



**ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA - E.070**

**01 Características del Muro :**

Nombre del muro: **M12 XX**

Ubicación muro : **Piso 1**

Resistencia  $f'_m =$  **65.0 kg/cm<sup>2</sup>**

$v'_m =$  8.05 kg/cm<sup>2</sup>

$E =$  32500 kg/cm<sup>2</sup>

Longitud muro  $L =$  **3.00 m**

Espesor muro  $t =$  **0.13 m**

Altura  $h =$  **2.60 m**



**02 Cargas y Combinaciones de Diseño**

Combinacion / Carga	$P_m = D + L$ (Tn)	$P_g = D + 0.25L$ (Tn)	$V_e$ (Tn)	$M_e$ (Tn-m)	$V_u$ (Tn)	$M_u$ (Tn-m)
<b>Valor (Tn)</b>	<b>8.81</b>	<b>7.72</b>	<b>1.79</b>	<b>2.81</b>	5.38	8.44

Nota:

$P_m$  = Carga de servicio (100% de la carga).

$V_e$  = Fuerza cortante producida por sismo moderado.

$V_u$  = Fuerza cortante producida por sismo severo.

$P_g$  = Carga de servicio (mas sobrecarga reducida).

$M_e$  = Momento flector en el muro generado por sismo moderado.

$M_u$  = Momento flector en el muro generado por el sismo severo.

**03 Analisis de Esfuerzos por Cargas Verticales**

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L t} \leq \underbrace{0.2 f'_m \left[ 1 - \left( \frac{h}{35 t} \right)^2 \right]}_{F_a} \leq 0.15 f'_m$$

Esfuerzo Axial

$$\sigma_m = 22.58 \text{ Tn/m}^2$$

Esfuerzo Admisible Carga Vertical

$$F_a = 87.55 \text{ Tn/m}^2$$

Esfuerzo Limite

$$0.15 f'_m = 97.50 \text{ Tn/m}^2$$

**04 Analisis de Cortante y Momento Ultimo por Sismo Severo**

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e L}{M_e} \leq 1$$

$$\alpha = \frac{V_e L}{M_e} = 1.00$$

$$V_m = 0.5 v_m \alpha t L + 0.23 P_g$$

$$V_m = 17.50 \text{ Tn}$$

Factores que se calcula solamente en le primer piso:

$V_{m1}; V_{e1}$

$$V_{m1} = 17.50 \text{ Tn}$$

$$V_{e1} = 1.79 \text{ Tn}$$

Donde:  $V_m$  = Fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal.

$$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$$

$$\frac{V_{m1}}{V_{e1}} = 3.00$$

$$V_{ui} = V_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}} = 5.38 \text{ Tn}$$

$$M_{ui} = M_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}} = 8.44 \text{ Tn-m}$$

**05 Control de la Fisuración en los muros de albañilería**

$V_e \leq 0.55 V_m$  Fuerza Cortante Admisible

$$V_e = 1.79 \text{ Tn} \leq 0.55 V_m = 9.62 \text{ Tn}$$

**Cumple - No Hay Fisuramiento**

**06 Adicion de Refuerzo Horizontal por Agrietamiento de los Muros**

$$V_u \geq V_m$$

$$V_u = 5.38 \text{ Tn} \geq V_m = 17.50 \text{ Tn}$$

**No Necesita Refuerzo Horizontal**

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L t} \geq 0.05 f'_m$$

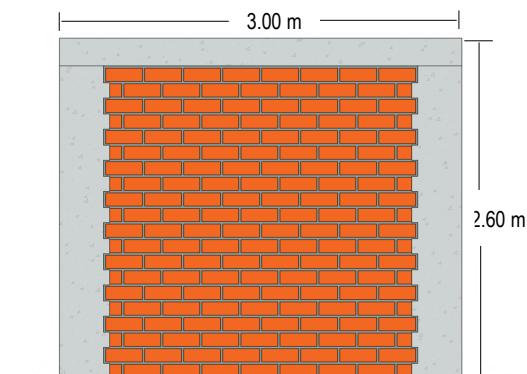
$$\sigma_m = 22.58 \text{ Tn/m}^2 \geq 0.05 f'_m = 32.50 \text{ Tn/m}^2$$

**No Necesita Refuerzo Horizontal**

La cuantía minima en los muros es :  $\rho = \frac{A_s}{(s.t)} \geq 0.001$

Distribucion de acero horizontal: **0.58 cm<sup>2</sup> = 2 Ø 6mm @ 0.25 m**

La cuantía horizontal en el muro : 0.00178



Condicion para diseñar el muro de albañileria confinada:

Muro Agrietado

07 Variables para el Diseño de Columnas en los Muros de Albañileria

Carga de servicio $P_g = 7.72 \text{ Tn}$	Corte por fisuramiento $V_m = 17.50 \text{ Tn}$	Momento ultimo $M_u = 8.44 \text{ Tn-m}$	Longitud total del muro $L = 3.00 \text{ m}$
Numero de confinamiento $N_c = 2$			
Numero de columnas de confinamiento (en muros de un paño $N_c = 2$ ) $L_p \text{ mayor} = 3.00 \text{ m}$		$L/2 = 1.50 \text{ m}$	$L_m = 3.00 \text{ m}$
$M = M_{u1} - \frac{1}{2}V_{m1}h =$ Tn-m			
$F = M/L =$ Tn Fuerza axial en las columnas extremas producidas por " M "			
$P_c = P_g/N_c = 3.86 \text{ Tn}$ Sumatoria de las cargas gravitacionales			
$P_t = 0.25P_g = 2.20 \text{ Tn}$			

08 Fuerzas de Diseño en las Columnas de los Muros de Albañileria

COLUMNA	V <sub>c</sub> (fuerza cortante)	T (traccion)	C (compresión)
Interior	$\frac{V_{m1}L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_{m1}\frac{h}{L} - P_c$	$P_c - \frac{V_{m1}h}{2L}$
Externa	$1.5 \frac{V_{m1}L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_c$	$P_c + F$

a. Fuerza cortante en las columnas de confinamiento :

Columna Externa :  $V_c = 8.75 \text{ Tn}$     Columna Interna :  $V_c = 5.83 \text{ Tn}$

b. Fuerzas de Traccion en las columnas de confinamiento :

Columna Extrema :  $T_1 = -3.86 \text{ Tn}$     Columna sin muro transversal  
 $T_2 = -6.06 \text{ Tn}$     Columna con muro transversal

Columna Interna :  $T =$  Tn    Columna sin muro transversal

Nota: Si el valor es negativo, en esta columna domina el valor de compresion y al compararlo con los valores del paso Siguiente, elegimos el mayor de estos dos casos

c. Fuerzas de Compresion en las columnas de confinamiento :

Columna Extrema :  $C_1 = 3.86 \text{ Tn}$     Columna sin muro transversal  
 $C_2 = 3.86 \text{ Tn}$     Columna con muro transversal

Columna Interna :  $C =$  Tn    Columna sin muro transversal

09 Diseño de las Columnas de Confinamiento en los Muros de Albañileria

a. Area de acero vertical requerida

En muros Agrietados usar:  $\phi = 0.85$

$$A_{sf} = \frac{V_c}{f_y \mu \phi} \quad A_{st} = \frac{T}{f_y \phi}$$

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0.1 f'_c}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4\phi 8mm)$$

factor de reduccion de resistencia es  $\phi = 0.85$

En muros No Agrietados usar:  $\phi = 0.85$

$$F = \frac{M_u}{L} \quad T = F - P_c > 0$$

$$A_s = \frac{T}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f'_c A_c}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4\phi 8mm)$$

donde  $\phi = 0.90$

$\mu = 0.8$  Juntas sin tratamiento  
 $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  Resistencia a compresion del concreto  
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  Esfuerzo de fluencia del acero

Condicion de diseño del muro :

Muro Agrietado

Dimensiones minimas de las columnas :

$$A_g = 13 \times 25 = 325 \text{ cm}^2$$

Area de acero minima o 4  $\phi$  8mm :

$$A_{s_{min}} = 2.00 \text{ cm}^2$$

Columna extrema :

$$A_{s1} = 1.98 \text{ cm}^2 \quad A_{s_d} = 2.00 \text{ cm}^2$$

Columna Interna :

$$A_{s2} = \text{ cm}^2 \quad A_{s_d} = \text{ cm}^2$$

Distribucion de la armadura vertical en la columna :

Columna extrema :

$$4 \phi \#3 \quad A_s = 2.84 \text{ cm}^2$$

Columna Interna :

$$4 \phi 8mm \quad A_s = \text{ cm}^2$$

## b. Area del nucleo de Concreto de la Columna de Confinamiento

El área de la columnas, se debe elegir el mayor valor entre 15 veces el espesor del muro, el área por diseño a compresion y el área de diseño por corte-fricción. En el caso de muros No Agrietados, no se considera el diseño por corte - fricción

$$A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s f_y}{0.85 \delta f'_c}$$

donde:  
 $\phi = 0.7$  o  $0.75$ , según se utilice estribos cerrados o zunchos, respectivamente  
 $\delta = 0.8$ , para columnas sin muros transversales  
 $\delta = 1.0$ , para columnas confinadas por muros transversales

$$\delta = 0.8 \text{ Columnas sin muros transversales}$$

$$\phi = 0.70 \text{ Para estribos cerrados}$$

Diseño por Compresion :

Columna extrema :  $A_n = -42.07 \text{ cm}^2$       Columna interna :  $A_n = \text{ cm}^2$

## c. Area de la columna de confinamiento

Diseño por Corte-Friccion :

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.2 f'_c \phi} \geq A_c \geq 15t \text{ (cm}^2\text{)} \quad \phi_{cf} = 0.85 \text{ Para el diseño por corte-friccion}$$

Area minima de columna por espesor del muro :  $15t = 195.0 \text{ cm}^2$

Diseño por Corte - Friccion :

Columna extrema :  $A_n = 245.06 \text{ cm}^2$       Columna interna :  $A_n = \text{ cm}^2$

Area de la columna de confinamiento (Tomamos el valor mayor de los 03 casos mencionados anteriormente) :

Columna extrema :  $A_n = 245.06 \text{ cm}^2$       Columna interna :  $A_n = \text{ cm}^2$

## d. Dimensiones finales de la columna de confinamiento :

Columna extrema :

Area de columna:  $A_c = 19 \times 13 \text{ cm}$   
 $A_c = 247.0 \text{ cm}^2$

Nucleo concreto:  $A_n = 135.0 \text{ cm}^2$

Acero minimo :  $A_{s_{min}} = 0.1 f'_c A_c / f_y$   
 $A_{s_{min}} = 1.24 \text{ cm}^2$

Columna interna :

Area de columna:  $A_c = \text{ cm}^2$   
 $A_c = \text{ cm}^2$

Nucleo concreto:  $A_n = \text{ cm}^2$

Acero minimo :  $A_{s_{min}} = 0.1 f'_c A_c / f_y$   
 $A_{s_{min}} = \text{ cm}^2$

## e. Cantidad y espaciamiento del refuerzo transversal en las columnas de confinamiento

El espaciamiento de los estribos o zunchos se tomará como el menor de las 4 condiciones siguientes:

$$s_1 = \frac{A_v f_y}{0.3 t_n f'_c (A_c / A_n - 1)} \quad s_2 = \frac{A_v f_y}{0.12 t_n f'_c}$$

Donde "d" es el peralte de la columna, "t<sub>n</sub>" es el espesor del nucleo confinado y "A<sub>v</sub>" es la suma de las ramas paralelas

$$s_3 = \frac{d}{4} \geq 5\text{cm} \quad s_4 = 10\text{cm}$$

Diametro de los estribos o zunchos :  $\phi = 8\text{mm}$        $A_v = 1.00 \text{ cm}^2$

Espesor de nucleo :  $t_n = 9.00 \text{ cm}$       Peralte columna :  $d = 16.50 \text{ cm}$

Espaciamiento de los estribos :

$S_1 = 8.93 \text{ cm}$        $S_2 = 18.52 \text{ cm}$        $S_3 = 5.00 \text{ cm}$        $S_4 = 10.00 \text{ cm}$

Elegimos el menor valor :  $S = 5.00 \text{ cm}$

## f. Zona de confinamiento en las columnas

$Z = 45.00 \text{ cm}$        $Z = 1.5d = 25.00 \text{ cm}$  ; Tomamos el mayor:  $Z = 45.00 \text{ cm}$

## g. Detalle final de la distribucion de los estribos

Estr: 1 @ 0.05 8 @ 0.10 Rto. @ 0.25 m

### 09 Diseño de la Viga Solera en los Muros de Albañilería

#### a. Determinación del acero longitudinal de la viga solera

$$T_s = V_{m1} \frac{L_m}{2L} \quad A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f'_c A_{cs}}{f_y} \quad (\text{mínimo: } 4\phi 8\text{mm})$$

$$\phi = 0.90 \quad 0.90$$


Area transversal de la viga solera :  $A_{cs} = 25.0 \times 20.0 = 500 \text{ cm}^2$   
 $T_s = 8.75 \text{ Tn}$   $A_s = 2.31 \text{ cm}^2$   $A_{s_{min}} = 2.50 \text{ cm}^2$   
 Acero longitudinal de la viga solera : **4 Ø #3**  $A_s = 2.84 \text{ cm}^2$

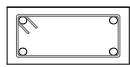
#### b. Definición de los estribos en la viga solera

En este tipo de vigas se considera por lo general que el area de acero de los estribos y la separacion es minima :

Diametro de los estribos o zunchos : **Ø 8mm**  $A_v = 1.00 \text{ cm}^2$

Distribucion de estribos en viga solera : **1 @ 0.05 4 @ 0.10 Rto. @ 0.25 m**

 4Ø#3  
 Estr: Ø8mm  
 1@0.05, 4@0.1, Rto.@0.25 m

  
 4Ø#3  
 Estr: Ø8mm  
 1@0.05, 8@0.1, Rto.@0.25 m

