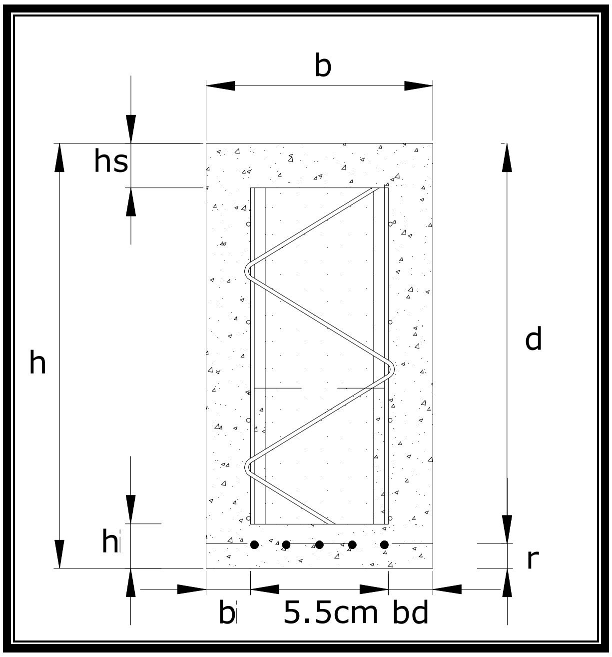
CAPITULO 3

PROPIEDADES MECÁNICAS OBTENIDAS ANALÍTICAMENTE

3.1 PROPIEDADES MECÁNICAS OBTENIDAS ANALÍTICAMENTE PARA VIGAS CONSTRUIDAS CON PANEL.

Geometría



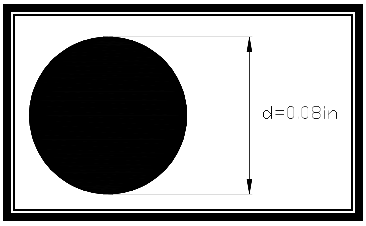
Donde:

h = Altura total de la viga
hs = Ancho del mortero superior
hi = Ancho del mortero inferior
bi = Ancho del mortero izquierdo
bd = Ancho del mortero derecho
r = Recubrimiento del refuerzo por tensión
d = distancia desde el centro de gravedad del refuerzo por tensión hasta la fibra más comprimida

A demás debe cumplirse que:

bi = bd
b = bi + 5.5 + bd

Alambre:



d = 0.08" = 2.54 * 0.08 = 0.2032 cm.

$$A := \pi \cdot r^2$$

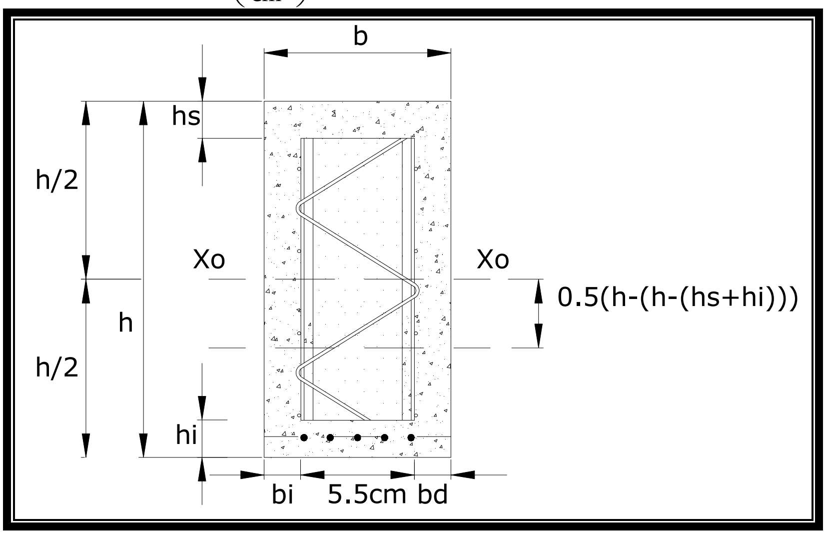
A = 0.03243 cm^2

Propiedades:

$$E_c := \gamma_c^{1.5} \cdot 4000 \cdot \sqrt{f'c}$$

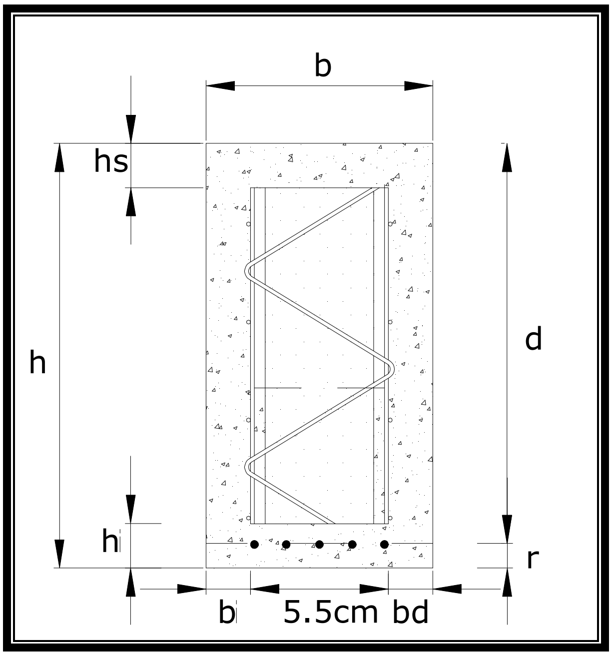
γc = Peso volumétrico del mortero comprendido entre 1.5 y 2.5 $\left(\frac{Ton}{m^3}\right)$

Ec = módulo de elasticidad $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$



BARRIOS BENÍTEZ SALVADOR
SÀNCHEZ GONZÀLEZ JOSÈ LUIS

3.1.1 Cortante en vigas:



a) Utilizando la memoria de cálculo del fabricante (Covintec)

Contribución del mortero:

$V_c := 0.5\sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$ donde: $d := h_s$

$V_c := 0.5 \cdot \sqrt{f'c} \cdot d \cdot h_s$

b) Utilizando las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, para cortante tenemos (haciendo un a adaptación del mismo ya que no existe un apartado en el cual se cubra este tipo de estructuras).

El cortante resistente esta dado por:

$V_R := V_{CR} + V_{SR}$

La resistencia del concreto para tomar el cortante esta dada por:

Si $P < 0.015$

$$V_{CR} := FR \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 \cdot p) \cdot \sqrt{0.8f\acute{}c}$$

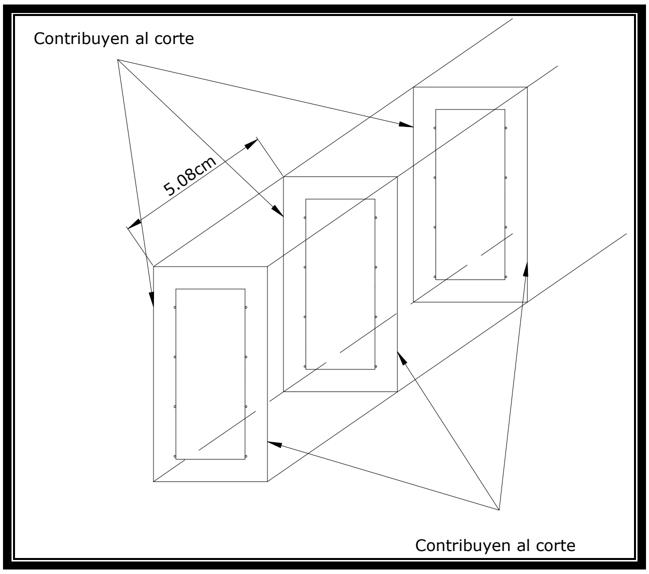
Si $P > 0.015$

$$V_{CR} := 0.5 \cdot FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{0.8 \cdot f\acute{}c}$$

La resistencia del acero de refuerzo para tomar el cortante esta dada por.

$$V_{SR} := \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{S}$$

Contribución del acero (Malla lateral)



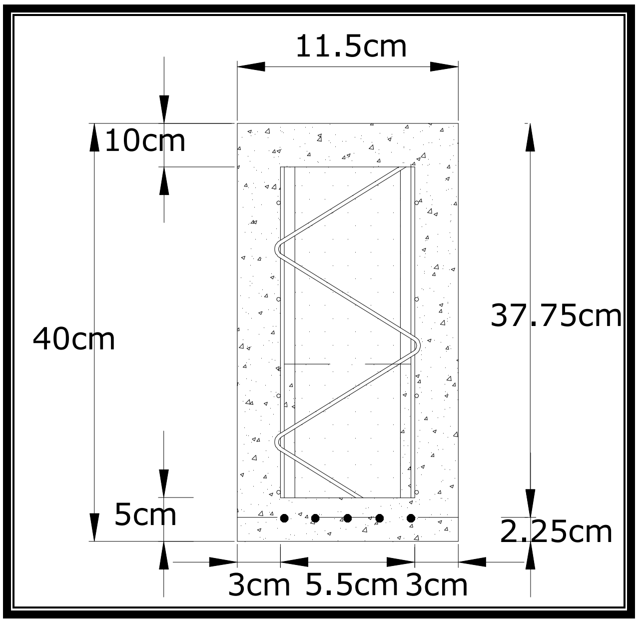
$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S}$$

Av = 2 * A = 2 * 0.03243
Av = 0.06486 $\left(cm^2\right)$

d = h - r

S = 5.08 (cm)

Aplicación. Supongamos una viga con las siguientes características:



Datos:

$\phi := 0.85$ Reducción por corte

b = 11.5 (cm)
h = 40 (cm)
d = 37.75 (cm)
r = 2.25 (cm)
hs = 10 (cm)
hi = 5 (cm)
bi = bd =3 (cm)
S = 5.08 (cm)

$f'c = 70\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$ y $fy = 4000\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$

a) Utilizando la memoria de cálculo del fabricante.

Contribución del mortero:

$$V_c := 0.5 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot hs$$

$$V_c := 0.5 \cdot \sqrt{70} \cdot 11.5 \cdot 10$$

$$V_c := 481 \text{ (kg)}$$

Contribución de la malla lateral:

$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S}$$

$$V_s := \frac{0.06486 \cdot 4000 \cdot 37.75}{5.08}$$

$$V_s := 1928 \text{ (kg)}$$

$$V_n := V_c + V_s$$

$$V_n := 481 + 1928$$

$$V_n := 2409 \text{ (kg)}$$

$$V_e := \phi \cdot V_n$$

$$V_e := 0.85 \cdot 2409$$

$$V_e := 2048 \text{ (kg)}$$

b) Utilizando las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

$$V_R := V_{CR} + V_{SR}$$

Si $P < 0.015$

$$V_{CR} := FR \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 \cdot p) \cdot \sqrt{0.8f'c}$$

Si $P > 0.015$

$$V_{CR} := 0.5 \cdot FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{0.8 \cdot f'c}$$

$$V_{SR} := \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{S}$$

Suponiendo que la viga tiene en la parte de tensión 2# 3 (3/8")

$$p := \frac{A_s}{A_c}$$

Ac=11.5 * (10+5) + 25 * 3 * 2

Ac = 322.5 cm^2

$$p := \frac{2 \cdot 0.71}{322.5}$$

$p := 0.0044$ Por lo tanto p menor que 0.015 y utilizamos:

$$V_{CR} := FR \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 \cdot p) \cdot \sqrt{0.8 f'c}$$

$$V_{CR} := 0.8 \cdot 11.5 \cdot 37.75 \cdot (0.2 + 20 \cdot 0.0044) \cdot \sqrt{0.8 \cdot 70}$$

$$V_{CR} := 748.5 \quad (kg)$$

$$V_{SR} := \frac{0.8 \cdot 2 \cdot 0.03243 \cdot 4000 \cdot 37.75}{5.08}$$

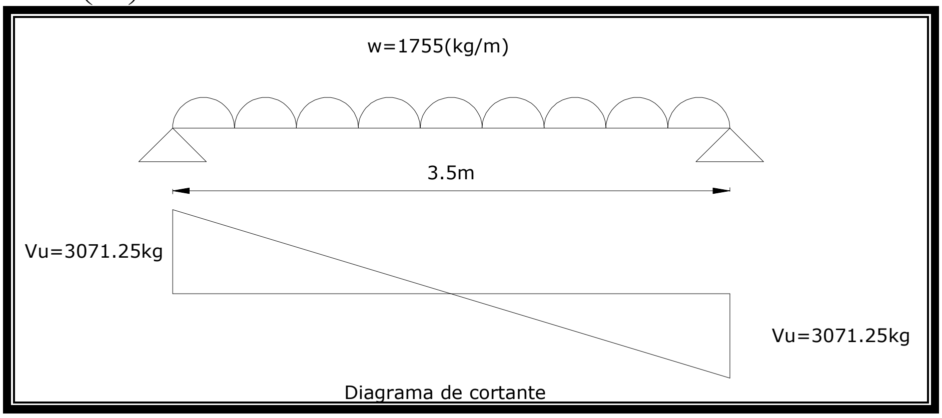
$$V_{SR} := 1542.3 \quad (kg)$$

$$V_R := V_{CR} + V_{SR}$$

$$V_R := 2290.8 \quad (kg)$$

Supongamos que la viga tiene un largo de 3.5m y una carga repartida de

w=1755 $\left(\frac{kg}{m}\right)$



a) Utilizando la memoria de cálculo del fabricante.

Cálculo del acero de refuerzo:

$$V_{su} := V_u - V_e$$

$$V_{su} := 3071.25 - 2048$$

$$V_{su} := 1023.25 \quad (kg)$$

Se propone utilizar Acero del #2 (As = 0.32(cm^2)), fy=2530 $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$

$A_v := 0.32 \cdot 2$ (2 ramas para tomar el cortante)

$$A_v := 0.64 \quad (cm^2)$$

$$f_y := 2530 \quad \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

$$S := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{su}}$$

$$S := \frac{(0.64 \cdot 2530 \cdot 37.75)}{1023.25}$$

S = 59.73 (cm) Separación entre el acero de refuerzo por cortante.

b) Utilizando las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

$$S := \frac{FR \cdot A_{sv} \cdot f_{yv} \cdot d}{V_u - V_R} \leq \frac{FR \cdot A_{sv} \cdot f_{yv}}{3.5 \cdot b} \leq \frac{d}{2}$$

El menor de estos tres valores.

Se propone utilizar Acero del # 2

$(As = 0.32\,(cm^2))$

$As = 0.32 * 2 = 0.64\,(cm^2)$ (2 ramas para tomar el cortante)

$fy = 2530 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$

$$\frac{FR \cdot A_{sv} \cdot f_{yv} \cdot d}{V_u - V_R} := \frac{0.8 \cdot 0.64 \cdot 2530 \cdot 37.75}{3071.25 - 2290.8}$$

$$\frac{FR \cdot A_{sv} \cdot f_{yv} \cdot d}{V_u - V_R} := 62.65\,(cm)$$

$$\frac{FR \cdot A_{sv} \cdot f_{yv}}{3.5 \cdot b} := \frac{0.8 \cdot 0.64 \cdot 2530}{3.5 \cdot 11.5}$$

$$\frac{FR \cdot A_{sv} \cdot f_{yv}}{3.5 \cdot b} := 32.18\ (cm)$$

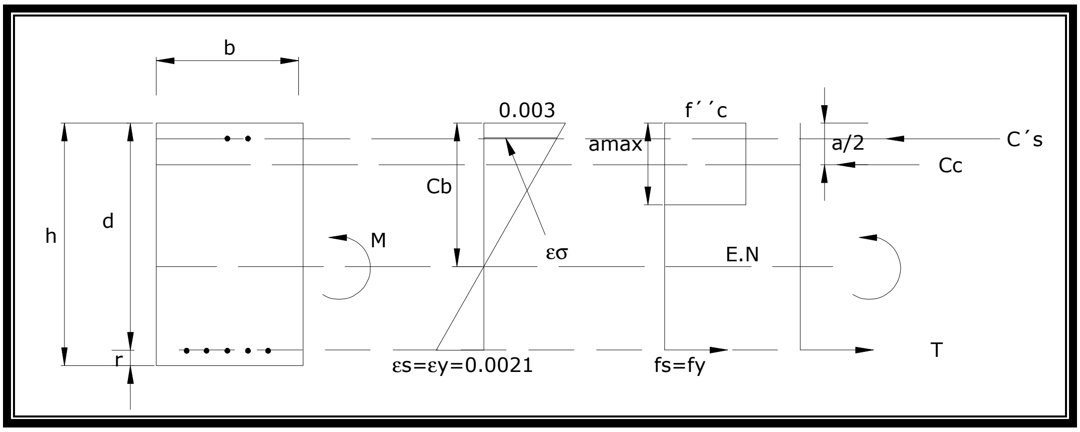
$$\frac{d}{2} := \frac{37.75}{2}$$

$$\frac{d}{2} := 18.9\quad (cm)$$

Por lo tanto S=19cm utilizando acero del #2

BARRIOS BENÍTEZ SALVADOR
SÀNCHEZ GONZÀLEZ JOSÈ LUIS

3.1.2 Flexión en vigas hechas con panel



$$\varepsilon_s := \frac{f_y}{E_s}$$

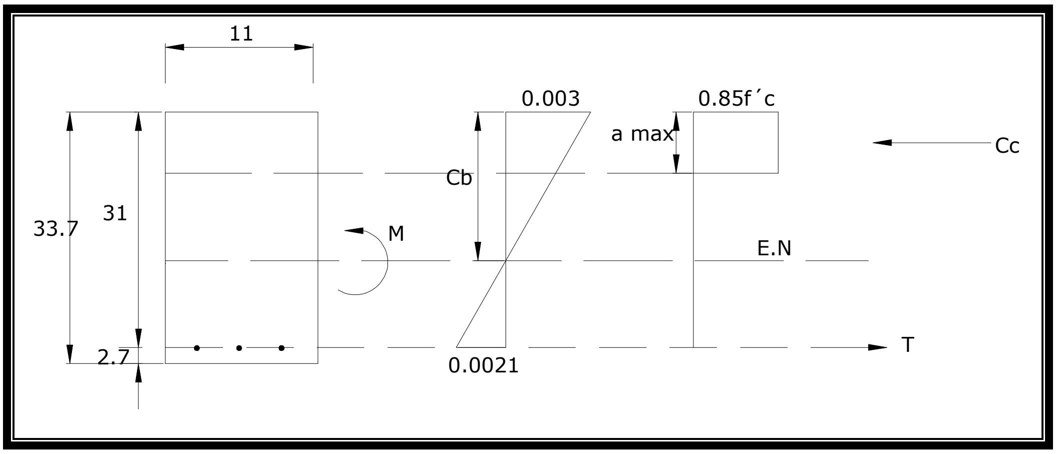
$$\varepsilon_s := \frac{4200}{2 \cdot 10^6}$$

$$\varepsilon_s := 0.0021$$

Según el fabricante:

Para la condición balanceada

Supongamos:



b = 11 (cm)   h = 33.7 (cm)

r = 2.7 (cm)   fy = 4200 $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$

$$\frac{0.003}{C_b} := \frac{0.0021}{d - C_b}$$

$$C_b := \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \cdot d$$

$$C_b := 18.24 \quad (cm)$$

$$C_{bmax} := 0.75 \cdot C_b$$

$$C_{bmax} := 13.68 \quad (cm)$$

$$a_{max} := \beta_i \cdot C_{bmax}$$

$$\beta := 0.85$$
$$a_{max} := 11.628 \quad (cm)$$

La compresión esta dada por:

$$C := 0.85 \cdot f'c \cdot a_{max} \cdot b$$

$$C := 0.85 \cdot 70 \cdot 11.628 \cdot 11$$

$$C := 7610.53 \quad (kg)$$

El momento resistente esta dado por:

$$M_n := C \cdot \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right)$$

$$M_n := 191679 \quad (kg \cdot cm)$$

$$M_n := 1.916 \quad (T \cdot m)$$

$$A_s := \frac{M_n}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right)}$$

$$A_s := \frac{191679}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(31 - \frac{11.628}{2} \right)}$$

$$A_s := 2.13 \ (cm^2)$$

$$\frac{\varepsilon_c}{a_{max}} := \frac{\varepsilon_s}{d - a_{max}}$$

$$\varepsilon_s := \frac{d - a_{max}}{a_{max}} \cdot \varepsilon_c$$

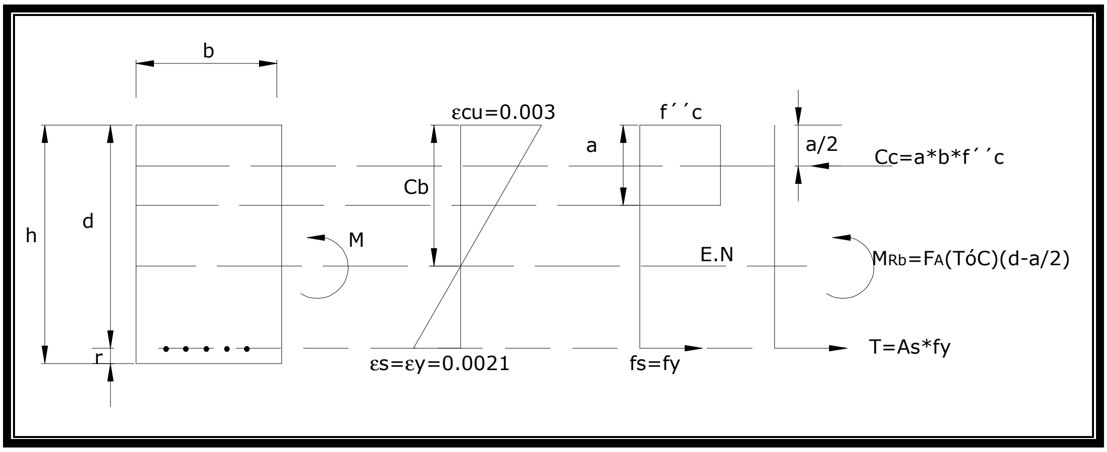
$\varepsilon_s := 0.005 > \varepsilon_y$ Por lo tanto el acero esta fluyendo.

Se calculó la nueva posición del E.N. y como la deformación fue mayor que $e_y = 0.003$ el acero en tensión se encuentra fluyendo.

Mn, es la capacidad nominal de la viga para resistir momento, con las características descritas, sin considerar acero de refuerzo en compresión.

As, es el área de refuerzo necesaria para equilibrar el momento nominal

Reglamento RCDF, NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.



BARRIOS BENÍTEZ SALVADOR
SÀNCHEZ GONZÀLEZ JOSÈ LUIS

Condición balanceada:

Cálculo de la cantidad máxima de acero de refuerzo en tensión.

Porcentaje de acero máximo para la condición balanceada.

$$p_b := \frac{f''c}{fy} \cdot \frac{4800}{fy + 6000}$$

$$P_b := \frac{47.6}{4200} \cdot \frac{4800}{4200 + 6000}$$

$$p_b := 0.0053$$

Porcentaje de acero mínimo.

$$P_{min} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$p_{min} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{70}}{4200}$$

$$p_{min} := 0.00139$$

Índice de refuerzo máximo.

$$q_{max} := P_{max} \cdot \left(\frac{f_y}{f''c} \right)$$

$$q_{max} := 0.0053 \cdot \frac{4200}{47.6}$$

$$q_{max} := 0.47$$

Índice de refuerzo mínimo.

$$q_{min} := P_{min} \cdot \left(\frac{f_y}{f''c} \right)$$

$$q_{min} := 0.00139 \frac{4200}{47.6}$$

$q_{min} := 0.122$

Área máxima de acero

$A_{smax} := P_b \cdot d \cdot b$

$A_{smax} := 0.0053 \cdot 31 \cdot 11$

$A_{smax} := 1.82 \quad (cm^2)$

Área mínima de acero

$A_{smin} := P_{min} \cdot b \cdot d$

$A_{smin} := 0.00139 \cdot (d \cdot b)$

$A_{smin} := 0.47 \quad (cm^2)$

Resistencia máxima por flexión para la condición balanceada.

$M_{Rbmax} := F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f''c \cdot q_{max} \cdot (1 - 0.5 \cdot q_{max})$

$M_{Rbmax} := 0.9 \cdot 11 \cdot 31^2 \cdot 47.6 \cdot 0.47 \cdot (1 - 0.5 \cdot 0.47)$

$M_{Rbmax} := 1.628 \quad (T \cdot m)$

Resistencia mínima por flexión para evitar problemas de agrietamiento, por temperatura y cambios volumétricos.

$M_{Rmin} := F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f''c \cdot q_{min} \cdot (1 - 0.5 \cdot q_{min})$

$M_{Rmin} := 0.9 \cdot 11 \cdot 31^2 \cdot 47.6 \cdot 0.122 \cdot (1 - 0.5 \cdot 0.122)$

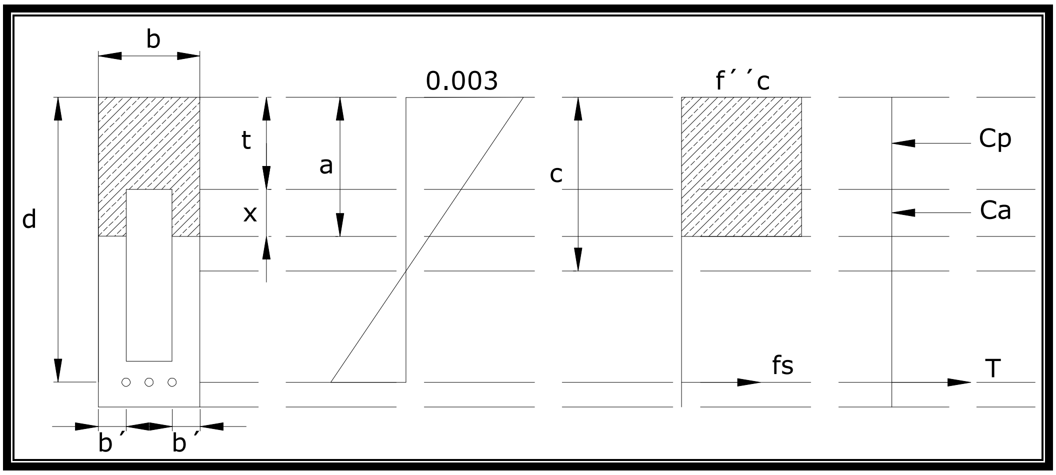
$M_{Rmin} := 0.4788 \quad (T \cdot m)$

Cantidad de acero necesario.

$$A_{snec} := b \cdot d \cdot \frac{f''c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f''c}}\right)$$

Mu sale del análisis estructural.

Lo anterior sólo es valido si $M_u \leq M_{Rpatin}$, en caso de que no se cumpla se tiene que hacer lo siguiente ($M_u \geq M_{Rpatin}$):



Diseñando al límite inferior se tiene:

$$M_u := M_R$$

$$M_u := F_R \cdot \left[Cp \cdot \left(d - \frac{t}{2}\right) + 2 \cdot C_a \cdot \left(d - t - \frac{x}{2}\right)\right]$$

Donde:

$$C_p := b \cdot t \cdot f''c$$

$$C_a := b' \cdot x \cdot f''c$$

X es la contribución de los extremos de la viga, por lo tanto:

$$M_u - b \cdot t \cdot f''c \cdot \left(d - \frac{t}{2}\right) := 2 \cdot b' \cdot x \cdot f''c \cdot \left(d - t - \frac{x}{2}\right)$$

$$\frac{\left(\frac{M_u}{F_R}\right) - b \cdot t \cdot f''c \cdot \left(d - \frac{t}{2}\right)}{2 \cdot b' \cdot f''c} := x \cdot (d - t) - \frac{x^2}{2}$$

Simplificando la ecuación tenemos:

$$x^2 - 2 \cdot x \cdot (d - t) + 2 \cdot \left[\frac{\left(\frac{M_u}{F_R}\right) - b \cdot t \cdot f''c \cdot \left(d - \frac{t}{2}\right)}{2 \cdot b' \cdot f''c}\right] := 0$$

Resolviendo la ecuación y tomando únicamente la raíz negativa ya que es la raíz menor:

$$x := \frac{\left[2 \cdot (d - t) - \sqrt{4 \cdot (d - t)^2 - 4 \cdot \left[\frac{\left(\frac{M_u}{F_R}\right) - b \cdot t \cdot f''c \cdot \left(d - \frac{t}{2}\right)}{2 \cdot b' \cdot f''c}\right]}\right]}{2}$$

Solución de la ecuación que determina la contribución de x en la resistencia a momento flexionante.

$$x := (d - t) - \sqrt{(d - t)^2 - \frac{\left(\frac{M_u}{F_R}\right) - b \cdot t \cdot f''c \cdot \left(d - \frac{t}{2}\right)}{b' \cdot f''c}}$$

Entonces:

$$a := t + x$$

Partiendo del equilibrio tenemos:

$$\Sigma F_n := 0$$

$$C_a + C_p := T$$

$$b \cdot t \cdot f''c + b' \cdot x \cdot f''c := A_s \cdot fy$$

Despejando la cantidad de acero necesaria queda:

$$A_{snec} := \frac{(b \cdot t + b' \cdot x) \cdot f''c}{f_y}$$

Esto solo es valido si el acero esta fluyendo, para verificar esto se tiene que utilizar la ecuación:

$$A_{snec} \le \frac{f''c}{f_y} \cdot \frac{4800\, 2 \cdot b' \cdot d}{f_y + 6000} + A_{sp}$$

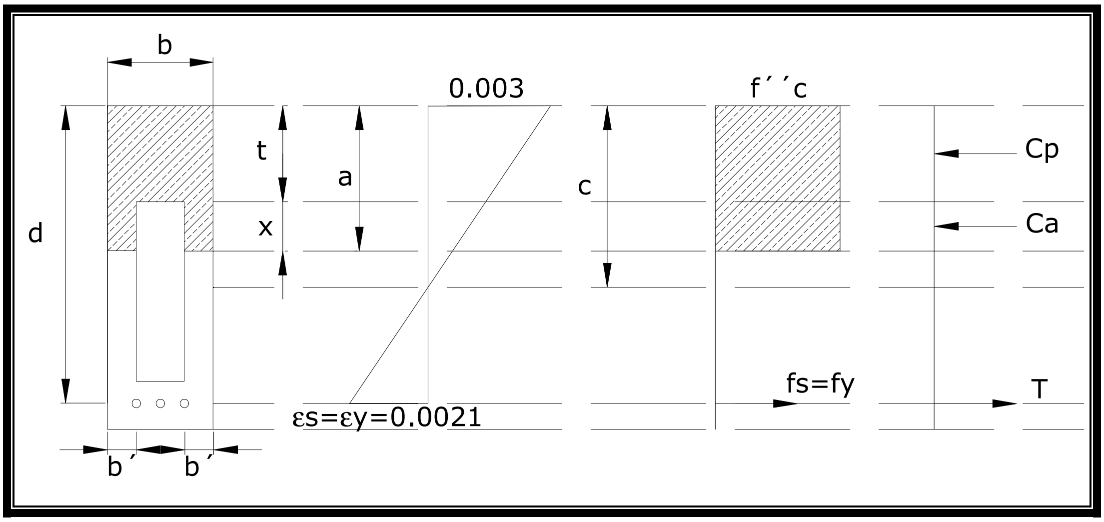
Donde:

$$A_{sp} := \frac{f''c \cdot (b - 2 \cdot b') \cdot t}{f_y}$$

Por lo tanto tenemos finalmente:

$$A_{snec} \le \frac{f''c}{f_y} \cdot \frac{4800\, 2 \cdot b' \cdot d}{f_y + 6000} + \frac{f''c \cdot (b - 2 \cdot b') \cdot t}{f_y}$$

Para la condición balanceada tenemos:



$$\frac{.003}{c} := \frac{0.0021}{d - c}$$

BARRIOS BENÍTEZ SALVADOR
SÀNCHEZ GONZÀLEZ JOSÈ LUIS

$$c := \frac{0.003 \cdot d}{0.003 + 0.0021}$$

$$a := 0.8c$$

$$a := t + x$$

$$a := \frac{0.003 \cdot 0.8 \cdot d}{0.003 + 0.0021}$$

$$t + x := \frac{0.003 \cdot 0.8 \cdot d}{0.003 + 0.0021}$$

$$x := \frac{0.003 \cdot 0.8 \cdot d}{0.003 + 0.0021} - t$$

Datos:

$$b := 11 \ (cm)$$

$$t := 10 \ (cm)$$

$$d := 31 \ (cm)$$

$$f''c := 47.6 \ (cm)$$

$$b' := 3 \ (cm)$$

$$f_y := 4200 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

$$x := \frac{0.003 \cdot .8 \cdot 31}{0.003 + 0.0021} - 10$$

$$x := 4.6 \ (cm)$$

$$C_p := b \cdot t \cdot f''c$$

$$C_a := b' \cdot x \cdot f''c$$

$$C_p := 11 \cdot 10 \cdot 47.6$$

$$C_p := 5236 \ (kg)$$

$$C_a := 2 \cdot 3 \cdot 4.6 \cdot 47.6$$

$$C_a := 1313.8 \quad (kg)$$

$$M_{Rb} := F_R \cdot \left[C_p \cdot \left(d - \frac{t}{2} \right) + 2 \cdot C_a \cdot \left(d - t - \frac{x}{2} \right) \right]$$

$$M_{Rb} := 0.9 \cdot \left[5236 \left(31 - \frac{10}{2} \right) + 1313.8 \left(31 - 10 - \frac{4.6}{2} \right) \right]$$

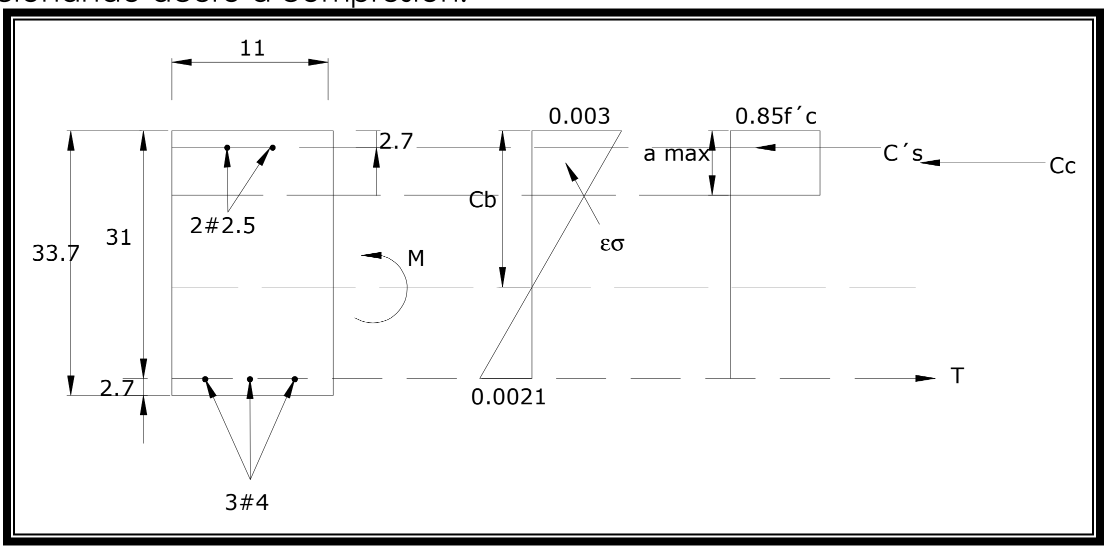
$$M_{Rb} := 1.44 \quad (T \cdot m)$$

$$A_{sb} := \frac{(b \cdot t + b' \cdot x) \cdot f''c}{f_y}$$

$$A_{sb} := \frac{(11 \cdot 10 + 3 \cdot 4.6) \cdot 47.6}{4200}$$

$$A_{sb} := 1.4 \quad \left(cm^2 \right)$$

Adicionando acero a compresión.



Sabemos que:

amax = 11.628 (cm)

Cmax = 7610.53 (kg)

BARRIOS BENÍTEZ SALVADOR
SÀNCHEZ GONZÀLEZ JOSÈ LUIS

$Mmax = 191679 \ (kg \cdot cm)$

Deformaciones unitarias en el acero en compresión.

$$\frac{\varepsilon_y}{a_{max}} := \frac{\varepsilon'_s}{a_{max} - r}$$

$$\frac{0.003}{11.628} := \frac{\varepsilon_s}{11.628 - 2.7}$$

$$\varepsilon_s := 0.0023 > \varepsilon_y$$

Entonces:

$$f'_s := f_y$$

Coloquemos

$$2 \ \# \ 2.5 = 1.0 \ \left(cm^2\right)$$

$$C's := 4200 \cdot 1 \ (kg)$$

$$C's := 4200 \ (kg)$$

Acero en tensión total

$$T := C_{max} + C's$$

$$T := 11850.56 \ (kg)$$

$$A_s := \frac{11850.56}{4200}$$

$$A_s := 2.82 \ \left(cm^2\right)$$

$$3 \ \# \ 4 = 3.81 \left(cm^2\right)$$

Utilizando las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

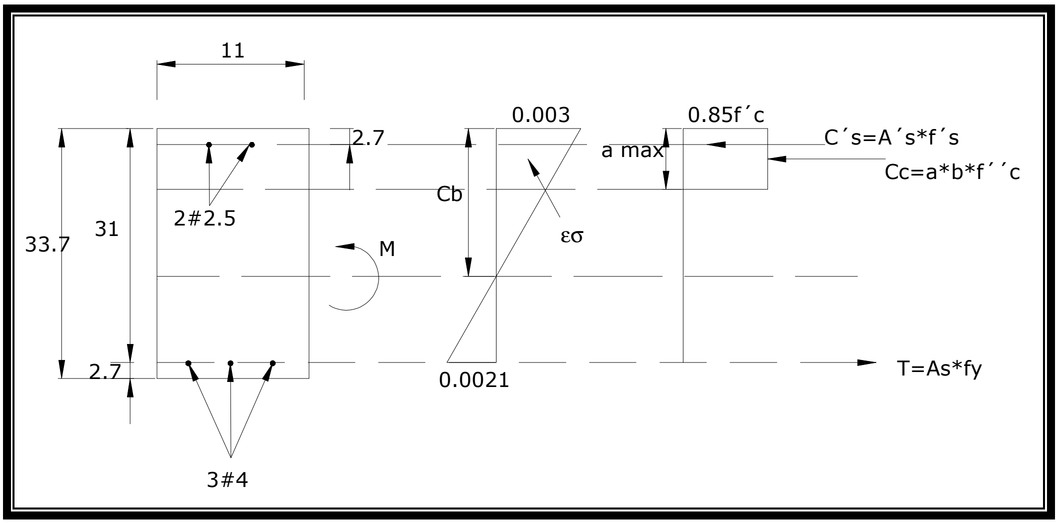
Si $M_u \le M_{Rmax}$ entonces el diseño del acero en tensión de la viga se hace como simplemente armada.

$$M_{Rbmax} := F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f''c \cdot q_{max} \cdot (1 - 0.5 \cdot q_{max})$$

$$A_{snec} := b \cdot d \cdot \frac{f''c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f''c}}\right)$$

$$q_{max} := P_{max} \cdot \left(\frac{f_y}{f''c}\right)$$

Si $M_u > M_{Rmax}$ entonces el diseño de la viga se hace como doblemente armada (esto es, se coloca acero en tensión y en compresión)



$$M_R := F_R \cdot \left[C_s \cdot (d - d') + C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)\right]$$

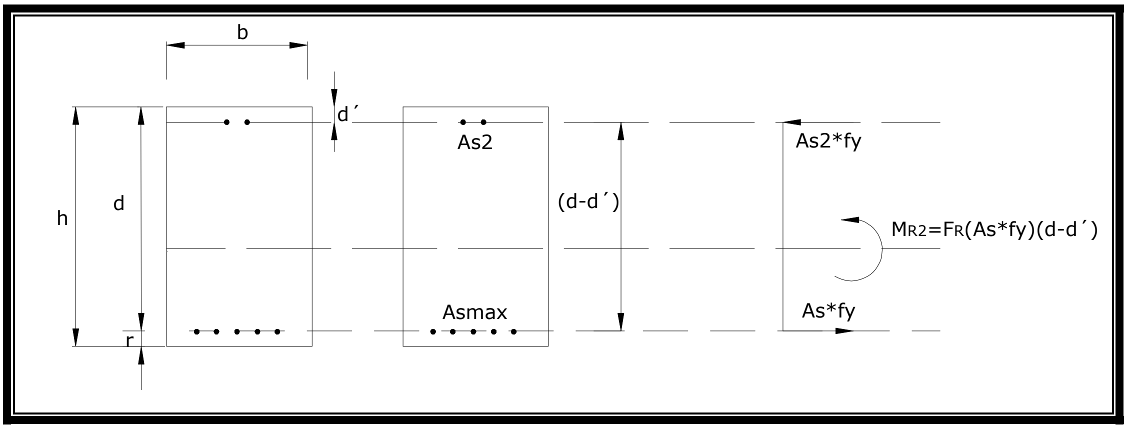
$$C_c \cdot C_s := T_s$$

Con esto tengo que garantizar que:

$$M_{Rmax} \ge M_u$$

Por lo tanto debemos diseñar al límite inferior:

$$M_R := M_u$$



Para lograr el equilibrio con el momento flexionante externo de diseño se tiene que:

$$M_u := M_{Rmax} + M_{R2}$$

Donde:

M_u Sale del análisis estructural

M_{Rmax} Sección simplemente armada trabajando a su máxima capacidad

M_{R2} Sección ficticia con capacidad a flexión

Por lo tanto:

$$M_{R2} := M_u - M_{Rmax}$$

$$M_{R2} := F_R \cdot \left(A_{s2} \cdot fy\right) \cdot (d - d')$$

Entonces tenemos que el acero que esta en compresión esta dado por:

$$A_{s2} := \frac{M_u - M_{rmax}}{F_R \cdot f_y \cdot (d - d')}$$

BARRIOS BENÍTEZ SALVADOR
SÀNCHEZ GONZÀLEZ JOSÈ LUIS

Con lo cual nos da finalmente el acero a tensión:

$$As := A_{smax} + A_{s2}$$

$$A_s := P_b \cdot b \cdot d + \frac{M_u - M_{rmax}}{F_R \cdot f_y \cdot (d - d')}$$

Estas ecuaciones sólo se pueden aplicar si el acero que esta en compresión fluye lo cual se cumple si:

$$(P - P') \geq \frac{4800}{6000 - fy} \cdot \frac{d'}{d} \cdot \frac{f''c}{fy}$$

Porcentaje de acero en tensión

$$P := \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Porcentaje de acero en compresión

$$P' := \frac{A's}{bd}$$

El momento resistente estará dado por:

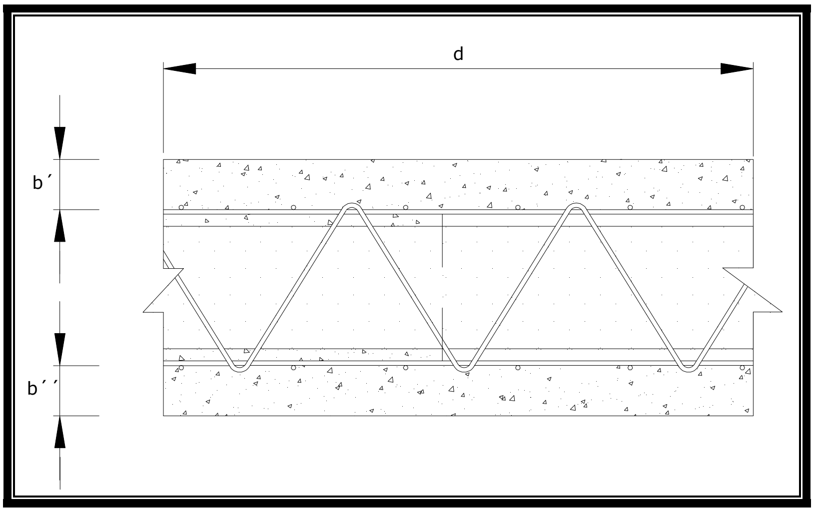
$$M_R := F_R \cdot \left[\left(A_s - A'_s \right) \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f_y \cdot (d - d') \right]$$

$$a := \frac{\left(A_s - A'_s \right) \cdot f_y}{f''c \cdot b}$$

Es necesario mencionar que el RCDF se tuvo que adaptar para poder hacer los cálculos anteriores, ya que en el no se contemplan sistemas de estas características.

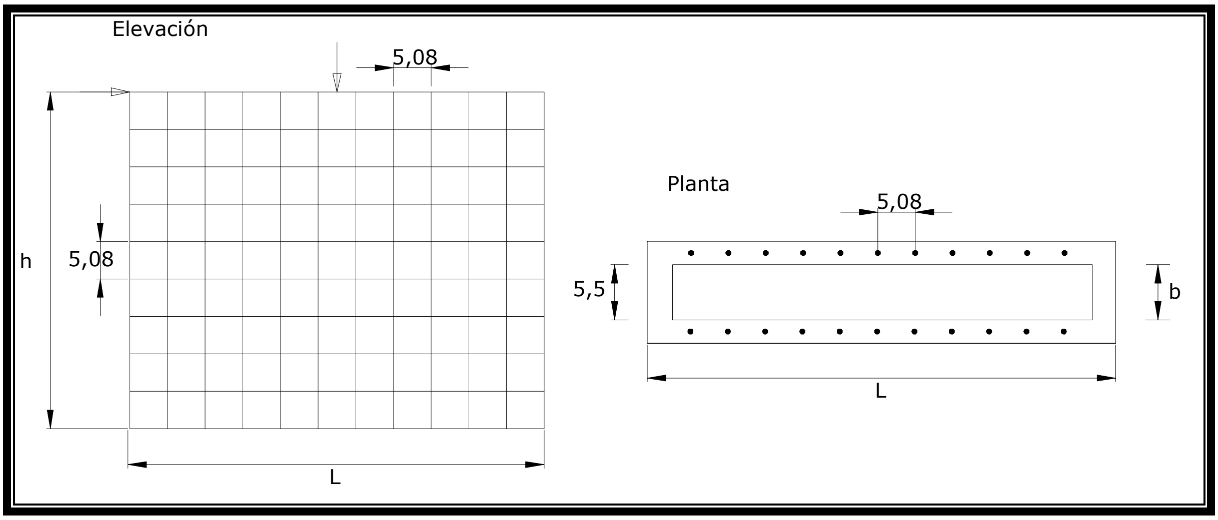
3.2 PROPIEDADES MECÁNICAS OBTENIDAS ANALÍTICAMENTE PARA MUROS CONSTRUIDOS CON PANEL.

Geometría del muro

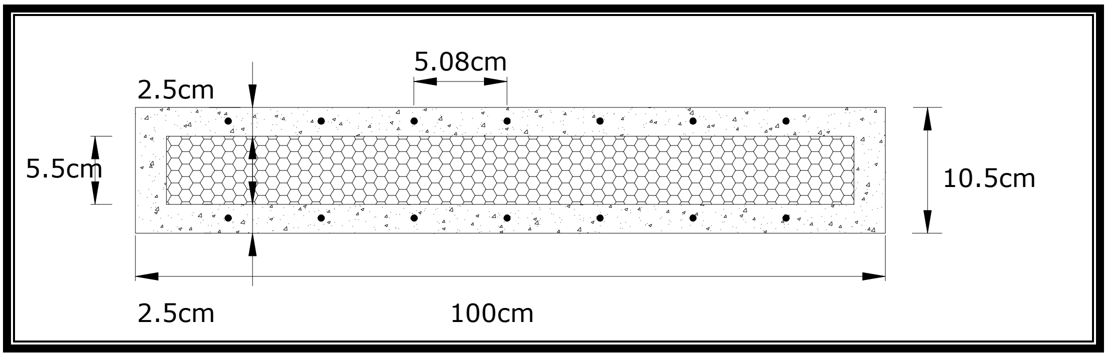


b´= b´´ Ancho del mortero a ambos lados del panel (entre 2.5 y 3.5cm).
d = Longitud del muro.

3.2.1 Resistencia al corte de un muro



Ejemplo:



b = 100 (cm)

Av = 2*0.03243 = 0.06485 cm^2

t = 2.5 (cm) se debe multiplicar por 2

L = 100 (cm)

S = 5.08 (cm)

$f'c = 70\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$

$fy = 4000\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$

Área del alambre C14

d = 0.08" = 2.54*0.08 = 0.2032 cm.

$A := \pi \cdot r^2$

A = 0.03243 cm^2

Área de cortante se tiene que considerar dos veces el área de un alambre ya que los dos alambres contribuyen para tomar el cortante, por lo tanto el área de cortante es:

Av = 2*0.03243 = 0.06485 cm^2

Contribución del mortero:

$$V_c := 0.5\sqrt{f'c}\cdot b\cdot L$$

Donde *b* se sustituye por el espesor del muro *t*, y *L* es la longitud del muro.

Tomando como peralte y ancho del muro un metro (100cm).

$$V_c := 0.5\cdot\sqrt{70}\cdot 5\cdot 100$$

$$V_c := 2091.6\ (kg)$$

El esfuerzo en el acero se toma como:

$$fs = 0.6fy = 0.6*4000 = 2400\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

El valor nominal del cortante resistente del muro (Vn) esta dado por (ACI):

$$V_n := A_v\cdot f_s\cdot\left(\frac{d}{s_{ep}}\right)$$

$$V_n := 2\cdot 0.03243\cdot 2400\cdot\left(\frac{100}{5.08}\right)$$

$$Vn=3061.2\ (kg)$$

El valor efectivo del cortante (Ve) esta dado por:

$$V_e := \phi\cdot V_n$$

Donde el valor de $\phi := 0.85$

$$Ve=2601\ (kg)$$

El valor del cortante resistente es:

$$V_R := V_c + V_e$$

$$V_R := 2091.6 + 2601$$

$$V_R := 4692.6\ (kg)$$

Utilizando las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, para cortante tenemos.

La resistencia del concreto para tomar el cortante en muros esta dada por:
Si la relación $\frac{H_m}{L}$ de altura total a longitud del muro no excede de 1.5 se aplica la ecuación:

$$V_{cR} := 0.85 \cdot F_R \left(\sqrt{0.8 \cdot f'c}\right) \cdot (t \cdot L)$$

Si la relación $\frac{H_m}{L}$ es igual o mayor a 2 se debe utilizar la ecuación:

$$V_{cR} := 0.5 \cdot F_R \left(\sqrt{0.8 \cdot f'c}\right) \cdot (b \cdot d)$$

Donde b se sustituye por el espesor del muro t y el peralte efectivo del muro se tomará igual a *0.8L*

La resistencia del acero de refuerzo para tomar el cortante esta dada por:

Cuantía de refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño *pm*, se calculará con la siguiente expresión.

$$p_m := \frac{V_u - V_{cR}}{F_R \cdot fy \cdot A_{cm}}$$

Y la del refuerzo perpendicular a la fuerza de diseño, pn, con:

$$p_n := 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{H_m}{L}\right) \cdot \left(p_m - 0.0025\right)$$

$$p_m := \frac{A_{vm}}{S_m \cdot t} \qquad p_n := \frac{A_{vn}}{S_n \cdot t}$$

Sm, Sn separación de los refuerzos paralelo y perpendicular a la fuerza cortante de diseño respectivamente.

Avm área de refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño comprendida a una distancia Sm; y

Avn área de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño comprendida a una distancia Sn.

Las cuantías de refuerzo mínimo son:

$$p_m \geq 0.0025$$

$$p_n \geq 0.0025$$

Resistencia al cortante del mortero:

$$V_{cR} := 0.85 \cdot 0.7 \cdot \left(\sqrt{0.8 \cdot 70}\right) \cdot 100 \cdot 5$$

$$V_{cR} := 2226 \quad (kg)$$

Resistencia al cortante del acero:

Cuantías mínimas de acero transversal y longitudinal.

$$p_m := \frac{A_{vm}}{S_m \cdot t}$$

$$p_m := \frac{0.06485}{5.08 \cdot 5}$$

$$p_m := 0.00255$$

$$p_m = p_{min} := 0.0025$$

$$p_m := p_n$$

$$V_{SR} := \frac{F_R \cdot A_v \cdot f_y \cdot L}{S}$$

$$V_{SR} := \frac{0.7 \cdot 0.06485 \cdot 4000 \cdot 100}{5.08}$$

$$V_{SR} := 3574 \quad (kg)$$

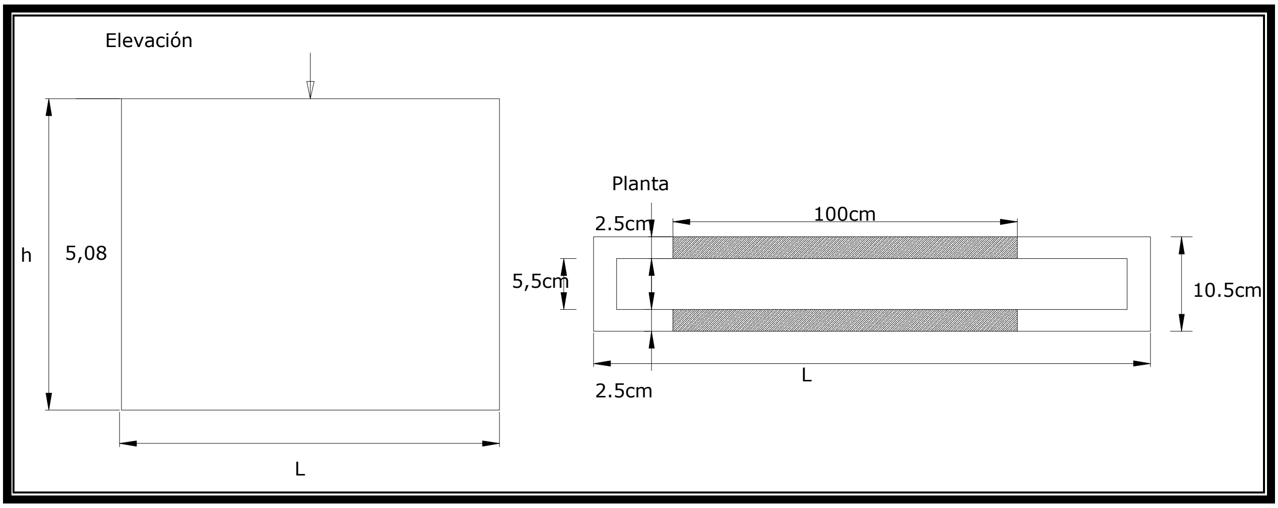
El cortante resistente de la sección esta dado por:

$$V_R := V_{cR} + V_{SR}$$

$$V_R := 3574 + 2226$$

$$V_R := 5800 \quad (kg)$$

3.2.2 Resistencia del muro ante Cargas Axiales



f´c =Resistencia a la compresión del mortero

h = Altura del muro

t = Espesor del muro

Am=Área del mortero

Am = 2*0.025*1 = 0.05 m^2

Resistencia a carga axial

$$f_a := 0.2 \cdot f'c \cdot \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t}\right)^3\right]$$

$$f_a := 0.2 \cdot 70 \cdot \left[1 - \left(\frac{244}{40 \cdot 10.5}\right)^3\right]$$

$$f_a := 11.25 \quad \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

$$fa := 11.25 \cdot 10^4 \quad \left(\frac{kg}{m^2}\right)$$

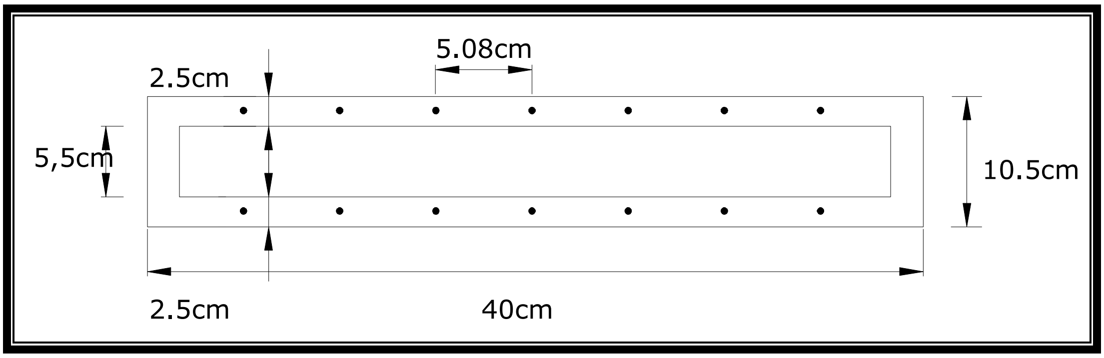
Resistencia admisible

$$f_{adm} := f_a \cdot A_m$$

$$f_{adm} := 11.25 \cdot 10^4 \cdot 2 \cdot 0.025 \cdot 1$$

$$f_{adm} := 5625 \quad \left(\frac{kg}{m}\right)$$

Sea una sección donde: b=10.5cm, d=40.0cm, determinar la carga axial permisible.



Utilizando la memoria de cálculo del fabricante.

$$P := 0.85 \cdot \left(A_g \cdot 0.25 \cdot f'c + f_s \cdot \rho_g\right)$$

donde:

P = Carga axial máxima

f´c =Resistencia última a compresión en el mortero $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$

fs = Esfuerzo permisible de compresión en el refuerzo vertical, tomando el 40% del valor de la resistencia de fluencia, pero no mayor de 2100 $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$

ρ g = Relación entre el área del refuerzo vertical y el área total.

Ast = Área total del refuerzo vertical en cm^2

Ag = Área total de la sección en cm^2

fy = 4000 $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$

Determinación del refuerzo vertical

$$\frac{40}{S_{ep}} := \frac{40}{5.08}$$

$$\frac{40}{S_{ep}} := 7.87$$ barras por cara = 7 barras

Total de barras = 2*7 = 14 barras

Ast = Num. barras *Área de una barra

Ast = 14*0.03243

Ast = 0.45402 cm^2

Ag = área de todo el mortero que rodea al elemento

Ag= 40*2.5*2 + 5.5*2.5*2

Ag =227.5 cm^2

$\rho_g := \frac{A_{st}}{A_g}$

$\rho_g := \frac{0.45402}{227.5}$

$\rho_g := 0.002$

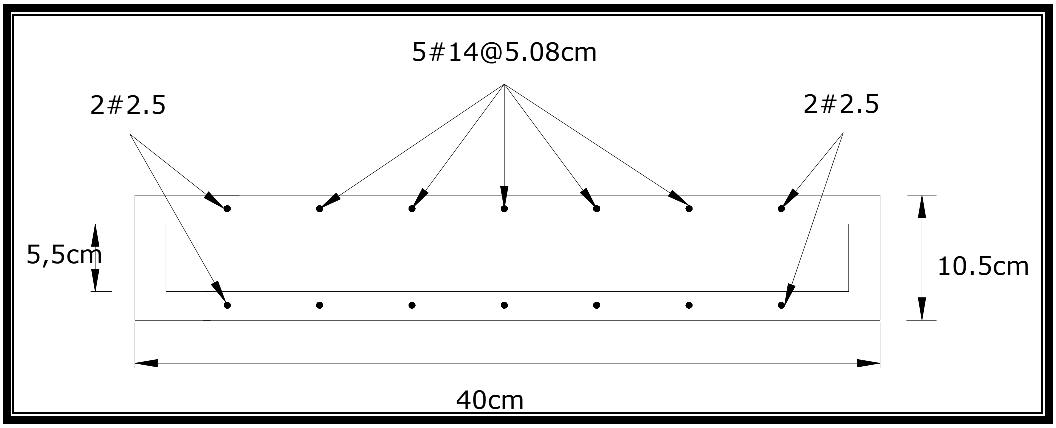
fs =0.4*fy = 0.4*4000 =1600 $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$

$P := 0.85\cdot\left(A_g\cdot 0.25\cdot f´c + f_s\cdot\rho_g\right)$

P=0.85*(227.5*0.25*70 + 1600*0.002)

P = 3387 Kg.

Si reforzamos los extremos con dos barras del # 2.5 (A=0.5 cm^2)



Ast = 10*0.03243 + 4*0.5

Ast = 2.3443 cm^2

$\rho_g := \frac{2.3243}{227.5}$

rg=0.1022

P = 0.85*(227.5*0.25*70 + 1600*0.1022)

BARRIOS BENÍTEZ SALVADOR
SÀNCHEZ GONZÀLEZ JOSÈ LUIS

$P=3523 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$

Al reforzar los extremos con 2Vars # 2.5 La carga admisible aumenta aproximadamente en un 4.1%

Utilizando la memoria de cálculo del fabricante.

$$P_n := 0.85 \cdot f'c \cdot A_g + A_{st} \cdot f_y$$

$$Pn := 0.85 \cdot 70 \cdot 227.5 + 0.45402 \cdot 4000$$

$$P_n := 15352.3 \quad (kg)$$

$$P_e := \delta \cdot P_n$$

$$\delta := 0.70$$

$$P_e := 0.70 \cdot 15352.33$$

$$P_e := 10747 \quad (kg)$$

Utilizando la memoria de cálculo del fabricante.

$$\phi \cdot P_{nmax} := 0.8 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'c \cdot \left(A_g - A_{st}\right) + f_y \cdot A_{st}\right]$$

$$\phi \cdot P_{nmx} := 0.8 \cdot 0.7 \cdot [0.85 \cdot 70 \cdot (227.5 - 0.45402) + 4000 \cdot 0.45402]$$

$$\phi \cdot p_{nmax} := 8582 \quad (kg)$$

Aplicando la ecuación de las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

$$P_u := F_R \cdot \left(A_g \cdot f''c + A_s \cdot f_y\right)$$

$$F_R := 0.7$$

$f''c = 0.85f^*c$

$f^*c = 0.8f'c$

BARRIOS BENÍTEZ SALVADOR
SÀNCHEZ GONZÀLEZ JOSÈ LUIS

$$f''c := 47.6 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

Ag = Ac -As

Ac = área de concreto

As= área de acero

fy = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

Ac= 40*2.5*2 + 5.5*2.5*2

Ac = 227.5 cm^2

Numero de barras de acero

$$N_v := \frac{40}{5.08}$$

$$N_v := 7.87$$

$$N_v := 8 \cdot 2$$

$$N_v := 16$$

$$A_s := 16 \cdot 0.03243$$

$$A_s := 0.52 \quad \left(cm^2\right)$$

$$A_g := 227.5 - 0.52$$

$$A_g := 226.98 \quad \left(cm^2\right)$$

$$fy = 4000 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

$$p_u := 0.7 \cdot (226.98 \cdot 47.6 + 0.52 \cdot 4000)$$

$$P_u := 9018.9 \quad (kg)$$