

CI5223 – DISEÑO DE ALBAÑILERÍA ESTRUCTURAL

VERIFICACIÓN DE ALBAÑILERÍA SIN REFUERZO

Primavera 2018



Thomas Sturm Moreira
thomas.sturm@idiem.cl



fcfm

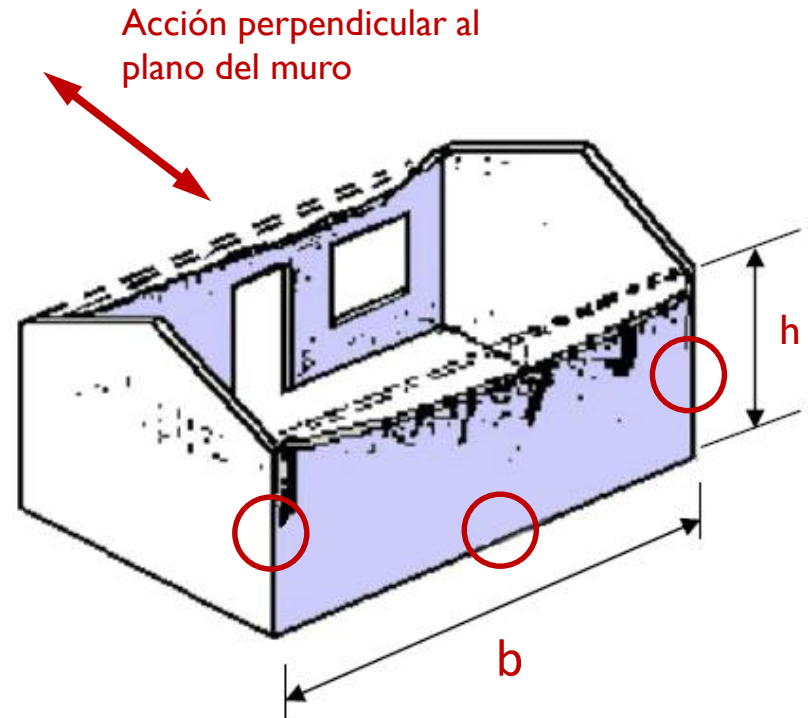
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
UNIVERSIDAD DE CHILE

idiem

Muros de Albañilería No Reforzada

❑ Acciones perpendicular al plano del muro

- Pueden corresponder a sismos, empujes de suelo o líquidos, explosiones.
- Los momentos de flexión que producen estas acciones los resisten los paños de albañilería haciendo uso de su resistencia a la **tracción por flexión**.
- Los momentos de flexión dependen de las **condiciones de apoyo** del contorno del paño y del valor de la **relación b/t** .



○ = Apoyo → ¿Unión?

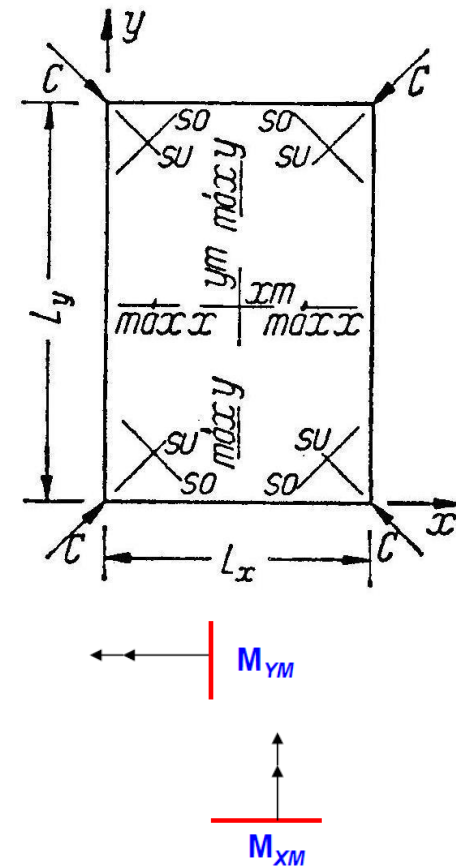
Paño simplemente apoyado en sus cuatro bordes

Placa N.º IV/1/a

Carga uniforme p $K = p \cdot L_x \cdot L_y$; $M = \frac{K}{m}$; $C = \frac{K}{R}$ $C > 0$ Compresión
 $C < 0$ Tracción

$\frac{L_y}{L_x}$	m_{xm}	máx m_x	$\frac{x}{L_x}$	m_{ym}	máx m_y	$\frac{y}{L_y}$	R
0,50	115	80,6	0,18 y 0,82	20,8	m_{ym}		-15,1
0,55	86,2	70,3	0,20 y 0,80	20,4			-14,0
0,60	68,8	62,1	0,23 y 0,77	20,2			-13,1
0,65	56,8	54,1	0,27 y 0,78	20,4			-12,4
0,70	48,3	47,5	0,33 y 0,67	20,8			-11,9
0,75	42,2	42,1	0,41 y 0,59	21,5			-11,5
0,80	37,5	37,4	0,48 y 0,52	22,3			-11,2
0,85	34,0			23,3			-11,0
0,90	31,4			24,5			-10,8
0,95	29,1			25,8			-10,8
1,00	27,2			27,2			-10,8
1,10	24,6	m_{xm}		30,7	m_{ym}		-10,8
1,20	22,9			34,9			-11,0
1,30	21,8			40,2		0,45 y 0,55	-11,4
1,40	21,0			46,2		0,35 y 0,65	-11,8
1,50	20,6			53,6		0,30 y 0,70	-12,2
1,60	20,3			62,3		0,25 y 0,75	-12,7
1,70	20,2			72,3		0,23 y 0,77	-13,3
1,80	20,4			84,1		0,20 y 0,80	-13,9
1,90	20,6			98,5		0,19 y 0,81	-14,5
2,00	20,8			115		0,18 y 0,82	-15,1
$\frac{x}{L_x}$	0,5	Variable	0,5	0,5	0,5		0; 1,0
$\frac{y}{L_y}$	0,5	0,5	0,5	Variable			0; 1,0

Tabla de losas - Stiglat



Daños en muros de albañilería sin refuerzo

❑ Casos críticos

- Pisos superiores debido a la **amplificación de las aceleraciones** con la altura.
- Casos en que $b \gg h$



Etapa pre-colapso



Etapa de colapso

Daños en muros de albañilería sin refuerzo

❑ Terremoto de Costa Rica del 5 de septiembre de 2012 ($M_W=7.6$)



Daños en muros de albañilería sin refuerzo

❑ Terremoto de Chile del 27 de febrero de 2010 ($M_W=8.8$)



Daños en muros de albañilería sin refuerzo

☐ Acciones contenidas en el plano del muro

- Pueden corresponder a peso propio, sobrecargas de uso, sismo, etc.
- Los **esfuerzos de corte** y los **momentos de flexión** en el plano del muro que producen estas acciones los resisten los paños de albañilería haciendo uso de su **resistencia a la tracción**, resistencia que está controlada por la **adherencia entre el mortero y la unidad**.
- Las **fuerzas axiales** de compresión las resisten los paños de albañilería con su **resistencia a la compresión**.



Daños en muros de albañilería sin refuerzo

❑ Terremoto de Chile del 3 de marzo de 1985 ($M_W=7.8$)



Falla típica por fuerza de corte



Falla típica por fuerza de corte

Criterio de diseño

□ Para el diseño de este tipo de albañilería se acepta:

- i. Solo la albañilería es la responsable de resistir las acciones externas.
- ii. Cualquier capacidad adicional que pudiera tener el elemento debido a la presencia de algún tipo de refuerzo se desprecia.
- iii. La albañilería debe resistir tanto las tensiones de tracción como de compresión que se produzcan.
- iv. Los elementos de albañilería no reforzada deben dimensionarse de modo que permanezcan sin agrietarse.
- v. Las tensiones producidas por los esfuerzos solicitantes (N_S , M_S o Q_S), se determinan aceptando que el comportamiento de la albañilería es elástico lineal hasta la rotura (agrietamiento).

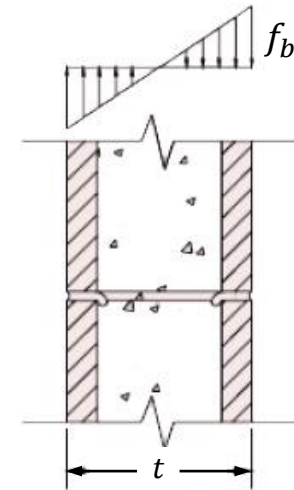
Esto permite usar:

1. Las ecuaciones de la resistencia de materiales (e.g. la ecuación de Navier)
2. Las propiedades geométricas de la sección transversal no agrietada.

Criterio de diseño

Acción fuera del plano

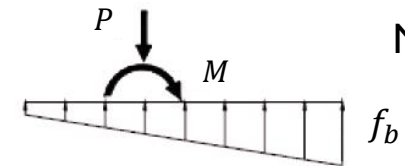
Distribución de tensiones, caso
flexión pura ($N_S = 0$)



Navier

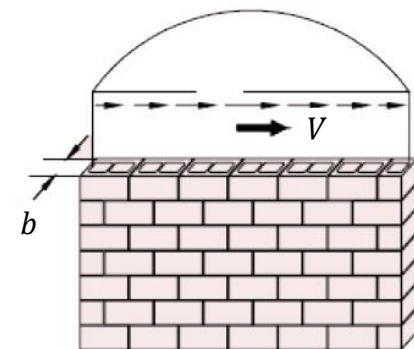
Acción en el plano

Distribución de tensiones
normales cuando predomina el
efecto del esfuerzo axial (N_S).



Navier

Distribución de tensiones
tangenciales por efecto de la
fuerza de corte



Jouraski

Ecuaciones de diseño

❑ Método de Tensiones Admisibles

I. Tensión normal debido a una fuerza de compresión axial pura solicitante, N_S .

$$f_c = \frac{N_S}{A_E} \leq F_a$$

Donde:

N_S = esfuerzo axial de compresión solicitante

A_E = área de la **sección transversal de cálculo** del elemento

F_a = tensión admisible de compresión axial de la albañilería

Ecuaciones de diseño

❑ Método de Tensiones Admisibles

2. Tensiones normales debido a un estado de flexo-compresión, M_S y N_S .

2.1 Tensión **máxima de compresión**:

$$\frac{N_S/A_E}{F_a} + \frac{M_S/W_E}{F_m} \leq 1.0 \vee 1.33$$

2.2 Tensión **máxima de tracción**:

Esta verificación sólo debe hacerse cuando el **centro de solicitación cae fuera del núcleo central** de la sección transversal.

$$\frac{M_S}{W_E} - \frac{N_S}{A_E} \leq F_{bt}$$

Ecuaciones de Navier

Donde:

M_S = momento de flexión solicitante.

N_S = fuerza axial solicitante.

W_E = módulo elástico de la sección transversal de cálculo del elemento.

F_m = tensión admisible de compresión por flexión de la albañilería.

F_{bt} = tensión admisible de tracción por flexión de la albañilería.

Ecuaciones de diseño

❑ Método de Tensiones Admisibles

3. Tensión tangencial debido a **esfuerzo de corte**:

$$\frac{Q_s}{A_{Ea}} \leq v_m$$

Donde:

Q_s = esfuerzo de corte solicitante

A_{Ea} = **área del alma** de la sección transversal de cálculo

v_m = tensión admisible de corte de la albañilería

Casos en los que se aplican estas ecuaciones de diseño

- i. Muros de **albañilería sin refuerzo**. Por ejemplo: tabiques divisorios, fachadas, panderetas y muros de contención de baja altura.
- ii. Muros de albañilería confinada convencionales, **sin armadura horizontal** ($A_{sh}=0$), cuando están sometidos a acciones externas perpendiculares a su plano.
- iii. Muros de **albañilería armada ante acciones perpendiculares a su plano**, cuando las armaduras verticales se distribuyen muy distanciadas, por ejemplo a una distancia mayor que la permitido por la norma NCh 1928.
- iv. Cuando se requiere un **control estricto del agrietamiento** por condiciones de uso o servicio, independientemente del tipo de refuerzo que se utilice.

Tensiones admisibles

□ Antecedentes

- i. Estas tensiones son entregadas por las normas de diseño y su valor depende de la **calidad de la albañilería** (materiales componentes) y de la **calidad de la mano de obra**.
- ii. Al usar tensiones admisibles expresadas en función de la resistencia prismática (f'_m), ésta debe calcularse usando el **área de contacto** entre hiladas del prisma cuando la albañilería se construye con unidades de geometría similar a los bloques de hormigón y sin relleno total de huecos.
- iii. **No hay norma chilena** para el diseño y cálculo de muros de *albañilería no-reforzada*.

Tensiones admisibles

☐ Valores recomendados

- i. Los valores admisibles F_a y F_m de la norma NCh1928.Of93 se pueden usar para el diseño de muros de **albañilería no-reforzada**. Cuando se construye con **inspección especializada** (\Rightarrow control de la calidad de los materiales y de la mano de obra), los valores admisibles son los siguientes:

$$F_a = 0.2f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right]$$

$$F_m = 0.33f'_m \leq 6.3\text{MPa}$$

Donde:

h = es el menor valor entre la longitud de pandeo vertical y la distancia libre entre soportes laterales. En caso que el muro tenga algún borde libre se debe usar la longitud de pandeo vertical

t = espesor del muro

Tensiones admisibles

☐ Valores recomendados

- ii. Para la tensión admisible F_{bt} , se puede usar el valor recomendado por la norma NCh2123, el cual es igual al 50% de la resistencia a la tracción por flexión perpendicular a la junta horizontal de mortero.
- iii. Por falta de norma chilena, localmente **no hay** un valor disponible para la tensión tangencial admisible v_m .

Nota: Según la norma Colombiana (NSR-10, Apéndice D-1), la tensión admisible de corte en muros no reforzados es:

$$v_m = \frac{\sqrt{f'_m}}{40} \leq 0.56 \text{MPa}$$

Esta tensión puede aumentarse en $0.2 f_{am}$, donde f_{am} es la tensión de compresión debido a la carga muerta.

Tensiones admisibles

☐ Valores recomendados en USA

- i. Para el diseño de muros no reforzados, las normas de Estados Unidos recomiendan los valores admisibles de las Tablas 1 y 2 (MSJC-08):

Modos de falla de corte posible

Tabla 2

F_v shall not exceed the lesser of:

100 psi = 689 kPa

Tracción diagonal	→	(a) $1.5 (f'_m)^{1/2}$
Compresión diagonal	→	(b) 120 psi (0.83 MPa)
Adherencia	→	(c) $v + 0.45 N_v/A_n$ where $v = 37 \text{ psi for running bond, w/o solid grout}$ $37 \text{ psi for stack bond and solid grout}$ $60 \text{ psi for running bond and solid grout}$
		(d) 15 psi for masonry in other than running bond

Note: Per MSJC Sec. 2.2.5.1, shear stress is maximum stress, $f_v = \frac{VQ}{Ib}$

Nota: De acuerdo con el MSJC, los valores de tensiones admisibles de la Tabla 2 deben considerarse cuando se verifica el flujo de corte que se produce en el encuentro de muros cuando no hay armaduras de refuerzo que crucen el área de encuentro entre ambos muros.

Tensiones admisibles

☐ Valores recomendados en USA

Tabla I

Direction of Tension and Type of Masonry psi (kPa)	Mortar Type			
	Portland Cement/Lime or Mortar Cement		Masonry Cement/Lime	
	M or S	N	M or S	N
<i>tension normal to bed joints</i>				
solid units	40 (276)	30 (207)	24 (166)	15 (103)
hollow units	25 (172)	19 (131)	15 (103)	9 (62.1)
fully grouted units	68 (448)	58 (434)	41 (420)	26 (400)
<i>tension parallel to bed joints</i>				
solid units	80 (552)	80 (552)	48 (331)	30 (207)
hollow units	50 (345)	50 (345)	30 (207)	19 (131)
fully grouted units	80 (552)	80 (552)	48 (331)	29 (207)

- ii. El factor de seguridad utilizado para establecer los valores admisibles de estas tablas varía entre **2.5** (Tabla I) y **3.0** (Tabla 2).

Seccion transversal de calculo

❑ Depende de tres factores:

- Tipo de unidad (**hueca, sólida o hueca y perforada**).
- Forma en que se coloca el mortero de junta (**en fajas o en toda la superficie de asiento**).
- El relleno de los huecos (**total o parcial**).

Sección transversal efectiva o sección de cálculo

❑ Caso A

- i. Muros contruidos con unidades del tipo rejilla con huecos con o sin relleno total de huecos en las que el mortero de junta se esparce sobre toda la cara de asiento de la unidad.
- ii. Muros contruidos con unidades con huecos con relleno total de huecos.

La sección transversal de cálculo corresponde a: **SECCIÓN TRANSVERSAL BRUTA**

Sección transversal efectiva o sección de cálculo

❑ Caso B

- i. Muros contruidos con bloques huecos de hormigón o unidades de geometría similar **sin relleno total de huecos**.
- ii. Muros contruidos con unidades del tipo sólida o del rejilla con huecos con o sin relleno total de huecos en los que el **mortero de junta no se esparce sobre toda la cara de asiento de la unidad**.

La sección transversal de cálculo corresponde a: **AREA DE CONTACTO ENTRE HILADAS**

Sección transversal efectiva o sección de cálculo

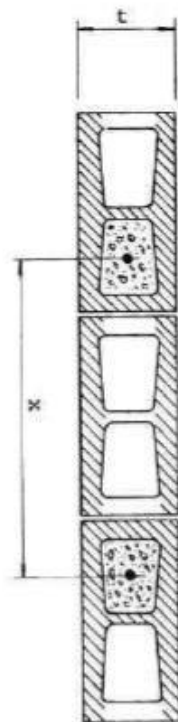
❑ Caso B



Sección transversal efectiva o sección de cálculo

- ❑ **Areas de contacto por unidad de longitud** de un muro construido con bloques de hormigón con relleno parcial de huecos, huecos que se encuentran distanciados a una longitud “x”.

Caso B



Area de Contacto
Para resistir esfuerzos de compresión y esfuerzo de corte paralelo a la dirección del muro

Areas de contacto en muros de albañilería armada de bloques huecos de mortero de cemento

Distancia entre centros de huecos con mortero de relleno (x)	Areas de contacto cm ² /m	
Ancho de la Unidad (cm)	14	19
Con relleno total	1400	1900
Con relleno parcial:		
30	973	—
40	967	1294
45	815	—
60	736	1076
75	689	—
80	—	9617
100	—	902

Diseño por el método de resistencia última

❑ Criterio de diseño (según MSJC-2008)

➤ Se acepta que:

- i. Las tensiones normales debido a la flexión son **directamente proporcional a la deformación**, con lo cual resulta una distribución de **tensiones lineal** al aceptar que las **secciones transversales planas se conservan planas al deformarse**.
- ii. La **tensión máxima de compresión** en la albañilería es igual a $0.80f'_m$.
- iii. La albañilería resiste **tanto tensiones de tracción como de compresión**.
- iv. La albañilería **no está agrietada**. Esto facilita el cálculo de las propiedades geométricas de la sección transversal.
- v. La **resistencia prismática** de la albañilería debe ser **mayor o igual a 10.4 MPa**.

Capacidad resistente (MSJC-2008)

i. Resistencia a la compresión axial, N_n

- Para un muro de albañilería sometido a un esfuerzo axial de compresión N_u , se debe cumplir:

$$N_u \leq \phi \times \left\{ 0.8 \cdot \left[0.8 \cdot A_e \cdot f'_m \left(1 - \left[\frac{h}{140r} \right]^2 \right) \right] \right\} = \phi \times N_n \quad , \text{muros con } \frac{h}{r} \leq 99$$

$$N_u \leq \phi \times \left\{ 0.8 \cdot \left[0.8 \cdot A_e \cdot f'_m \left(70 \cdot \left[\frac{r}{h} \right]^2 \right) \right] \right\} = \phi \times N_n \quad , \text{muros con } \frac{h}{r} \geq 99$$

Donde:

h = altura efectiva o de pandeo del muro

r = radio de giro de la sección transversal del muro

A_e = área de la sección transversal de cálculo

$\phi = 0.6$

Capacidad resistente (MSJC-2008)

ii. Resistencia a la flexión

- La resistencia nominal a la flexión de la albañilería está dada por el **módulo de ruptura**, f_r , el cual varía con la dirección en la cual trabaja el muro, el tipo de mortero, el aparejo y el porcentaje de huecos rellenos como se indica en la **Tabla I**. De este modo, en un elemento sometido a un momento de flexión M_u y una fuerza axial de compresión N_u , se debe cumplir que:

a. Borde traccionado

$$\frac{M_u \cdot y_{max}}{I_e} - \frac{N_u}{A_e} \leq \phi \cdot f_r$$

Donde:

y_{max} = distancia de la línea neutra (línea centroidal) al borde más traccionado

I_e, A_e = propiedades geométricas de sección transversal de cálculo

M_u, N_u = esfuerzos mayorados (compresión es positiva)

$\phi = 0.6$

Capacidad resistente (MSJC-2008)

ii. Resistencia a la flexión

b. Borde más comprimido

$$\frac{M_u \cdot y_{max}}{I_e} + \frac{N_u}{A_e} \leq \phi \cdot 0.8 \cdot f'_m$$

Donde:

y_{max} = distancia de la línea neutra (línea centroidal) al borde más traccionado

I_e, A_e = propiedades geométricas de sección transversal de cálculo

M_u, N_u = esfuerzos mayorados (compresión es positiva)

$\phi = 0.6$

Capacidad resistente (MSJC-2008)

ii. Resistencia a la flexión

➤ ACI530

Table 1—Allowable Flexural Tensile Stresses, psi (kPa) (ref. 1a)

Direction of flexural tensile stress and masonry type	Mortar types			
	Portland cement/ lime or mortar cement		Masonry cement or air-entrained portland cement/lime	
	M or S	N	M or S	N
Normal to bed joints:				
Solid units	53 (366)	40 (276)	32 (221)	20 (138)
Hollow units ^A				
UngROUTED	33 (228)	25 (172)	20 (138)	12 (83)
Fully grouted	86 (593)	84 (579)	81 (559)	77 (531)
Parallel to bed joints in running bond:				
Solid units	106 (731)	80 (552)	64 (441)	40 (276)
Hollow units				
UngROUTED & partially grouted	66 (455)	50 (345)	40 (276)	25 (172)
Fully grouted	106 (731)	80 (552)	64 (441)	40 (276)
Parallel to bed joints in masonry not laid in running bond:				
Continuous grout section parallel to bed joints	133 (917)	133 (917)	133 (917)	133 (917)
Other	0 (0)	0 (0)	0 (0)	0 (0)

^A For partially grouted masonry, allowable stresses are determined on the basis of linear interpolation between fully grouted hollow units and ungrouted hollow units based on amount (percentage) of grouting

Capacidad resistente (MSJC-2008)

iii. Resistencia al corte

- La resistencia al corte del muro se calcula usando la **sección transversal de cálculo** en la dirección de la fuerza de corte (A_n) y la ecuación siguiente:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

Donde:

V_u = Fuerza de corte mayorada

$\phi = 0.8$

- Modos de fallas posible:
 - Tracción diagonal
 - Compresión diagonal
 - Adherencia

9.2.6 Nominal shear strength

9.2.6.1 Nominal shear strength, V_n , shall be the smallest of (a), (b) and the applicable condition of (c) through (f):

- (a) $3.8 A_{nv} \sqrt{f'_m}$
- (b) $300 A_{nv}$
- (c) For running bond masonry not fully grouted;
 $56 A_{nv} + 0.45 N_u$
- (d) For masonry not laid in running bond, constructed of open end units, and fully grouted;
 $56 A_{nv} + 0.45 N_u$
- (e) For running bond masonry fully grouted;
 $90 A_{nv} + 0.45 N_u$
- (f) For masonry not laid in running bond, constructed of other than open end units, and fully grouted;
 $23 A_{nv}$

9.2.6.2 The minimum normalized web area of concrete masonry units, determined in accordance with ASTM C140, shall not be less than $27 \text{ in.}^2/\text{ft}^2$ ($187,500 \text{ mm}^2/\text{m}^2$) or the nominal shear strength of the web shall not exceed $3.8 A_{nv} \sqrt{f'_m} I_n b / Q$.