061\,cm^2$$
$$\rho = \frac{As}{Ag}$$
$$Ag = bw \cdot hw = 600\,cm^2$$
$$As = Ag \cdot \sqrt{f'c}/1{,}8 \cdot fy = 3{,}64\,cm^2$$