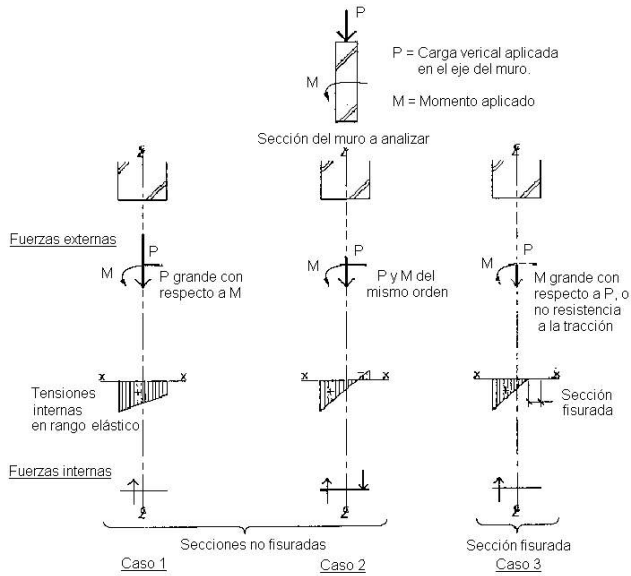


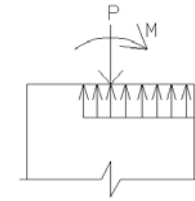
## Variación del diagrama de tensiones con la excentricidad



Diagramas de tensiones.  
(combinación de cargas lateral y axial)

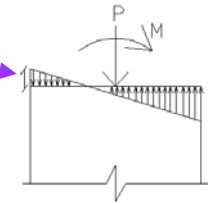
## Verificación a Flexión

- Vimos que para preso-flexión se considera tracción nula (diagrama de bloque - estado de rotura)
- Cuando la flexión es preponderante, se admite considerar la resistencia a tracción por flexión de la mampostería suponiendo un diagrama lineal de tensiones en el espesor de la sección a verificar.



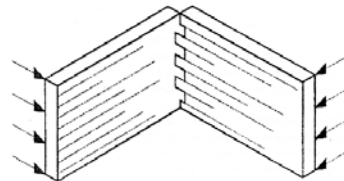
$f_{kx}$  o  $f_{ky}$

Valor característico de tracción por flexión que limitará (o determinará) el estado último a verificar

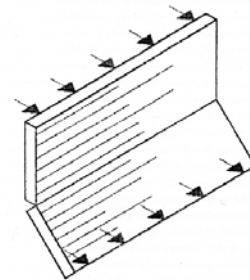


## Verificación a Flexión

Resistencia característica a tracción por flexión  $f_{kx}$



Resistencia característica a tracción por flexión  $f_{ky}$

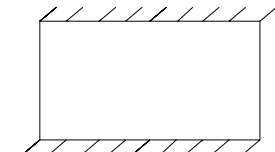
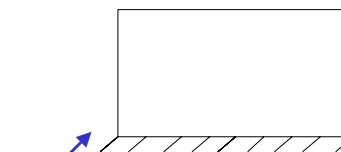


## Verificación a Flexión con compresión nula

- El momento resistente de estado último estará determinado por las condiciones de apoyo del panel en consideración existiendo tres situaciones generales:

### A) Panel con apoyo inferior y eventualmente, apoyo superior

flexión vertical



(caso típico de muros aislados) ofrece empotramiento

**Verificación a Flexión con compresión nula**

**A) Panel con apoyo inferior y eventualmente, apoyo superior**

• Se calcula el momento producido por las fuerzas externas actuantes (ampliadas por  $\gamma_f$ ):  $m_{dy}$

• Se calcula el momento resistente de estado último:  $m_{ry} = \frac{f_{ky}}{\gamma_m} \cdot Z$

Considerando compresión nula!!!

Z= módulo resistente de la sección transversal

Debe verificarse que:  $m_{dy} \leq m_{ry}$

**Verificación a Flexión con compresión nula**

**B) Panel con dos apoyos laterales**

→ Flexión horizontal

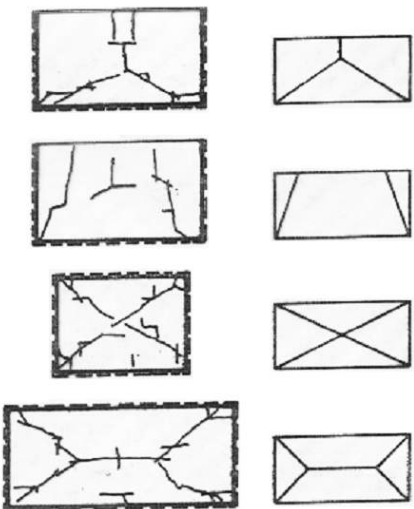


• El lado inferior del panel seguramente tenga apoyo, pero según la relación alto-largo del panel, será o no considerado

Igual verificación que el caso A) con  $m_{dx} \leq m_{rx}$

Con:  $m_{rx} = \frac{f_{kx}}{\gamma_m} \cdot Z$  Aquí sí es compresión nula!! (no actúa el peso propio)

**Verificación a Flexión con compresión nula**



Modos de fractura de muros sometidos a carga perpendicular a su plano

Agrietamiento

Líneas de fractura

**Verificación a Flexión con compresión nula**

**C) Resto de los casos**

Apoyo en tres o cuatro lados del panel → flexión en ambos sentidos

- Resulta un análisis complicado por la anisotropía tanto en resistencia ( $f_{ky} \neq f_{kx}$ ) como en rigidez ( $E_y \neq E_x$ )
- Se determinará el valor de los momentos debidos a cargas externas con teoría de líneas de fractura (como método simplificado) y apoyado en ensayos realizados.

### Verificación a Flexión con compresión nula

#### C) Resto de los casos

Relación ortogonal:  $\mu = \frac{f_{ky}}{f_{kx}}$

$$m_{dx} = \alpha \cdot W_k \cdot \gamma_f \cdot l^2$$

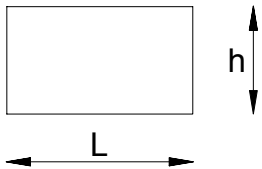
$$m_{dy} = \mu \cdot \alpha \cdot W_k \cdot \gamma_f \cdot l^2$$

Siendo:

$\alpha$  = coeficiente según tabla 14 de la Recomendación

$W_k$  = carga característica del viento

$l$  = distancia horizontal entre ejes de soportes verticales del panel



Quando  $h/l$  está fuera del rango de la tabla 14 se utilizan los momentos determinados en A) ó B)

### Verificación a Flexión con compresión nula

- Según B.S., se incluye el efecto de la compresión de peso propio de cada panel en el valor de  $\mu$  (relación ortogonal) (no considerado por I.E.T.)

Tomando:  $\mu = \frac{f_{ky} + g}{f_{kx}}$

Con:  $g = \frac{\gamma_f \cdot G_k}{\text{área}}$  (Seguramente  $\gamma_f = 0,9$ )

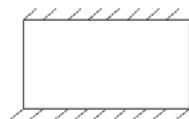
Con ese valor de  $\mu$  se utiliza la tabla 14 (para paneles sin compresión adicional a su peso propio)

Se vé lo razonable de esto para los casos de flexión en un sentido y sección no fisurada

### Verificación a Flexión con compresión nula

- Por ejemplo para

Despreciando el peso propio



$$f_{ky} = \frac{m_y}{Z} \rightarrow m_y = f_{ky} \cdot Z \rightarrow m_{ry} = \frac{f_{ky}}{\gamma_m} \cdot Z$$

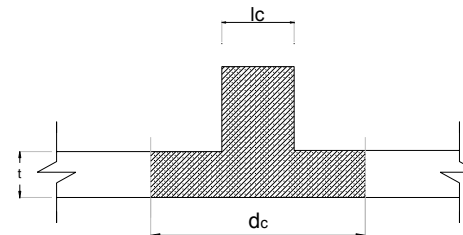
Con compresión:

$$f_{ky} = \frac{m_y}{Z} - g \rightarrow m_{ry} = \left( \frac{f_{ky}}{\gamma_m} + g \right) \cdot Z$$

- Fórmula válida para verificar con sección no fisurada donde  $g$  es toda la carga permanente que recibe el muro. Con lo cual se aprecia claramente la colaboración de  $g$ .

### Verificación a Flexión

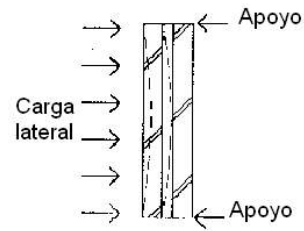
- Quando es pared con contrafuertes se debe verificar el contrafuerte, considerando un ancho colaborante:



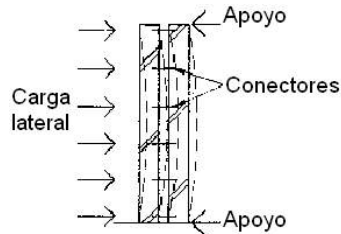
El ancho colaborante  $d_c$  será el mínimo valor entre:

- La separación entre ejes de contrafuertes.
- El espesor del contrafuerte ( $lc$ ) más doce veces el espesor defectivo del muro (en este caso  $t$ ).
- La tercera parte de la altura efectiva del muro.

### Verificación a Flexión en Muros con cavidad

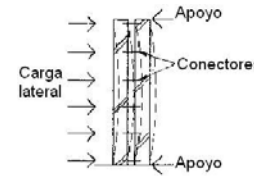


Solo muro exterior cargado (debido a la carga horizontal)



Ambos muros cargados (debido a la carga horizontal) unidos por conectores.

### Verificación a Flexión en Muros con cavidad



$W_{ext}$  = parte de la carga de viento que lleva el muro exterior.

$W_{int}$  = parte de la carga de viento que lleva el muro interior.

$$\delta_{int} = \frac{5}{384} \cdot \frac{W_{int} \cdot h^3}{E_{int} \cdot I_{int}} \quad \delta_{ext} = \frac{5}{384} \cdot \frac{W_{ext} \cdot h^3}{E_{ext} \cdot I_{ext}}$$

Como  $\delta_1 = \delta_2$  y suponiendo que  $L_1 = L_2$  y  $E_1 = E_2$  (lo cual se da en la mayoría de los casos)

$$\frac{W_{int}}{I_{int}} = \frac{W_{ext}}{I_{ext}}$$

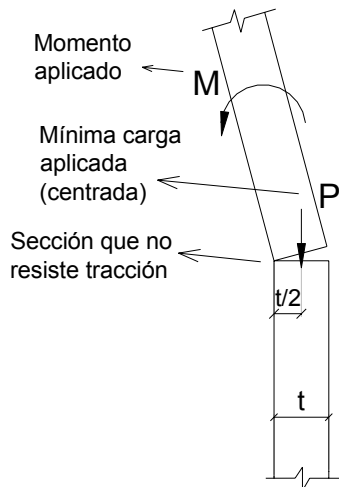
$$W = \text{carga total de viento} = W_{ext} + W_{int} \rightarrow \frac{W_{int}}{I_{int}} = \frac{W - W_{ext}}{I_{ext}}$$

$$I_{ext} \cdot W_{int} = W \cdot I_{int} - W_{int} \cdot I_{int} \rightarrow \frac{W_{int}}{I_{int} + I_{ext}} = \frac{W \cdot I_{int}}{I_{int} + I_{ext}} \quad \frac{W_{ext}}{I_{int} + I_{ext}} = \frac{W \cdot I_{ext}}{I_{int} + I_{ext}}$$

Verificar conectores a corte y compresión!!

### Verificación a flexión con sección fisurada

Momento resistente (estabilizante) a cargas horizontales (producido por el peso propio de la sección)



### Verificación a flexión con sección fisurada

#### Esquema de Cálculo:

$N_u$ : es la mínima carga vertical existente en la sección (por unidad de longitud)

W: ancho en el que se asume tensiones uniformes

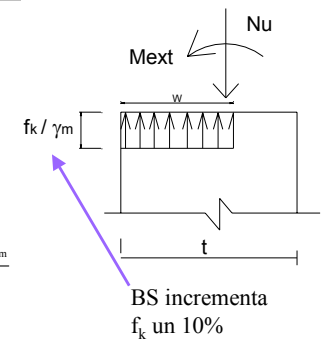
$$\text{Condiciones de equilibrio} \rightarrow \begin{cases} M_{ext} = R \cdot \left( \frac{t}{2} - \frac{w}{2} \right) \\ N_u = \frac{f_k}{\gamma_m} \cdot w \end{cases} \rightarrow w = \frac{N_u \cdot \gamma_m}{f_k}$$

Sustituyendo en la 1ª ecuación:

$$M_{ext} = N_u \cdot \left( \frac{t}{2} - \frac{N_u \cdot \gamma_m}{f_k \cdot 2} \right) = \frac{N_u}{2} \cdot \left( t - \frac{N_u \cdot \gamma_m}{f_k} \right) \rightarrow m_{ry} = \frac{N_u}{2} \cdot \left( t - \frac{N_u \cdot \gamma_m}{f_k} \right)$$

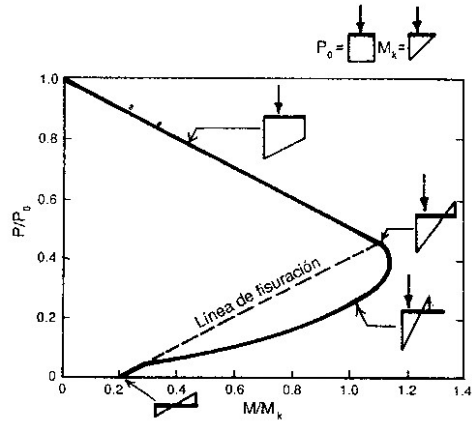
(Notar que en  $N_u$  se incluye el  $\gamma_f$ .)

Se debe verificar que  $m_{dy} \leq m_{ry}$  con  $m_{dy}$  = momento aplicado



### Verificación a flexión con sección fisurada

#### Diagrama de interacción

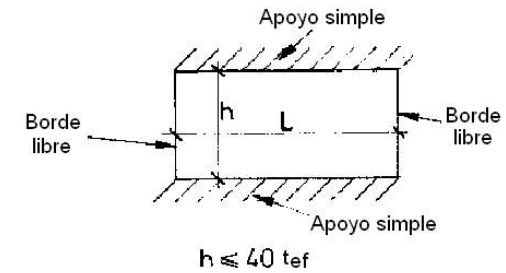


$P_o$  es la carga axial de rotura.

$M_k$  es el momento de rotura cuando la carga axial cae en el borde del núcleo central de la sección.

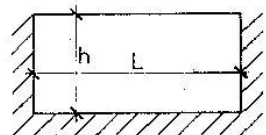
### Limitaciones de esbeltez para paneles sin compresión

#### Paneles simplemente apoyados en la parte superior e inferior



### Limitaciones de esbeltez para paneles sin compresión

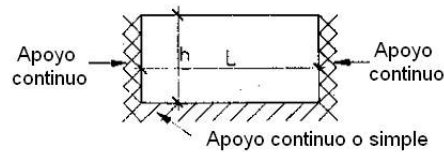
#### Paneles apoyados en tres bordes



$$h \times L \leq 1350 t_{ef}^2$$

$h$  y  $L$  menores que  $50 \cdot t_{ef}$

Resto de los casos



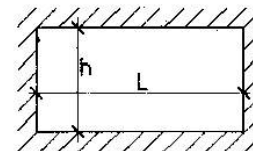
$$h \times L \leq 1500 t_{ef}^2$$

$h$  y  $L$  menores que  $50 \cdot t_{ef}$

Al menos dos apoyos continuos.

### Limitaciones de esbeltez para paneles sin compresión

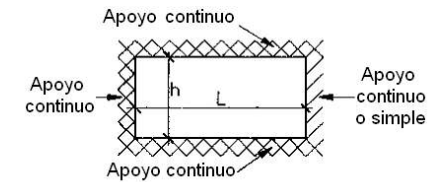
#### Paneles apoyados en cuatro bordes



$$h \times L \leq 2025 t_{ef}^2$$

$h$  y  $L$  menores que  $50 \cdot t_{ef}$

Resto de los casos



$$h \times L \leq 2250 t_{ef}^2$$

$h$  y  $L$  menores que  $50 \cdot t_{ef}$

Al menos tres apoyos continuos.