

# Mampostería armada - Índice

## - Descripción general

- + Mampostería armada a flexión
- + Tipos de armaduras
- + Normativa empleada
- + Términos empleados en la normativa

## - Durabilidad

## - Método de los estados límites

## - Fabrica armada a Flexión

## - Fabrica armada a Cortante

## - Anclajes de armaduras

## - Ejemplo práctico

## Descripción general

+ Mampostería armada a flexión: introducir armadura en la mampostería trae como consecuencia mayor ductilidad del material compuesto y la posibilidad de resolver mayores luces.

+ Tipos de armaduras:

- Barras corrugadas
- Armaduras especiales + malla estriada
- Armaduras superficiales + rectángulo tipo para su mejor colocación
- escalera
- + triángulo tipo
- cercha

+ Normativa empleada

Eurocodigo 6, marzo 2011

Parte 1-1: Reglas generales

Parte 1-2: estructuras sometidas al fuego

Parte 2: consideraciones de proyecto

Parte 3: métodos simplificados de cálculo para estructuras sin armar.

## Terminos empleados en la normativa

Fabrica: mamposteria.

Tendel: junta de mortero

Llave: dispositivo que enlaza una hoja del muro con la otra

Llaga: junta de mortero perpendicular al tendel y a la cara del muro

## \* Durabilidad (capítulo 4)

Microcondiciones de exposición (o clase de exposición ambiental): (ver EN 1996-2 pag 12)

MX 1 - Ambiente seco

MX 2 - " humedo sin heladas

MX 3 - " " con ciclos de hielo/deshielo

MX 4 - Ambiente saturado de sal o marino

MX 5 - " química mente agresivo

Eleccion del acero de armaz por ductilidad

Clase de exp.	Acero embebido en mortero
MX 1	Acero al carbon sin proteccion
MX 2	Acero al carbono con galv. fuerte Acero al carbon sin proteccion en fabricas con un enfocado de mortero en la cara expuesta
MX 3	Acero inoxidable austenitico AISI 316 Acero al carbono sin proteccion en fabricas con un enfocado de mortero en la cara expuesta
MX 4	Acero inox. aust. AISI 316, acero al carbono con galv. fuerte con un enfocado de mortero en la cara exp.
MX 5	Acero inox. austenitico AISI 316 o 304

Eurocódigo 6

\* Metodos de los estados limites ultimos

$$E_d \leq R_d$$

$E_d$  = valor de calculo de la carga aplicada

$R_d$  = resistencia de calculo

$$E_d = \gamma_f \times F_k$$

$\gamma_f$  = coef. de majoracion de las acciones  
 $F_k$  = accion caracteris.

- $\gamma_f = 1.35$  cargas perm.
- $\gamma_f = 1.50$  cargas variables

$$R_d = R_k / \gamma_m$$

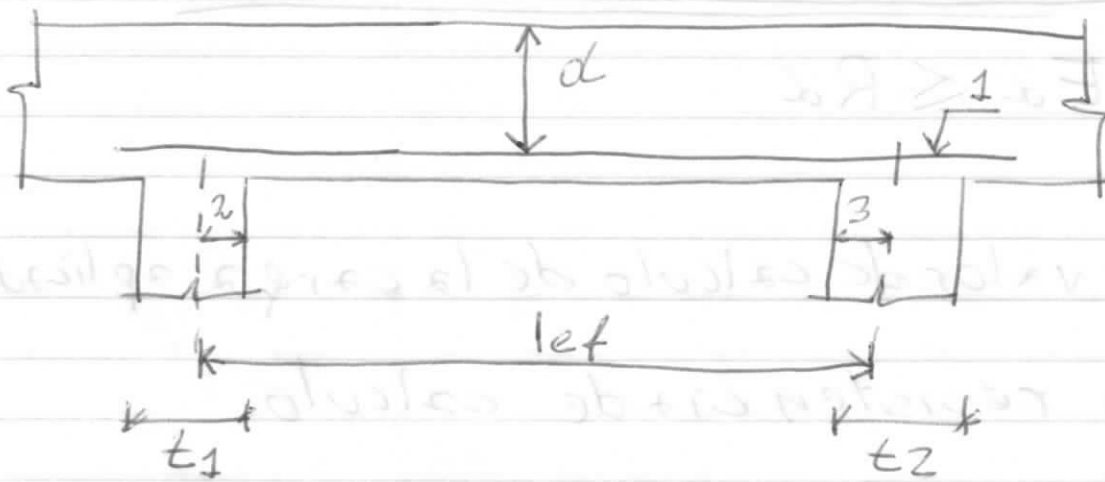
$R_k$  = resistencia caract.  
 $\gamma_m$  = coef. de minoracion de los materiales

- $\gamma_m = 1.5$  a  $3.0$  en mamposteria
- $\gamma_m = 1.7$  a  $2.7$  para anclajes de arm.
- $\gamma_m = 1.15$  para acero de arm flojo o pretensado

# \* Fabrica armada a Flexión

+ Luz efectiva de vigas de fabrica (S.S.2.2)

- Vigas SA o continuas

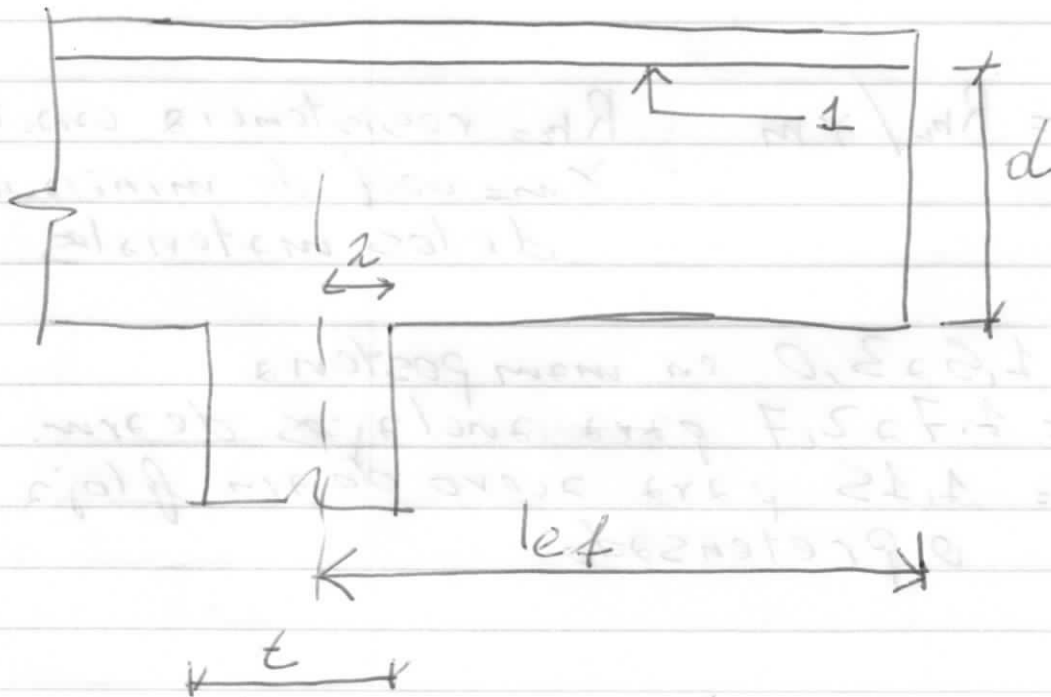


1 - armadura

2 -  $t_1/2$  o  $d/2$  la menor de ambas

3 -  $t_2/2$  o  $d/2$  " " " "

- Volados



1 - armadura

2 -  $t/2$  o  $d/2$  la menor de ambas

Luz limite de elementos de fabrica armada sometidos a flexion

La luz de elementos de fabrica armada se deberia limitar al valor obtenido en la tabla 5.2

	Flexion compuesta esvirada	Viga
Apoyo Simple	35	20
Continuo	45	26
Bidireccional	45	-
Voladizo	18	7

Ademas:

• en SAo continuos

$$l_r \leq \begin{cases} 60 \cdot bc \\ 250 \cdot bc^2 \\ d \end{cases}$$

donde:  $l_r$  = distancia entre coacciones laterales

$d$  = canto util

$bc$  = es la anchura de la cara comprimida  
 $\rightarrow$  a media distancia entre coacciones

• en voladizos

$$l_r \leq \begin{cases} 25 \cdot bc \\ 100 \cdot bc^2 \\ d \end{cases}$$

$bc$  se toma en la cara del apoyo

## 6.6 Elementos de f5 brica armada con flexi3n simple o compuesta, o con compresias

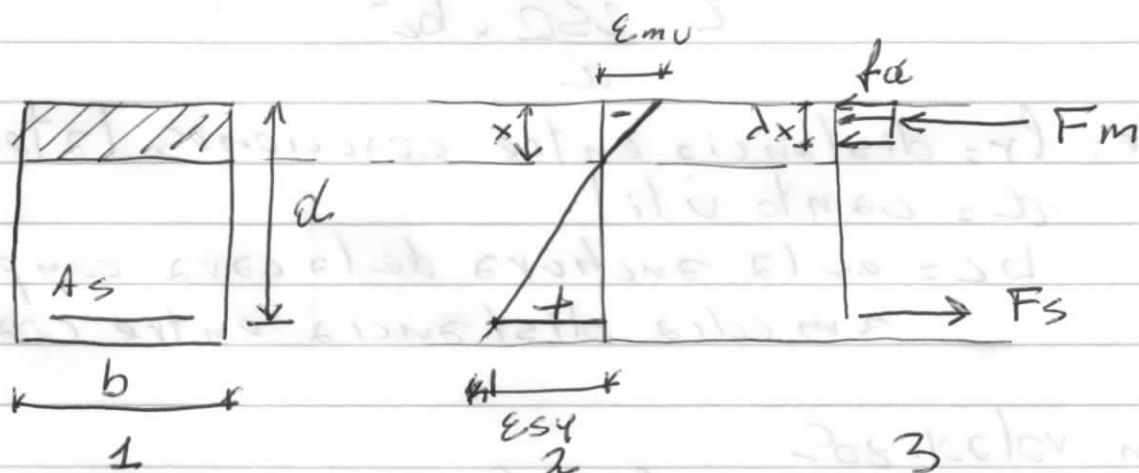
### Hip3tesis

- las secciones planas permanecen planas
- la armadura tiene la misma variaci3n de def. unitaria que la f5 brica contigua.
- la resistencia a tracci3n de la f5 brica es nula
- diagramas  $\sigma$ - $\epsilon$  del acero y mamp. conocidos
- en secciones no totalmente comprimidas, la def.

$$E_d \leq R_d \quad , E_d = \text{valor de c3lculo de la carga aplicada}$$

$$R_d = \text{resistencia de c3lculo}$$

$$\epsilon_s \leq 0,01 \quad \text{deformaci3n unitaria por tracci3n de la armadura.}$$



- 1 = secci3n transversal
- 2 = deformaciones unitarias
- 3 = esfuerzos



$$M_{ra} = A_s f_y d \times z$$

Para una seccion en donde se alcanzan la máxima compresion y traccion a la vez, y según la simplificación de la figura, se puede tomar:

$$z = d \left( 1 - 0,5 \times \frac{A_s f_y d}{b \times d \times f_c} \right) \leq 0,95 d$$

$f_c$ : es la menor de las resistencias de cálculo a compresión de la fabrica en la direccion de la carga.

Para voladizos:  $M_{ra} \leq 0,4 f_c b \times d^2$  en GSI

$$M_{ra} \leq 0,3 f_c b \times d^2 \text{ en G234}$$

(se limita la prof. de la linea neutra)

# Detalles de armado (8.2)

$$M_{ra} = A_s f_y d = 0.7M$$

## 1. Recubrimientos



$\geq \phi + 5\text{mm}$  (para morteros ordinarios y ligeros)

$\geq 15\text{mm}$

•  $A_{s\text{min}} > 0.05\% A_b$      $A_b = b_e f \times d$

## • Dimension de la armadura de acero:

-  $\phi_{\text{max}}$  debe permitir que sea adecuadamente embebida en el mortero

(se limita a  $\phi_{\text{min}} > 5\text{mm}$ )

## \* Elementos de fábrica armada a cortante (6.7)

- Comprobación de vigas de fábrica armada a cortante

• Si se desprecia la armadura de corte:  
(si  $A_{sw} \leq 0,05\% b \times d$ )

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1}$$

$$V_{Rd1} = f_{vd} = b \times d$$

$f_{vd}$  = resist. de corte

$b$  = anchura mínima

$d$  = canto útil

El valor  $f_{vd}$  se puede incrementar por el factor

$$\frac{2d}{2x} \leq 4$$

$2x$

$2x$  = distancia desde la cara de apoyo a la sección considerada

El incremento tiene que ser tal que no supere  $0,3 \text{ MPa}$ .

- Cuando se tiene en cuenta la armadura de corte ( $A_{sw}$ ,  $0,05 b \cdot d$ ):

$$V_{ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2}$$

$V_{Rd1}$ : idem como anterior

$$V_{Rd2} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} (1 + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

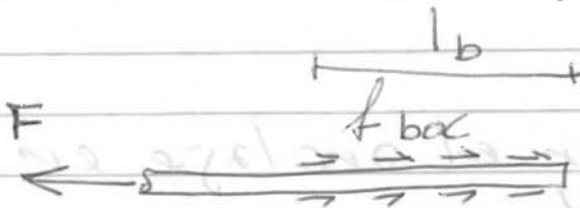
$A_{sw}$ : área de corte de las armaduras  
 $s$ : separación entre las armaduras  
 $\alpha$ : ángulo de la arm. respecto al eje de la viga (entre  $45^\circ$  y  $90^\circ$ )  
 $f_{yd}$ : resistencia de cálculo del acero de armadura

# \* Anclajes (7.5.2.1) 8.2.5.1

$$l_b = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{b0d}}$$

$l_b$  = long. básica de anclaje  
 $\phi$  = diametro de acero  
 $f_{yd}$  = resistencia de calculo del acero

$f_{b0d}$  = resist. de calculo de anclaje (Tabla B.5.4.3.6 (pag 39))



$$F = \frac{\phi^2 \times \pi}{4} \times f_{yd} = f_{b0d} \times l_b \times \phi \times \pi$$

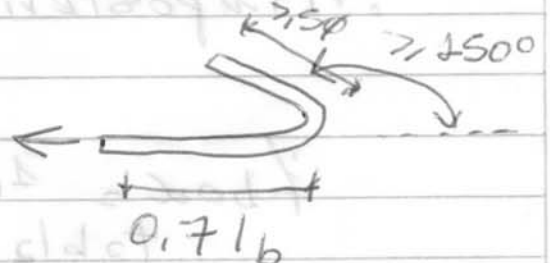
$$\Rightarrow l_b = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{b0d}}$$

## \* Tipos de anclajes

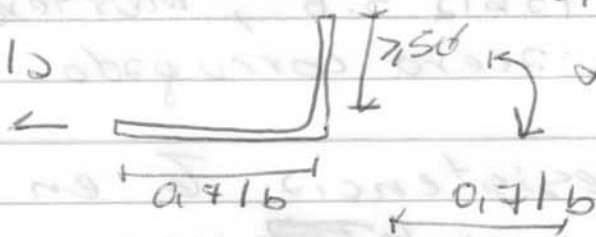
a. prolongación recta



b. gancho



c. patilla



d. horquilla



Si  $A_s^{Exist} > A_s^{nec} \Rightarrow$

$$l_{anclaje} = \frac{A_s^{nec}}{A_s^E} \cdot l_b \left\{ \begin{array}{l} 0.3 l_b \text{ en tracción} \\ 0.6 l_b \text{ en compresión} \\ 10 \times \phi \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right.$$

~~Solo p~~

Comparación con el anclaje en hormigón armado

Hormigón armado  $l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\sigma_{bm}}$

$$\sigma_{bm} = \frac{1.2}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 4 \text{ MPa}$$

$f_{ck} = 25, \gamma_c = 1.5$

Mampostería.  $l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{b0d}}$

$$f_{b0d} = 1.5 \text{ MPa} (\gamma_m = 2.2) = 0.68 \text{ MPa}$$

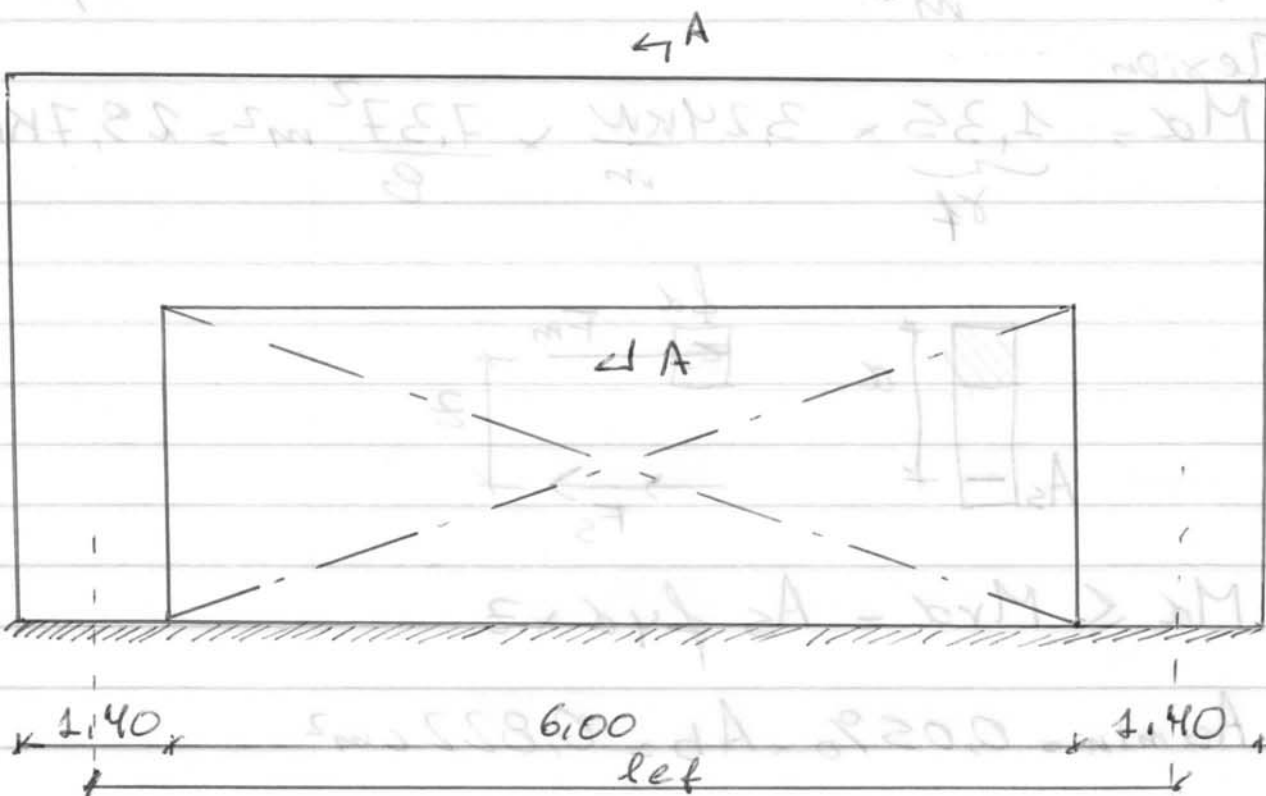
tabla 3.6, mortero M10-14

acero corrugado

$\Rightarrow$  la resistencia  $\sigma$  en hormigón es aprox  $6$  veces mayor, por lo q' la long. de anclaje es 2.7 veces menor. Ej en  $\phi 6 \rightarrow l_b^{H.A.} = 163 \text{ mm}, l_b^{M.A.} = 960$

# Ejemplo Practico

## Alzado



## Seccion AA



• Ladrillo de campo ca T. II

$$f_k = 3 \text{ MPa}, f_{vk} = 0,6 \text{ MPa}$$

• Clase de ejecucion 3:  $\gamma_m = 2,5$

• Ambiente Mx1  $\rightarrow$  barras corrug

• Mortero M15  $\rightarrow f_{bk} = 2,0 \text{ MPa}$   
 $\gamma_m = 2,2$

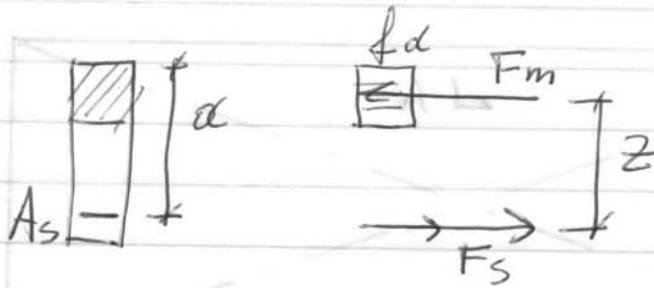
$$l = 6.0 \text{ m}, b = 1.50 \text{ m}, t = 0.12 \text{ m}, d = 1.37 \text{ m}$$

$$l_{ef} = 6.00 \text{ m} + 1.37 \text{ m} = 7.37 \text{ m}$$

$$q = \frac{18 \text{ kN}}{\text{m}^3} \times 0.12 \text{ m} \times 1.50 \text{ m} = 3.24 \text{ kN/m}$$

Flexion

$$M_{\alpha} = \frac{1.35 \times 3.24 \text{ kN}}{\text{m}} \times \frac{7.37^2}{8} \text{ m}^2 = 29.7 \text{ kNm}$$



$$M_{\alpha} \leq M_{rd} = A_s f_{yd} \times z$$

$$A_{s \min} = 0.05\% \times A_b = 0.822 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 2\phi 8, A_s = 1.0 \text{ cm}^2$$

$$z = d \left( 1 - 0.5 \times \frac{A_s f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}} \right) \leq 0.95d$$

$$z = 1.21 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{rd} &= A_s f_{yd} \times z = 100 \text{ mm}^2 \times \frac{500 \text{ N}}{1.15 \text{ mm}^2} \times 1.21 \text{ m} \\ &= 52608 \text{ N} \times \text{m} = \boxed{52.6 \text{ kNm}} \end{aligned}$$

Si  $f_k = 0.5 \text{ MPa} \Rightarrow M_{rd} = 46.5 \text{ kNm} \rightarrow$   
para la flexion  $f_k$  no es tan importante



## Cortante

$$V_{ed} = 1,35 \cdot 3,24 \text{ kN} \cdot 6 \text{ m} = 26,24 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = f_{vd} \times b \times d = \frac{0,6 \text{ N}}{2,5 \text{ mm}^2} \times 120 \times 1370 \text{ mm}^2$$
$$= 39456 \text{ N} = 39,5 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{ed} < V_{rd} \checkmark$$

Es importante conocer bien  $f_{vk}$  !!!

## Anclaje

$$l_b = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{b0d}} = \frac{8}{4} \times \frac{500}{1,15} \times \frac{2,2}{2,0} = 956 \text{ mm}$$

Utilizo horquillas  $\Rightarrow$

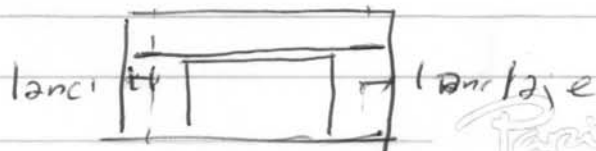
$$l_{\text{anclaje}} = 0,7 \times \frac{M_{ed}}{M_{rd}} > l_b$$

↑  
por horq

$$= A_s^{\text{necesario}} / A_s^E$$

$$\Rightarrow l_{\text{anclaje}} = 338 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$  Hay que anclar a partir del apoyo teórico !!!

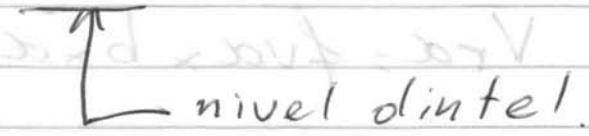
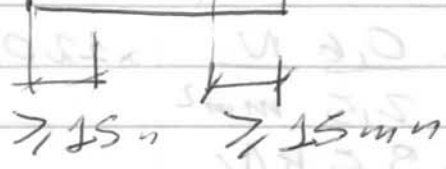


Mortero

Ladrillo



$$I \geq \phi + 5m = 13m$$



estructura

nivel dintel

Arco

Revisor