

Diseño de viga a corte sismo-resistente

Armado a flexión

		3#5	5.94 cm ²		
2#5=	3.96 cm ²			3#5	5.94 cm ²
1#3	0.71 cm ²			1#4	1.27 cm ²
		3#5	5.94 cm ²		

manual

Datos:

Viga:

$h = 50.00$ cm

$b = 25.00$ cm

$d = 44.44$ cm

$L = L_n = 550.00$ cm = 5.50 m

Materiales:

$f'_c = 210.97$ kg/cm²

$F_y = F_{yt} = 4219.41$ kg/cm²

Cargas:

$W_v = 850.00$ kg/m Carga viva

$W_m = 1000.00$ kg/m Carga muerta

$S_vd = 0.20$ Coeficiente de sismo vertical

$P_u = 0.00$ Carga axial en la viga

Diagrama de corte ultimo

$V_u = 10,000$ kg

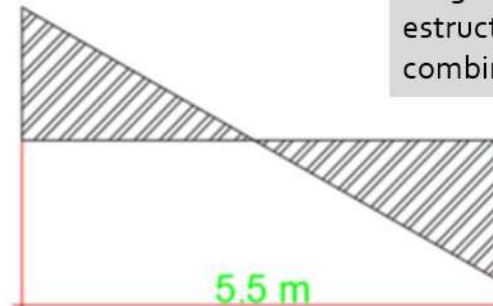
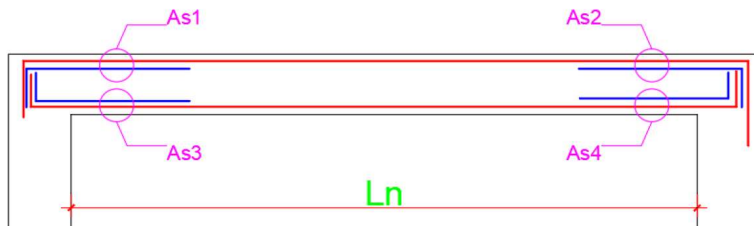


Diagrama de análisis estructural, luego de las combinaciones de carga

$V_u = 10,000$ kg

1) Momentos probables

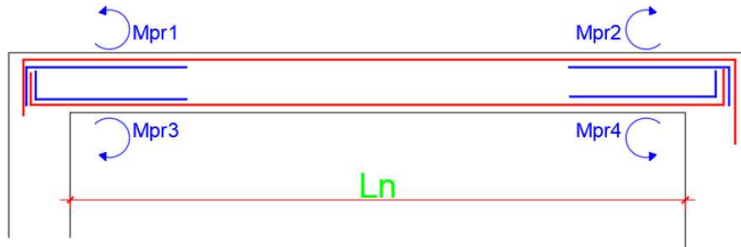


$$As1 = 9.90 \text{ cm}^2$$

$$As3 = 6.65 \text{ cm}^2$$

$$As2 = 11.88 \text{ cm}^2$$

$$As4 = 7.21 \text{ cm}^2$$



$$Mpr = As * \alpha y * Fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad a = \frac{As * \alpha y * Fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$\alpha y = 1.25$$

$$Fy = 4219.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 44.44 \text{ cm}$$

$$f'c = 210.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 25.00 \text{ cm}$$

$$Mpr1 = 20,163.66 \text{ kg-m}$$

$$Mpr3 = 14,214.81 \text{ kg-m}$$

$$Mpr2 = 23,466.61 \text{ kg-m}$$

$$Mpr4 = 15,286.58 \text{ kg-m}$$

Application	R_y	R_t
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A572/572M Gr. 50 (345) or 55 (380), ASTM A913/913M Gr. 50 (345), 60 (415), or 65 (450), ASTM A588/A588M, ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A1043/1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500/A500M (Gr. B or C), ASTM A501	1.4	1.3
Pipe:		
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
Plates, Strips and Sheets:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A1043/1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)	1.3	1.0
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380), ASTM A588/A588M	1.1	1.2
• ASTM 1043/1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
Steel Reinforcement:		
• ASTM A615, ASTM A706	1.25	1.25

2) Corte probable sismico



$$Vp1 = Vp2 = \frac{Mpr1 + Mpr4}{Ln}$$

$$Vp1 = 6,445.50 \text{ kg}$$

$$Vp2 = 6,445.50 \text{ kg}$$

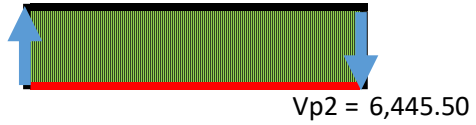


$$Vp1 = Vp2 = \frac{Mpr2 + Mpr3}{Ln}$$

$$Vp1 = 6,851.17 \text{ kg}$$

$$Vp2 = 6,851.17 \text{ kg}$$

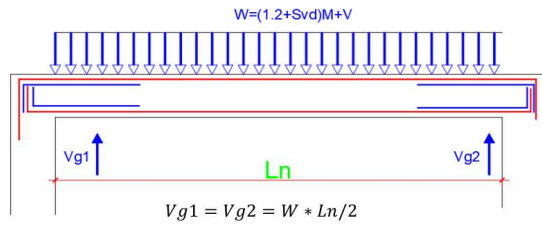
$$V_{p1} = 6,445.50$$



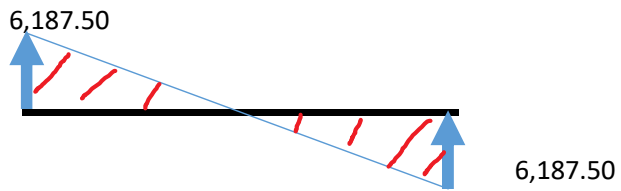
$$V_{p1} = 6,851.17$$



3) Corte probable gravitacional



$$V_{g1} = V_{g2} = 6,187.50 \text{ kg}$$



4) Corte total

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{w_u l_n}{2}$$

Beam shear

$$V_e = V_p + V_g$$

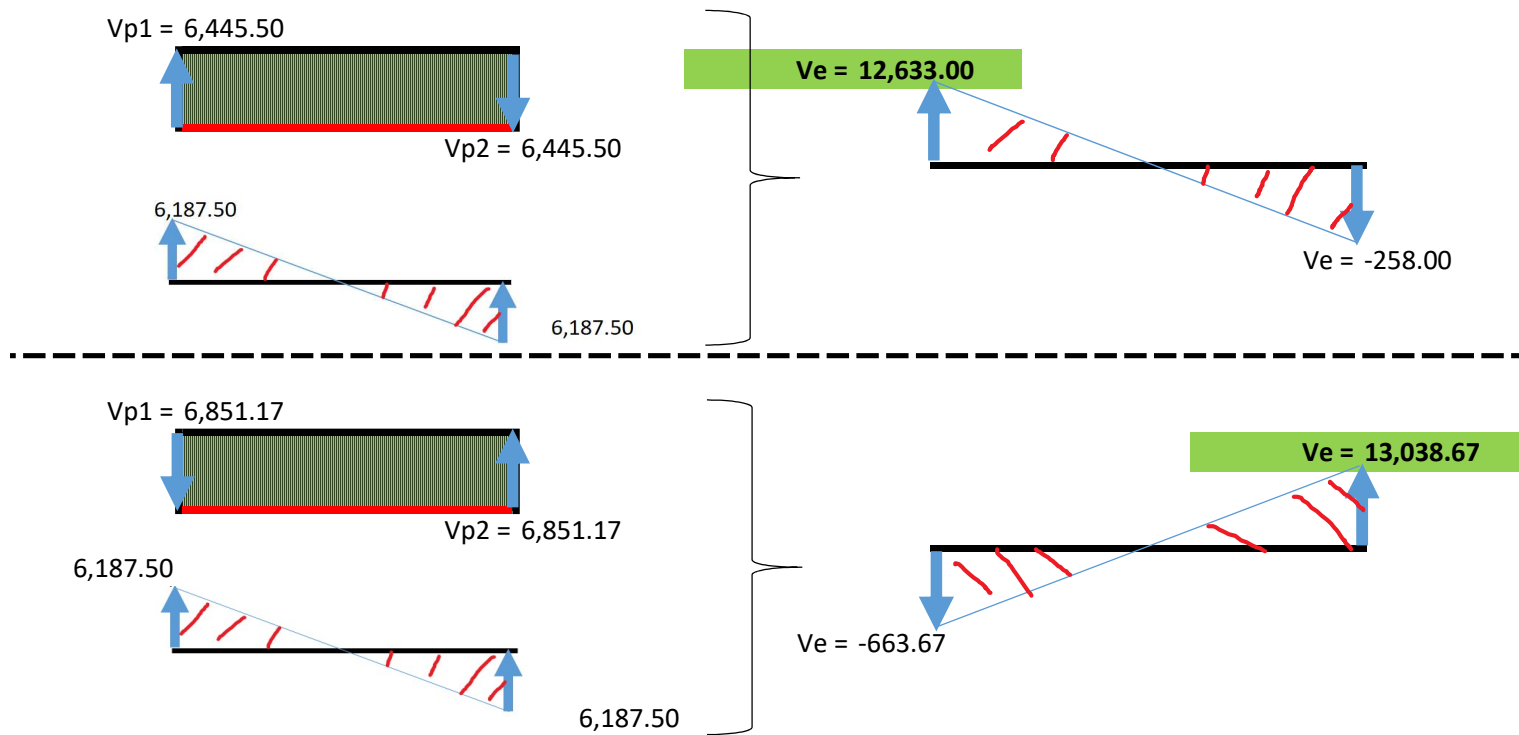
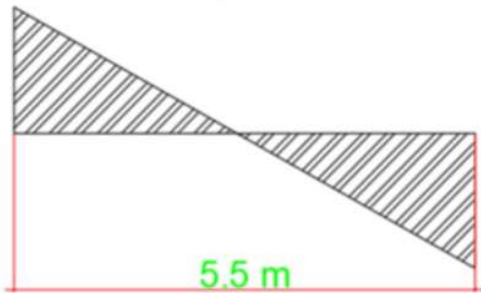


Diagrama de corte ultimo Por caga externa

$V_u = 10,000.00 \text{ kg}$



$v_u = 10,000.00 \text{ kg}$

$V_u = V_{max} = V_e = \text{corte acutante maximo ultimo}$

Para el diseño a corte, se toma el valor mayor entre V_e y V_u

DISEÑO A CORTE

5) Resistencia nominal a corte del concreto para viga

$$V_c = 8,552.64 \text{ kg}$$

Resistencia nominal a corte del concreto para vigas:

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d \quad 22.5.5.1 \text{ ACI 318-19}$$

Donde:

$$\lambda = 1 \text{ por } W_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

6) Resistencia ultima a corte del concreto

$$\phi V_c = 5,131.59 \text{ kg}$$

$$\phi = 0.6$$

ϕ = factor de reducción de capacidad por cortante

- $\phi = 0.75$ (Gravitacionales)
- $\phi = 0.60$ zona sísmica

7) Revision de seccion de la viga

$V_u > \phi V_{cmax}$ Sección muy pequeña para resistir la fuerza cortante ultima

$V_u < \phi V_c / 2$ Sección muy grande para soportar la fuerza cortante



$$\phi V_{max} = \phi * (V_c + 2.2 * \sqrt{f'_c} * b * d) \quad 22.5.1.2 \text{ ACI 318-19}$$

$$\phi V_{max} = 26,432.50 \text{ kg}$$

$V_u > \phi V_{cmax}$ Sección muy pequeña para resistir la fuerza cortante ultima

$$13,038.67 > 26,432.50 \text{ La seccion NO es pequeña, ok}$$

$V_u < \phi V_c / 2$ Sección muy grande para soportar la fuerza cortante

$$13,038.67 < 2,565.79 \text{ La seccion No es grande, OK}$$

Calculo de estribos:

9.6.3 ACI 318-19

Si $\phi V_c/2 < V_u < \phi V_c \rightarrow$ Colocar A_{vmin} ó Estribo No. 3 @ $d/2$

$V_u > \phi V_c \rightarrow$ Se diseñan estribos

$$\begin{array}{l} 12,633.00 \\ 13,038.67 \end{array} > 5,131.59 \quad \text{DISEÑE ESTRIBOS}$$

Se debe de omitir la resistencia del concreto $V_c=0$ para el calculo de refuerzo de vigas si:

a) $V_p > 0.5 \cdot V_e$ (si se cumple $V_c = 0$, si no se cumple considera V_c)

b) $P_u < A_g \cdot f'_c / 20$

(Considerar carga axial $P_u = 0$ en la viga)

$$\begin{array}{l} \text{a) } V_p = 6,445.50 \\ \quad V_e = 12,633.00 \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} V_p \\ V_e \end{array}} \right\} V_c = 0$$

$$\begin{array}{l} \text{a) } V_p = 6,851.17 \\ \quad V_e = 13,038.67 \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} V_p \\ V_e \end{array}} \right\} V_c = 0$$

$$\begin{array}{l} \text{b) } P_u = 0.00 \text{ kg} \\ A_g \cdot f'_c / 20 = 13,185.63 \text{ kg} \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} P_u \\ A_g \cdot f'_c / 20 \end{array}} \right\} V_c = 0$$

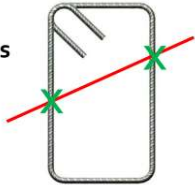
8) Area de varilla

Suponiendo usar, estribo # 3

Estribos:

$$A_s = 0.713 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2A_s$$



$$A_v = 1.425 \text{ cm}^2$$