

EJEMPLO DE APLICACIÓN DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA ENCADENADA

Aplicando los Reglamentos INPRES- CIRSOC 103, Parte I Año **2013** “Construcciones en General” (IC-I e INPRES- CIRSOC 103, Parte III Año **2018** “Construcciones de Mampostería” (IC-III)

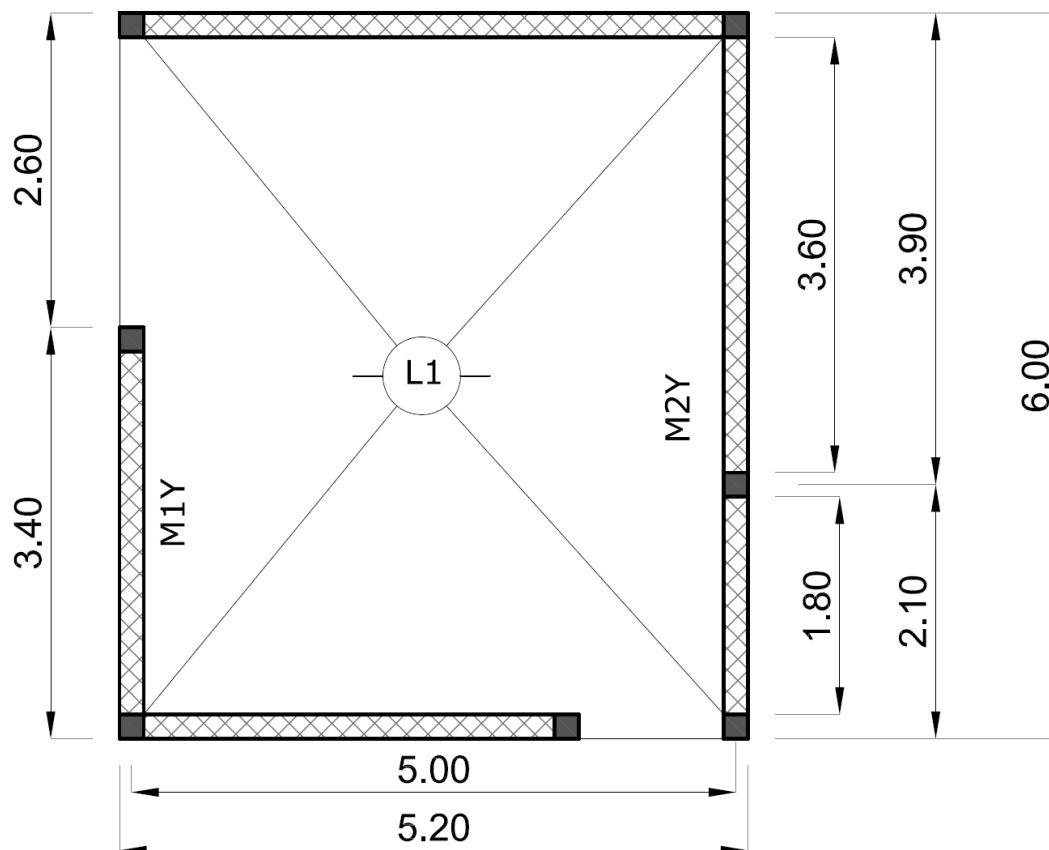


Figura 1. Planta de estructura. Altura piso 2.50m. Se estudiará el Muro 2Y

1.- DATOS BÁSICOS DE DISEÑO

1.1 Parámetros de Diseño Sísmico. Según INPRES- CIRSOC 103, Parte I
Zona Sísmica 4.

Edificio de orden común, Grupo "B", $\gamma_r=1.00$

Sitio Clase "S_D", Tipo Espectral 2, $C_a=0.40$

Factor de participación de la sobrecarga: $f_1=0.25$

1.2. Parámetros de diseño de la mampostería. Según INPRES- CIRSOC 103, Parte III
Se adopta Mampostería Encadenada Simple Tipo M.1 Art. 3.3 IC-103-III.

- Ladrillos Cerámicos Macizos (LCM), espesor $t=180$ mm
- Mortero de Resistencia Intermedia (I)
- Hormigón de los encadenados: $H=20$ s/CIRSOC 201-2005
- Acero tipo ADN-420, $f_y=420$ MPa

En función del tipo de mampuesto y de la clase de mortero

Resistencia Especificada a la Compresión de la Mampostería

$$f_m = 2.25 \text{ MPa (Tabla.2.4, sección bruta)}$$

Resistencia Especificada al Corte de la Mampostería

$$f_v = 0,22 \text{ MPa (Tabla 2.5, sección bruta,)}$$

1.3. Verificación de las condiciones geométricas (Art. 3.4)

Espesor mínimo: $t \geq 180\text{mm}$ (Art. 3.4.2, en construc. 1 piso y tipo B puede ser 120mm)

Longitud mínima: $L \geq H/2.2 = 2.80/2.2 = 1.27\text{m}$ y $> 1.50\text{m}$ (Art. 3.4.3. con dos apoyos horiz.)

Altura máxima de la construcción $h_n \leq 9.50\text{m}$ (Tabla 3.1, Zona Sísmica 4 y muro tipo M.1)

1.4. Requisitos de estructuración (Mampostería Encadenada Simple, Art. 4.1)

Área y dimensiones máximas de los paneles (Tabla 4.1, Zona 4 y muro con $t \geq 180\text{mm}$)

$$\text{Área} \leq 20.0 \text{ m}^2 \quad \text{Dimensión máxima} \leq 5.00\text{m}$$

Ubicación de encadenados horizontales: a nivel fundación y techo

Ubicación de encadenados verticales:

- En extremos libres o intersección con otros muros resistentes.
- Cuando resulten necesarios por limitaciones en el área o dimensiones del panel

2.- ACCIONES

2.1 Acciones gravitatorias

Sobre Losa (L1; L=5.00m)

- Cargar Muerta: $D = 5 \text{ kN/m}^2 = 0.5 \text{ t/m}^2$
- Carga Viva $L = 3 \text{ kN/m}^2 = 0.3 \text{ t/m}^2$
- Nieve $S = 0$

Se analizará el Muro M2Y

Sobre el muro actúan las siguientes cargas por unidad de longitud:

$$q_D = D * L / 2 = 0,50 * 5,00 / 2 = 1.25 \text{ t/m} = 12.5 \text{ kN/m}$$

$$q_L = L * L / 2 = 0,30 * 5,00 / 2 = 0,75 \text{ t/m} = 7.5 \text{ kN/m}$$

2.2. Acciones Sísmicas Horizontales

De una evaluación del efecto sísmico y correspondiente distribución de fuerzas sísmicas resulta que la máxima fuerza cortante en el muro es:

$$E_H = 15.00 \text{ t} = 150 \text{ kN}$$

2.3. Acciones Sísmica Verticales

El nuevo reglamento establece que deben considerarse acciones sísmicas horizontales y verticales. Las acciones sísmicas verticales se calculan como:

$$E_v = C_a / 2 * \gamma_r * D = 0,40 / 2 * 1,00 * 1,25 \text{ t/m} = (+/-) 0,25 \text{ t/m} = (+/-) 2.5 \text{ kN/m}$$

2.4. Combinaciones de Acciones

Para combinaciones que no incluyen acciones sísmicas rige CIRSOC 201-2005

$$C1=1,4 D$$

$$C2=1,2 D + 1,6 L$$

Para combinaciones que incluyen acciones sísmicas rige IC-III (Art. 1.4)

$$C3=1,0 D + f_1 L + f_2 S + 1,0 (E_H + E_V)$$

$$C4=1,0 D + f_1 L + f_2 S + 1,0 (E_H - E_V)$$

2.5 Acciones resultantes sobre el muro

Verticales

Las cargas últimas en dirección vertical qu sobre el muro para cada combinación serán:

$$\text{Comb 1} \rightarrow qu_1 = 1,4 * 1,25 \text{ t/m} = 1,75 \text{ t/m} = 17.5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Comb 2} \rightarrow qu_2 = 1,2 * 1,25 \text{ t/m} + 1,6 * 0,75 \text{ t/m} = 1,50 + 1,20 = 2,70 \text{ t/m} = 27.0 \text{ kN/m}$$

$$\text{Comb 3} \rightarrow qu_3 = 1,0 * 1,25 \text{ t/m} + 0,25 * 0,75 \text{ t/m} + 1,0 * 0,25 \text{ t/m} = 1,68 \text{ t/m} = 16.8 \text{ kN/m}$$

$$\text{Comb 4} \rightarrow qu_4 = 1,0 * 1,25 \text{ t/m} + 0,25 * 0,75 \text{ t/m} - 1,0 * 0,25 \text{ t/m} = 1,18 \text{ t/m} = 11.8 \text{ kN/m}$$

Horizontales

Asociada a las combinaciones C3 y C4 se debe aplicar la fuerza sísmica horizontal

$$E_H = 150 \text{ kN} = 15,0 \text{ t}$$

Esfuerzo de corte en cada panel

Debido a la presencia de una columna intermedia en el muro, la misma divide al muro en dos paneles. El panel 1 de $L_{p1} = 2,10 \text{ m}$ y el panel 2 de $L_{p2} = 3,90 \text{ m}$. De esta forma el corte V_u debe distribuirse en cada panel proporcionalmente a la longitud de cada uno.

$$V_{uP1} = V_u * L_{P1} / (L_M) = 150 \text{ kN} * 2,1 / (6,00) = 52,5 \text{ kN} = 5,20 \text{ t}$$

$$V_{uP2} = V_u * L_{P2} / (L_M) = 150 \text{ kN} * 3,9 / (6,00) = 97,5 \text{ kN} = 9,75 \text{ t}$$

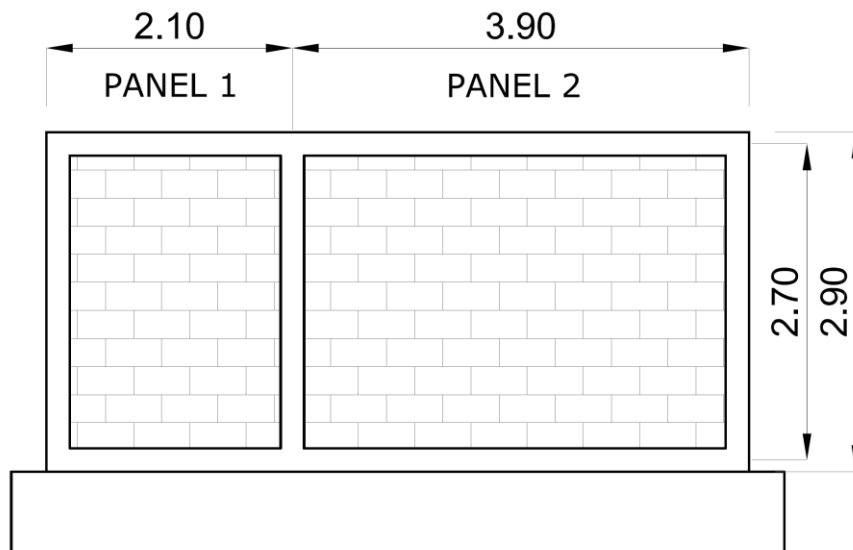


Figura 2. Panel 1 y Panel 2 en el Muro MIY

3. RESISTENCIA AL CORTE

3.1. Solicitaciones últimas

Del análisis precedente resulta acción sísmica horizontal:

$$V_u = 15.0 \text{ t} = 150 \text{ kN}$$

Cargas axiales para longitud de muro $L = 6.00 \text{ m}$

$$\text{Comb 1} \rightarrow N_{u1} = 1,75 \text{ t/m} * 6.00 \text{ m} = 10.50 \text{ t/m} = 105 \text{ kN}$$

$$\text{Comb 2} \rightarrow N_{u2} = 2,70 \text{ t/m} * 6.00 \text{ m} = 16.20 \text{ t/m} = 162 \text{ kN}$$

$$\text{Comb 3} \rightarrow N_{u3} = 1,68 \text{ t/m} * 6.00 \text{ m} = 10.08 \text{ t/m} = 101 \text{ kN}$$

$$\text{Comb 4} \rightarrow N_{u4} = 1,18 \text{ t/m} * 6.00 \text{ m} = 7.08 \text{ t/m} = 70.8 \text{ kN}$$

3.2. Resistencia al Corte

La resistencia de diseño viene dada por:

$$V_d = \phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ec. 4-4})$$

$$V_n = (f'_v + 0.4f_0)A_g \leq 2.0f'_vA_g \quad (\text{Ec. 4-5})$$

$$V_n = f'_vA_g + 0.4N_u \leq 2.0f'_vA_g$$

V_d	Resistencia de diseño
V_n	Resistencia nominal
V_u	Solicitación última o resistencia requerida
ϕ	Factor de reducción de resistencia.
f'_v	Resistencia especificada al corte
f_0	(N_u/A_g) Tensión media de compresión que actúa por encima del muro
A_g	Área bruta de la sección horizontal del muro

Para nuestro caso resulta

$$A_g = 180 * 6000 = 1.08 * 10^6 \text{ mm}^2 = 1.08 \text{ m}^2$$

$$f'_v = 0.22 \text{ MPa}$$

$$f_0 = N_u (\text{mín}) / A_g = 70.8 \text{ kN} * 10^3 / 1.08 * 10^6 \text{ mm}^2 = 0.066 \text{ MPa} = 6.6 \text{ t/m}^2$$

$$V_n = (0.22 + 0.40 * 0.066) * 1.08 * 10^6 \text{ mm}^2 = 266112 \text{ N} = 266.1 \text{ kN} \leq 2.0 * f'_v * A_g = 475 \text{ kN}$$

$$V_n = 266.1 \text{ kN} = 26.6 \text{ t}$$

$$V_d = \phi V_n = 0.8 * 266.1 \text{ kN} = 212.8 \text{ kN} = 21.23 \text{ t} \geq V_u = 150 \text{ kN} \text{ (Verifica al corte)}$$

$$\phi = 0.80 \text{ para esfuerzo de corte (Tabla 1.1)}$$

4. DISEÑO DE LOS ENCADENADOS HORIZONTALES (Vigas de Encadenado)

4.1. Sección Transversal

Como regla general el ancho mínimo es el espesor del muro y la altura mínima es la mitad del ancho pero no menor de 150 mm.

Se adopta: $b_v = 180 \text{ mm}$ $h_v = 180 \text{ mm}$

4.2. Esfuerzo axial último

Utilizando el procedimiento aproximado (Art. 4.4.2.2.)

$$N_u = V_{up}$$

$$\text{Panel 1} \rightarrow N_{n\ v1} = 52.5 \text{ kN} = 5.25 \text{ t}$$

$$\text{Panel 2} \rightarrow N_{u\ v2} = 97.5 \text{ kN} = 9.75 \text{ t}$$

4.3 Armadura longitudinal

Para zona 4 y al utilizar el procedimiento aproximado para determinar el esfuerzo axial último la armadura longitudinal mínima será la mayor entre:

$$4 \text{ barras } d_b = 8 \text{ mm (200 mm}^2) \quad \text{o} \quad A_{s_{\text{mín}}} = (250 + 130k) / f_y$$

$$k = \text{n}^\circ \text{ de pisos por encima del nivel en estudio (0 para nuestro caso)}$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = (250 + 130 \cdot 0) \cdot 180 / 420 = 107 \text{ mm}^2, \text{ corresponde 4 db 8 mm}$$

Resistencia de diseño

$$N_{dv} = \phi * N_{nv}$$

$$N_{nv} = A_s * f_y$$

$$\phi = 0.8 \text{ (Tabla 1.1, Encadenados)}$$

Se adoptan 4 db=10mm

$$N_{nv} = A_s * f_y = 314 \text{ mm}^2 * 420 \text{ MPa} = 132 \text{ kN} = 13.2 \text{ t}$$

$$N_{dv} = \phi * N_{nv} = 0.8 * 132 \text{ kN} = 105 \text{ kN} > N_{n\ v1} \quad N_{u\ v2}$$

4.4. Armadura transversal

Para el diseño de estribos deben distinguirse dos zonas a lo largo de la viga: la zona normal y la zona crítica, esta última próxima a los nudos que forma la viga con las columnas de encadenado.

- Zonas críticas (próxima a los nudos): 600mm a partir de la cara de columnas
- Zonas normales: comprendida entre zonas críticas

Zona normal

El diámetro mínimo de los estribos será: $d_{be} = (0.02 + 0.01k) * s \geq 6 \text{ mm}$

La separación máxima es la menor entre:

$$s_e \leq b_v$$

$$s_e \leq h_v$$

$$s_e \leq 200 \text{ mm}$$

Para nuestro caso resulta $s_e \text{ máx} = 180 \text{ mm}$ y $d_{be} = (0.02 + 0.01 \cdot 0) \cdot 180 \text{ mm} = 3.6 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm}$

Adoptamos Estribos $d_{be} = 6 \text{ mm}$ c/ 180 mm

Zona crítica

Para las vigas de encadenado la longitud crítica es fija e igual a 60 cm medidos desde la cara interna del encadenado vertical.

$$L_{\text{crit}} = 60 \text{ cm}$$

El reglamento exige que en la zona crítica la separación de estribos debe ser menor que la mitad de la menor dimensión de la sección del encadenado y no mayor a 100mm

Adoptamos ϕ 6mm c/ 90 mm

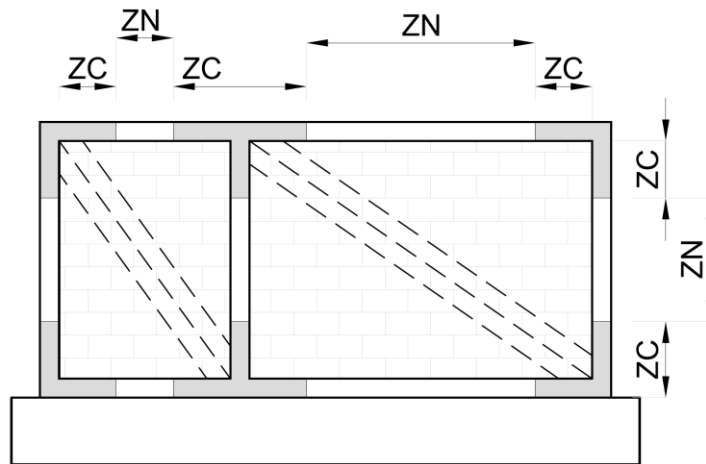


Figura 3. Zonas Normales y Zonas Críticas para la armadura transversal

5. ENCADENADOS VERTICALES (columnas de encadenado).

5.1. Sección Transversal

Como regla general las dimensiones de la sección de las columnas de encadenado serán las correspondientes al ancho de los muros que confinan con un mínimo de 150 mm. Para mayores detalles ver Art. 4.5.1.

Además se debe cumplir que la sección de hormigón de la columna sea:

$$B_c [\text{mm}^2] \geq 0.25 V_{pu} (N)$$

Se adopta: $b_c = 180 \text{ mm}$ $h_c = 180 \text{ mm}$

$$B_c = 180 * 180 = 32400 \text{ mm}^2 \geq 0.25 * 97500 \text{ N} = 24375 \text{ mm}^2$$

5.2. Esfuerzo axial último

Utilizando el procedimiento aproximado (Art. 4.5.2.2.)

$$N_{uc} = (1 + 0.25k) V_{up} * (H_0 / L_0)$$

Con $k=0$ (construcción de un nivel) y H_0 y L_0 distancias a ejes de encadenado verticales y horizontales respectivamente.

$$\text{Panel 1: } N_{uc}(1) = (1 + 0.25 * 0) * 52.5 \text{ kN} * (2.70 / 1.80) = 78.75 \text{ kN} = 7.875 \text{ t}$$

$$\text{Panel 2: } N_{uc}(2) = (1 + 0.25 * 0) * 97.5 \text{ kN} * (2.70 / 3.60) = 73.12 \text{ kN} = 7.312 \text{ t}$$

5.3. Armadura longitudinal

Para zona 4 y al utilizar el procedimiento aproximado para determinar el esfuerzo axial último la armadura longitudinal mínima será la mayor entre:

$$4 \text{ barras } d_b = 8 \text{ mm } (200 \text{ mm}^2) \quad \text{o} \quad A_{s_{\text{mín}}} = (350 + 180k) t / f_y =$$

$$k = \text{n}^\circ \text{ de pisos por encima del nivel en estudio (0 para nuestro caso)}$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = (350 + 180 * 0) * 180 / 420 = 150 \text{ mm}^2, \text{ corresponde } 4 \text{ db } 8 \text{ mm } (200 \text{ mm}^2)$$

Resistencia de diseño

$$N_{dc} = \phi * N_{nc}$$

$$N_{nc} = A_s * f_y$$

$$\phi = 0.8 \text{ (Tabla 1.1, Encadenados)}$$

Se adoptan 4 db=10mm (314 mm²)

$$N_{nc} = A_s * f_y = 314 \text{mm}^2 * 420 \text{MPa} = 132 \text{ kN} = 13.2 \text{ t}$$

$$N_{dc} = \phi * N_{vn} = 0.8 * 132 \text{ kN} = 105 \text{ kN} > N_{uc}(1) \text{ y } N_{uc}(2)$$

5.4. Armadura transversal

Para el diseño de estribos deben distinguirse dos zonas a lo largo de la columna: la zona normal y la zona crítica, esta última próxima a los nudos que forma las vigas con las columnas de encadenado.

Zonas críticas (próxima a los nudos), debe mayor que:

$$1/5 H_0 = 2700/5 = 540 \text{ mm}$$

$$2 h_c = 2 * 180 \text{mm} = 360 \text{ mm}$$

$$600 \text{mm}$$

Resultado: $L_{crit} = 600 \text{mm}$ (se mide a partir de cara de vigas)

En las zonas críticas de columnas de encadenado, la resistencia de diseño de corte V_{dc} deberá ser mayor o igual que el esfuerzo de corte requerido o último V_{uc} determinado según la siguiente expresión.

$$V_{dc} = \phi * V_{nc} \geq V_{uc} = V_{up}/2$$

Con

$$V_{nc} = A_{te} * f_y * h_c / s$$

Adoptamos db= 6mm c/90 mmm

$$V_{nc} = A_{te} * f_y * h_c / s = 2 * 28 \text{mm}^2 * 420 * 180 / 90 = 47040 \text{ n} = 470,4 \text{kN} = 4.70 \text{ t}$$

$$V_{dc} = \phi * V_{nc} = 0.8 * 470 \text{kN} = 376.3 \text{ kN} = 3.76 \text{ t} \geq V_{uc} = V_{up}/2 = 97.5 \text{kN}/2 = 48.75 \text{ kN}$$

Zona normal (comprendida entre zonas críticas)

El diámetro mínimo de los estribos será: $d_{be} = (0.02 + 0.01k) * s \geq 6 \text{mm}$

La separación máxima es la menor entre:

$$s_e \leq b_c$$

$$s_e \leq h_c$$

$$s_e \leq 200 \text{ mm}$$

Para nuestro caso resulta $s \text{ máx} = 180 \text{ mm}$ y $d_{be} = (0.02 + 0.01 * 0) * 180 \text{mm} = 3.6 \text{mm}$

Adoptamos Estribos $d_{be} = 6 \text{mm}$ c/ 180 mm

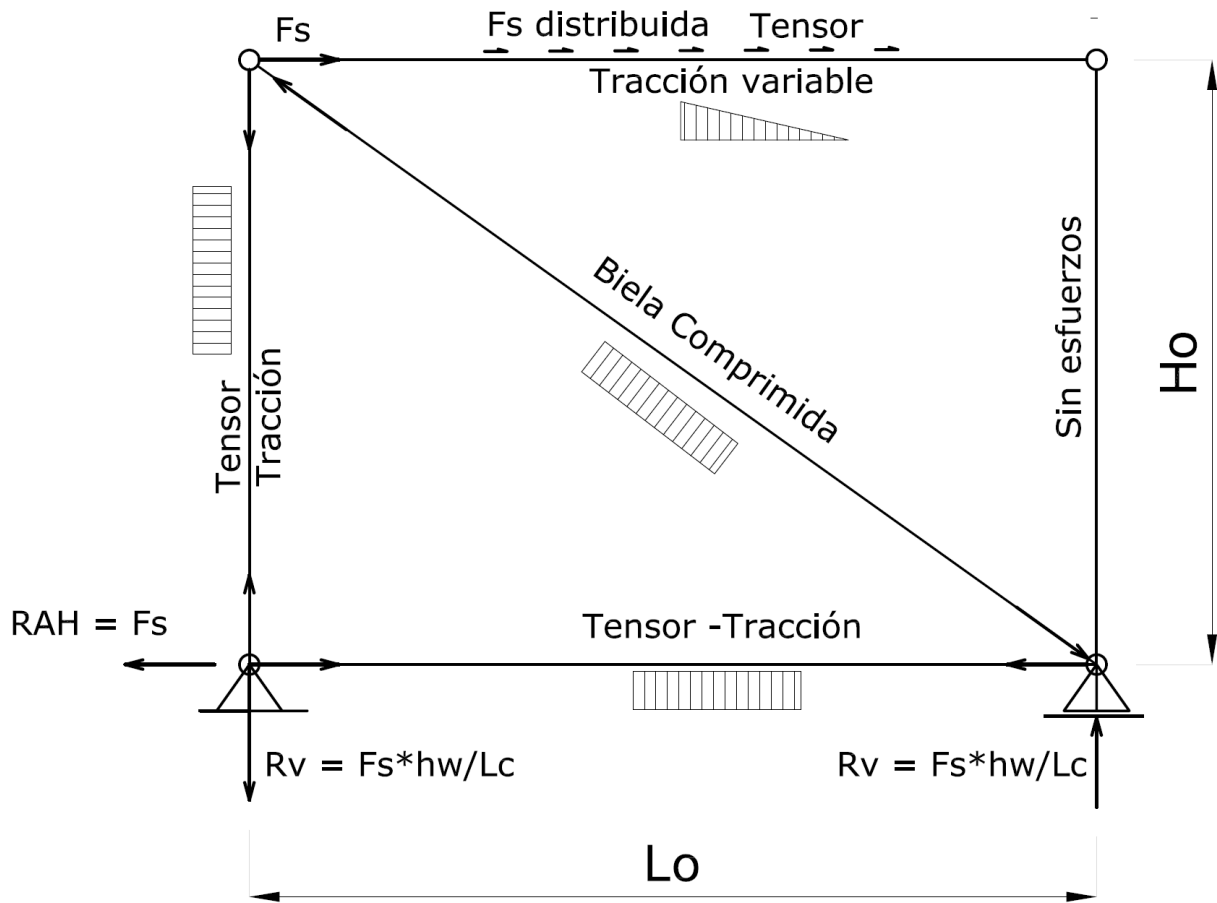


Figura 4. Modelo de bielas para esfuerzos en encadenados