



Diseñar la viga de la siguiente figura:

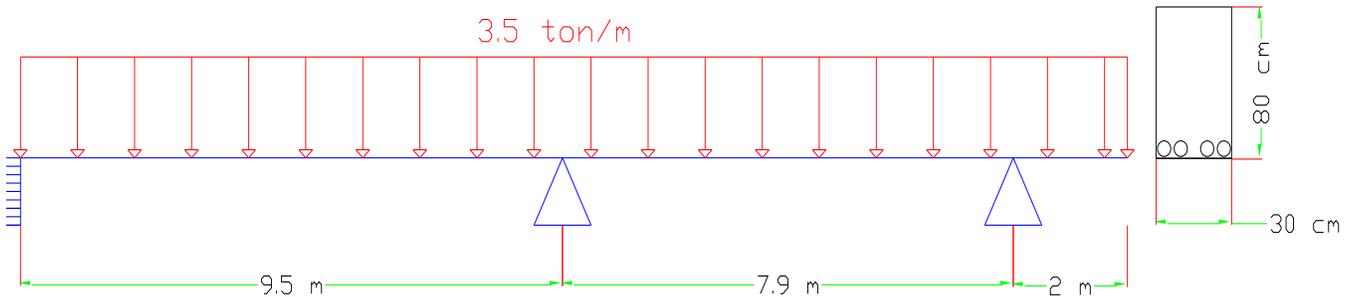


Figura 1.0 viga a diseñar.

La viga mostrada en la figura es una viga con tres apoyos y un volado, el primer apoyo es un empotramiento, los dos restantes son apoyos articulados. Se propone una dimensión para la viga de 30 x 80 cm.

Las reacciones se calcularan con el teorema de los tres momentos y posteriormente será comprobado con ayuda del programa **staad pro**, este ejemplo ya fue resuelto por el **ing. Pedro Henry marza colque** egresado de la facultad de ingeniería Oruro Bolivia., mi aportación a dicho problema es una revisión y corrección de algunos errores que detecte. Esto no demerita al **ing Pedro Henry marza colque**, en ingeniería los errores de "dedo" son comunes, solo hay que estar atentos para detectarlos y corregirlos, entre ingenieros se resuelven problemas no se critican los errores.

En la viga mostrada en la figura:

- Verificar la sección
- Determinar las armaduras de acero
- Realizar los esquemas de la distribución de armaduras.
- Calcular la cuantía de Acero
- Calcular la cuantía de madera en pie^2/m^3
- Determinar la cantidad de materiales

$$f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 220 \text{ kg/cm}^2$$



SOLUCIÓN.

a) Verificar la sección.

□ Usando método de Tres Momentos para resolver la estructura.

$$2 \cdot M_1 \cdot L_1 + M_2 \cdot L_1 = -N_{12} \cdot L_1$$

$$2 \cdot M_1 + M_2 = -N_{12} \quad \dots (I)$$

○ Momento en ③ (por el Volado)

$$M_3 = -3.5 \cdot 2 \cdot \frac{2}{2}$$

$$M_3 = -7 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_1 \cdot L_1 + 2 \cdot M_2 \cdot (L_1 + L_2) + M_3 \cdot L_2 = -N_{21} \cdot L_1 - N_{23} \cdot L_2$$

$$9.5 \cdot M_1 + 34.8 \cdot M_2 + 7.9 M_3 = -9.5 \cdot N_{21} - 7.9 \cdot N_{23}$$

$$9.5 \cdot M_1 + 34.8 \cdot M_2 = -9.5 \cdot N_{21} - 7.9 \cdot N_{23} + 55.3 \quad \dots (II)$$

○ Términos de Carga.

$$N_{21} = \frac{q \cdot L^2}{4} = \frac{3.5 \cdot 9.5^2}{4}$$

$$N_{21} = 78.97 \text{ t}\cdot\text{m} = N_{12}$$

$$N_{23} = \frac{q \cdot L^2}{4} = \frac{3.5 \cdot 7.9^2}{4}$$

$$N_{23} = 54.61 \text{ t}\cdot\text{m}$$

○ Reemplazando en (I) y (II)

$$2 \cdot M_1 + M_2 = -N_{12}$$

$$2 \cdot M_1 + M_2 = -78.97$$

$$9.5 \cdot M_1 + 34.8 \cdot M_2 = -9.5 \cdot (78.97) - 7.9 \cdot (54.61) -55.3$$

$$9.5 \cdot M_1 + 34.8 \cdot M_2 = -1126.3123$$

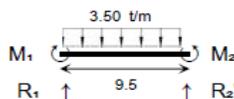
○ Resolviendo el sistema de ecuaciones.

$$\left. \begin{array}{l} -9.5 \cdot M_1 - 4.75 \cdot M_2 = 375.10 \\ 9.5 \cdot M_1 + 34.8 \cdot M_2 = -1126.3123 \\ \hline 30.05 \cdot M_2 = -751.21 \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_2 = -24.999 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_1 = -26.985 \text{ t}\cdot\text{m} \end{array}$$

○ Isostatizando la viga.

= Tramo: ① - ②

Origen en ①



$$\sum M_2 = 0 \oplus$$

$$-R_1 \cdot 9.5 + 26.985 + 3.50 \cdot \frac{9.5^2}{2} - 25.00 = 0$$

$$R_1 = 16.83 \text{ t}$$

$$\sum F_V = 0 \downarrow +$$

$$-R_2' - 16.83 + 3.50 \cdot 9.50 = 0$$

$$R_2' = 16.42 \text{ t}$$



x	Mx	Vx
0.00	-26.985	16.834
4.75	13.493	0.209
9.50	-24.999	-16.416

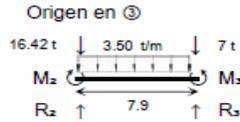
$$M_x = -26.985 + 16.83x - 1.75x^2$$

$$V_x = -3.50x + 16.83$$

Igualando a cero ($V_x = 0$)

$$x = 4.81 \text{ m} \Rightarrow M_{\max(+)} = 13.499 \text{ t-m}$$

- Tramo: ② - ③



$$\sum M_2 = 0 \curvearrowright$$

$$-R_3 \cdot 7.9 + 7.00 + 3.50 \cdot \frac{7.9^2}{2} + 55.3 - 24.999 = 0$$

$$R_3 = 18.55 \text{ t}$$

$$\sum F_V = 0 \downarrow +$$

$$-R_2 - 18.55 + 3.50 \cdot 7.90 + 16.42 + 7.00 = 0$$

$$R_2 = 32.52 \text{ t}$$

x	Mx	Vx
0.00	-7.000	-11.547
3.95	11.305	2.278
7.90	-24.999	16.103

$$M_x = -7.00 + 18.55x - 7.00x - 1.75x^2$$

$$M_x = -7.00 + 11.55x - 1.75x^2$$

$$V_x = 3.50x - 11.55$$

Igualando a cero ($V_x = 0$)

$$x = 3.30 \text{ m} \Rightarrow M_{\max(+)} = 12.047 \text{ t-m}$$

o Verificación:

$$\sum F_V = 0 \uparrow +$$

$$16.83 + 32.52 + 18.55 - 3.50 \cdot (9.50 + 7.90 + 2.00) = 0$$

$$0 = 0$$

$$\sum M_4 = 0 \curvearrowright$$

$$16.83 \cdot (19.40) + 32.52 \cdot (9.90) + 18.55 \cdot (2.00) - 3.50 \cdot (19.40)^2 / 2 - 26.985 = 0$$

$$0 = 0$$

o Viga Completa:

- Momentos

$$M_x = -26.985 + 16.83x - 3.50 \cdot \frac{x^2}{2} + \langle 32.52(x - 9.50) \rangle + \langle 18.55(x - 17.40) \rangle$$

$x \geq 9.5$ $x \geq 17.4$

- Cortantes.

$$V_x = 16.83 - 3.50 \cdot x + \langle 32.52 \rangle + \langle 18.55 \rangle$$

$x \geq 9.5$ $x \geq 17.4$

Diagrama de Momentos:

x	Mx
0	-26.985
4.75	13.493
9.5	-24.999
13.45	11.305
17.4	-7.000
18.4	-1.750
19.4	0.000

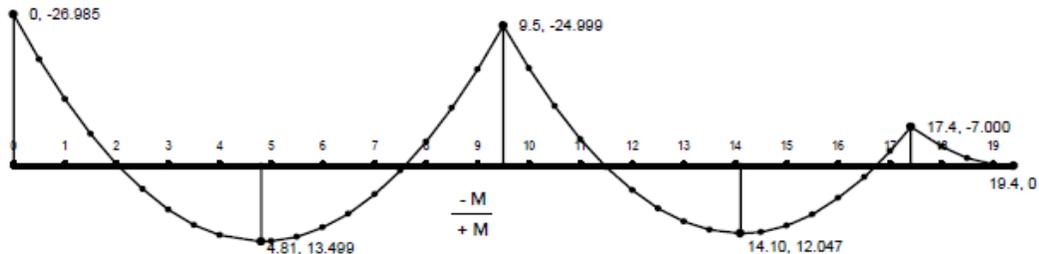
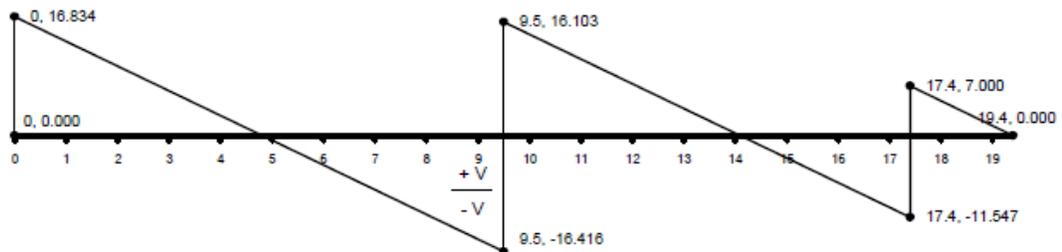


Diagrama de Cortantes:

x	Vx
0	0.000
	16.834
9.5	-16.416
	16.103
17.4	-11.547
	7.000
19.4	0.000



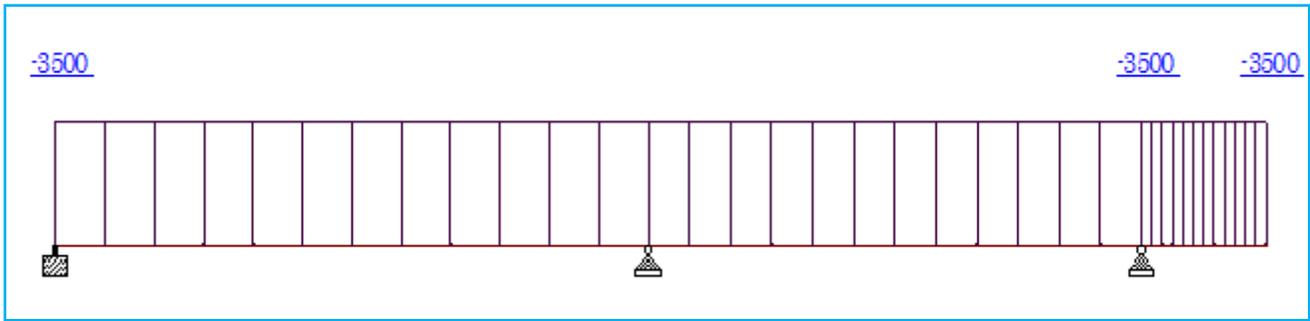


Figura 2.0 modelo de la viga en el staad pro (kg/m)

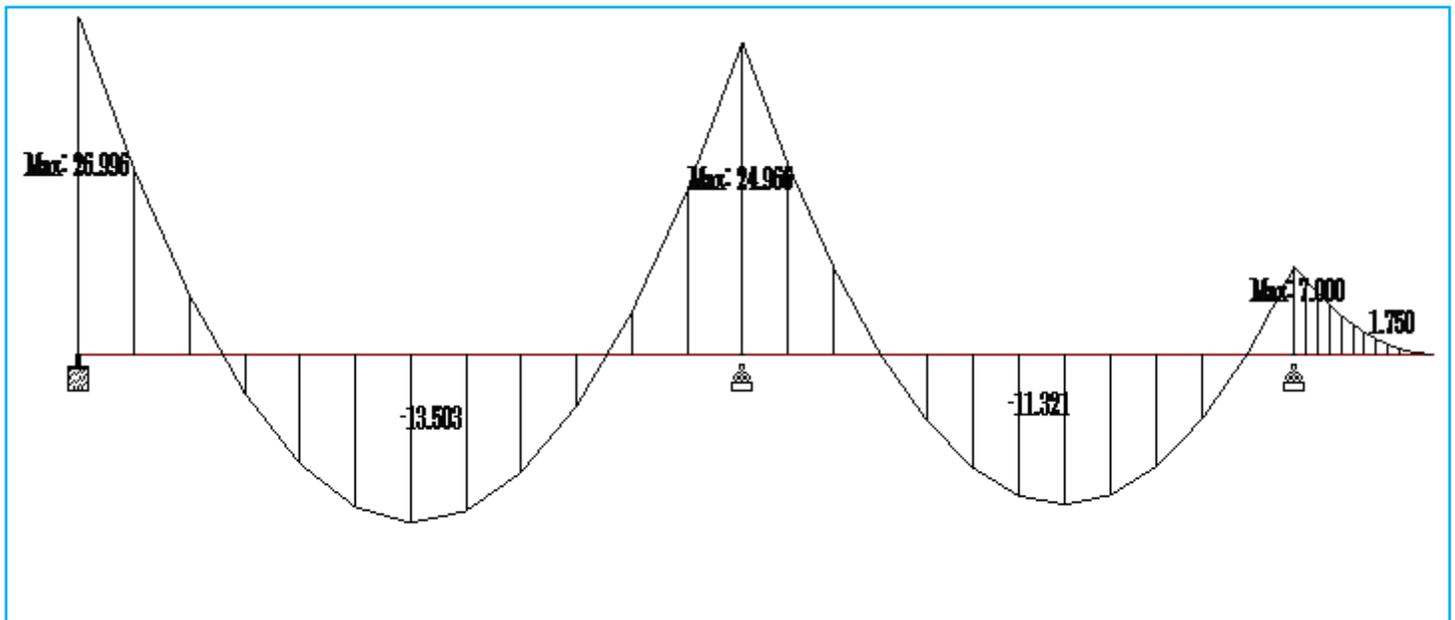


Figura 3.0 diagrama de momento flexionantes originada por el staad pro. (ton/m)

Beam	Carga	nodo	Fx Mton	Fy Mton	Fz Mton	Mx MTON-m	My MTON-m	Mz MTON-m
1	3.5 ton /m	1	0	16.839	0	0	0	26.996
		2	0	16.411	0	0	0	-24.966
2	3.5 ton /m	4	0	0	0	0	0	0
		3	0	7	0	0	0	-7
3	3.5 ton /m	3	0	11.551	0	0	0	7
		2	0	16.099	0	0	0	-24.966

TABLA 1.0 tabla que muestra los resultados del análisis de la viga, en el staad pro.

Los resultados obtenidos por el teorema de los tres momentos y el análisis realizado con el staad pro coinciden notablemente.



Cuantia de acero:

Calculo de la cuantia máxima de acero de acuerdo al ACI 2002

$\beta_1 = 0.85$ para concreto menores a 280 kg/cm^2

Cuantia máxima de acero = $0.75 \rho_b$

$$\rho_b = \beta_1 * \left[\frac{6000}{6000 + f_y} \right] * \frac{0.85 * f'_c}{f_y}$$

$$\rho_b = 0.85 * \left[\frac{6000}{6000 + 5000} \right] * \frac{0.85 * 220}{5000} = 0.01734$$

$$0.75 \rho_b = 0.75 * 0.01734 = 0.013005$$

Acero mínimo:

El ACI 318 - 2002 marca la siguiente fórmula para encontrar el acero mínimo para secciones a flexión:

$$\rho_{min} = 0.8 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

Referencia

La experiencia ha hecho probar que también es posible tener un aproximado del acero mínimo con la siguiente fórmula:

$$\rho_{min} = \frac{14.5}{f_y} \quad \text{ó} \quad \rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

En muchos casos se recomienda usar una cuantia de acero $\rho_{min} = 0.002$

Para nuestro caso particular usaremos la primera formula:

$$\rho_{min} = 0.8 \frac{\sqrt{220 \text{ kg/cm}^2}}{5000 \text{ kg/cm}^2} = 0.00237$$



Determinación de la altura real de la viga:

Para la verificación de nuestro peralte consideremos un promedio entre la cuantía máxima y la cuantía mínima de acero, de esta manera se obtendrá una viga equilibrada.

$$\frac{\rho_{max} + \rho_{min}}{2} = \frac{0.013005 + 0.00237}{2} = 0.0077$$

$$M_u = bd^2f'c * \omega(1 - 0.59\omega)$$

Sabemos que:

$$\omega = \frac{Asfy}{bdf'c} \quad \text{como } As = bdp \quad \omega = \frac{\rho fy}{f'c} = \frac{0.0077 * 5000}{220} = 0.175$$

Para ajustar el peralte efectivo de la viga se toma el momento de mayor magnitud a lo largo de la viga (de acuerdo a los cálculos anteriores), considerando que será una sección uniforme.

De, $M_u = bd^2f'c * \omega(1 - 0.59\omega)$ se despeja **d** para encontrar el peralte efectivo de la viga:

Suponiendo la base $b = 30 \text{ cm}$

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{bf'c * \omega(1 - 0.59\omega)}} = \sqrt{\frac{2699600 \text{ kg/cm}}{30 * 220 * 0.175(1 - (0.59 * 0.175))}} = 51.05$$

El peralte efectivo para nuestra viga Sera 51 cm a los cuales le debemos sumar 3 cm de recubrimiento inferior, para concluir con una altura $h = 55 \text{ cm}$. Entonces nuestra viga será de 30 cm x 55 cm.

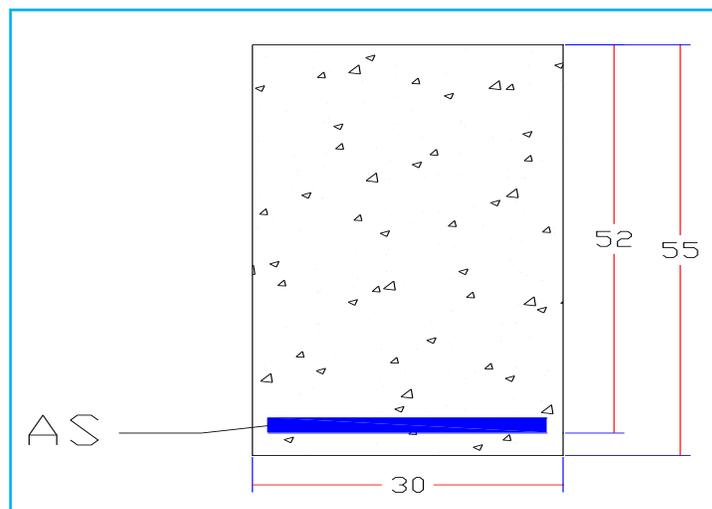


Figura 4.0 dimensiones reales de la viga.



Verificación de la Necesidad de Armadura de Compresión:

Si se supone que el acero de tracción se encuentra en fluencia, se puede utilizar la siguiente expresión para calcular la armadura requerida para resistir el momento flector solicitante:

$$\rho_{necesaria} = \frac{0.85 * f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85\phi * f'c * b * d^2}} \right] \quad \text{ó} \quad \frac{f'c}{1.18 * fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * Mu}{\phi * f'c * b * d^2}} \right]$$

Ambas formulas son la misma, cualquiera de las dos puede ser usada para encontrar la cuantia necesaria de acero para soportar el momento flector solicitado en cualquier parte de la viga.

- Acero necesario en el apoyo 1:

$$\frac{220 \text{ kg/cm}^2}{1.18 * 5000 \text{ kg/cm}^2} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * 2699600 \text{ kg/cm}}{0.9 * 220 \text{ kg/cm}^2 * 30 \text{ cm} * 52^2}} \right] = 0.008704$$

La cuantia se verifica debiendo que dar esta entre el rango de ρ_{\min} Y ρ_{\max} .

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{necesario}} < \rho_{\max}.$$

$$0.00237 < 0.008704 < 0.013005 \quad \text{ok}$$

La cuantia de acero es correcta pues está entre el rango de cuantia mínima y máxima, para calcular el área de acero usamos la siguiente fórmula:

$$As = \rho * b * d = 0.008704 * 30 \text{ cm} * 52 \text{ cm} = 14.62 \text{ cm}^2$$

- Acero necesario en el claro entre el apoyo 1 y 2:

$$\frac{220 \text{ kg/cm}^2}{1.18 * 5000 \text{ kg/cm}^2} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * 1350300 \text{ kg/cm}}{0.9 * 220 \text{ kg/cm}^2 * 30 \text{ cm} * 52^2}} \right] = 0.00406$$

La cuantia se verifica debiendo que dar esta entre el rango de ρ_{\min} Y ρ_{\max} .

$$0.00237 < 0.00406 < 0.013005 \quad \text{ok}$$

$$As = \rho * b * d = 0.00406 * 30 \text{ cm} * 52 \text{ cm} = 6.21 \text{ cm}^2$$



- **Acero necesario en el claro en el apoyo 2:**

$$\frac{220 \text{ kg/cm}^2}{1.18 * 5000 \text{ kg/cm}^2} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * 2496600 \text{ kg/cm}}{0.9 * 220 \text{ kg/cm}^2 * 30 \text{ cm} * 52^2}} \right] = 0.00796$$

La cuantía se verifica debiendo que dar esta entre el rango de ρ_{\min} Y ρ_{\max} .

$$0.00237 < 0.00796 < 0.013005 \quad \text{ok}$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00796 * 30 \text{ cm} * 52 \text{ cm} = 12.18 \text{ cm}^2$$

- **Acero necesario en el claro entre el apoyo 2 y 3:**

$$\frac{220 \text{ kg/cm}^2}{1.18 * 5000 \text{ kg/cm}^2} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * 1132100 \text{ kg/cm}}{0.9 * 220 \text{ kg/cm}^2 * 30 \text{ cm} * 52^2}} \right] = 0.0034$$

La cuantía se verifica debiendo que dar esta entre el rango de ρ_{\min} Y ρ_{\max} .

$$0.00237 < 0.0034 < 0.013005 \quad \text{ok}$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0034 * 30 \text{ cm} * 52 \text{ cm} = 5.20 \text{ cm}^2$$

- **Acero necesario en el claro en el apoyo 3:**

$$\frac{220 \text{ kg/cm}^2}{1.18 * 5000 \text{ kg/cm}^2} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * 70000 \text{ kg/cm}}{0.9 * 220 \text{ kg/cm}^2 * 30 \text{ cm} * 52^2}} \right] = 0.00204$$

La cuantía se verifica debiendo que dar esta entre el rango de ρ_{\min} Y ρ_{\max} .

$$0.00237 > 0.00204 < 0.013005 \quad \rho \text{ menor al mínimo}$$

En este caso la cuantía es menor a la mínima requerida por lo tanto se tomara como cuantía de equilibrio la mínima de todos los tramos

$$A_s = \rho * b * d = 0.0034 * 30 \text{ cm} * 52 \text{ cm} = 5.20 \text{ cm}^2$$



Tramo	Posición	Mu (ton /m)	ρ necesario	ρ asumido	As calc. (Cm ²)
1	apoyo	26.996	0.008704	0.008704	14.62
1 a 2	claro	13.503	0.00406	0.00406	6.21
2	apoyo	24.966	0.00796	0.008704	14.62
2 a3	claro	11.321	0.0034	0.00406	6.21
3	apoyo	7	0.00204	0.00406	6.21
volado	volado	0	0.00237	0.00406	6.21

Tabla 2.0 resumen de los cálculos del acero requerido.

Aunque se calculo la cantidad real de acero necesario en cada tramo se optimiza la cantidad requerida en dos valores, esto se hace para facilitar el armado de acero en la obra, teniendo en cuenta que la cantidad de acero asignada es suficiente para resistir los momentos flectores.

Las varillas a utilizar para el diseño de la trabe son del #4 y #6, para el área de 14.62 se utilizara varilla #6 y para el área de 6.21 varilla #4.

Total de varillas requeridas por sección.

Área de la varilla # 4 = 1.267 cm²

Área de la varilla # 6 = 2.850 cm²

Cantidad de Varillas para el área de 14.62 cm²:

$$\text{Cantidad} = \frac{14.62}{2.850} = 5.12 \approx 5 \text{ varillas del \# 6}$$

$$\text{Cantidad} = \frac{6.21}{1.267} = 4.9 \approx 5 \text{ varillas del \# 4}$$

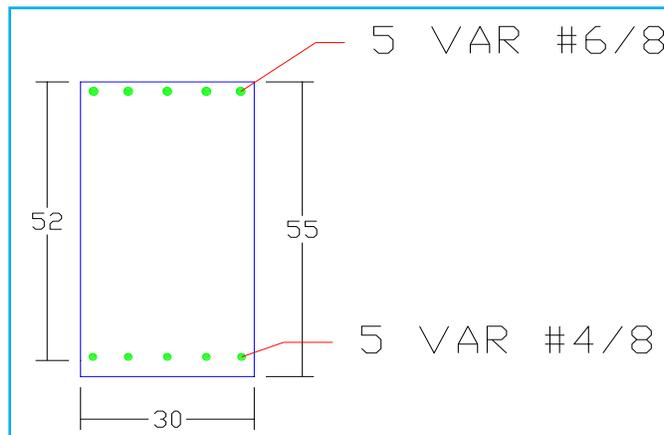


Figura 5.0 área de acero calculada para los primeros 17 metros de la viga a partir del apoyo empotrado.

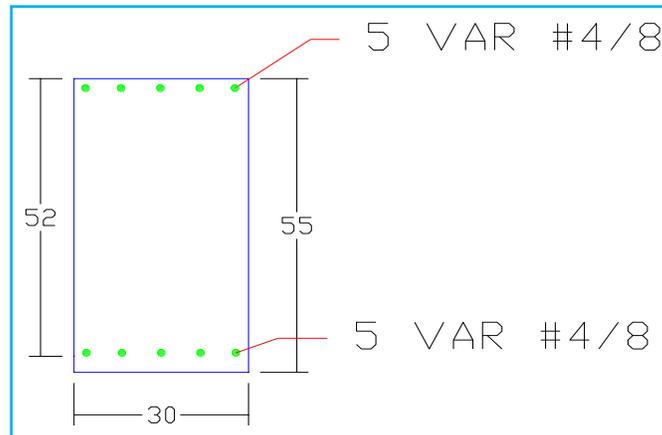


Figura 6.0 área de acero calculada para los últimos 2.4 metros de la viga a partir del apoyo empotrado.

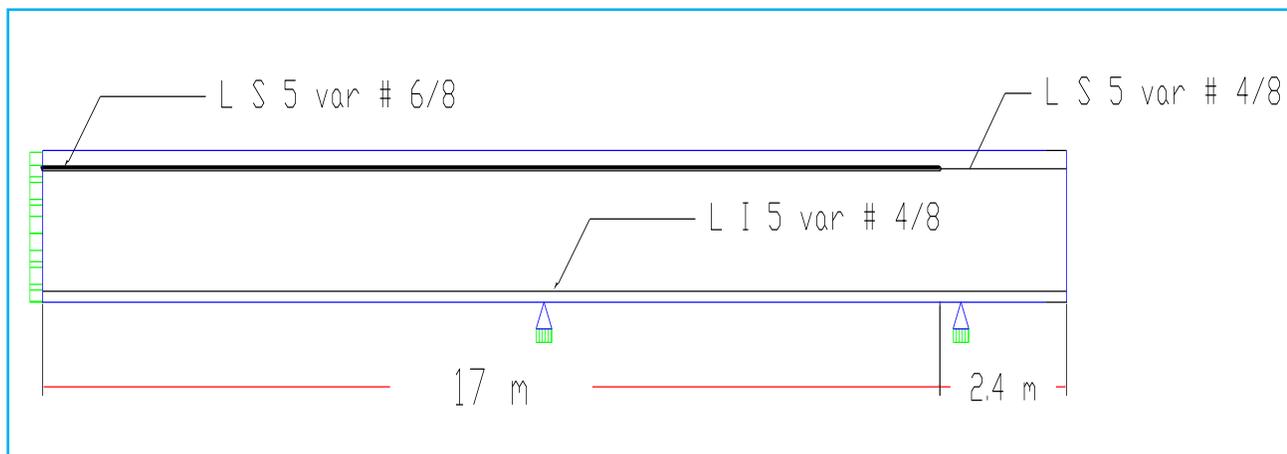


Figura 7.0 breve esquema de las longitudes de las varillas en la trabe.



Armadura por cortante:

Tramo de 1 – 2

$V_u = 16839 \text{ kg}$

$V_u' = -16411 \text{ kg}$

El reglamento ACI 318 -02 presenta un procedimiento simplificado para calcular la resistencia nominal de elementos sin refuerzo transversal. La resistencia a fuerza cortante de un elemento sujeto únicamente a flexión y a cortante puede calcularse con la ecuación:

$$v_c = 0.5\sqrt{f' c} bd$$

$$v_c = 0.5\sqrt{220\text{kg/cm}^2} * 30\text{cm} * 52\text{cm} = 11569.27 \text{ kg}$$

El ACI 318 – 02 indica que la resistencia nominal obtenida debe multiplicarse por un factor $\Phi = 0.75$ y que esta resistencia obtenida debe ser menor o igual que la fuerza cortante que actúa en la sección crítica, la cual, debido básicamente a los esfuerzos verticales de compresión que existen en los apoyos del elemento, no se presentan en la cara de los apoyos si no a una cierta distancia de la misma. De muchos ensayos hechos en laboratorios se ha concluido que la grieta inclinada se inicia generalmente a una distancia de la cara del apoyo menor a d .

$$0.75v_c = 0.75 * 11569.27 \text{ kg} = 8676.95 \text{ kg}$$

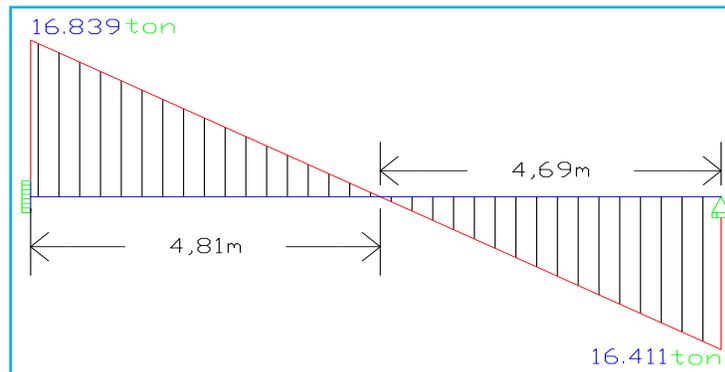


Figura 8.0 Diagrama de cortante del tramo 1

Las distancias se calcularon de la siguiente manera:

$$d1 = \frac{v_u}{w_u} = \frac{16.839 \text{ ton}}{3.5 \text{ ton/m}} = 4.81 \text{ m}$$

$$d2 = d_{total} - d1 = 9.5 \text{ m} - 4.81 = 4.69 \text{ m}$$



v_u = Cortante ultimo obtenido por los cálculos realizados en el análisis de la viga.

w_u = Carga distribuida que actúa sobre la viga.

Otra manera de calcula estas distancias:

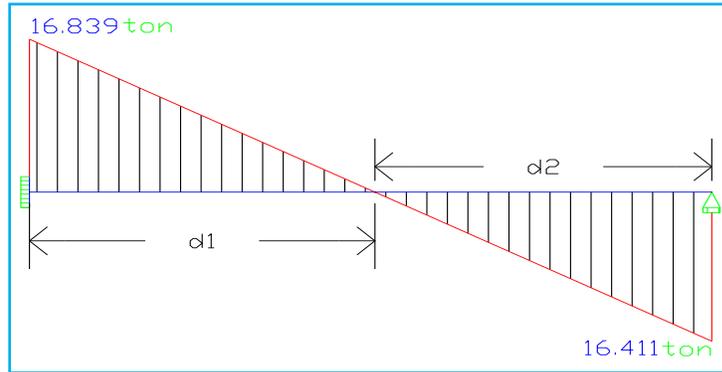


Figura 9.0 diagrama para calcular las distancias en donde el cortante es cero, para el tramo 1 de la trabe.

Se suman los valores de 16.839 ton y 16.411 ton.

$$16.839 + 16.411 = 33.25 \text{ ton.}$$

Se hace una relación de $d_1 / 16.839$ y d total / 32.25.

$$\frac{d_1}{16.839 \text{ ton}} = \frac{9.5 \text{ m}}{32.25} \quad \therefore \quad d_1 = \frac{9.5}{32.25} * 16.839 = 4.81 \text{ m}$$

$$d_2 = d_{\text{total}} - d_1 = 9.5 \text{ m} - 4.81 = 4.69 \text{ m}$$

Ya con las distancias obtenidas se procede a comparar nuestro v_u con v_c

Se consideran tres puntos básicos:

$$v_u = 16839.00 \text{ kg}$$

$$0.75 v_c = 8676.95 \text{ kg}$$

$$0.75 v_c / 2 = 4338.46 \text{ kg.}$$

Para d_1

$$v_u = 16839.00 \text{ kg} > 0.75 v_c = 8676.95 \text{ kg}$$

el hecho de que v_u sea mayor que $0.75v_c$ indica que se requiere refuerzo por cortante.

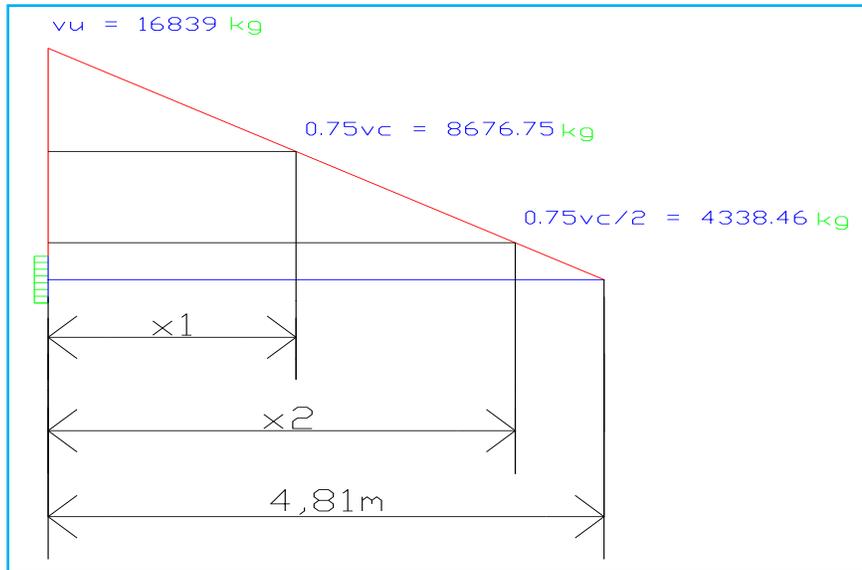


Figura 10.0 esquema de d1 para tramo 1.

Determinación de las distancia de para los cortantes más importantes en el tramo 1.

Para calcular las distancias x1 y x2 se hace lo siguiente:

$$\frac{4.81}{v_u} = \frac{x1}{v_u - \phi v_c} \quad \therefore \quad x1 = \frac{4.81 * (v_u - \phi v_c)}{v_u} = \frac{4.81 * (16839 - 8676.75)}{16839} = 2.33 \text{ m}$$

$$\frac{4.81}{v_u} = \frac{x2}{v_u - \phi v_{c/2}} \quad \therefore \quad x1 = \frac{4.81 * (v_u - \phi v_{c/2})}{v_u} = \frac{4.81 * (16839 - 4338.46)}{16839} = 3.57 \text{ m}$$

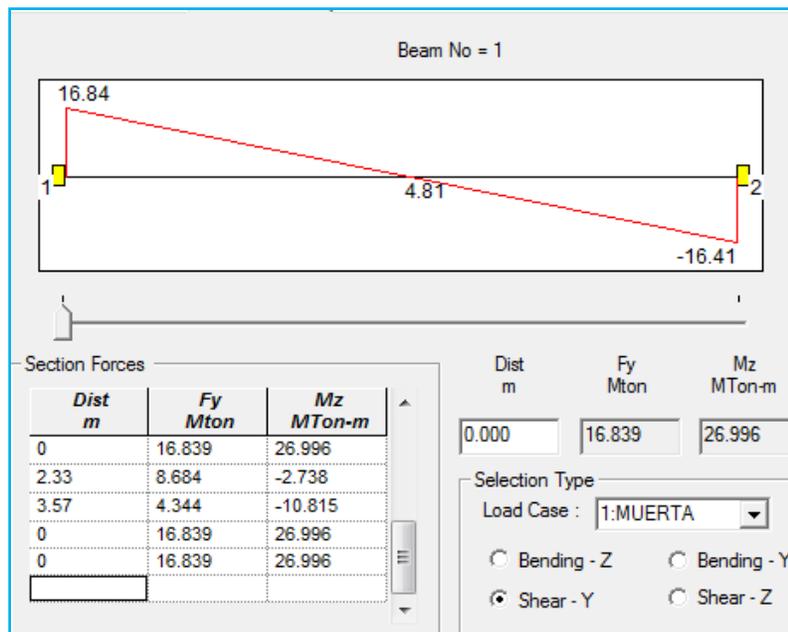


Figura 11.0 comprobación de distancias, cortantes y momentos obtenidos con el staad pro



En la figura 11.0 se muestran los resultados de cortantes obtenidos a las distancias calculas, los resultados de los cálculos hechos a mano son bastantes aproximados a los proporcionados por el staad pro.

distancia m	Calculo staad pro (ton /m)	calculo a mano (ton/m)
0	16.839	16.839
2.33	8.684	8.678
3.57	4.344	4.338

Tabla 3.0 comparativo entre los valores de cortante del programa staad pro y los logrados a mano.

Calculo de espaciamiento de los estribos:

En vigas donde las cargas de diseño v_u sean menores que la resistencia del concreto v_{cr} , y en las que por lo tanto no se requiere teóricamente refuerzo por cortante, se especifica colocar estribos verticales por lo menos del #2.5 espaciados a cada medio peralte efectivo.

Para nuestro caso v_u es mayor que v_c por lo que se requiere de estribos. Proponemos usar estribos del #3.

El ACI 318 – 02 indica que la separación máxima permitida de los estribos será de $d/2$ o de 60 cm. cuando v_s excede $\sqrt{f'c} * b * d$, estas separaciones deben reducirse a la mitad.

Si el refuerzo transversal es perpendicular al eje del elemento, $\alpha = 90^\circ$ usar la expresión:

$$v_s = A_v * f_y * \frac{d}{s}$$

Donde:

V_s = resistencia al corte aportada por el acero transversal

A_v = área de los dos brazos de un estribo.

F_y = resistencia a la fluencia del acero de los estribos.

d = peralte efectivo de la viga

s = separación de los estribos.

Aporte máximo del acero.

$$v_s = 2.1\sqrt{f'c} * b * d$$

$$v_{smaximo} = 2.1 \sqrt{220 \text{ kg/cm}^2} * 30\text{cm} * 52\text{cm} = 48590.93 \text{ kg}$$



Aporte de nuestro acero:

$$v_s = \frac{v_u}{\phi} - v_c$$

$$v_s = \frac{16839kg}{0.75} - 11569.27kg = 10882.73 kg$$

El aporte del acero debe ser menor al máximo, para nuestro caso $10882.73 kg < 48590.93 kg$

De igual manera hay que revisar que v_s sea menor que $\sqrt{f'c} * b * d$

$\sqrt{f'c} * b * d = \sqrt{220 kg/cm^2} * 30 * 52 = 23128.5 kg$ Este valor es mayor que nuestro $v_s = 10882.73 kg$ por lo que no se habrán de reducir nuestras separaciones máximas.

Área del estribo a usar #3/8 = $0.713 cm^2$ el ACI 318 – 02 indica que se deben considerar el área de dos brazos del estribo a utilizar.

$$\text{Área} = 2 * 0.713 cm^2 = 1.426 cm^2$$

Despejando s de:

$$v_s = A_v * f_y * \frac{d}{s} \quad \therefore \quad s = \frac{A_v * f_y * d}{v_s}$$

$$s = \frac{1.426 cm^2 * 5000kg/cm^2 * 52cm}{10882.73 kg} = 34 cm$$

De igual manera revisamos la separación $s = \frac{d}{2}$

$$s = \frac{d}{2} = \frac{52}{2} = 26 cm \quad \text{para mayor facilidad le reducimos a 25 cm en este tramo de la viga.}$$

Utilizar estivos del # 2 @ 25 cm en los primeros 2.33 metros de la viga según nuestro calculo, por funcionalidad, en los primeros 2.5 metros de la viga., considerando que esta es la parte critica en este tramo de la viga, en la distancia de restante del tramo colocar los estribos del # 3 a cada 30 cm.

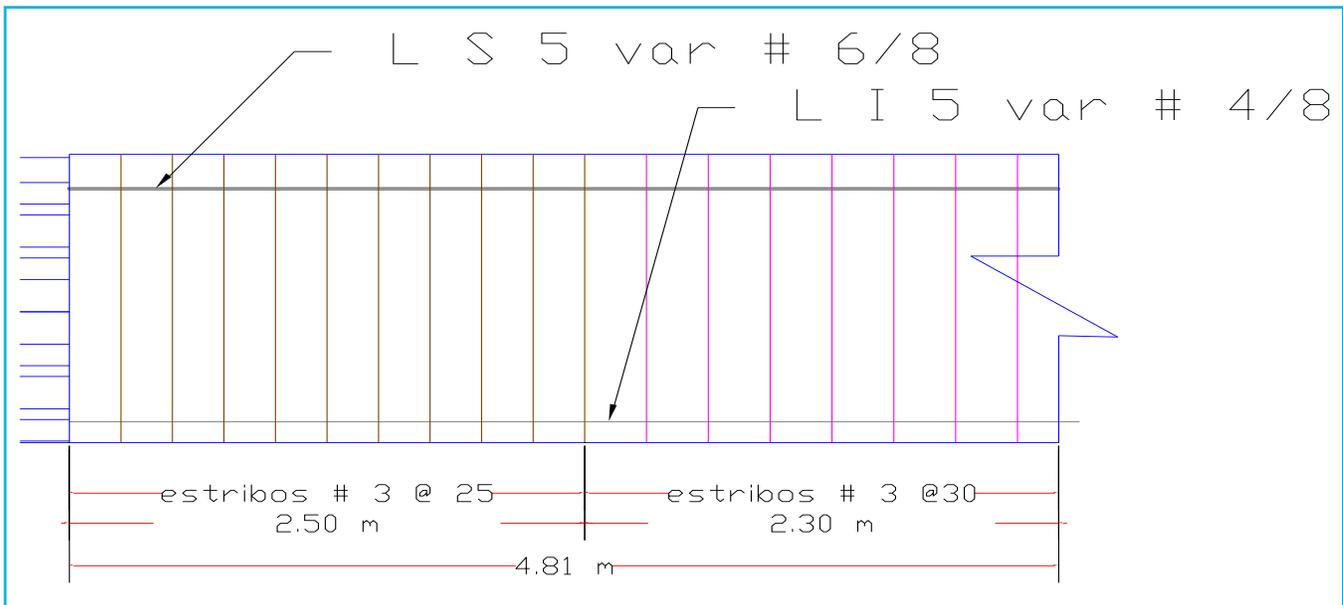


Figura 12.0 esquema de la distribución de los estribos en los primeros 4.81 metros de la viga.

Descripción de la figura 12.0:

En la figura 12.0 se puede observar que en el lecho superior (LS) se deben de colocar 5 varillas del # 6, de acuerdo al cálculo por flexión previamente hecho, de la misma manera en el lecho inferior (LI) colocar 5 varillas del # 4, a partir del apoyo empotrado hasta una distancia de 2.50 m colocar estribos del # 3 separados entre sí a 25 cm, en la distancia restante que es de 2.30 m en este tramo de la viga colocar estribos del # 3 a cada 30 cm. La distancia de separación de 30 cm obedece básicamente a que se requiere menor área de refuerzo de estribos, por lo cual se debe separar un poco más (siempre considero 5cm de más para esta separación). De esta manera respeto la recomendación del ACI en cuanto a la señalización de acero mínimo por cortante.

De esta manera se calcula la separación en todos los tramos de la viga, por simplicidad al ser este el ramo más crítico de la viga se adopta la misma separación en cada uno de los tramos siguiente.

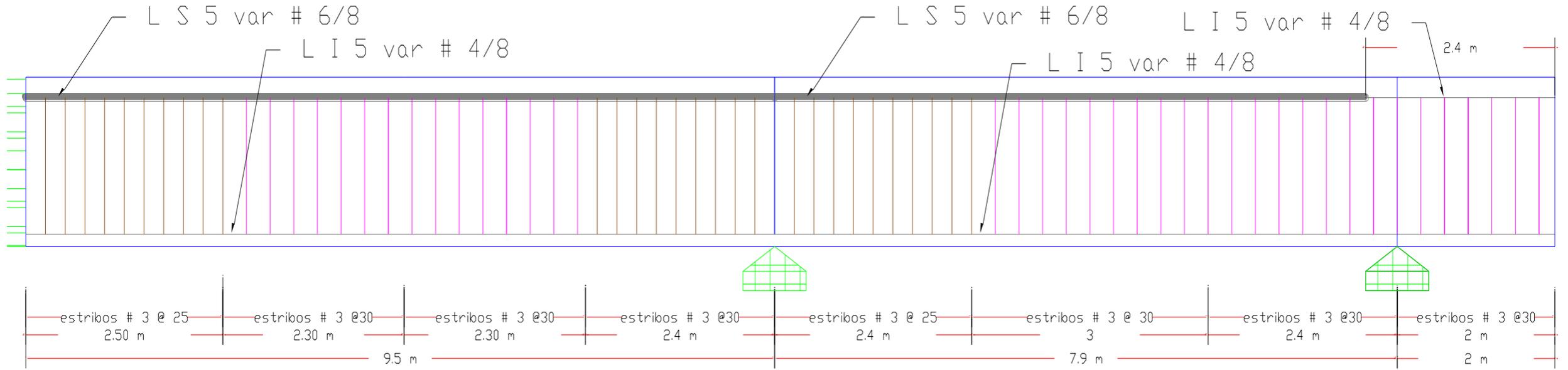


Figura 13.0 esquema de la distribución de los estribos y varillas.

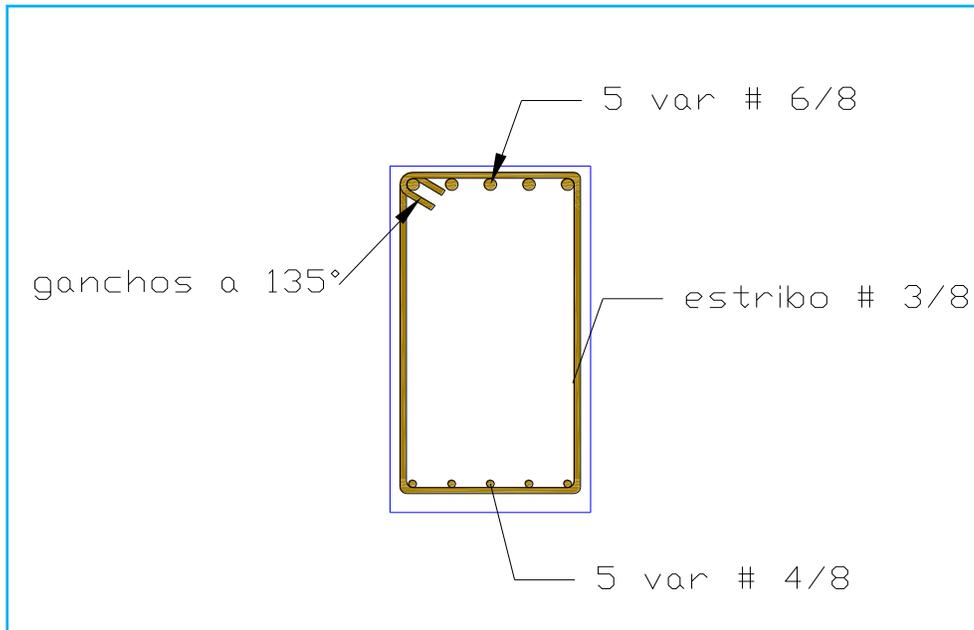


Figura14.0 esquema de la distribución del acero para la trabe en los primeros 17 m, a partir del apoyo empotrado.

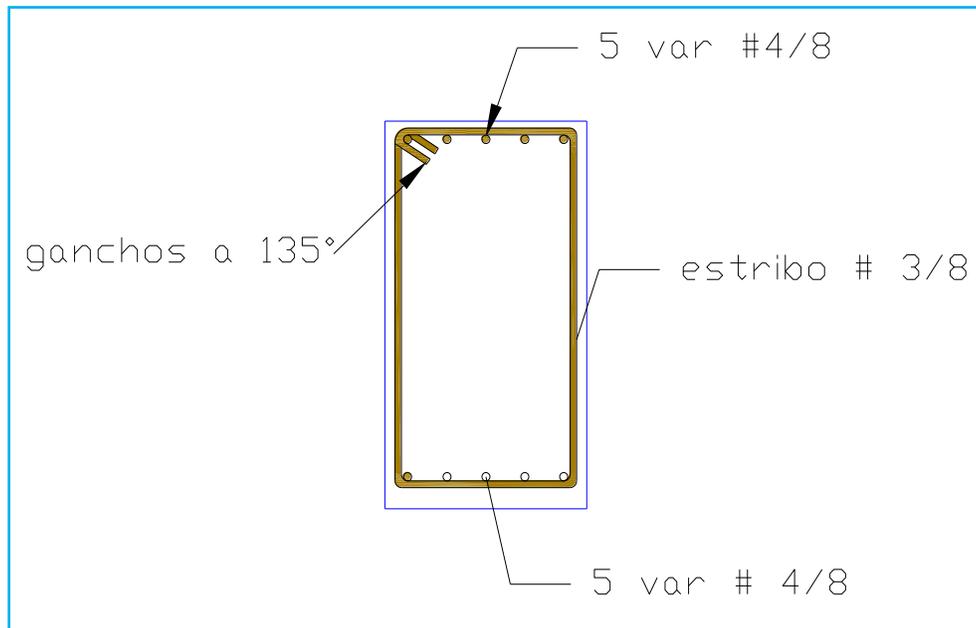


Figura15.0 esquema de la distribución del acero para la trabe en los últimos 2.4 m.