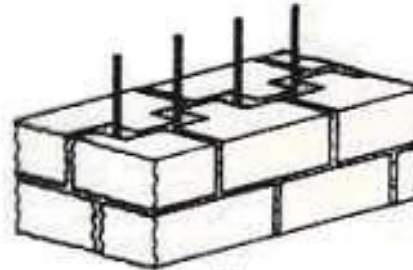
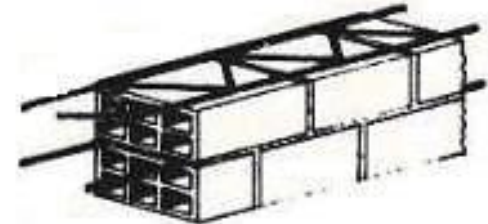


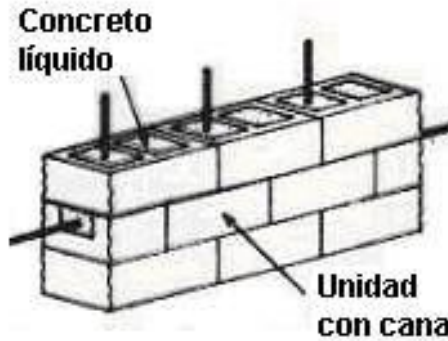
Mampostería Armada:



Armadura sólo vertical



Armadura sólo horizontal

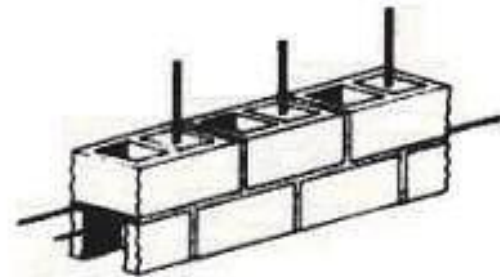


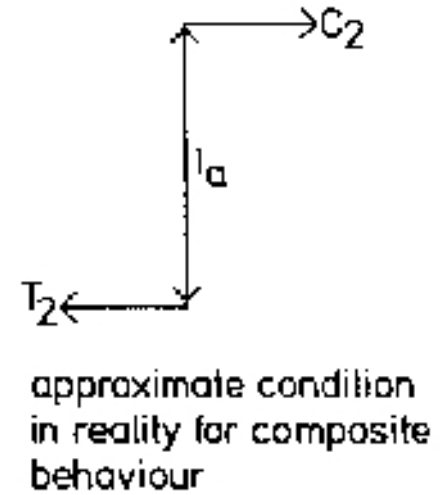
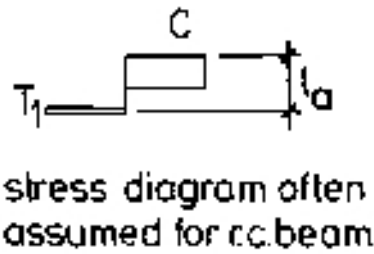
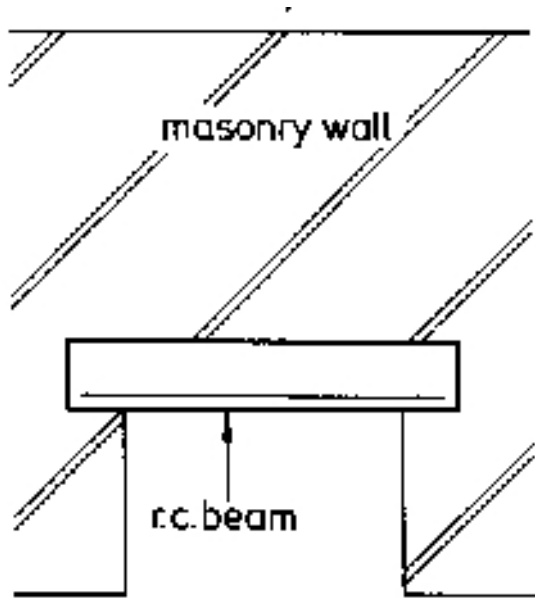
Armadura en bloques asentados o apilados con canal para la armadura horizontal.



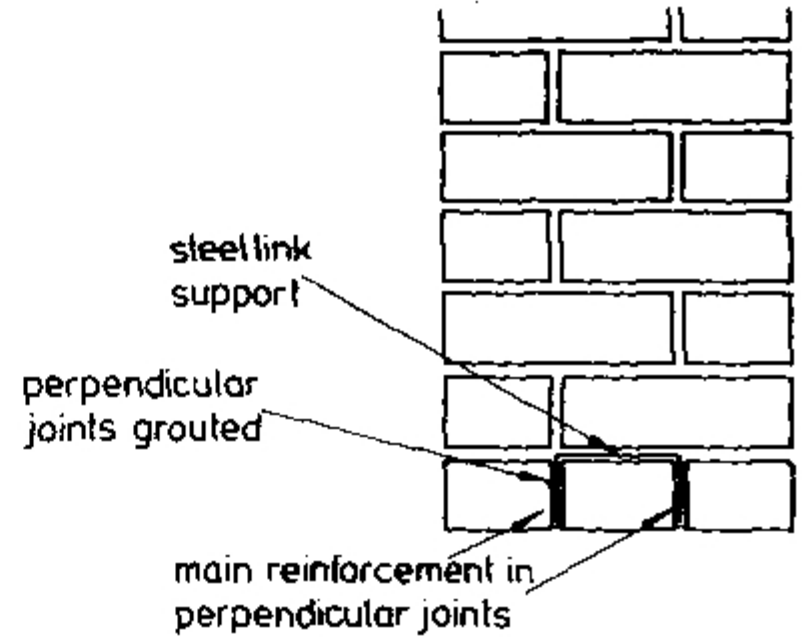
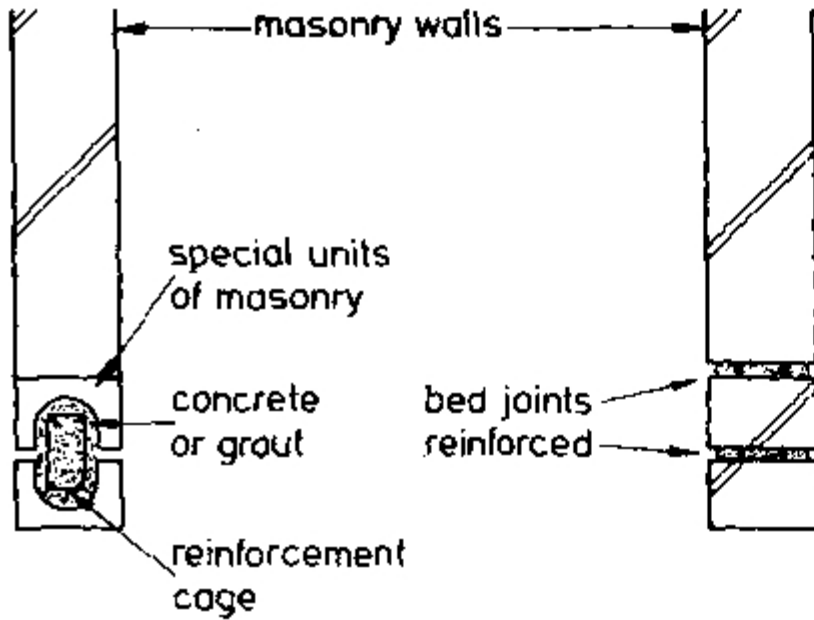
Albañilería armada laminar

Armadura en ladrillos y bloques asentados. Armadura horizontal en la hilada.

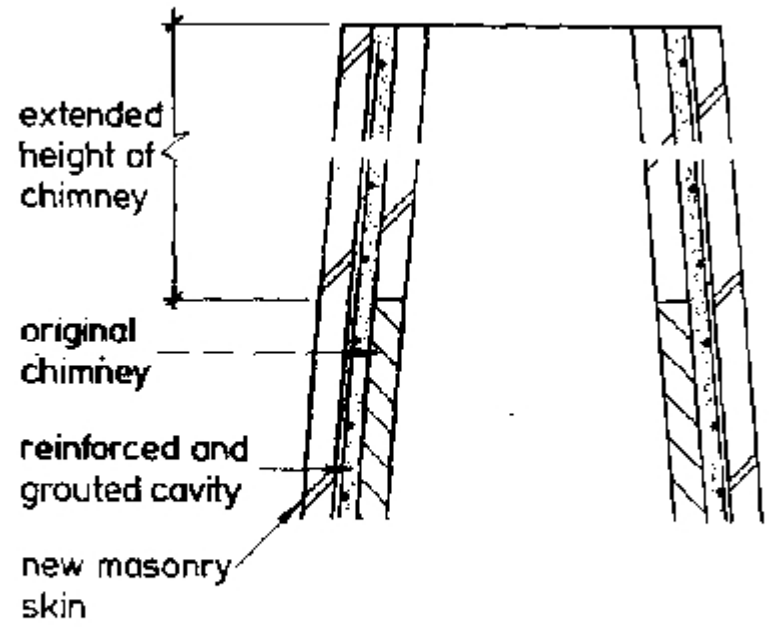
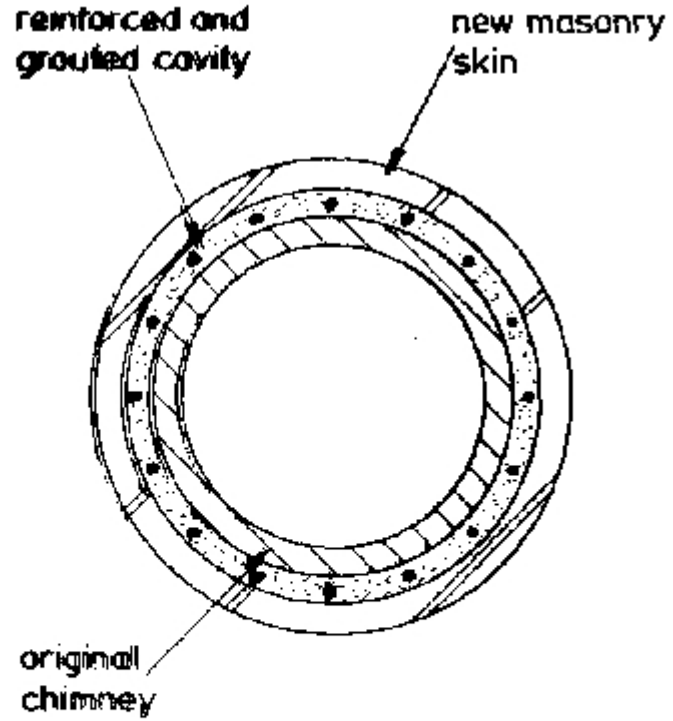




Construcciones compuestas



Vigas de mampostería



new skin and reinforcement extend down to foundations

cross section through strengthened chimney

vertical section through extension of chimney

Chimeneas



MAMPOSTERÍA ARMADA

NORMA BS 5628-2

MATERIALES

1. Mampuestos

cerámica roja

bloques

otros (ensayar para obtener propiedades)

$$f_{bk} > 7 \text{ N/mm}^2$$

No reutilizar mampuestos

2. Acero

3. Hormigón

uso de gravillín (tamaño máximo de agregado grueso < recubrimiento armaduras)

uso de plastificantes

4. Mortero

tipo 1: 1:0-¹/₄:3 $\sigma_c > 11 \text{ N/mm}^2$

tipo 2: 1:¹/₂:4-4¹/₂ $\sigma_c > 4.5 \text{ N/mm}^2$

morteros de mampostería compatibles con acero

- Se calcula por estado límite
- El ingeniero calculista define si se trata de hormigón armado o mampostería armada según el caso
- Límite de deformaciones
 - $\delta < 1/125$ para ménsulas
 - $\delta < 1/250$ para vigas
- Dinteles armados
- Losas
- Muros a carga horizontal

Determinar f_{bk}

- Calcular según el sentido de la compresión (confeccionar los prismas adecuados)
- En mampuestos huecos tomar resistencia a compresión paralela a las juntas como 1/3 de resistencia perpendicular a las juntas (si no se hacen ensayos)

Determinar τ_{0k}

- Cuando la armadura está en las juntas: $\tau_{0k} = 0.35 \text{ N/mm}^2$
- τ_k incrementa con σ_c

$$\tau_k = 0.35 + 0.6 g \quad \text{con } \tau_k < 1.75 \text{ N/mm}^2$$

- Cuando la armadura se aloja en orificios de mampuestos rellenos con hormigón

$$\tau_k = 0.35 + 17.5 p \quad \text{con } \tau_k < 0.7 \text{ N/mm}^2$$

con:

$$p = A_s/bd$$

A_s = sección de acero

b = ancho de sección

d = altura efectiva de sección

- Módulo de elasticidad:

$$E_b = 0.9 f_{bk}$$

- Coeficientes de seguridad

γ_m y γ_f valores ya definidos

Para acero: $\gamma_{ms} = 1.15$

Esbelteces límites de secciones

- En paredes sometidas a carga horizontal:

	Luz/d
Simplemente apoyada	35
Pared continua	45
ménsula	18

Incrementar valores en 30% si es pared aislada sometida a viento

- En vigas:

	Luz/d
Simplemente apoyada	20
Continuo	26
ménsula	7

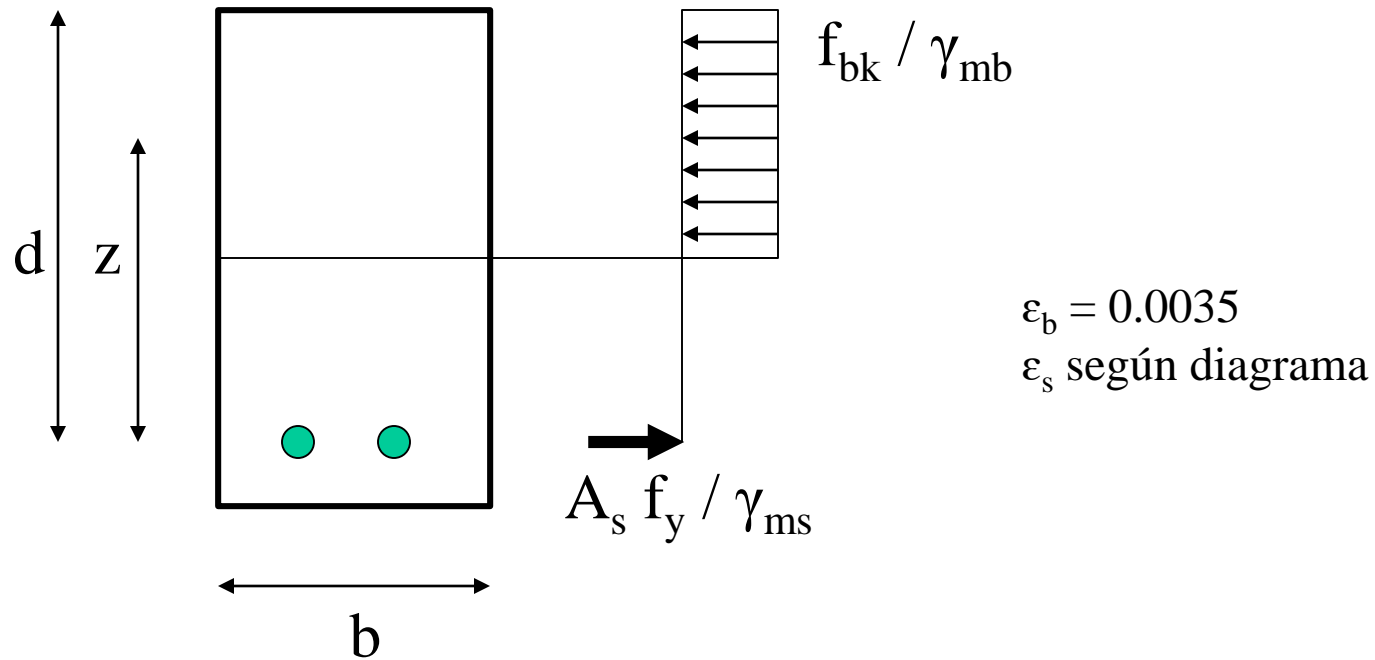
- Además cumplir que:

$$l \leq 60 b \quad \text{o} \quad l \leq 250 b^2/d$$

- Y para ménsulas:

$$l \leq 25 b \quad \text{o} \quad l \leq 100 b^2/d$$

Cálculo a flexión



$$l/d \geq 1.5$$

Si no se cumple es viga pared, donde la armadura se calcula tomando una tracción con $z = 2/3d$

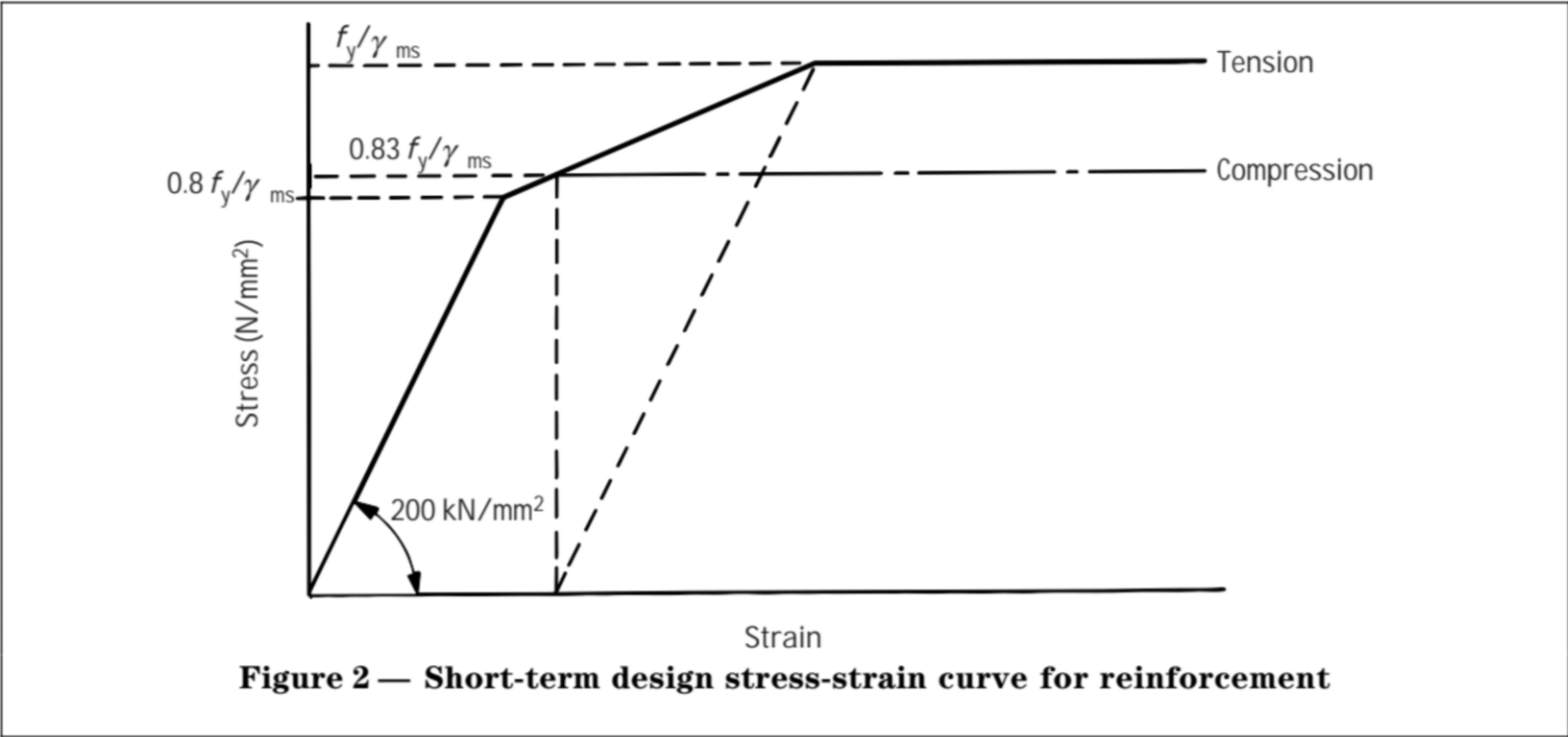


Figure 2 — Short-term design stress-strain curve for reinforcement

Momento resistente de diseño

- $M_d = A_s f_y z / \gamma_{ms}$ con $M_d < 0.4 f_k b d^2 / \gamma_{mb}$

$$\text{Con } z = d \left(1 - \frac{0.5 A_s f_y \gamma_{mb}}{b d f_{bk} \gamma_{ms}} \right)$$

$$\text{Y con } z \leq 0.95 d$$

Resistencia a corte

- $\tau = V / bd$

Si $\tau < \tau_{0k} / \gamma_{mb}$ no es necesaria armadura

Si se coloca armadura de cortante:

$$A_{sv} / s_v > b (\tau - \tau_{0k} / \gamma_{mb}) \gamma_{ms} / f_y$$

Con:

A_{sv} armadura de cortante (barras o estribos)

s_v separación de armadura de cortante con $s_v < 0.75 d$

Limitaciones constructivas para colocar armadura de cortante

Aspectos constructivos

- Si la armadura se aloja en juntas, usar $\phi \leq 6$ mm
- En huecos de bloques $< 125 \times 125$ mm, no colocar más que una barra / hueco
- Recubrimientos de las armaduras:
 - $> \phi$ armadura
 - > 2 cm
- Verificar longitudes de anclaje (no menor a $20 \phi + 150$ mm)
- Colado de hormigón o mortero en huecos de mampuestos; juntas frías
 - camadas < 450 mm
 - compactar / vibrar