

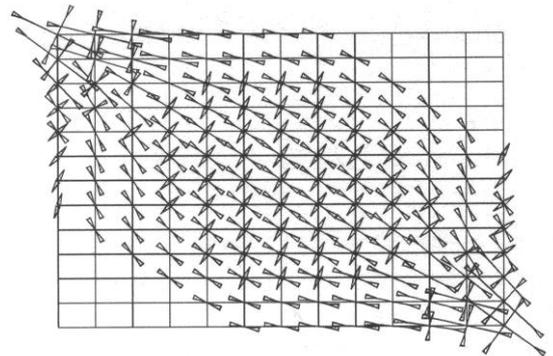
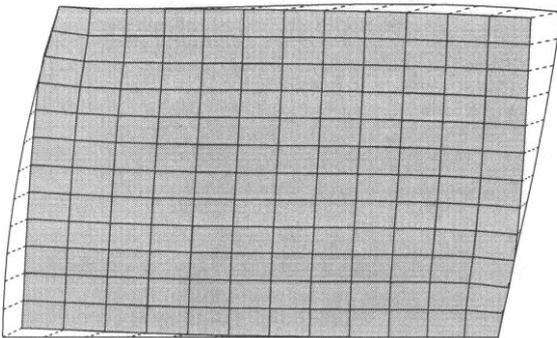


FACULTAD DE INGENIERIA  
en acción continua...

# HORMIGÓN II

Unidad 1

## MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL



**Ing. Carlos Frau. Profesor Titular**  
**Ing. Gonzalo Torrisi. JTP**

# MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL

## 1. INTRODUCCION

Los muros de mampostería son muy utilizados en nuestro país, especialmente para construir edificios de poca altura. Cumplen esencialmente funciones de cerramiento, de división de ambientes y, respectando ciertos requerimientos, son un excelente componente estructural tanto para acciones verticales como horizontales. Se entiende por mampostería a la unidad constructiva formada por mampuestos apilados y unidos entre sí por un mortero. Este trabajo describe las características de los elementos constitutivos, el comportamiento de las estructuras de mampostería, sus mecanismos de falla y cómo diseñar y verificar sus componentes. Se orienta fundamentalmente a los muros de mampostería como elemento estructural sismorresistente, por ello se hará frecuente referencia los códigos y reglamentos sísmicos que los regulan. Para las estructuras de mampostería en general está el CIRSOC 501, Reglamento Argentino de Estructuras de Mampostería de 2007.

Desde el punto de vista de la mampostería como estructura sismorresistente las normas que lo han regulado en nuestro país son: el Código de Construcciones Antisísmicas de 1970, las Normas Argentinas Antisísmicas de 1980 (NAA-80), el Reglamento INPRES-CIRSCOC 103, Parte III "Construcciones de Mampostería" de 1983 y levemente actualizado en 1991, el Código de Construcciones Sismorresistentes para la Provincia de Mendoza de 1987 y por último el Reglamento INPRES-CIRSCOC 103, Parte III "Construcciones de Mampostería" (Ed. Noviembre 2018) que ya se encuentra en vigencia, en adelante (IC-103-III); este último será el que utilizaremos en este trabajo.

## 2. MATERIALES

Los muros de mampostería están constituidos por mampuestos que se unen entre si mediante una mezcla cementicia o mortero formando juntas verticales y horizontales. Esta unión de dos materiales hace que la mampostería deba considerarse, desde un punto de vista estricto, como un material no homogéneo y anisótropo. Las juntas de mortero representan planos débiles que afectan significativamente la resistencia y rigidez de la mampostería. La resistencia y rigidez de los muros de mampostería se ven también afectadas por las técnicas constructivas usadas para su construcción debido a que modifican significativamente la calidad de la mampostería.

### 2.1. Mampuestos

Los mampuestos o ladrillos son piezas de pequeño tamaño que se realizan en base a arcilla cocida u hormigón comprimido. La forma de paralelepípedo de los ladrillos se puede obtener por moldeado a mano, prensado mecánico o extrusión.

Los ladrillos cerámicos pueden ser macizos, huecos o perforados dependiendo de la relación entre el área neta (área descontando los huecos) y el área bruta de los mismos. En nuestra región es de uso frecuente el "ladrillón" que es un ladrillo cerámico macizo de mayores dimensiones (80x180x280mm) que el "ladrillo común" con el que se designa al clásico ladrillo cerámico macizo de 50x130x270 mm de uso en casi todo el país. Los ladrillos cerámicos huecos presentan anchos y largos similares a los macizos pero en general adoptan altos mayores para minimizar el número de juntas horizontales. Los bloques huecos de hormigón son realizados a

partir de cemento y arena compactados mediante vibración o presión; en algunos casos los huecos verticales son usados para alojar armaduras y luego rellenos con mortero. En la construcción de mamposterías con bloques cerámicos o de hormigón con huecos verticales, el mortero de las juntas horizontales puede colocarse sólo sobre el espesor de las nervaduras, lo que conduce a que estos muros tengan menor resistencia al corte.

De acuerdo con el IC-103-III los mampuestos se dividen en tres grandes tipos:

- Ladrillos cerámicos macizos (LCM)
- Bloques huecos portantes cerámicos (BHPC)
- Bloques huecos portantes de hormigón (BHPH)

En cuanto al comportamiento sísmico, se ha visto en ensayos de laboratorio y en terremotos pasados que los bloques cerámicos de huecos horizontales presentan una menor capacidad portantes a las cargas verticales con rotura de tipo explosiva ante acciones horizontales por lo que el reglamento no permite su uso en zonas sísmicas. Los ladrillos huecos experimentan un comportamiento más frágil que los macizos y por lo tanto los códigos sismorresistentes les otorgan menos ductilidad a los muros ejecutados con estos tipos de mampuestos. Por otro lado, un alto porcentaje de los ladrillos cerámicos macizos utilizados en las construcciones provienen de fábricas informales y sin ningún control de calidad.

### 2.1.1 Resistencia de los mampuestos

La resistencia de los muros de mampostería está ligada fuertemente a la resistencia de los componentes que la conforman, es por esto que es necesario el conocer la resistencia y rigidez de los mampuestos y del mortero.

La resistencia a compresión de los ladrillos presenta una amplia dispersión dependiendo principalmente del proceso de elaboración. La determinación de la resistencia característica a compresión se realiza mediante ensayos de compresión simple de uno o más mampuestos colocados uno sobre otros separados por planchas de corcho o similar. La resistencia a tracción se obtiene mediante ensayos de flexión, que deviene en una resistencia a tracción indirecta.

Según el IC-103-III la resistencia característica a compresión de los diferentes tipos de mampuestos  $f_u$  debe cumplir lo especificado en el artículo 2.3.1 del IC-103-III.

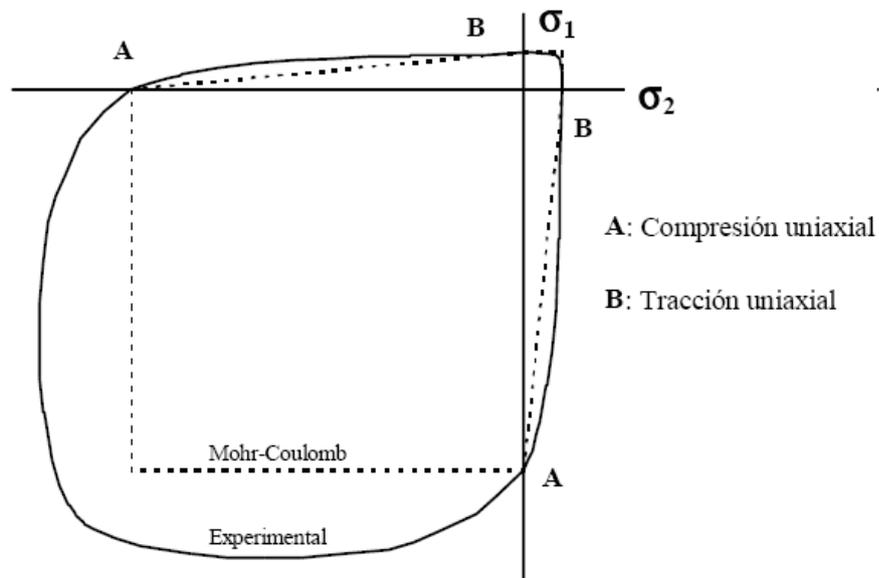
**Tabla 1.** Resistencia característica a compresión de los mampuestos según el IC-103 III.

Tipo de mampuesto	$f_u$ [MPa]
Ladrillo Cerámico Macizo	5,0
Bloque hueco cerámico portante	5,5
Bloque hueco portante de hormigón	5,5

El módulo de elasticidad de los mampuestos varía significativamente dependiendo del material y se puede expresar en función de la resistencia a compresión de los mismos.

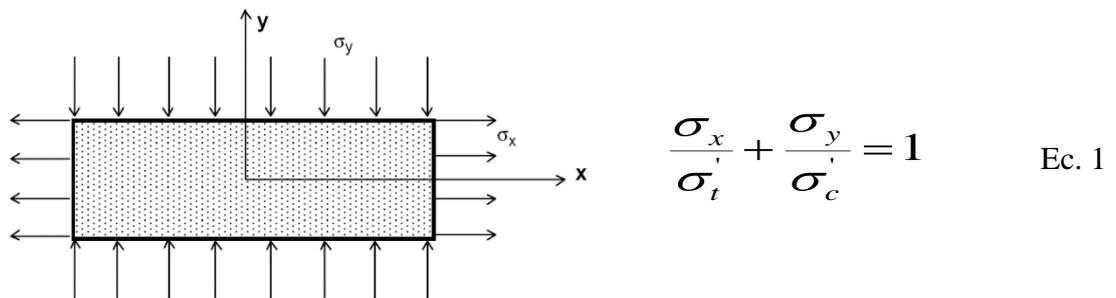
### 2.1.2 Comportamiento de los mampuestos

Cuando la mampostería está sometida a esfuerzos de compresión se induce en los mampuestos un estado triaxial de tensiones. El comportamiento de materiales frágiles, como son los mampuestos y el hormigón simple, pueden representarse analíticamente mediante el criterio de Mohr-Coulomb; se expresa por medio de un espacio de tensiones principales y tiene la forma que se indica en la Figura 1. Como es de esperar existen diferencias significativas entre los resultados experimentales y el modelo teórico el cual representa en forma aproximada el comportamiento.



**Figura 1.** Criterio de falla de Mohr-Coulomb para materiales frágiles.

Para un estado de tensiones de compresión-tracción como el de la Figura 2 la falla se produce cuando se cumple la siguiente ecuación.



**Figura 2.** Sistema de referencia para definir el estado biaxial de tensiones.

Siendo  $\sigma'_t$  y  $\sigma'_c$  las resistencias a tracción y compresión del mampuesto. Esta teoría fue utilizada por Hilsdorf (1967) para generar una teoría de falla para la mampostería.

## 2.2. Mortero

El mortero es una mezcla de materiales cementicios, arena y agua que se usa para unir los mampuestos y formar así la mampostería. Los materiales cementicios que se utilizan en general son el cemento portland y la cal en distintas proporciones. El cemento ayuda a la durabilidad y resistencia del mortero, mientras que la cal provee trabajabilidad y capacidad de retener agua. La interacción entre los mampuestos y las juntas de mortero induce en el mortero un estado

multi-axial de tensiones; cuando la mampostería está sometida a compresión el mortero queda con un estado triaxial de tensiones de compresión que eleva la resistencia del mismo y por lo tanto el de la mampostería.

La resistencia del mortero se evalúa mediante el ensayo a compresión de probetas cúbicas de 7 cm de lado y se ve altamente influenciada por el contenido de cemento, cal y agua. En las Tablas 2 y 3 se muestra los tipos de morteros y su dosificación según el reglamento IC-103-III. Nótese que en esta nueva versión del reglamento se admite la utilización de cementos de albañilería que hasta ahora no estaban permitidos.

**Tabla 2.** Tipos, dosificación y resistencia de morteros para mampostería según el IC-103-III  
**Tabla 2.1-a. Tipificación y proporciones de morteros cementicios**

Tipo de mortero	Calidad de Resistencia	Partes de cemento de Uso General IRAM 50000	Partes de cal	Partes de arena suelta (1)	Resistencia mínima a compresión a 28 días (MPa)
<i>E</i>	<i>Elevada</i>	<b>1</b>	<b>0 a 1/4</b>	<b>3</b>	<b>15</b>
<i>I</i>	<i>Intermedia</i>	<b>1</b>	<b>1/2</b>	<b>4</b>	<b>10</b>
<i>N</i>	<i>Normal</i>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>5 a 6</b>	<b>5</b>

(1) En ningún caso las partes de arena suelta serán menos de **2,25** ni más de **3** veces la suma de los volúmenes de cemento y cal.

**Tabla 3.** Dosificación de morteros con cemento de albañilería según el IC-103-III.

**Tabla 2.1-b. Tipificación y proporciones de morteros con cemento de albañilería**

Tipo de mortero	Calidad de Resistencia	Partes de cemento de Albañilería IRAM 1685	Partes de cal	Partes de arena suelta	Resistencia mínima a compresión a 28 días (MPa)
<i>Na</i>	<i>Normal de Albañilería</i>	<b>1</b>	<b>-</b>	<b>4 a 5</b>	<b>5</b>

El módulo de elasticidad del mortero al igual que el de los mampuestos y el hormigón es función de la resistencia a compresión del mismo, siendo el valor más usado el de  $1000\sigma'_c$ , donde  $\sigma'_c$  es la tensión de compresión en MPa.

### 3. MAMPOSTERÍA ENCADENADA PORTANTE

Los muros de mamposterías pueden clasificarse como portantes o no-portantes. En el presente trabajo no focalizaremos en los muros portantes que pueden ser utilizados como estructuras resistentes tanto a acciones verticales como horizontales.

Existen distintos tipos de mampostería portante sismorresistente que pueden dividirse en dos grandes grupos:

- Mampostería Encadenada
- Mampostería reforzada con armadura distribuida.

La mampostería reforzada con armaduras distribuida es aquella en que se dispone armadura horizontal y vertical distribuida a lo largo y ancho de todo el muro, colocada de manera tal que

acero y mampostería trabajen en forma conjunta. En esta clase de mampostería no es necesario disponer encadenados verticales.

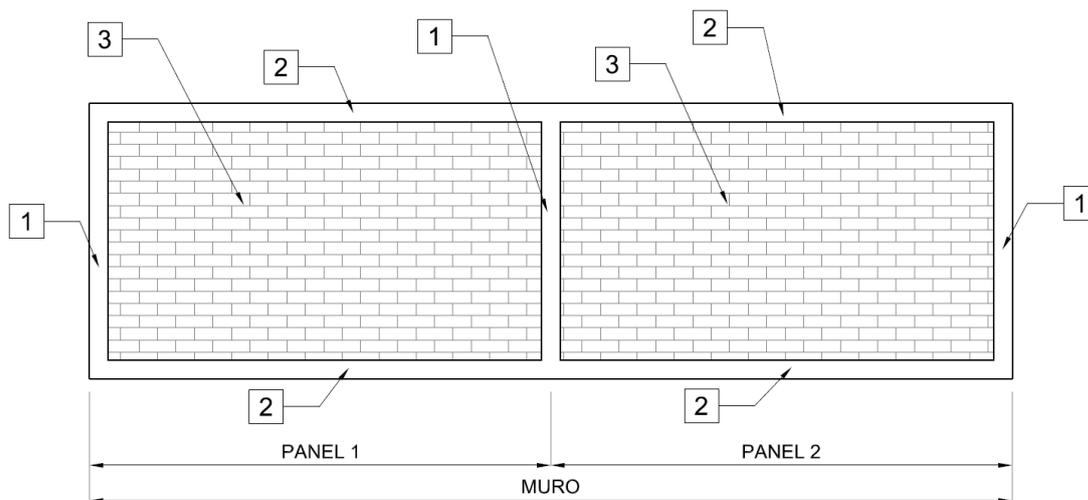
En la mampostería encadenada, los muros se encuentran reforzados por pequeñas vigas y columnas denominados encadenados horizontales y verticales que los enmarcan perimetralmente. Se construyen generalmente de hormigón armado, pero pueden ser también de acero o bien mixtos de hormigón mas perfiles de acero laminado o chapa plegada en frío.

Dentro de la mampostería encadenada se distinguen fundamentalmente dos tipos:

- Mampostería encadenada simple: sólo mampuestos, mortero y encadenados.
- Mampostería encadenada armada: símil a la encadenada simple pero con el aditamento de armaduras horizontales en algunas juntas de mortero.

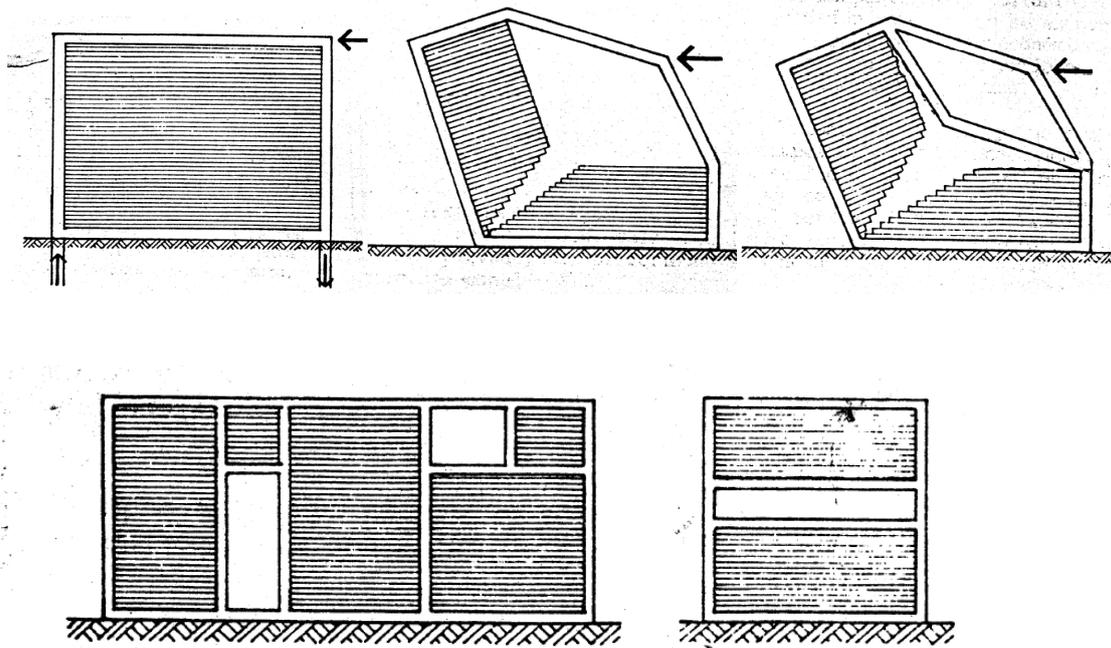
En muros de cierta longitud se requiere, además de los encadenados verticales que se disponen en los bordes extremos, otros adicionales intermedios; así, se define “muro” a la unidad completa en tanto que “panel” se refiere a cada una de las áreas de mampostería encerradas por encadenados (Figura 3).

Si bien las características mecánicas de un muro de mampostería encadenada dependerán de las características de cada uno de sus componentes (mampuestos, mortero, encadenados) las propiedades finales del conjunto difieren de las de cada componente. Así, se realizan estudios y ensayos para poder determinar las propiedades mecánicas del elemento “muro de mampostería encadenada” como una única unidad.



**Figura 3.** Muro compuesto por dos paneles: 1) Encadenado Vertical; 2) Encadenado horizontal y 3) Mampuestos

En los muros resistentes a fuerzas horizontales los encadenados verticales se deben disponer como mínimo en los extremos libres y en la intersección con otros muros; a los efectos de lograr un adecuado comportamiento también se deben disponer encadenados verticales intermedios cuando la longitud del muro supera cierto valor (para más detalles ver IC-103-III, Art. 4.1.5). En los casos de muros con aberturas debido a la presencia de puertas y ventanas se deben disponer encadenados de manera de evitar la rotura prematura del panel como se muestra en la Figura 4.



**Figura 4.** Disposición incorrecta (sup.) y correcta (inf.) de encadenados en muros con aberturas (Extraída del Manual de Construcciones Sismorresistentes del Ing. A. Reboredo).

### 3.1. Resistencia a la compresión, tracción y corte de la mampostería encadenada

Existen distintas ecuaciones empíricas y teóricas para evaluar las propiedades de la mampostería encadenada; las mismas surgen de diversos autores tales como Hilsdorf (1967), Mann & Müller (1982). El primero en desarrollar un procedimiento racional fue Hilsdorf quien, en 1967 propuso una teoría de falla basada en observaciones experimentales y en el estudio del comportamiento de la mampostería en compresión. Para ello, asumió que los mampuestos están sometidos a un estado de compresión-tracción y el mortero a compresión biaxial. Las otras hipótesis se refieren a que al realizar el equilibrio de fuerzas laterales, la resultante de las tensiones en una junta deberían estar en equilibrio con la resultante de tensiones del ladrillo superior e inferior por mitades y que el mortero alcanza su resistencia máxima confinada al mismo tiempo que el ladrillo alcanza su resistencia a tracción. Luego, Crisafulli (1997) realizó unas modificaciones a esta teoría basándose en modelos de elementos finitos y tomando en cuenta efectos no considerados anteriormente tales como son la real distribución de tensiones en el mampuesto y el mortero el cuál se supuso en primera instancia tenía distribución uniforme. Así, la resistencia a compresión de la mampostería queda definida por la siguiente ecuación:

$$f'_m = f'_{cb} \frac{S_2 f'_{tb} + f'_j \frac{S_1 \alpha_m}{C_d}}{f'_{tb} + f'_{cb} \frac{S_1 \alpha_m}{C_d}} \quad \text{Ec. 2}$$

Donde:

$f'_m$  = La resistencia a compresión de la mampostería

$f'_{cb}$  = La resistencia a compresión de los mampuestos

$f'_{tb}$  = La resistencia a tracción de los mampuestos

$f'_j$  = La resistencia a compresión del mortero

$C_d$  = Coeficiente de forma

$\alpha_m$  = Coeficiente adimensional

$S_1$  y  $S_2$  = valores adimensionales de calibración

Con 
$$C_d = \frac{C_{db}}{C_{dj}}$$

Y  $C_{db}$  y  $C_{bj}$  coeficientes de forma

$$C_{db} = \frac{0.2}{b/d}; \quad C_{dj} = 1 - \frac{1.1}{d/j} \quad \text{y} \quad \alpha_m = \frac{j}{mb}$$

Para:

$b$  = alto del mampuesto

$d$  = largo del mampuesto

$m$  = coeficiente de confinamiento del mortero

$j$  = espesor de la junta de mortero

La tensión de adherencia entre el mortero y el mampuesto se puede considerar como un porcentaje de la resistencia a compresión de la mampostería; algunos autores recomiendan un valor igual al 3% de la resistencia a compresión de la mampostería.

El reglamento IC-103-III especifica que las cualidades de la mampostería (conjunto ladrillos, juntas y encadenados) se caracterizan mediante dos parámetros:

- Resistencia especificada a la compresión de la mampostería, basada en la sección bruta  $f'_m$
- Resistencia especificada al corte de la mampostería, basada en la sección bruta  $f'_v$ .

La resistencia a tracción de la mampostería en dirección perpendicular a las juntas de asiento se considera nula. Las Tablas 4 y 5 muestran los valores recomendados por el IC-103-III.

**Tabla 4.** Resistencia especificada a la compresión de la mampostería  $f'_m$  según el IC-103-III.

**Tabla 2.4.** Valores de  $f'_m$  en función de los tipos usuales de mampuestos y morteros tipificados, referidos al área bruta.

Tipo de mampuesto	Valores de $f'_m$ en MPa			
	Tipo de mortero			
	Resistencia elevada (E)	Resistencia intermedia (I)	Resistencia normal (N)	Cemento de Albañilería (Na)
Ladrillos cerámicos macizos	2,75	2,25	1,75	1,20
Bloques huecos portantes cerámicos	2,25	1,75	1,40	0,90
Bloques huecos portantes de hormigón	2,25	1,75	1,40	0,90

**Tabla 5.** Resistencia especificada a corte de la mampostería  $f'_v$  según el IC-103-III.

Tipo de mampuesto	Valores de $f'_v$ en MPa			
	Tipo de mortero			
	Resistencia elevada (E)	Resistencia intermedia (I)	Resistencia normal (N)	Cemento de Albañilería (Na)
Ladrillos cerámicos macizos	0,26	0,22	0,19	0,13
Bloques huecos portantes cerámicos	0,22	0,19	0,15	0,10
Bloques huecos portantes de hormigón	0,22	0,19	0,15	0,10

### 3.2. Modulo de elasticidad y de corte

Asumiendo la hipótesis de que la deformación axial de la mampostería es la suma de las deformaciones axiales de sus componentes se puede demostrar que el módulo de elasticidad de la mampostería  $E_m$  es igual a:

$$E_m = E_b \frac{\frac{b}{j} + 1}{\frac{b}{j} + \frac{E_b}{E_j}} \quad \text{Ec. 3}$$

Donde:

$E_m$ : módulo de elasticidad de la mampostería

$E_b=300 f'_{cb}$  (MPa): modulo de elasticidad de los mampuestos

$E_j= 1000 f'_j$  (MPa): modulo de elasticidad del mortero

$j$  = espesor de la junta de mortero

$b$  = alto del mampuesto

Para el coeficiente de poisson se recomiendan valores entre 0.1 y 0.24

En las normas la deformabilidad de la mampostería se caracteriza por medio del módulo de elasticidad longitudinal  $E_m$  y por el módulo de corte  $G_m$  relacionados con la resistencia a compresión  $f'_m$ . Se pueden tomar los siguientes valores expresados en MPa para la determinación de las características dinámicas y determinación de sollicitaciones originadas por la acción sísmica.

$$\begin{aligned} E_m &= 1200 \cdot f'_m, \text{ para acciones dinámicas} \\ E_m &= 300 \cdot f'_m, \text{ Para acciones de larga duración:} \end{aligned} \quad \text{Ec. 4}$$

En todos los casos el módulo de corte viene dado por:

$$G_m = 0.3 \cdot E_m \quad \text{Ec. 5}$$

Para el coeficiente de Poisson se recomiendan

$$0.1 \leq \mu \leq 0.24$$

Otra forma de obtener el modulo de elasticidad longitudinal y el módulo de corte es mediante ensayos de modelos a escala natural. La Tabla 6 muestra los resultados obtenidos en la Regional Mendoza de la Universidad Tecnológica por el Ing. Rufino Michelini quien ensayó un gran número de modelos de muros a escala natural.

**Tabla 6.** Valores comparativos del módulo de elasticidad E y módulo de corte G de distintos tipos de mampostería. (R. Michellini, UTN, FRM)

TIPO DE ELEMENTO		DIMENSIONES cm			POSICION HUECOS	E		G	
COD.	DENOMINACION	a	b	c		kgf/cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
A1	cerámico hueco 9 agujeros	18	18	40	horizontal	24461 + 1343	2398 + 132	1095 + 284	107 + 28
A2	cerámico hueco 6 agujeros	8	18	25	horizontal	30976 + 4159	3037 + 408	3171 + 2851	311 + 280
A3	cerámico hueco "Celerbloque"	18	18	40	vertical	62820 + 27140	6159 + 2661	5047 + 2732	495 + 268
A4	cerámico tipo macizo "Princesa"	11,5	14	29	vertical	88262 + 7550	8653 + 740	6341 + 4546	622 + 446
B	ladrillo macizo común artesanal s/IPAM 1549 (5,5*13*27 cm) n=486	6,17 + 0,17	12,5 + 0,23	26,5 + 0,23	macizo	34580 + 14177	3390 + 1390	4794 + 1771	470 + 174
C	ladrillón macizo artesanal, no normalizado	8,13 + 0,50	17,5 + 0,3	28,6 + 2,07	macizo	24463 + 9962	2398 + 977	5180 + 2626	508 + 257
D	ladrillo de roca volcánica tipo "Pumúcita"	9	18	30	macizo	40193 + 14930	3940 + 1464	5132 + 1356	503 + 133
P	paneles prefabricados de hormigón alivianado con armadura	10	40	231	---	60289 + 10381	5911 + 1018	5797 + 3869	568 + 379

#### 4. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA MAMPOSTERIA ENCADENADA

Se verá ahora cómo se comporta un muro de mampostería encadenada cuando se lo somete a una carga horizontal creciente a nivel del encadenado horizontal superior e interactúa con carga normal (vertical de compresión).

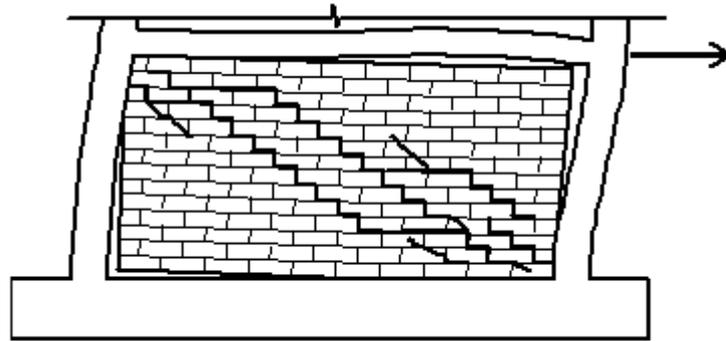
El tipo de falla que puede producirse en una estructura de mampostería encadenada depende de una serie de factores, como la rigidez relativa entre los encadenados y el panel, la resistencia de los distintos componentes y las dimensiones de la estructura.

La falla del muro de mampostería puede producirse por rotura de la adherencia en las juntas de mortero, agrietamiento de los mampuestos o aplastamiento de la mampostería, o por una combinación de ellos. La ocurrencia de uno u otro tipo de falla depende de las propiedades de los materiales y fundamentalmente del estado tensional que se desarrolla dentro del muro. A continuación, se detallan los posibles tipos de falla que pueden encontrarse en este tipo de estructuras.

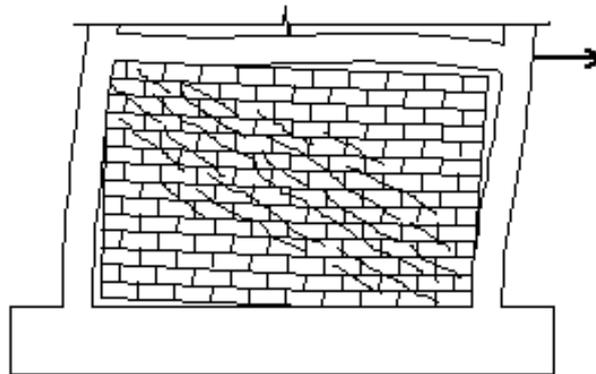
- a) Falla por corte
  - a.1) Deslizamiento (grietas a lo largo de las juntas de mortero, escalonadas)
  - a.2) Tracción diagonal (las grietas cruzan los mampuestos)
  
- b) Falla de compresión
  - b.1) Falla diagonal
  - b.2) Aplastamiento de las esquinas
  
- c) Falla de los encadenados de hormigón armado (tracción en los encadenados)

##### 4.1. Falla por corte.

La falla o agrietamiento por corte es el tipo de falla más frecuentemente observado tanto en laboratorio como en estructuras sometidas a terremotos reales. Este tipo de falla esta controlado principalmente por la resistencia de las juntas de mortero, por la resistencia a tracción de los mampuestos y por la relación entre las tensiones de compresión axial. Dependiendo de estos parámetros, la falla puede ocurrir por deslizamiento a lo largo de las juntas de mortero (Figura 5) o por rotura a tracción diagonal de los mampuestos (Figura 6).



**Figura 5.** Falla por deslizamiento en las juntas de mortero

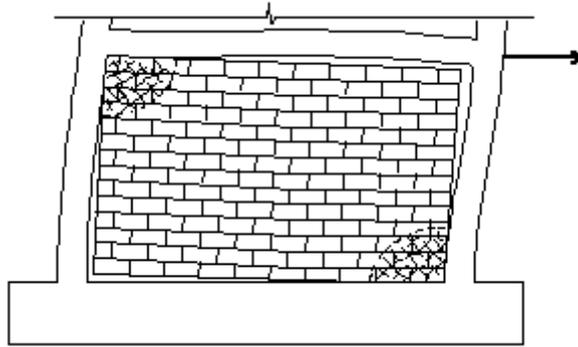


**Figura 6.** Falla por tensión diagonal en los mampuestos

Numerosos resultados experimentales indican que el agrietamiento del panel de mampostería no implica necesariamente la falla del sistema estructural debido a la acción benéfica del confinamiento que dan los encadenados. Uno de los factores más importantes asociados con la falla por deslizamiento horizontal es la relación de dimensiones entre el panel y los mampuestos. Cuando una potencial grieta escalonada siguiendo los mampuestos llega antes al piso que al extremo del muro (longitud del panel mayor a longitud de grieta escalonada, es decir  $h_m/L_m$  reducidos), la grieta se produce principalmente en la dirección horizontal por rotura de la adherencia en las interfaces mortero-mampuesto.

#### **4.2.Falla de compresión.**

La falla por compresión se puede producir en base a dos mecanismos distintos. En el primer caso la falla se debe al aplastamiento de las esquinas comprimidas del panel de mampostería (Figura 7). El segundo tipo de falla de compresión esta asociada con la formación de agrietamiento por tracción diagonal; en este caso después de que se producen las grietas la mampostería se comporta como una serie de columnas diagonales sometidas a compresión (Figura 6).



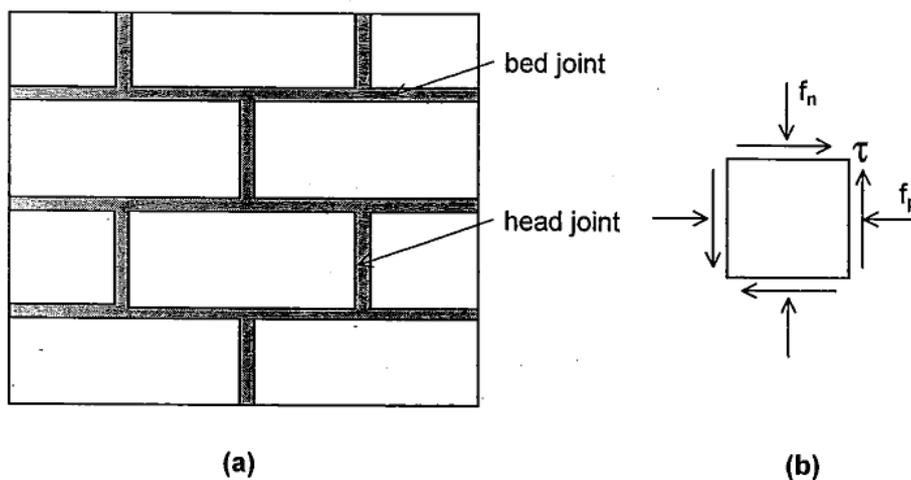
**Figura 7.** Falla por compresión debido al aplastamiento de las esquinas

#### 4.3. Falla de los encadenados

Este tipo de falla se presenta cuando la resistencia de los encadenados es débil y por lo tanto fluyen sus armaduras longitudinales por tracción o bien pueden fallar por corte localizado en las esquinas donde se calza la biela comprimida. No obstante, es posible ajustar el diseño de los encadenados a lo requerido y evitar este tipo de falla.

#### 4.4. Resistencia a corte

La resistencia a corte de la mampostería depende del tipo de falla experimentado ya que están involucradas tensiones normales y tangenciales. Mann y Müller (1982) fueron quienes primero evaluaron los tipos de falla en la mampostería, para ello supusieron que las tensiones de tracción actuando en un elemento diferencial son despreciables frente a las tensiones de compresión (Figura 8). También asumieron que las juntas verticales no contribuyen a la resistencia al corte de la mampostería y que tanto en el mortero como en los mampuestos el estado tensional es complejo por lo que se determinan valores promedios en ciertas zonas de la mampostería. En base a esto propusieron tres tipos de falla que regulan la resistencia al corte de la mampostería encadenada y que se explican a continuación.



**Figura 8.** Estado tensional en un panel de mampostería.

##### 4.4.1. Por deslizamiento

En este tipo de falla las grietas se producen a lo largo de las juntas de mortero. La ecuación de resistencia está dada por la fórmula de Mohr-Coulomb para materiales friccionales y se expresa como sigue:

$$\tau_m = \tau_o + \mu \cdot f_n \quad \text{Ec. 5}$$

siendo  $\mu$  el coeficiente de fricción entre mortero y mampuesto con valores comprendidos entre 0.65 y 0.85 y  $f_n$  es la tensión normal en la junta. Sin embargo, para evaluar la ecuación anterior se recomiendan usar valores de la tensión de adherencia y coeficiente de fricción reducidos por un factor igual a  $1+1.5\mu b/d$ .

#### 4.4.2. Por tracción diagonal

En este caso las grietas en el panel de mampostería cruzan tanto las juntas de mortero como los mampuestos. Se puede estimar la resistencia a corte asumiendo que la rotura ocurre cuando la tensión principal de tracción es igual a la resistencia a tracción del mampuesto  $f'_{tb}$

$$\tau_m = \frac{f'_{tb}}{2} \left( 1 + 0.27 \frac{f_n}{f'_{tb}} \right) \quad \text{Ec. 6}$$

Donde

$f_n$  = tensión normal en la junta

$f'_{tb}$  = resistencia a tracción de los mampuestos

#### 4.4.3. Por compresión

Finalmente, para la falla por compresión, la resistencia a corte puede estimarse asumiendo que la rotura se produce cuando la tensión de compresión máxima alcanza la resistencia a compresión de la mampostería  $f'_m$

$$\tau_m = (f'_m - f_n) \frac{d}{1.5b} \quad \text{Ec. 7}$$

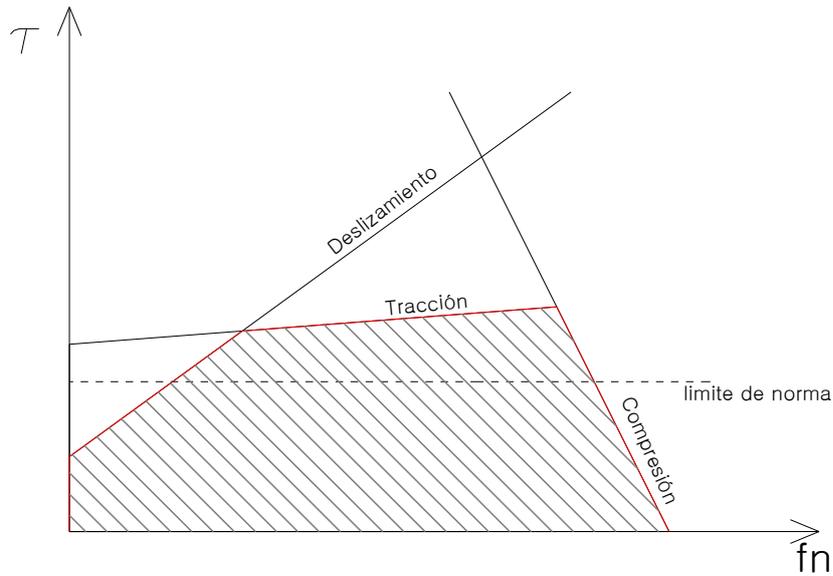
$d$  = longitud del mampuesto

$b$  = alto del mampuesto

$f_n$  = tensión normal en la junta

$f'_m$  = resistencia a compresión de los mampuestos

En la Figura 9 se muestra la envolvente de falla para un muro de mampostería según las Ecuaciones 5 (Deslizamiento), 6 (Tracción Diagonal) y 7 (Compresión). En este gráfico se pueden observar las distintas combinaciones de tensiones normales y tangenciales que producen la falla de la mampostería y que para que se produzca la falla por compresión la tensión normal debe ser muy elevada. El gráfico muestra con línea punteada el límite que fijan las normas a la colaboración de la carga normal a la resistencia al corte.

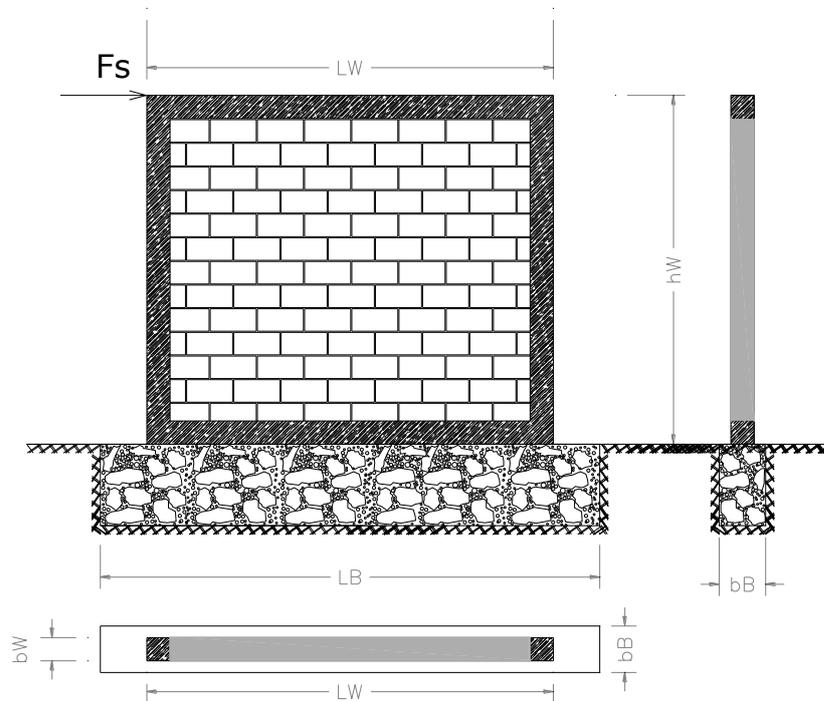


**Figura 9.** Envoltorio de falla de la mampostería

## 5. RIGIDEZ Y RESISTENCIA DE LA MAMPOSTERÍA ENCADENADA

### 5.1. Rigidez lateral

Es común en el análisis de estructuras de viviendas el uso de muros de mampostería como parte del sistema resistente debido al buen comportamiento y economía sumado a que las fuerzas intervinientes no son elevadas.



**Figura 10.** Muro típico de mampostería encadenada con cimiento de hormigón ciclópeo

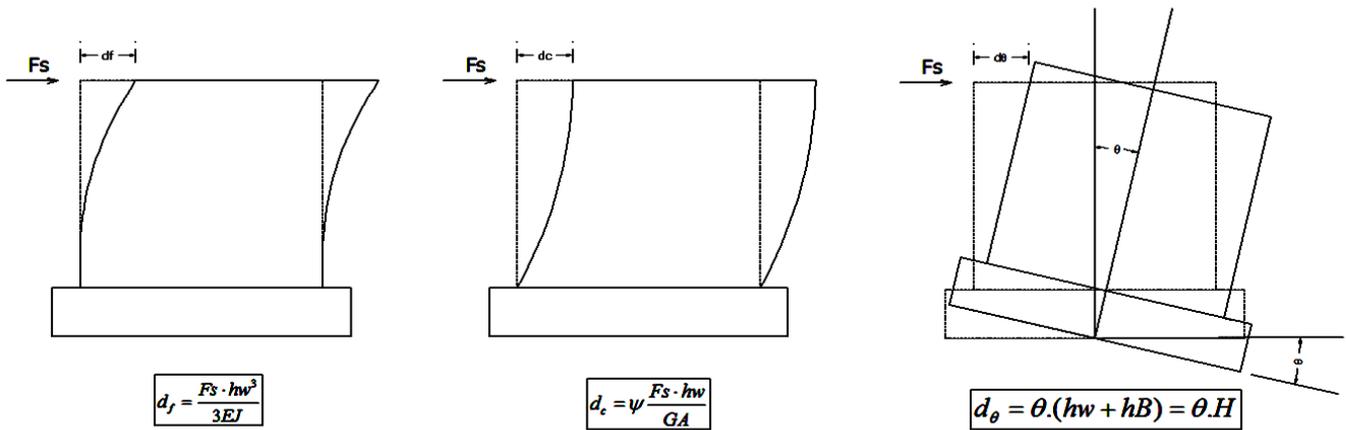
Este tipo de sistemas resistentes por lo general se fundan mediante un cimiento de hormigón ciclópeo con dimensiones mas o menos estándares, por lo general 40 a 50 cm de ancho, 70 a 100 cm de profundidad y extendidos en toda la longitud del muro (incluidos las aberturas

pequeñas). La Figura 10 esquematiza un muro típico de mampostería encadenada fundado mediante cimiento de hormigón ciclópeo. También suelen utilizarse zapatas corridas de hormigón armado.

Al momento de realizar la distribución de la acción horizontal por sismo es necesario conocer la rigidez de los distintos elementos para poder asignarles el corte que deben resistir. Este valor de rigidez se calcula en rango elástico como la inversa del desplazamiento en la cima del muro producto de una acción unitaria.

Para la determinación de la rigidez lateral es común utilizar sólo las componentes de deformación debidas a la flexión y al corte del muro, despreciando la deformación producto de la rotación que experimenta la base del muro. Dado que el desplazamiento de la cabeza del muro debido al giro rígido de la base puede ser mucho mayor que los debidos a corte y flexión se aconseja su consideración.

La Figura 11 muestra las 3 componentes de la deformación en un elemento típico:  $d_f$  (flexión),  $d_c$  (corte) y  $d_\theta$  (rotación de la base).



**Figura 11.** Componentes de deformación

Para el muro de la Figura 10 la rigidez  $K_m$  de este muro sin considerar la influencia de la rotación de la base será la inversa de la deformación debida a flexión y corte

$$d_f = \frac{F_s \cdot h_m^3}{3E_m J_e}; \quad d_c = \psi \frac{F_s \cdot h_m}{G_m A_e} \quad \text{con } d_{f+c} = d_f + d_c \Rightarrow K_m = 1 / d_{f+c} \quad \text{Ec. 8}$$

Siendo en estas expresiones  $A_e$ , el área horizontal efectiva del muro que de acuerdo al reglamento debe tomarse un 60% del área bruta  $A_g$  para considerar el agrietamiento del muro; de la misma manera,  $J_e$  el momento de inercia efectivo de la sección horizontal del muro que es equivalente al 40% del momento de inercia bruto  $I_g$  ( $t \cdot L_m^3 / 12$  para el caso de muros sin la colaboración de muros transversales;  $\psi$  es el factor de corte (1.2 para sección rectangular) y  $E_m$  y  $G_m$  el módulo de elasticidad y módulo de corte de la mampostería encadenada. Para considerar ahora la rotación de la base debemos conocer la deformación debida ella teniendo en cuenta que participa la altura total  $H$  (muro + base).

$$d_{\theta} = \theta \cdot H = F_s \cdot H / K_{\theta} \quad \text{Ec. 9}$$

Donde  $K_{\theta}$  es la rigidez rotacional expresada en unidades de momento sobre radianes. Siguiendo las expresiones del CCSR-87 la rigidez  $K_{\theta}$  se puede calcular para bases rectangulares como;

$$K_{\theta} = \frac{E_o}{2(1-\mu^2)} \beta_{\theta} b L^2 \quad \text{Ec. 10}$$

Siendo  $\beta_{\theta}$  un factor que depende de la relación  $L_B/b_B$ , en que  $L_B$  y  $b_B$  son la longitud y ancho de la base rectangular.  $E_o$  el módulo edométrico del suelo y  $\mu$  su coeficiente de Poisson. La Tabla 8 muestra los valores recomendados para  $E_o$  y  $\beta_{\theta}$  según la Directriz 5.1.2.2 del CCSR-87.

**Tabla 8.** Valores recomendados para  $E_o$  y  $\beta_{\theta}$  según la Directriz 5.1.2.2 del CCSR-87.

DI 5.1.2.1.- RIGIDEZ DE LAS FUNDACIONES		DI 5.1.2.2.- CONSTANTES DEL SUELO	
Según Lambe y Whitman, Mecánica de Suelos:		En ausencia de resultados de ensayos específicos se utilizarán los valores siguientes: (Jiménez Salas: Geotecnia y Cimientos). (Schulze y Simmer: Cimentaciones).	
$K_{\phi} = \frac{E_o}{2 \cdot (1-\mu^2)} \cdot \beta_{\phi} \cdot b \cdot l^2$ $K_z = \frac{E_o}{2 \cdot (1-\mu^2)} \cdot \beta_z \cdot \sqrt{b \cdot l}$		Tipo de Suelo	
Donde:		Módulo $E_o$ (t/m <sup>2</sup> )	
$K_{\phi}$ :	Rigidez a rotación de la fundación	Limo	300 a 1000
$K_z$ :	Rigidez a desplazamiento vertical de la fundación.	Arena seca o húmeda suelta (N SPT 3 a 9)	160.Z a 400.Z
$b$ :	Ancho (dimensión en dirección perpendicular al plano de fuerzas) de la fundación.	Arena seca o húmeda media (N SPT 9 a 30)	400.Z a 1600.Z
$l$ :	Longitud (en dirección paralela al plano de fuerzas) de la fundación.	Arena seca o húmeda densa (N SPT 30 a 50)	1600.Z a 3200.Z
$E_o$ y $\mu$ :	Constantes del suelo.	Grava fina con arena fina	1070.Z a 1330.Z
$\beta_{\phi}$ y $\beta_z$ :	Coefficientes en función de $l/b$ :	Grava media con arena fina	1330.Z a 1600.Z
		Grava media con arena gruesa	1600.Z a 2000.Z
		Grava gruesa con arena gruesa	2000.Z a 2660.Z
		Grava gruesa firme	2660.Z a 5320.Z
		Arcilla blanda ( $q_u$ 0.25 a 0.50 Kg/cm <sup>2</sup> )	150 a 300
		Arcilla media ( $q_u$ 0.50 a 2.00 Kg/cm <sup>2</sup> )	300 a 900
		Arcilla compacta ( $q_u$ 2.00 a 4.00 Kg/cm <sup>2</sup> )	900 a 1800
		Arcilla dura c/tosca ( $q_u$ 4.00 a 10.0 Kg/cm <sup>2</sup> )	1800 a 4800
		Tosca arenosa rígida	4800 a 10000
		Módulo de Poisson: para suelos no saturados	$\mu = 0,35$
		para suelos saturados	$\mu = 0,55$
		Z es la profundidad de la fundación que se estudia en m.	
		Para acciones sísmicas adoptar valores $10 \times E_o$ .	

Ahora la rigidez considerando la deformabilidad del suelo será:

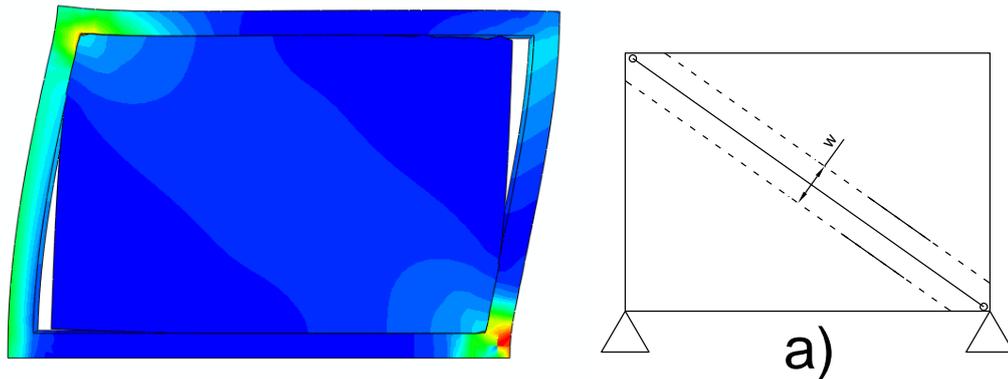
$$d_t = d_f + d_q + d_{\theta} \quad \text{y} \quad K_m = 1/d_t \quad \text{Ec. 11}$$

Si se quisiera evaluar la rigidez del muro considerando el modelo de biela equivalente como se describe a continuación, la deformación por flexión y corte se pueden reemplazar por la dada en la ecuación 12, donde  $d_m$  es la longitud de la biela diagonal,  $w$  el ancho de la biela diagonal,  $t$  el espesor del muro y  $E_m$  el módulo de elasticidad longitudinal de la mampostería;  $\theta$  es el ángulo de la biela respecto de la horizontal.

$$d_{f+c} = \frac{d_m}{E_m w t \cos(\theta)^2} \quad \text{Ec. 12}$$

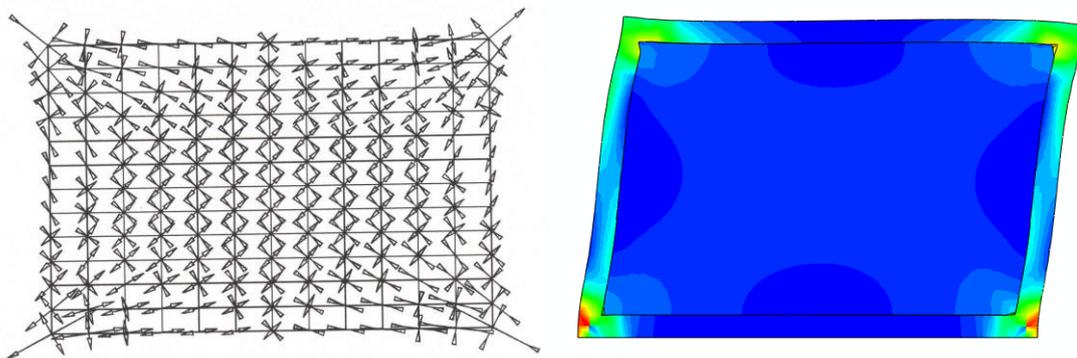
## 5.2. Modelo de bielas

Para el análisis de muros de mampostería encadenada ante acciones horizontales es generalizado el uso del modelo de bielas, el cual se conforma con los encadenados y una biela comprimida equivalente que representa la mampostería encerrada por los encadenados. Este modelo es representativo del comportamiento de estas estructuras ya que ante la acción de cargas laterales el panel de mampostería se separa de los encadenados en dos esquinas opuestas y las dos esquinas restantes quedan sometidas a esfuerzos de compresión. Si bien este procedimiento parte de un estado en rotura su cuantificación se realiza en forma elástica (Figura 12).



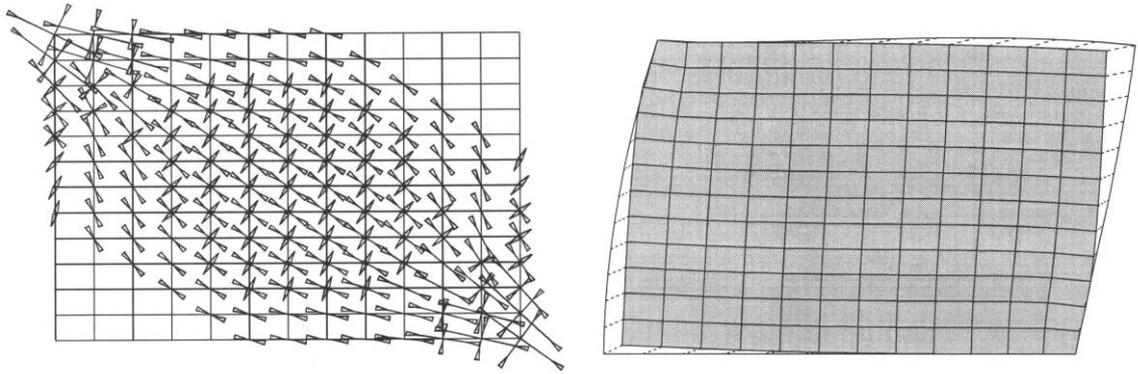
**Figura 12.** Fundamento del modelo de biela comprimida equivalente

Si bien el comportamiento elástico del muro antes de su fisuración presenta una distribución de tensiones de compresión y tracción bastante uniforme (Figura 13) resulta que su resistencia en este estado es muy baja; es por esta razón que se recurre al modelo fisurado de bielas.



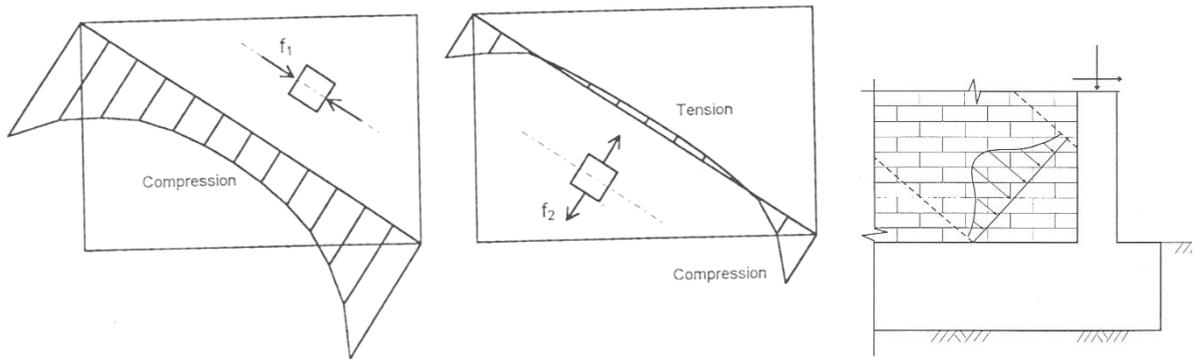
**Figura 13.** Tensiones principales y deformaciones elásticas en un muro de mampostería encadenada antes de producirse la separación.

En la Figura 14 se muestra el estado tensional elástico, pero luego de que el panel de mampuestos se despegue de los encadenados en las esquinas de la diagonal en tracción.



**Figura 14.** Tensiones principales en el panel de mampostería luego de producida la separación de las columnas de encadenado.

Debido a cierta resistencia a tracción de los mampuestos y a la influencia de los encadenados las tensiones de compresión en la diagonal comprimida no son constantes en a lo largo de la misma. La Figura 15 muestra cómo varían las tensiones de compresión a lo largo de las diagonales comprimidas y traccionadas como así también la variación de la compresión en el ancho de la biela comprimida.

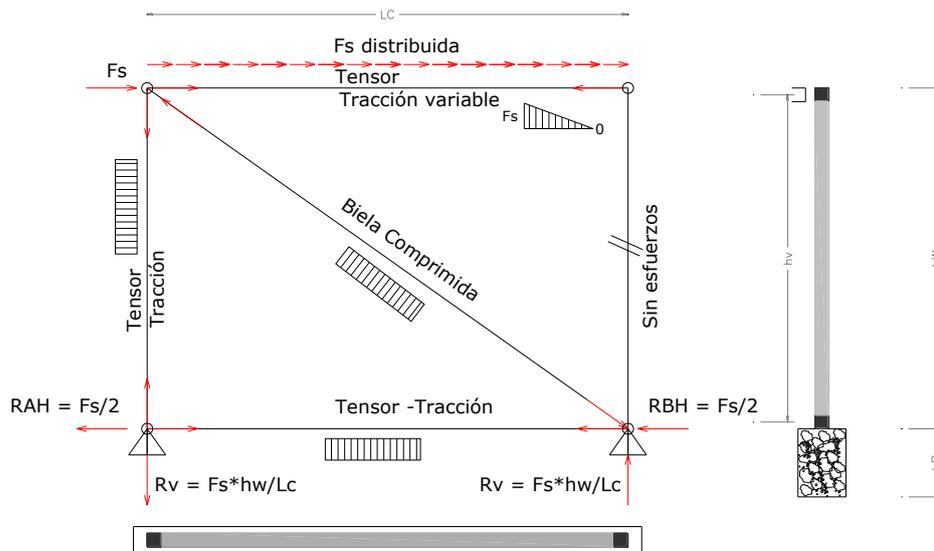


**Figura 15.** Distribución de tensiones principales en la diagonal comprimida, en la diagonal traccionada y en el ancho de la biela comprimida.

Para evaluar el ancho de esta biela ficticia existen varios métodos, entre ellos las fórmulas propuestas por Decanini y Fantin (1987) las cuales tienen en cuenta la rigidez relativa de los encadenados de hormigón armado y el panel de mampostería y la consideración de panel fisurado y sin fisurar. Como valor simplificado se puede tomar el ancho  $w$  como un porcentaje de la longitud de la diagonal comprimida  $d_m$ .

$$w = 0.10d_m \approx 0.25d_m \quad \text{Ec. 13}$$

A los fines del diseño es conveniente tener claro el diagrama de cuerpo libre para el modelo de biela como así también los esfuerzos a que están sometidas cada una de las barras que lo componen. En la Figura 16 se muestra el diagrama de cuerpo libre para una acción sísmica horizontal y los esfuerzos a los que se encuentran sometidas cada una de las barras.



**Figura 16.** Modelo de biela equivalente: esfuerzos y diagrama de cuerpo libre.

Si consideramos la acción sísmica  $F_s$  actuando desde la izquierda, en primer lugar se debe tener en cuenta que esta acción llega al muro a través de las losas que sobre él apoyan; por tanto la fuerza no está concentrada sobre una de sus esquinas sino llega distribuida a lo largo de la viga de encadenado superior o viga de techo. De esta manera, esta viga queda sometida a esfuerzos de tracción variables desde cero en un extremo a  $F_s$  en el otro.

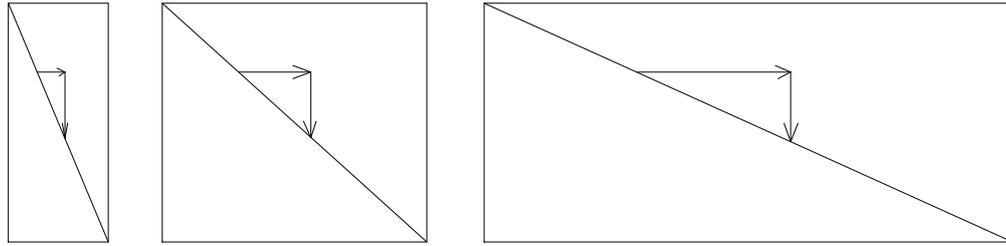
Para llegar hasta los vínculos la  $F_s$  viaja por la biela equivalente en compresión con  $C = F_s / \cos \alpha$  y por el encadenado vertical izquierdo en tracción con  $T = F_s \cdot h_v / L_o$ . Para este sentido de  $F_s$  (izquierda a derecha) el encadenado derecho no está sometido a esfuerzo.

Para evaluar las reacciones de vínculo se puede considerar que el muro en su esquema de bielas y tirantes triangulados se comporta como una chapa rígida en su plano. Así, despreciando la resistencia a flexión que pueden tener los encadenados verticales cuyas armaduras se deben anclar hasta el fondo del cimiento, el modelo aparece como biarticulado y por lo tanto la reacción horizontal es tomada en su totalidad por el apoyo fijo de la izquierda o bien puede considerarse una redistribución debida a la deformabilidad del suelo repartiendo por igual entre ambos vínculos fijos a costa de someter a la viga de encadenado inferior al esfuerzo de tracción de  $F_s/2$ ; en rigor la acción horizontal se transmite al terreno por fricción de las paredes laterales y fondo del cimiento y por empuje pasivo del cimiento contra el terreno en el extremo.

Las reacciones verticales deben equilibrar el momento actuante y por lo tanto son de distinto sentido e igual intensidad;  $R_v = \pm F_s \cdot h_v / L_o$ .

Para las acciones verticales que actúan sobre el muro no se recurre al modelo de biela comprimida, sino que se considera al mismo como una chapa única que recibe acciones en la dirección de su eje vertical ya sea coaxiales con él provocando compresión pura o bien excéntricas al eje dando lugar a esfuerzos de flexo-compresión. Otro criterio consiste en distribuir las acciones verticales distribuidas a lo largo del muro asignando un 25% a cada encadenado vertical y el 50% restante al panel intermedio.

Si bien el reglamento no consideran explícitamente los distintos tipos de falla, imponen limitaciones en cuanto a las dimensiones de los muros, y relación de aspecto y magnitud de los esfuerzos. Mediante la regulación de las longitudes de los muros se trata que la falla se produzca por deslizamiento y no por tracción diagonal al estar la biela en una dirección más horizontal (Figura 17) con su componente horizontal mayor que la vertical.



**Figura 17.** Efecto de la inclinación de la biela comprimida en el tipo de falla

Por ejemplo, el reglamento IC-103-III establece para las zonas sísmicas 3 y 4 que la longitud mínima de un muro debe ser mayor a su altura dividida por 2,2 y no menor a 1,50 m. A su vez, la dimensión máxima de un panel de mampostería no debe de exceder los 5,0m y su área debe ser menor a 20 m<sup>2</sup> para muros de iguales o mayores a 180 mm de espesor.

Con el fin de evitar que para cargas o tensiones normales elevadas la falla no se produzca por tracción diagonal o compresión las normas limitan la colaboración de la carga normal en la resistencia al corte a valores comprendidos entre 50% y 100% de la resistencia básica de corte (Ec. 14). Esto puede verse claramente en la Figura 9 donde para tensiones normales elevadas la falla de deslizamiento da resistencias más elevadas que la falla por tracción diagonal. La limitación impuesta por el reglamento corresponde al punto en cuál la envolvente de falla se aproxima al límite entre la falla por deslizamiento y la falla por tracción diagonal.

$$\tau = \tau_o + \mu \cdot f_n \leq 2\tau_o \quad \text{Ec. 14}$$

### 5.3.-Evaluación de la resistencia al corte

El nuevo reglamento incorpora el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) de manera que la resistencia al corte del muro debe cumplir la condición básica de que la resistencia de diseño sea mayor o igual a la resistencia requerida (Ec 15).

$$V_d = \phi V_n \geq V_u \quad \text{Ec. 15}$$

Como se mencionó, el reglamento contempla sólo la falla por deslizamiento de manera de evitar los otros tipos de falla, para ello establece la resistencia nominal a corte del muro a corte para este tipo de falla y la limita a un valor máximo. Ec. 16.

$$V_n = (f'_v + 0,40 f_o) A_g \leq 2,00 f'_v A_g \quad \text{Ec. 16}$$

Donde  $f_o$  es la tensión normal de compresión en el muro,  $f'_v$  es la resistencia especificada a corte (Tabla 5),  $A_g$  es el área bruta horizontal del muro ( $t \cdot L_m$ ) medidos sin revoques y a bordes exteriores de columnas de encadenado) y  $V_n$  es la resistencia nominal a corte del muro. El coeficiente 0.40 no es otra cosa que el coeficiente de fricción  $\mu$ , pero con un valor conservador. Para el caso de corte en mampostería  $f = 0.80$  (Tabla 1.1 IC-103-III).

## 6. DISEÑO DE LOS ENCADENADOS

Los encadenados tienen la función de mantener unido al panel de mampostería cuando frente a las acciones horizontales el panel intenta desarmarse debido a la presencia de dos tipos de materiales distintos en los que uno de ellos (los mampuestos y juntas) son de muy baja

resistencia a tracción; así, los encadenados quedan solicitados principalmente a tracción como se observa en el modelo de bielas.

Para la determinación de los esfuerzos en los encadenados se recurre al modelo de bielas (Figura 16). La tracción en los encadenados verticales es simplemente el momento de volteo global producto de la acción sísmica que actúa sobre el muro dividido por la longitud que media entre ejes de los encadenados verticales; el reglamento aplica a estos esfuerzos un factor de mayoración en función del número de niveles, no obstante, la ecuación puede ser reemplazada por el momento de vuelco fruto del peine de fuerzas que actúa en cada nivel.

Cuando un muro se compone de dos o más paneles, la distribución del esfuerzo de corte entre cada uno de los paneles puede realizarse proporcionalmente a la longitud de cada panel; así se designa con  $V_u$  al esfuerzo de corte sobre el muro y  $V_{up}$  es esfuerzo de corte en cada panel. Debe tenerse en cuenta que la norma IC-103-III del año 1991 no contenía los procedimientos de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) y por lo tanto la nomenclatura que utilizaba puede resultar ambigua a la luz de los reglamentos actuales.

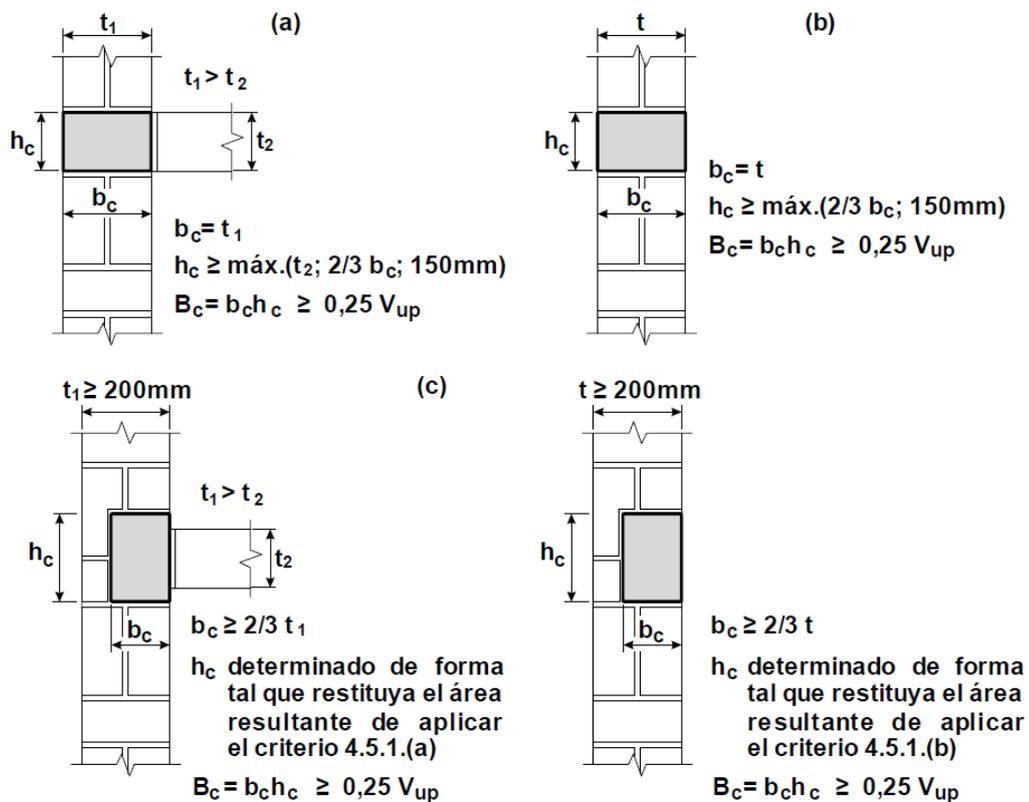
### 6.1. Dimensiones de los encadenados

La sección mínima de los encadenados verticales que vinculan encuentros de muros es un rectángulo con lados mínimos  $t_1$  y  $t_2$  según se indica en la Figura 19; además debe cumplir la Ecuación 17.

$$B_c = t_1 \cdot t_2,$$

$$B_c (\text{mm}^2) \geq 0.25 V_{up} (\text{N})$$

Ec. 17



**Figura 19.** Dimensiones mínimas de los encadenados de mampostería: a) columnas, b) vigas

### 6.2. Ubicación de los encadenados

Como se ha dicho, los encadenados trabajan principalmente a esfuerzos de tracción y son los encargados de mantener “unida” a la mampostería; es por ello que la ubicación de los mismos es de gran importancia.

La norma IC- III da una serie de normas para la ubicación de los encadenados:

- a) En todos los muros resistentes perimetrales se dispondrán columnas de encadenado ubicadas en sus extremos libres y en las intersecciones con otros muros resistentes perimetrales e interiores. Cuando por sus dimensiones y naturaleza un muro interior pueda considerarse como muro resistente, pero no se lo tenga en cuenta en el cómputo de la resistencia a cargas horizontales ni se lo utilice para la transmisión de cargas verticales, se podrá prescindir de las columnas de encadenado prescriptas en el párrafo precedente. Sin embargo, en tal caso, deberán verificarse las condiciones de resistencia del muro ante las solicitaciones perpendiculares a su plano, derivadas de las excitaciones sísmicas.
- b) Deberán disponerse columnas de encadenado intermedias cuando, según el artículo 9.2., resulten necesarias las restricciones por área y dimensiones máximas del panel.
- c) En general, deberán disponerse columnas de encadenado en los bordes verticales de paneles adyacentes a las aberturas de los muros resistentes perimetrales e interiores.
- d) La distancia máxima entre ejes de encadenados verticales no podrá exceder de dos veces la distancia entre ejes de apoyos horizontales (entrepisos, techos, borde superior de la fundación, etc.).
- e) Cuando la distancia máxima entre ejes de encadenados horizontales exceda de una vez y media la distancia entre ejes de encadenados verticales, el panel se subdividirá a mitad de altura con una viga de encadenado o con una junta armada horizontal cuya armadura tenga una sección equivalente a la de la viga de encadenado.

**Tabla 9.** Dimensiones y áreas máximas de paneles de mampostería s/IC-103-III.

**Tabla 4.1.** Área y dimensiones máximas de los paneles de muros portantes

Zona Sísmica	Área Máxima del panel (m <sup>2</sup> )	Dimensión máxima del panel (m)	
		muros de espesor neto $\geq 180 \text{ mm}$	muros de espesor neto $< 180 \text{ mm}$ y $\geq 120 \text{ mm}$
1	30	7,00	4,50
2	25	6,00	4,00
3 y 4	20	5,00	4,00

### 6.3. Diseño de los encadenados

Conocida la sección de hormigón de los encadenados el diseño se completa con la determinación de armaduras. Para ello se deben calcular las armaduras longitudinales y las transversales o estribos; las zonas próximas a los nudos (encuentros viga-columna) se las denomina zonas críticas y el estribado es mas fuerte, el resto de la longitud de los encadenados se denomina zona normal. Así, debe determinarse la longitud de las zonas críticas y especificarse diámetros y separación de estribos en zonas críticas y normales. La Tabla 10 resume el procedimiento de la IC-103-III para el diseño de columnas y vigas de encadenado

correspondientes a las zonas sísmicas 3 y 4, donde el significado de cada símbolo se indica a continuación.

**Tabla 10.** Cuadro esquemático para el diseño de encadenados según el IC-103-III

Caso	Columna de Encadenado	Viga de Encadenado
Armadura longitudinal	$As_c = (1 + 0.25k) V_{up} \frac{H_0}{L_0} \frac{1}{\phi \cdot f_y}$ $\phi = 0.90$	$As_v = \frac{V_{up}}{\phi \cdot f_y}$ $\phi = 0.90$
Armadura longitud mínima Zonas sísmica 3 y 4	$As_{min}(mm^2) = (350 + 180k) \frac{t}{fy}$ Y no menos de 4 barras de 8mm	
Diámetro mínimo de estribos en Zonas normales	$d_{emin}(0.02 + 0.01k)s \geq 6mm$	
Separación máxima de estribos Zonas normales	$s_e \leq \text{lado menor}$ $s_e \leq 200 m$	$s_e \leq \text{lado menor}$ $s_e \leq 200 mm$
Longitud de zona crítica en cada extremo del encadenado	$\geq 1/5 H_0$ $\geq 2h_c$ $\geq 600 mm$	600 mm
Resistencia de diseño a corte de estribos Zonas críticas	$V_{dc} = \phi \frac{A_{te} \cdot f_y \cdot h_c}{s}$ ; $\phi = 0.80$ $d_{emin} = 6mm$ No menor al doble de la zona normal.	El doble de la zona normal $d_{emin} = 6mm$
Separación máxima de estribos en zonas críticas	$s_e \leq h_c/2$ $s_e \leq 100 mm$	$s_e \leq 50\% \text{ sep. zona normal}$ $s_e \leq 100 mm$

$k$  número de pisos ubicado por encima del nivel analizado

$H_0$  distancia entre eje de vigas de encadenado

$L_0$  longitud del panel medida entre ejes de columnas

$t$  espesor del muro

$f_y$  tensión de fluencia del acero

$s_e$  separación de estribos

$d_e$  diámetro de los estribos

$h_c$  o  $h_v$  dimensión del encadenado en el plano del muro

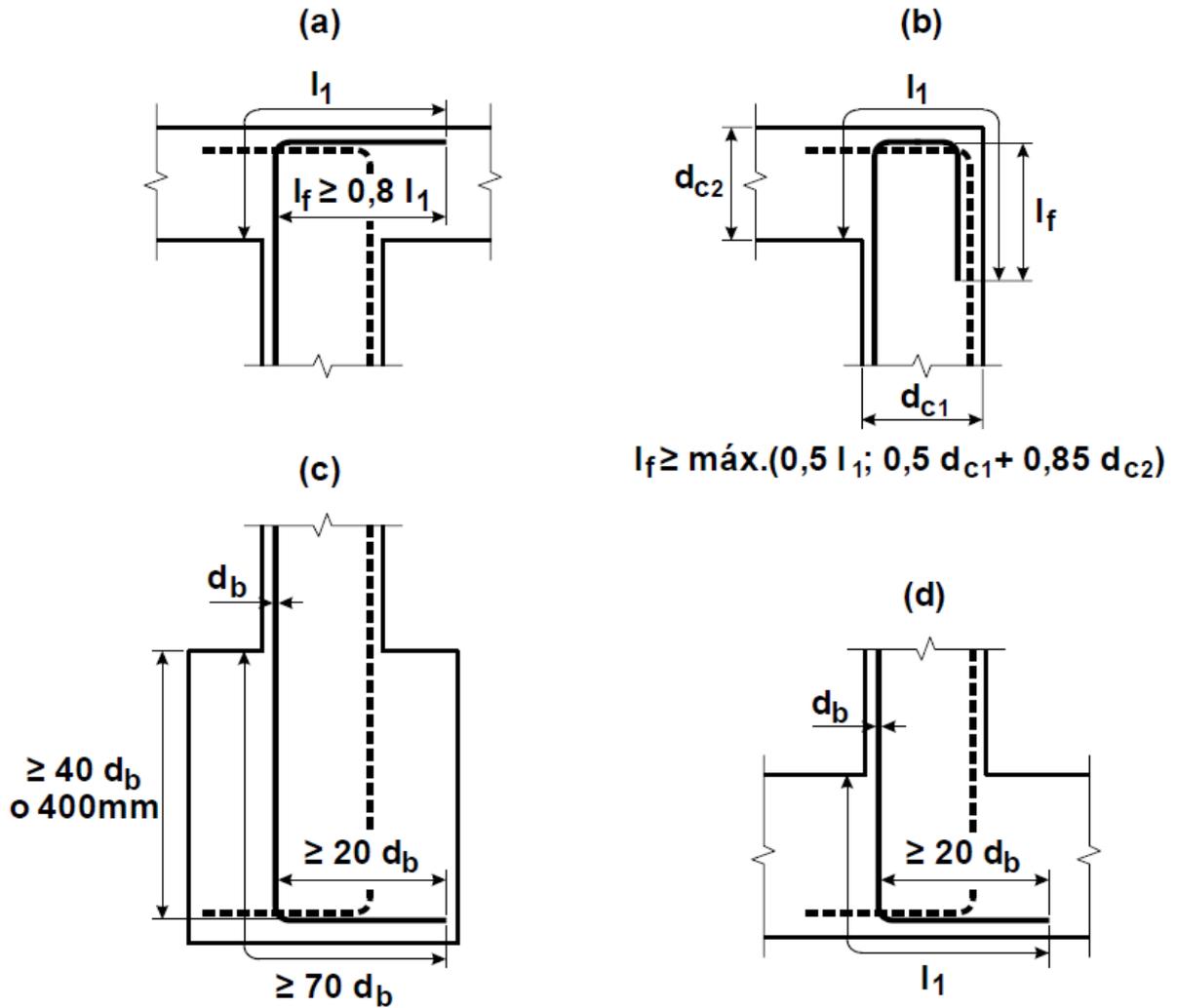
$b_c$  o  $b_v$  dimensión del encadenado perpendicular al plano del muro.

$V_{up}$  esfuerzo de corte del panel

$A_{te}$  área de acero de los estribos

## 7. ANCLAJE DE LA ARMADURA LONGITUDINAL DE ENCADENADOS

Partiendo de que la base de la resistencia sísmica de los muros de mampostería encadenada es el confinamiento que le dan los encadenados, se desprende la importancia del anclaje que debe tener la armadura longitudinal para que sea eficiente y cumpla su función. Del modelo de bielas se desprende que los encadenados trabajan a esfuerzos axiales de tracción/compresión, por lo tanto la clave de su buen funcionamiento está en el adecuado anclaje de las armaduras en la zonas de los nudos. En la Figura 20 se muestran los requerimientos mínimos de anclaje que exige el IC-103-III.



$l_1 = 60 d_b$ , con extremo recto.

$l_1 = 50 d_b$ , con gancho terminal o gancho en ángulo recto terminal.

Figura 20. Detalle de estribos en zona normal y zona crítica

## 8.- REFERENCIAS

INPRES-CIRSOC 103. Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. Parte III Construcciones de Mampostería, 2018.

INPRES-CIRSOC 103. Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. Parte III Construcciones de Mampostería, 1991.

Código de Construcciones Sismorresistentes para la Provincia de Mendoza, 1987.

INPRES. Publicación Técnica N° 15. Diseño Sismorresistente de Construcciones de Mampostería según el Reglamento INPRES-CIRSOC 103, 1988.

Crisafulli, F. J., Seismic Behaviour of reinforced concrete structures with Masonry Infills, Ph. D. Thesis, University of Canterbury, Nueva Zelandia, 1997.

Crisafulli, F. J., Curso de diseño y análisis de estructuras de mampostería encadenada, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza, Argentina, 2000.

Hilsdorf, H. K., "Investigation into the Failure Mechanism of Brick Masonry Loaded in Axial compression", Proceedings of the Internacional conference on Masonry Structural Systems, University

of Texas at Austin, 1967. Designing, Engineering and Construction with Masonry Products, Editor: F. B. Johnson, Houston, Gulf Publishing, 1969, pp.333-41

Decanini, L. D. y Fantin, G. E., "Modelos simplificados de la mampostería incluida en pórticos. Características de rigidez y resistencia lateral en estado limite", Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Buenos Aires, 1987, Tomo II, pag. 53-66.

Reboredo, Agustín B. Manual de Construcciones Sismorresistentes. Edificios Bajos.

Stafford Smith, B. y Riddington, J. R., "The design of Masonry Infilled Steel Frames for bracing structures", The Structural Engineer, vol 56B, No. 1, 1978, pp1-7

Paulay, T. y Priestley, M. J. N., "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley & sons Inc. , 1992., 744 p.

Mann, W. y Müller, H., "Failure of shear-stressed masonry - an enlarged theory, test and application to shear walls", Proceedings of the british ceramic society, 1982, vol.30, pp.223-235.

Ruiz, J., Sanchez, T. y Miranda, E.: "Observaciones sobre el comportamiento y diseño de edificaciones de mampostería en zonas sísmicas", capítulo 6.

Tomazevic, M. y Klemenc, I., "Seismic behaviour of confined masonry walls", Earthquake engineering and structural dynamics, 1997, vol.26, pp.1059-1071.