

Dimensionamento de vigas de armadura simples

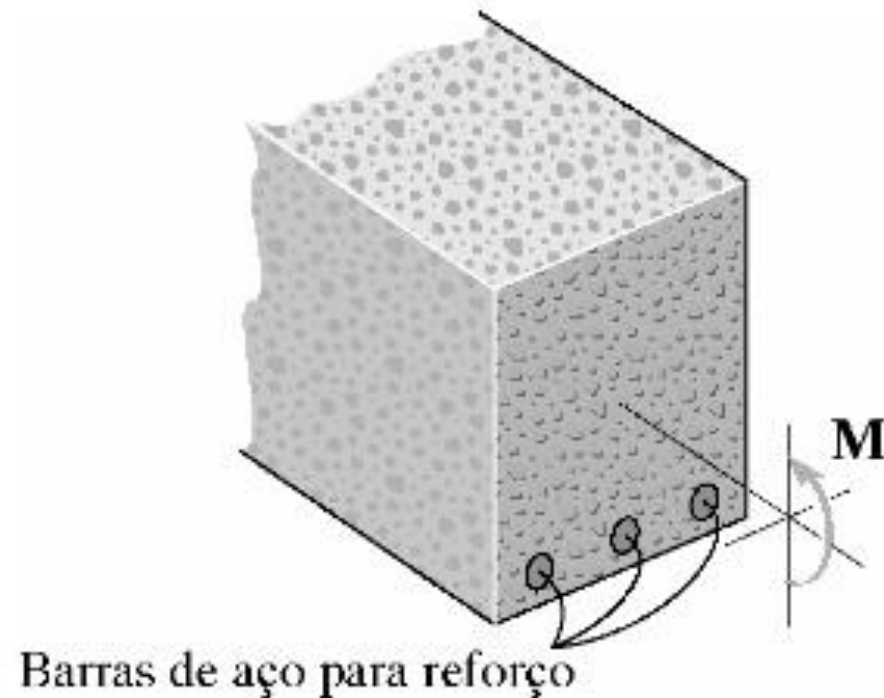
PROF^a ENG^a CIVIL PATRÍCIA DOS SANTOS ANDRADE

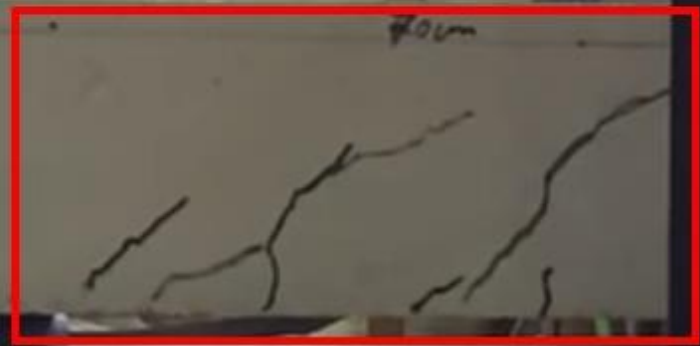
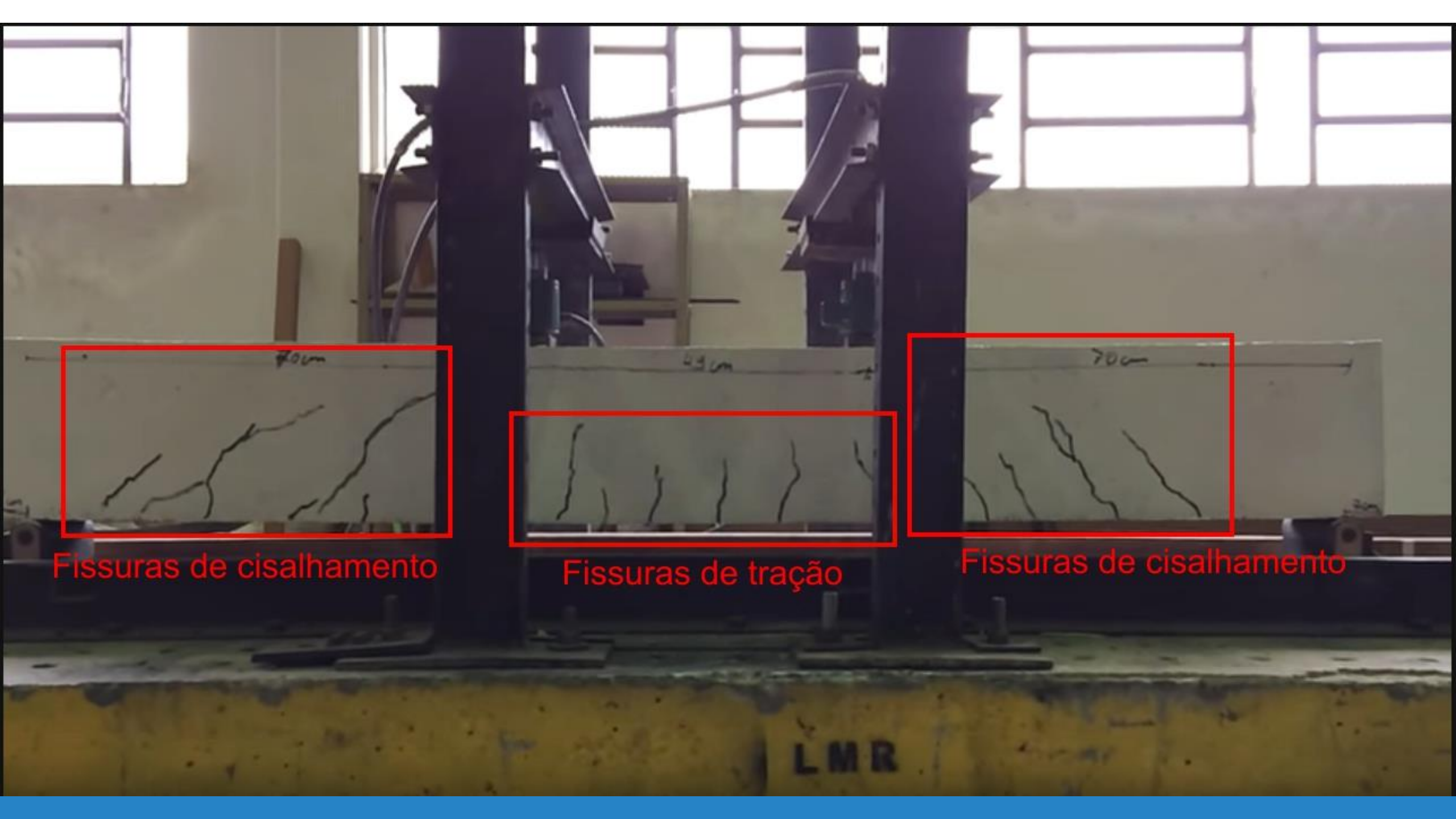
Alagoinhas, Ba

Por que armar um concreto?

Porque ele tem boa resistência à compressão, porém baixa resistência à tração;

$$f_{ct} \cong \frac{f_c}{10}$$

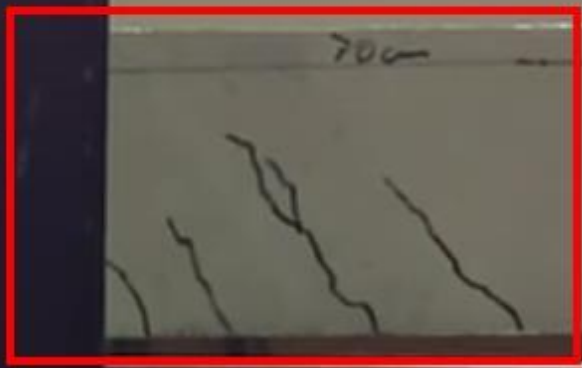




Fissuras de cisalhamento

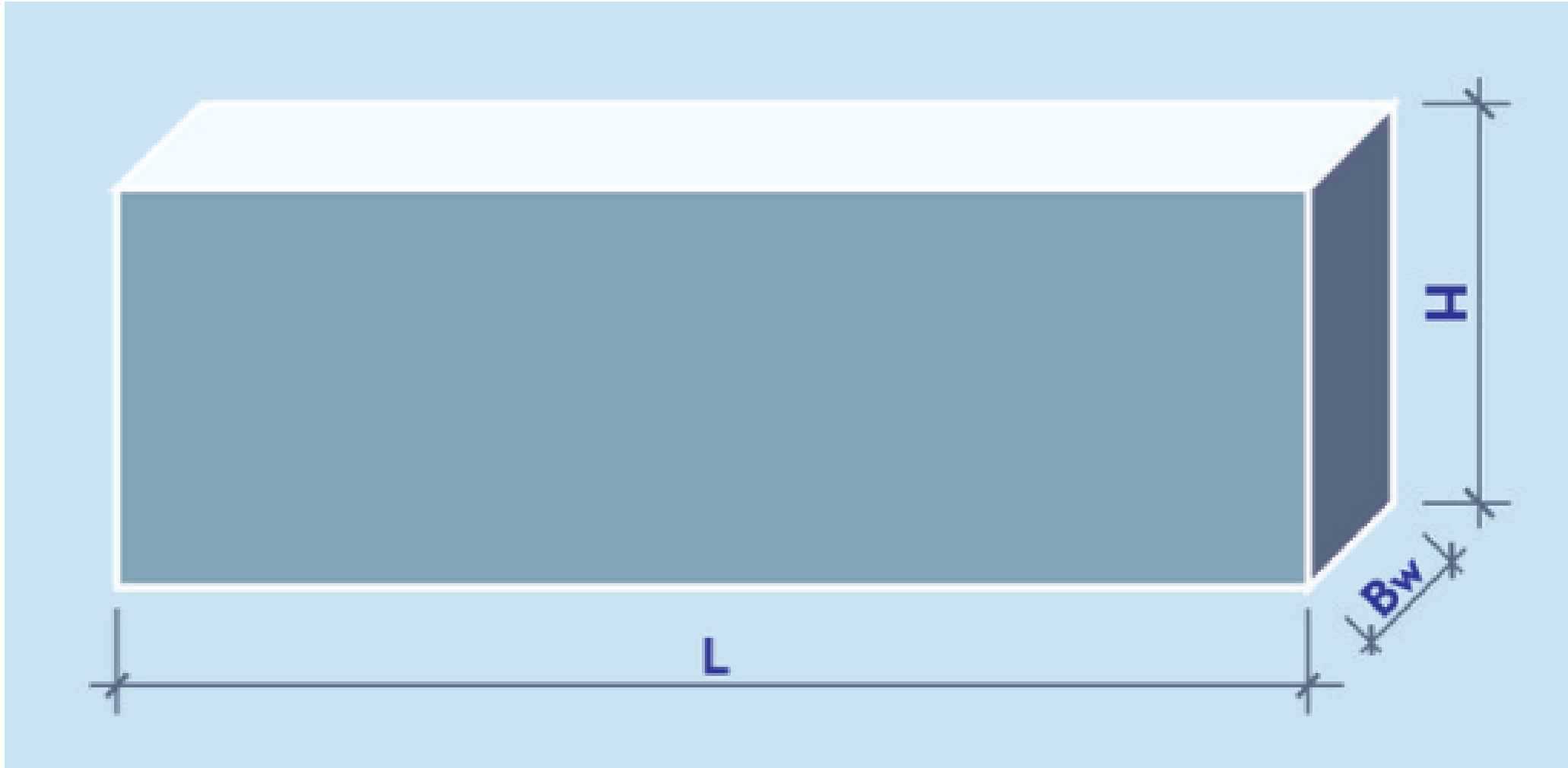


Fissuras de tração



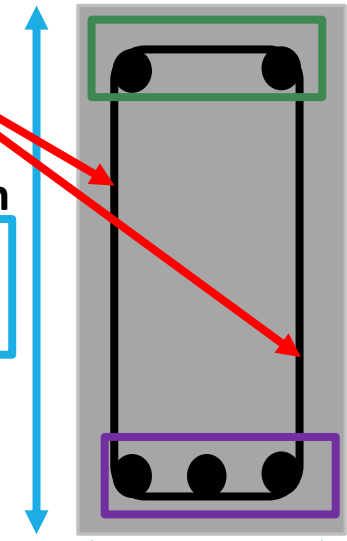
Fissuras de cisalhamento

LMR



estribo

Altura da viga



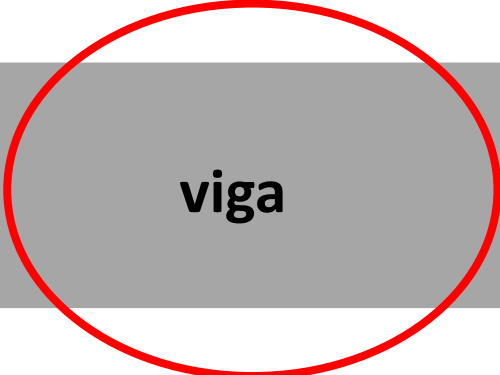
Largura da viga

Armadura de compressão (se a viga for de armadura dupla) ou montagem

Altura útil

Armadura de tração

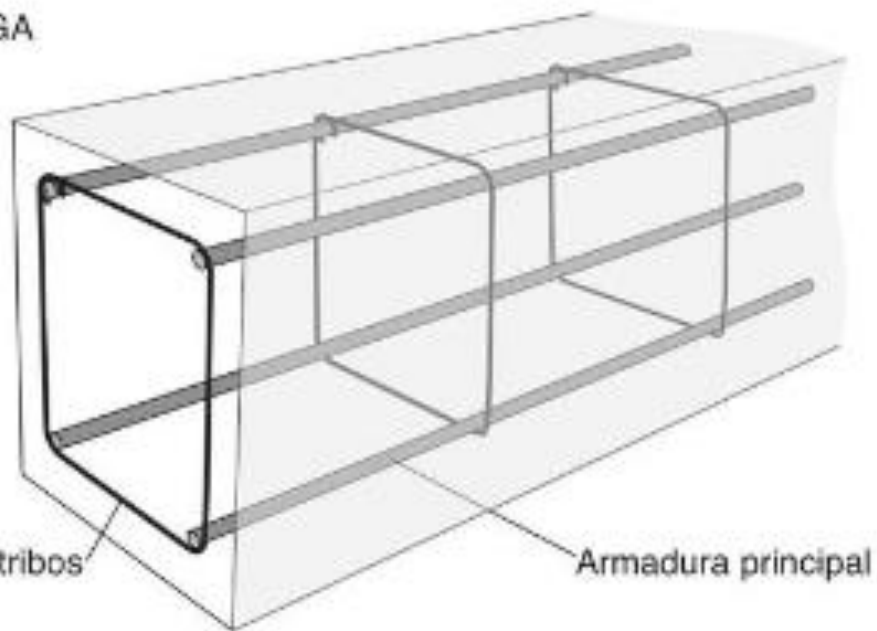
Cobrimento (de acordo com a classe de agressividade ambiental)



pilar

pilar

VIGA



Estribos

Armadura principal

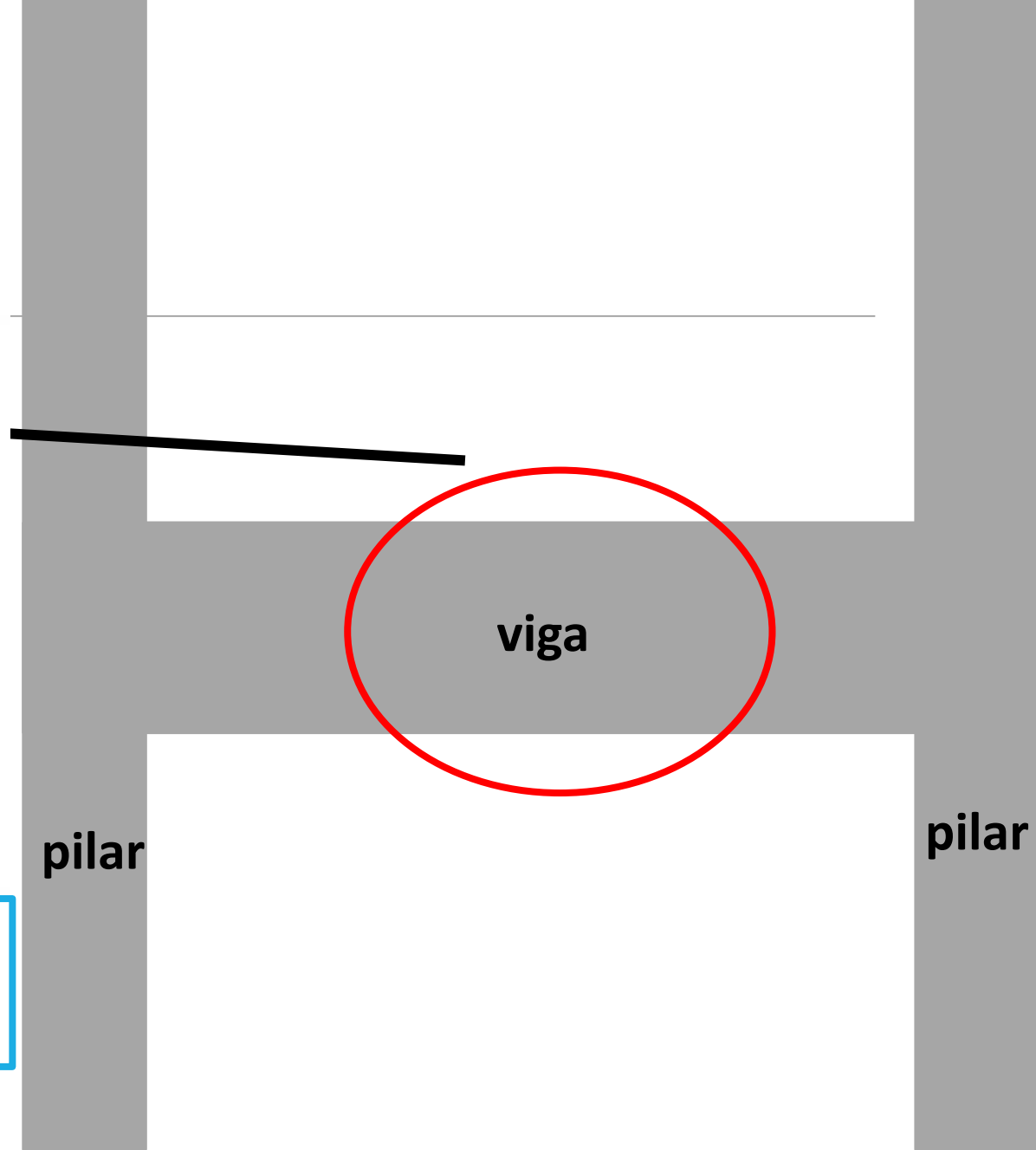
b_w

Largura da viga

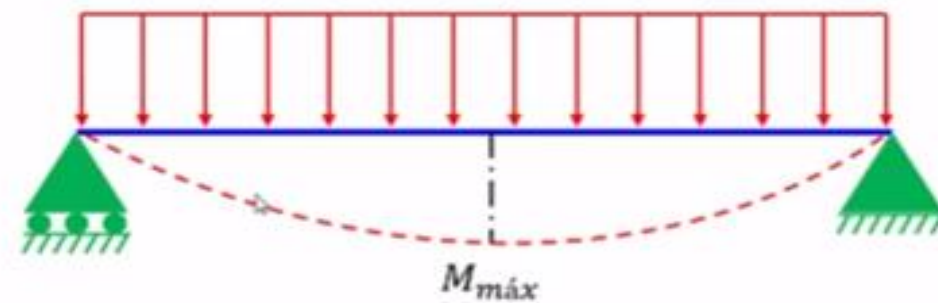
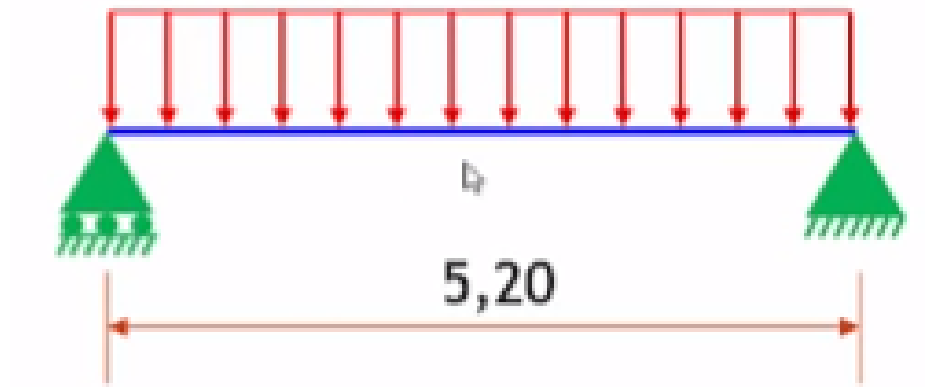
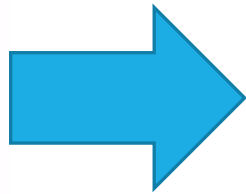
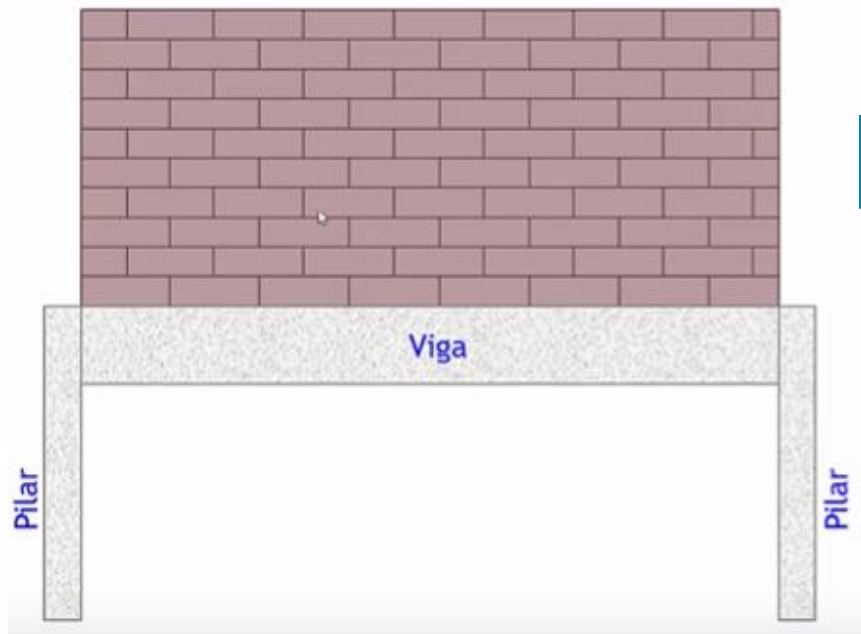
Cobrimento (de acordo com a classe de agressividade ambiental)

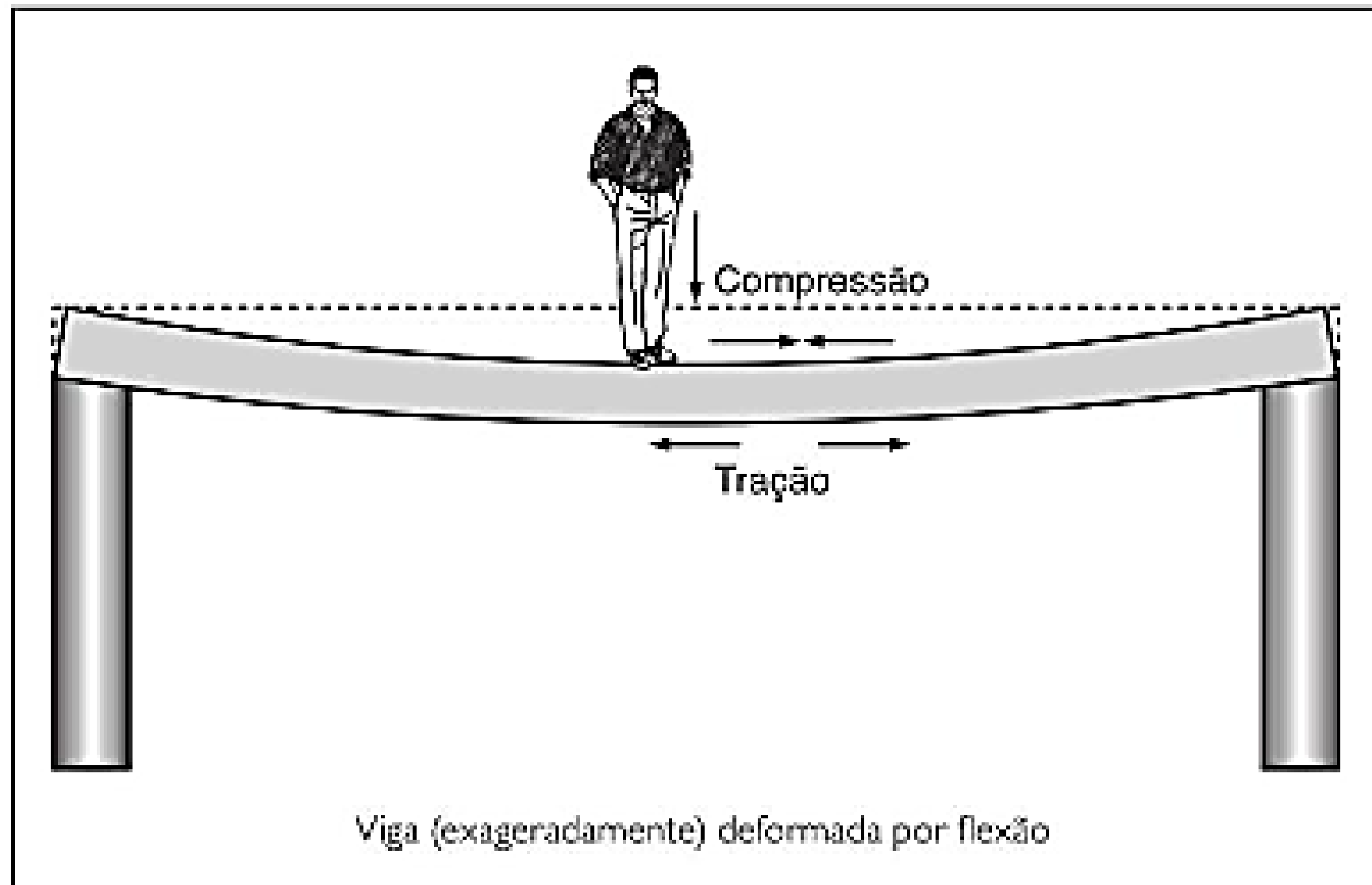
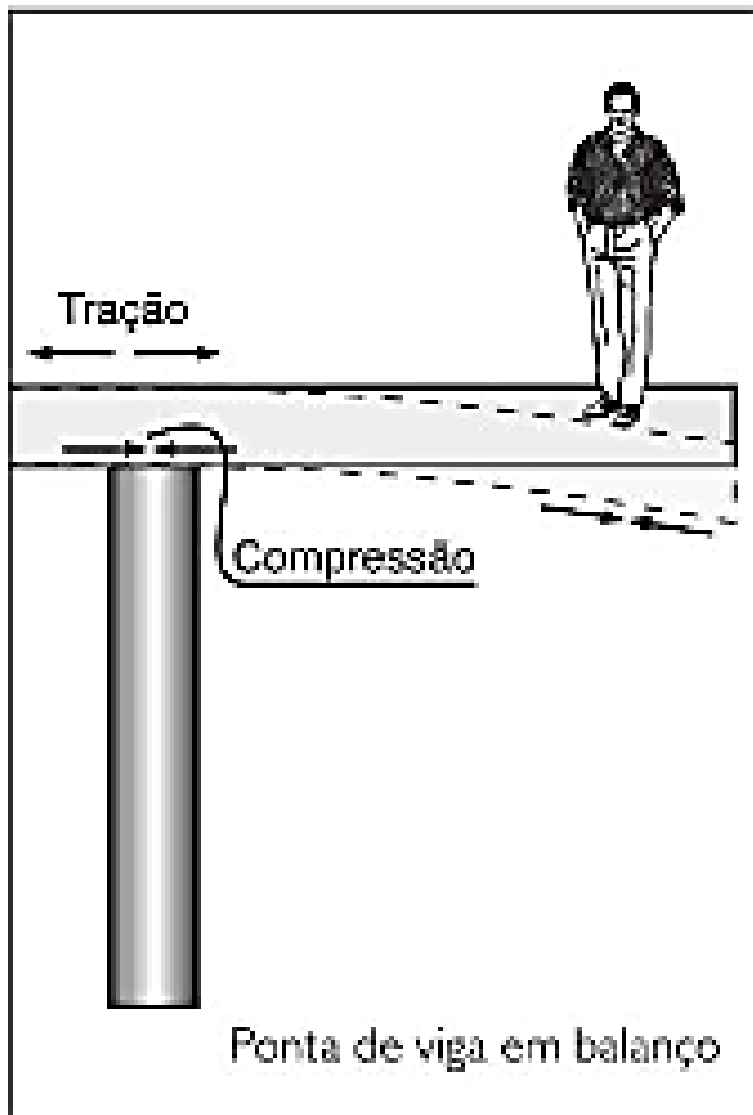
e

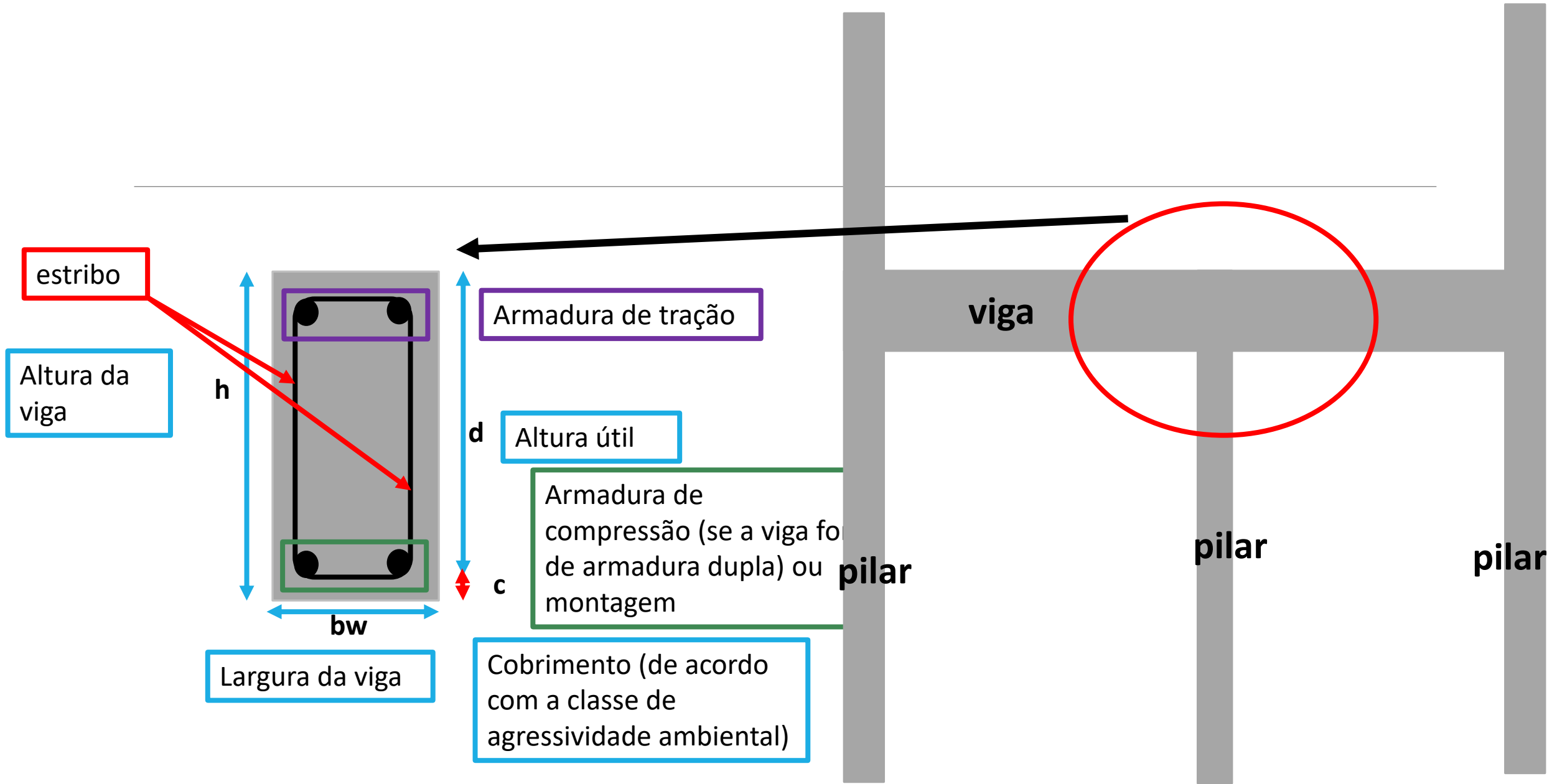
Alt
vig

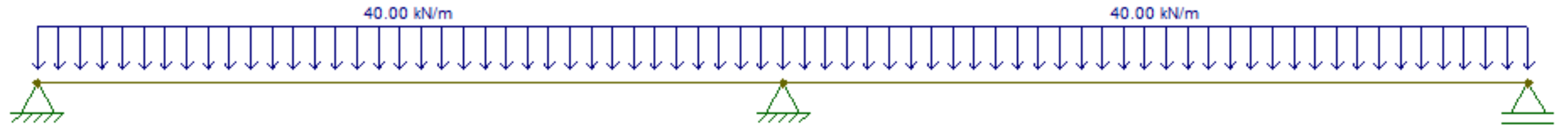


Relembrando...

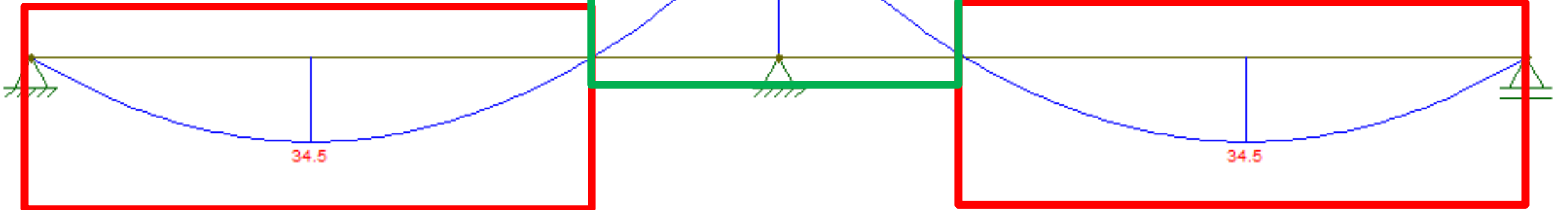
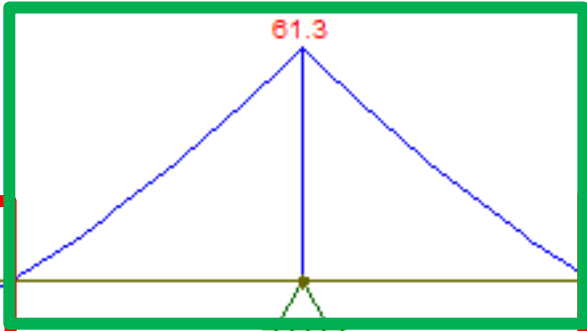




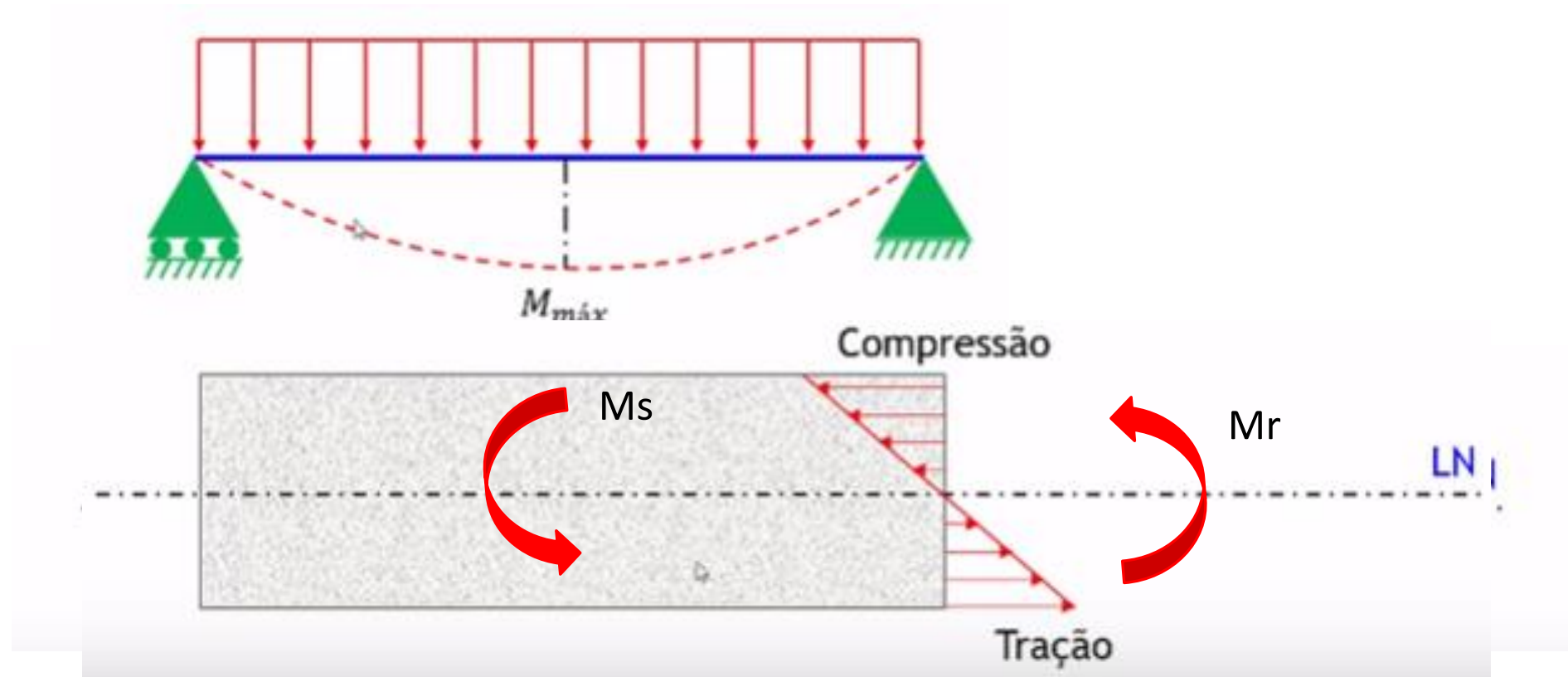




Momento fletor negativo



Momento fletor positivo



Hipóteses de dimensionamento

Uma seção transversal ao eixo do elemento estrutural indeformado permanece plana

No estado-limite último (ELU) despreza-se obrigatoriamente a resistência do concreto à tração;

O ELU é caracterizado segundo os domínios de deformação;

A deformação em cada barra de aço é a mesma do concreto no seu entorno, ou seja, existe uma aderência entre os vergalhões de aço e o concreto







**Ninhos de concretagem
(bicheira)**



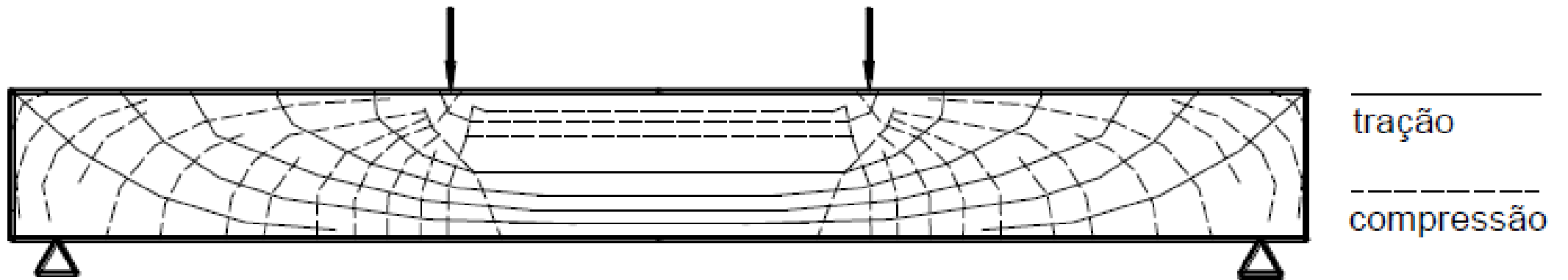
Os estádios

- Refere-se aos níveis de deformação que uma estrutura submetida a um momento fletor crescente pode atingir até a sua ruptura

Os estádios

ESTÁDIO I

- Início do carregamento;
- As tensões atuantes menores que a resistência à tração do concreto;
- Válido a lei de Hooke;
- Momento de fissuração – limite entre os estádio 1 e 2;
- O estágio I termina quando o concreto fissura



Os estádios

ESTÁDIO II

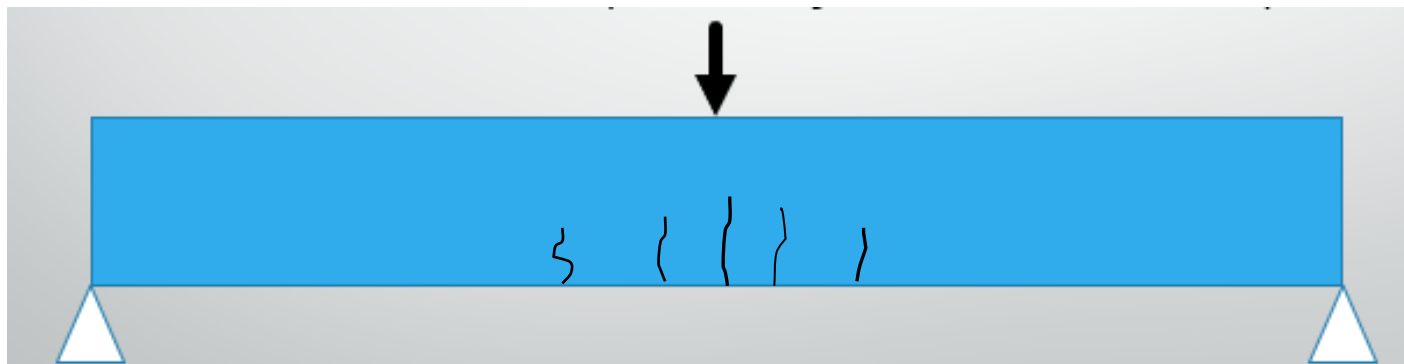
Seção fissurada – concreto não resiste mais à tração;

Mas, o concreto comprimido ainda atende a Lei de Hooke;

Verificações de Estados Limites de serviço (fissuração e flechas);

Aumento do carregamento – aumento das fissuras;

O estágio II termina com a plastificação do concreto comprimido;



Os estádios

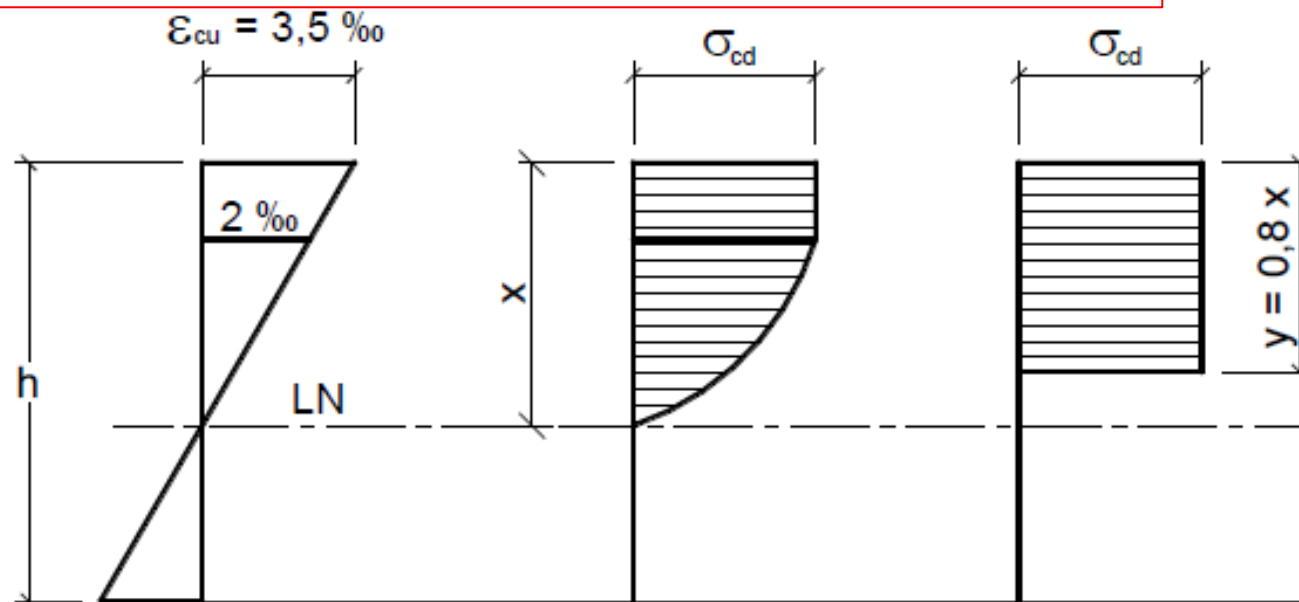
ESTÁDIO III

O concreto comprimido está plastificado e na iminência de ruptura;

Diagrama de tensões parábola-retangular;

É nesse estágio que normalmente se dimensiona as estruturas;

O dimensionamento da viga é feito no estágio III!!!!



Domínios de deformação na ruína

Domínios de deformação: são os diversos casos possíveis de distribuição das deformações do concreto e do aço na seção transversal;

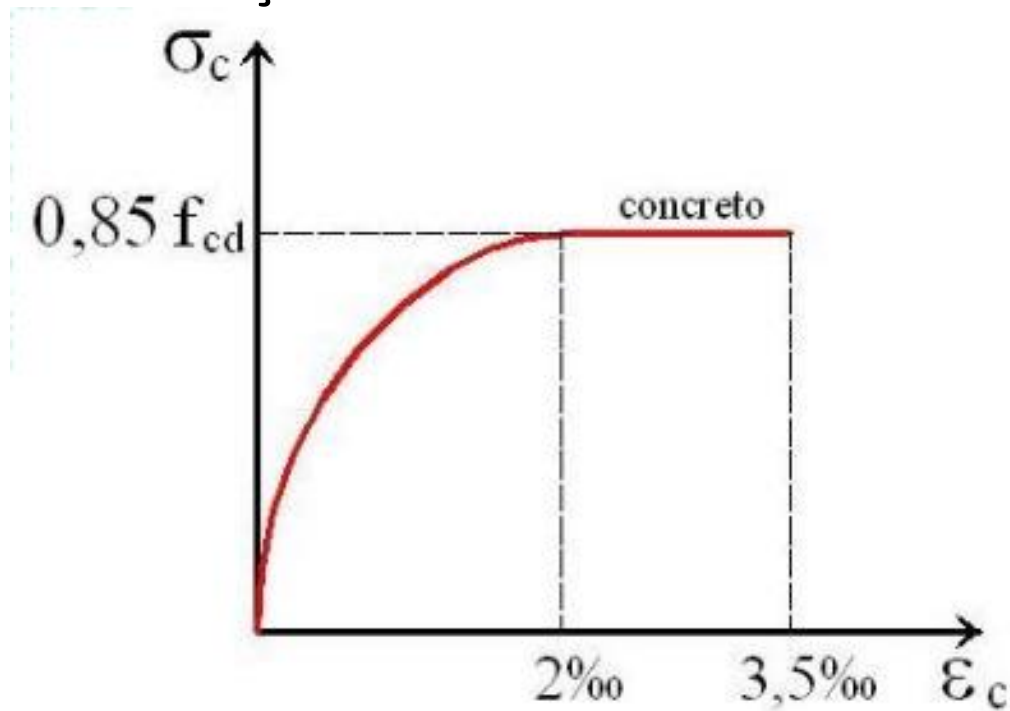
Encurtamentos últimos do concreto

- seções não inteiramente comprimidas (flexão) $\epsilon_{cu} = 3,5\%$
- seções inteiramente comprimidas $\epsilon_{cu} = 2\%$ a $3,5\%$

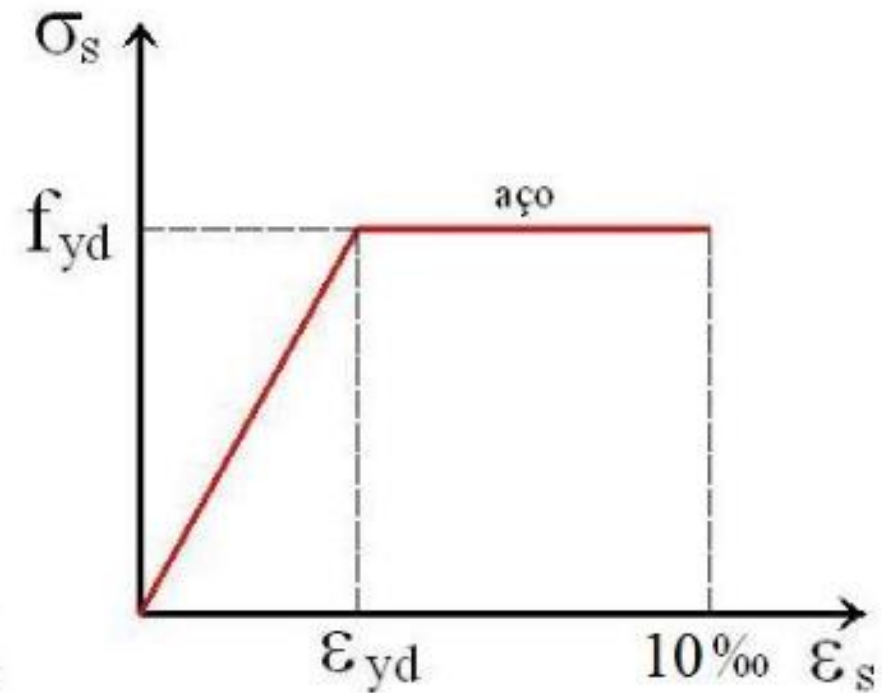
Alongamento último do aço: $\epsilon_{su} = 10\%$

Gráfico tensão *versus* deformação

As tensões nas armaduras é obtida a partir de diagramas tensão versus deformação

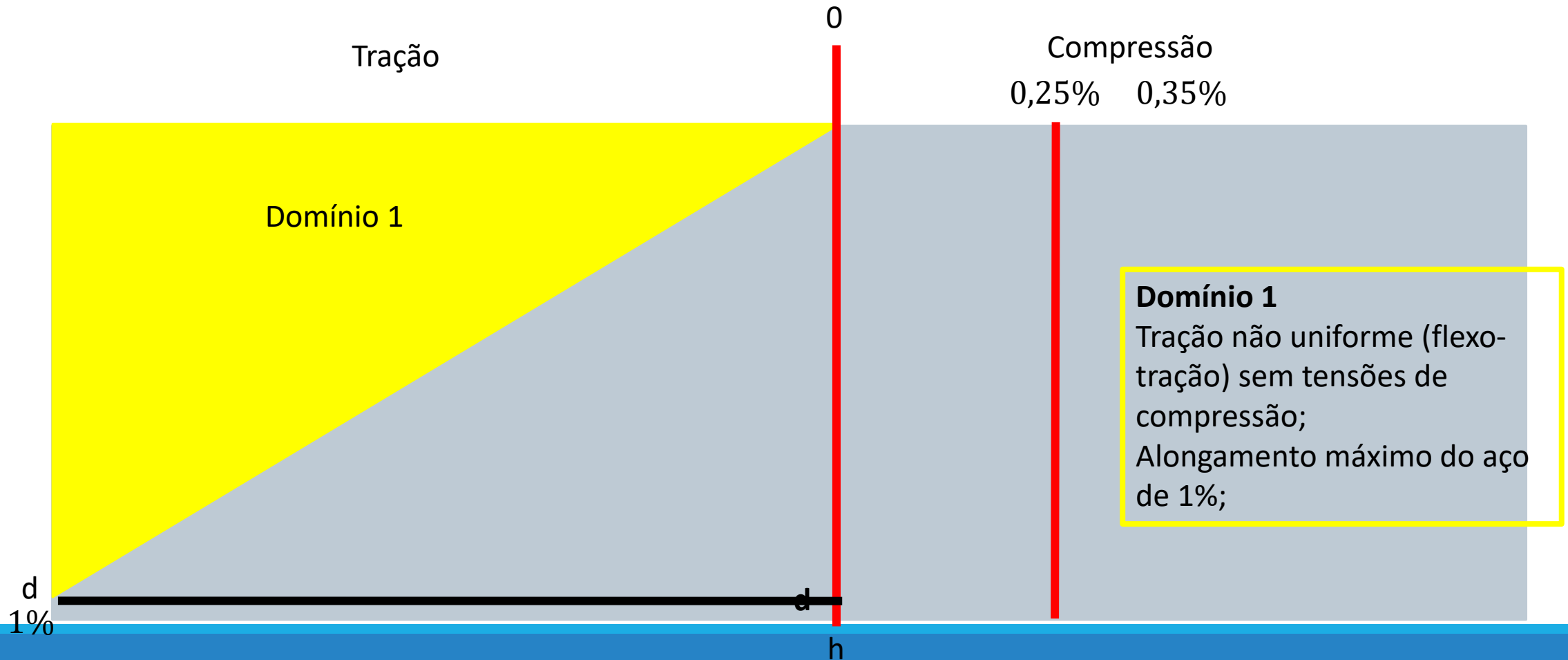


a) Concreto

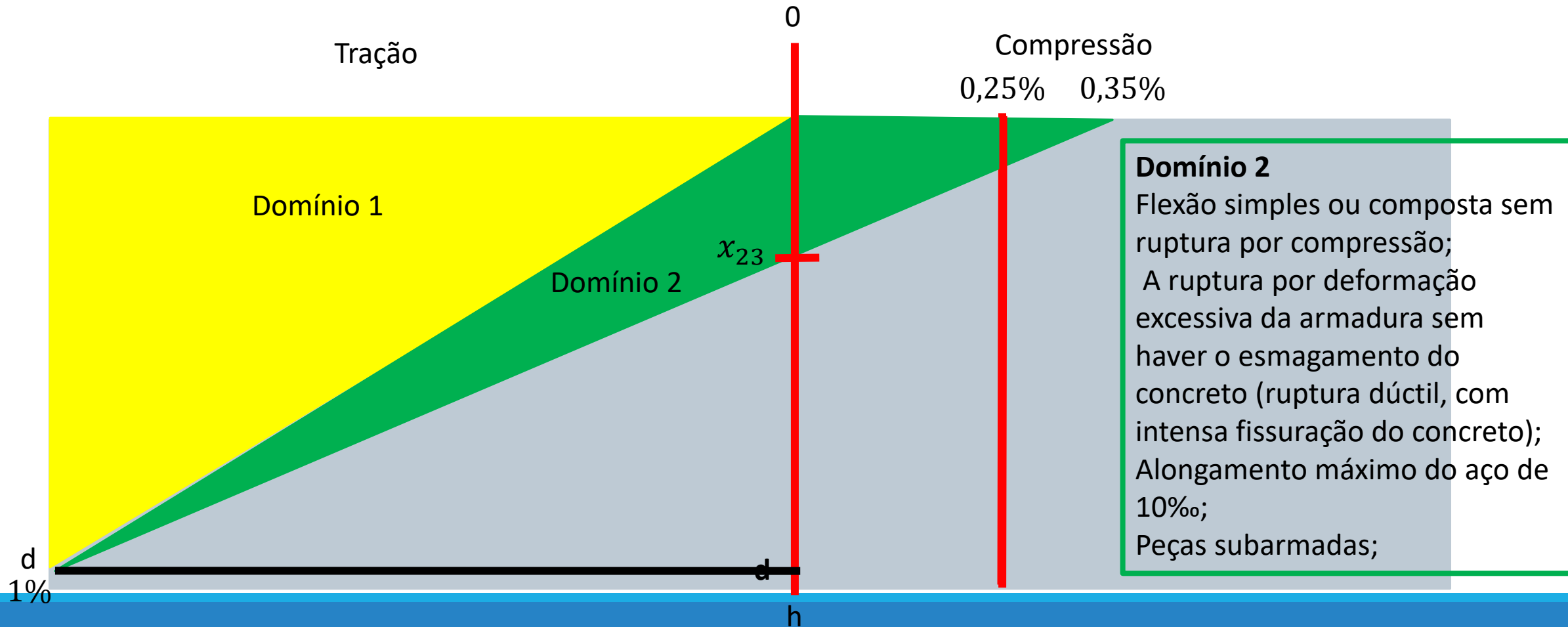


b) Aço

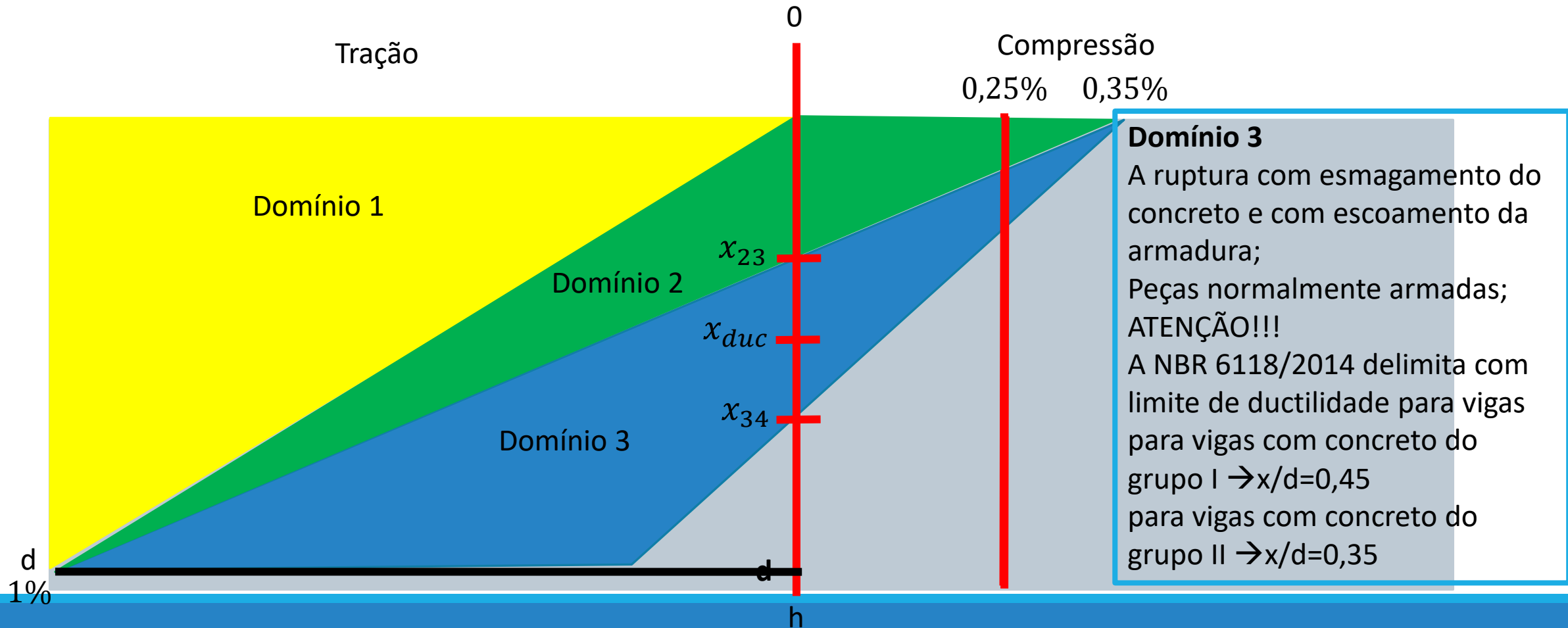
Domínios



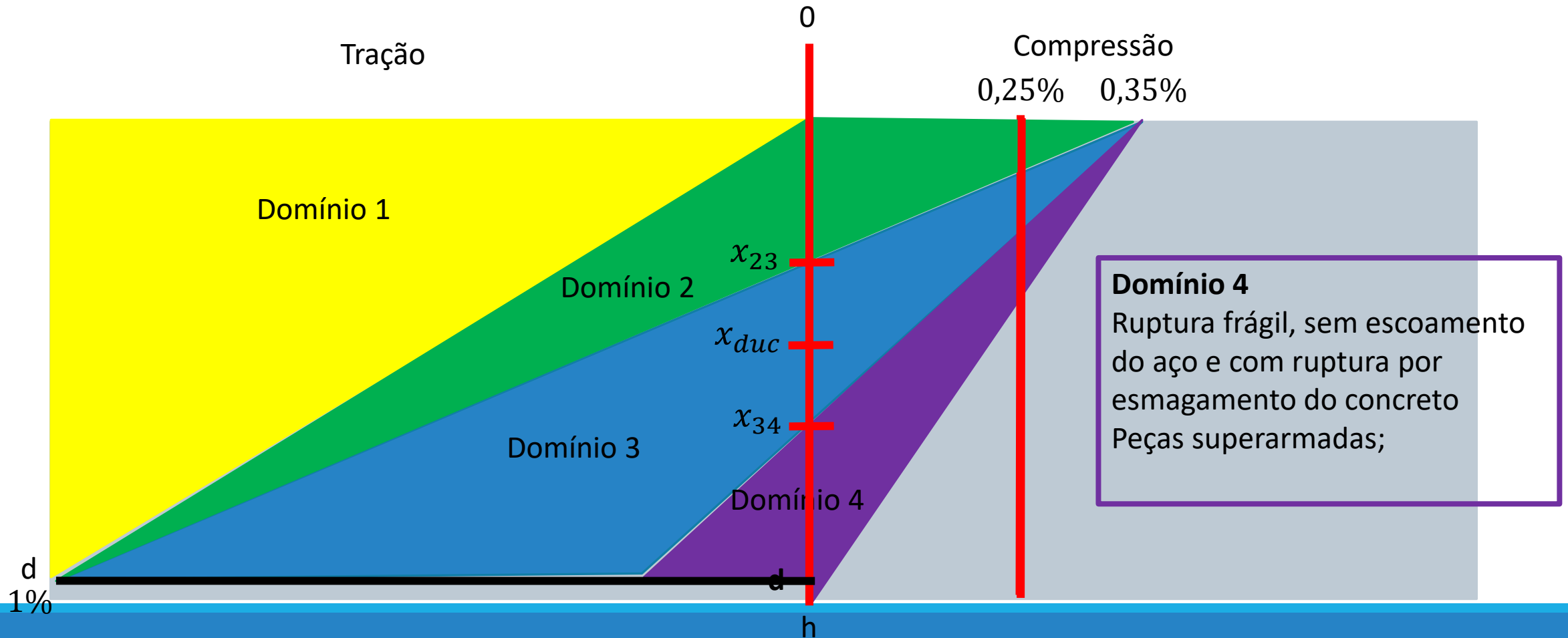
Domínios



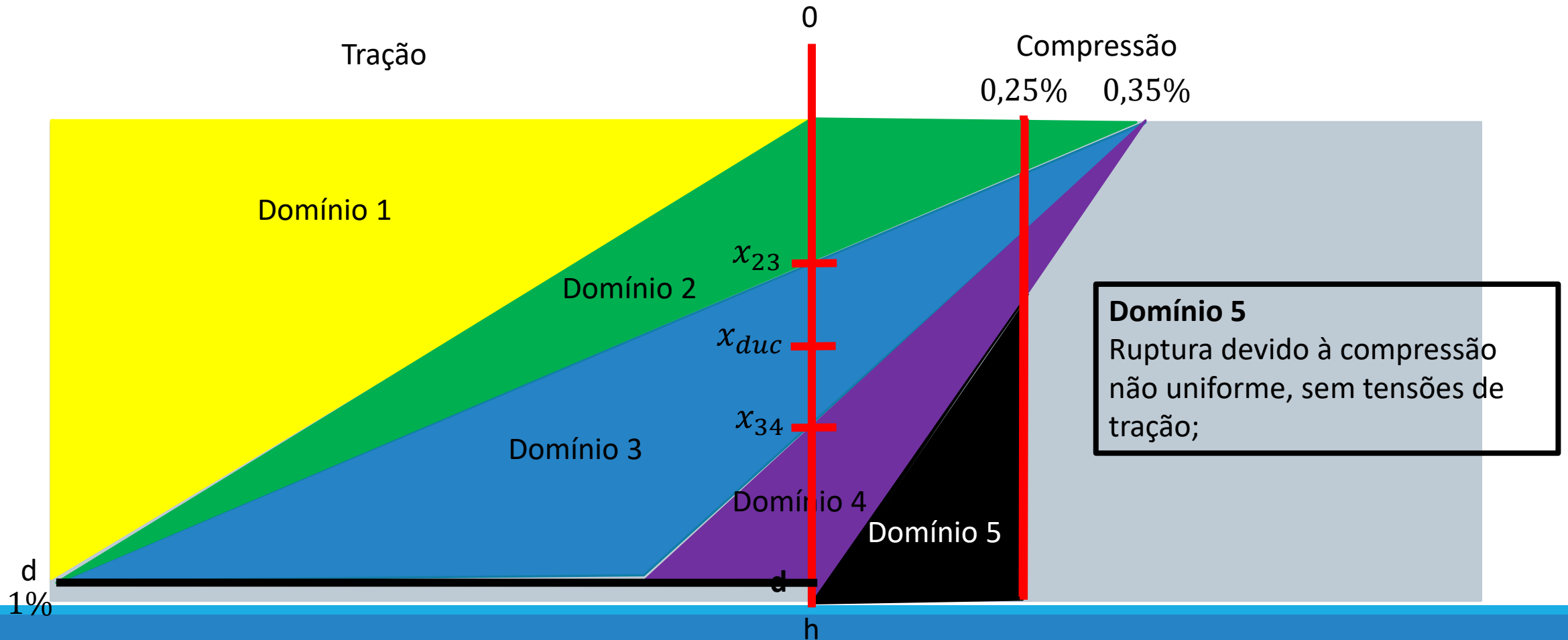
Domínios



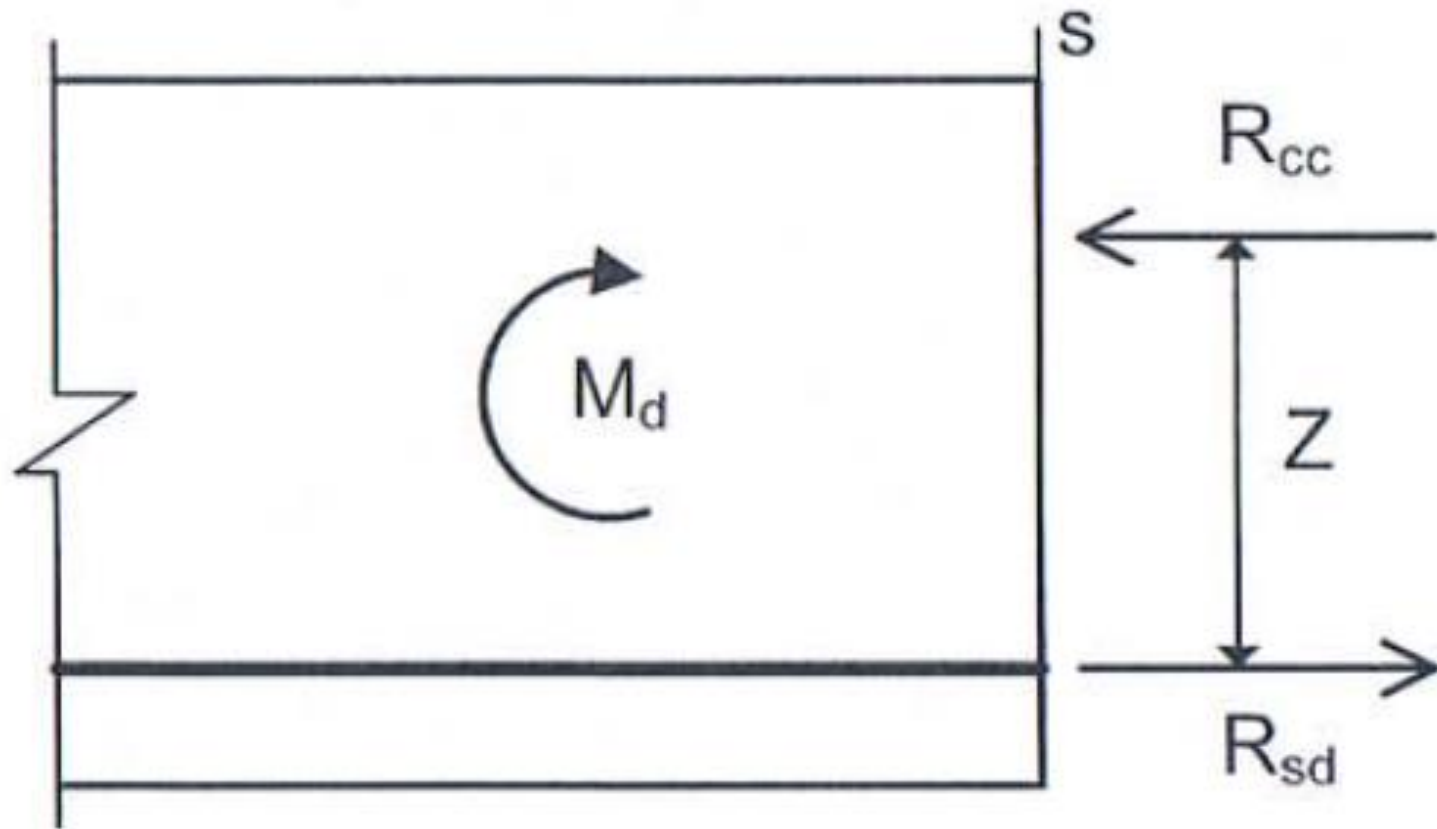
Domínios



Domínios



Flexão simples



Método de cálculo 1 – equações de equilíbrio

A formulação dos esforços internos resistentes da seção é feita com base nas equações de equilíbrio das forças normais e dos momentos fletores

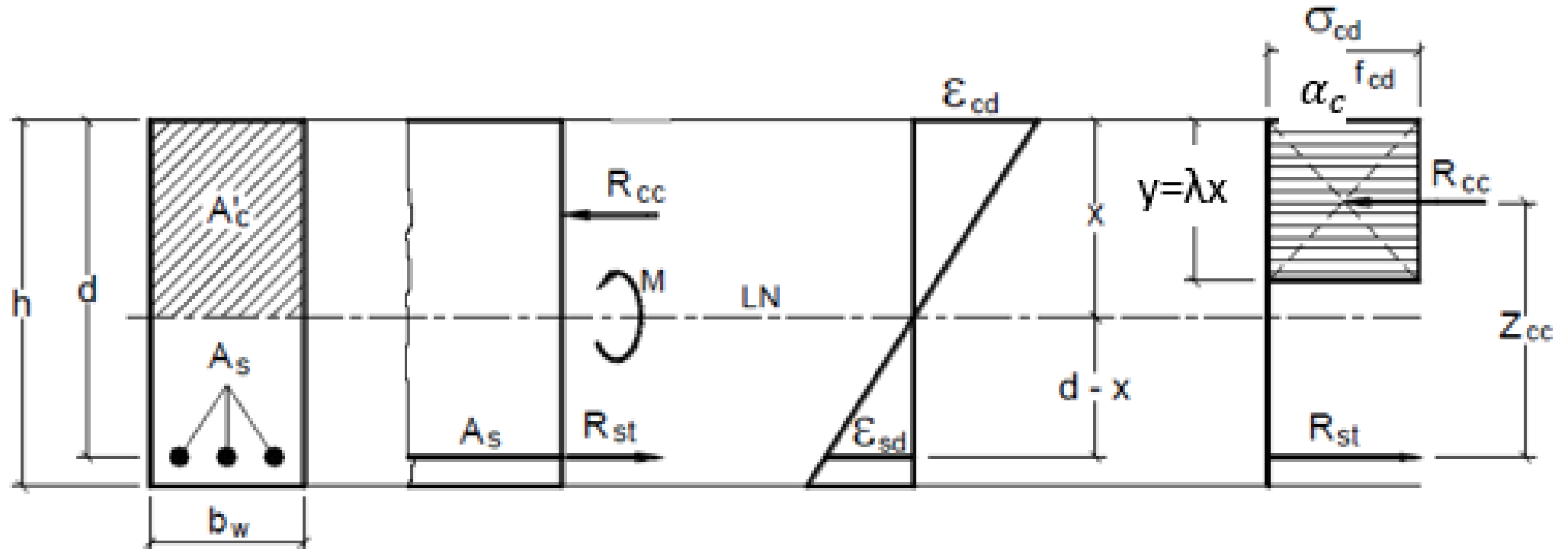
Para concretos de classes até C50 $\rightarrow \alpha_c = 0,85$ e $\lambda = 0,8$

Para concretos de classe C55 até C90

$$\rightarrow \alpha_c = 0,85 * \left[1,0 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200} \right]$$

$$\rightarrow \lambda = 0,8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400}$$

f_{ck} é a resistência característica do concreto e deverá entrar nessas equações em MPa



$$\sum M = 0 \rightarrow M_d = R_{st} * z$$

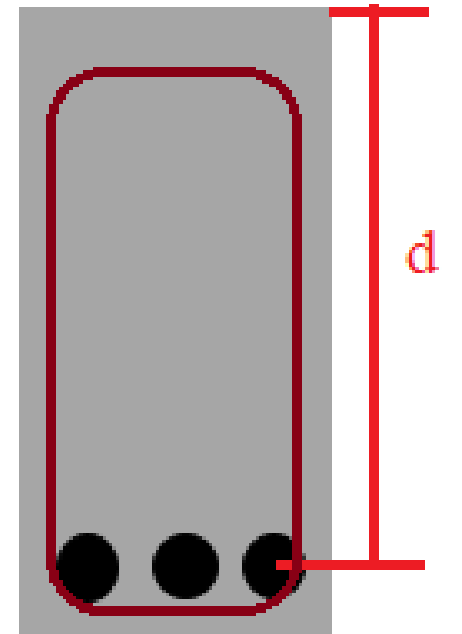
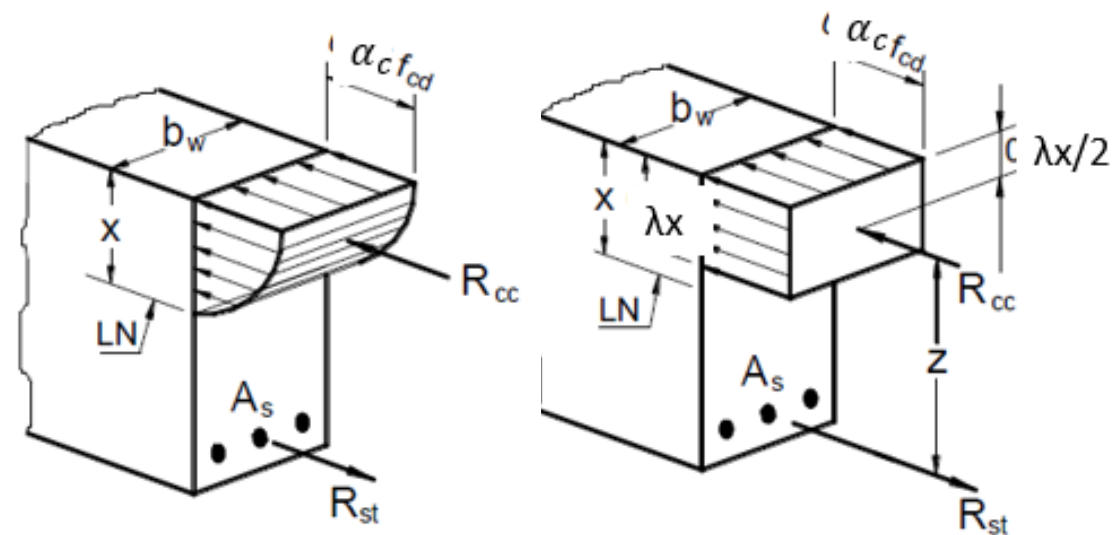
$$M_d = R_{cc} * z$$

$$M_{sd} = \alpha_c * f_{cd} * \lambda * x * b_w * \left(d - \frac{\lambda * x}{2}\right)$$

$$M_d = R_{st} * z$$

$$M_{sd} = \sigma_{sd} * A_s * \left(d - \frac{\lambda * x}{2}\right)$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} * \left(d - \frac{\lambda * x}{2}\right)}$$



α_c e λ são coeficientes que dependem do grupo do concreto
 x altura da linha neutra com relação à fibra mais comprimida

b_w largura da viga

d altura útil da viga (distância do centro de gravidade da armadura de combate a tração até a fibra mais comprimida)

f_{cd} resistência de projeto do concreto, sendo $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4}$

f_{yd} resistência de projeto do aço, sendo $f_{yd} = \frac{f_y}{1,15}$

Método de cálculo 2 – Tabelas K_c e K_s

Seja um β dado por:

$$\beta = x/d$$

Sendo d a altura útil e x a altura da linha neutra

$$K_c = \frac{b_w * d^2}{M_{sd}} \qquad A_s = K_s * \frac{M_{sd}}{d}$$

K_c é o coeficiente dado em cm^2/kN

b_w é a largura da viga cm

d é a altura útil da viga em cm (distância do centro de gravidade da armadura de tração até a fibra mais comprimida)

M_{sd} é o momento solicitante de projeto em kN.cm

A_s é a área de aço em cm^2

K_s é o coeficiente dado em cm^2/kN

$\beta = x/d$ determina a altura da linha neutra e também o domínio

K_c conforme a classe do concreto. Ex.: C20 é o concreto com $f_{ck}=20$ MPa. Notem que só é válida a tabela para concretos de até 50 MPa

K_s para o aço CA-50

domínio

FLEXÃO SIMPLES EM SEÇÃO RETANGULAR - ARMADURA SIMPLES

$\beta_x = \frac{x}{d}$	K_c (cm ² /kN)								K_s (cm ² /kN)	Dom.
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	CA-50	
0,01	137,8	103,4	82,7	68,9	59,1	51,7	45,9	41,3	0,023	
0,02	69,2	51,9	41,5	34,6	29,6	25,9	23,1	20,8	0,023	
0,03	46,3	34,7	27,8	23,2	19,8	17,4	15,4	13,9	0,023	
0,04	34,9	26,2	20,9	17,4	14,9	13,1	11,6	10,5	0,023	
0,05	28,0	21,0	16,8	14,0	12,0	10,5	9,3	8,4	0,023	
0,06	23,4	17,6	14,1	11,7	10,0	8,8	7,8	7,0	0,024	
0,07	20,2	15,1	12,1	10,1	8,6	7,6	6,7	6,1	0,024	
0,08	17,7	13,3	10,6	8,9	7,6	6,6	5,9	5,3	0,024	
0,09	15,8	11,9	9,5	7,9	6,8	5,9	5,3	4,7	0,024	
0,10	14,3	10,7	8,6	7,1	6,1	5,4	4,8	4,3	0,024	
0,11	13,1	9,8	7,8	6,5	5,6	4,9	4,4	3,9	0,024	
0,12	12,0	9,0	7,2	6,0	5,1	4,5	4,0	3,6	0,024	
0,13	11,1	8,4	6,7	5,6	4,8	4,2	3,7	3,3	0,024	
0,14	10,4	7,8	6,2	5,2	4,5	3,9	3,5	3,1	0,024	

Exemplo 1

Determinar a área de aço e a armadura de uma viga com seção 15x40, biapoiada e com 4 m de comprimento utilizando o método 1 para dimensionamento de vigas. A viga está submetida a uma carga característica q igual a 24 kN/m. *Adotar um estribo com diâmetro de 10 mm ou 1 cm*

classe de agressividade ambiental 2 e concreto de C25

$q = 24 \text{ kN/m}$

$C = 30 \text{ mm ou } 3 \text{ cm}$

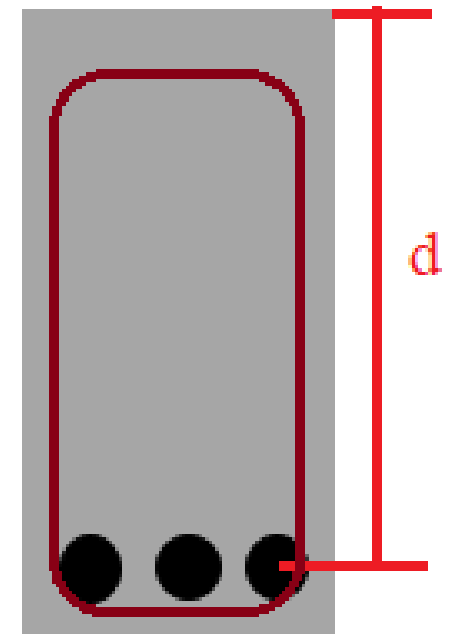
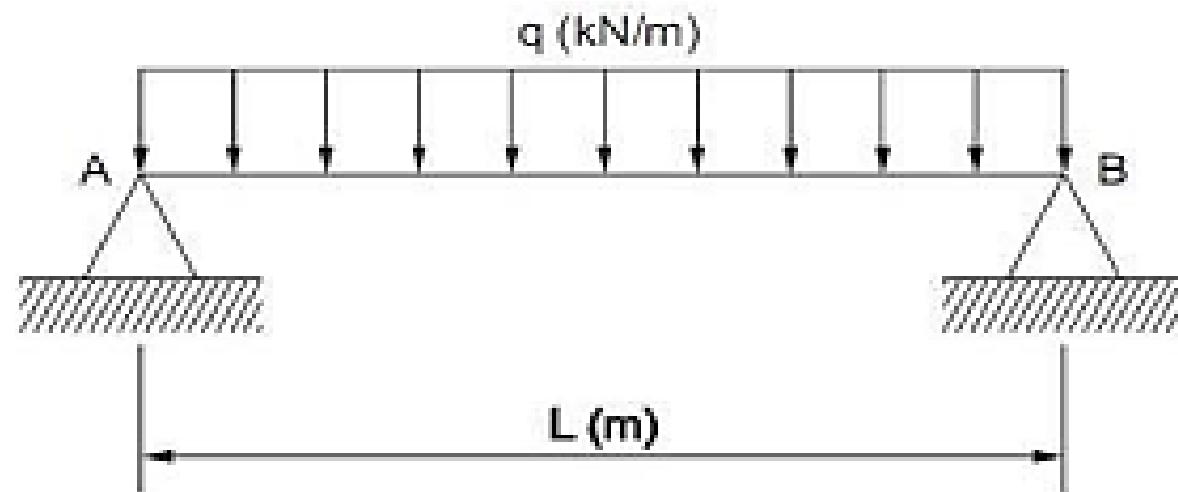


Imagem representativa da seção transversal

Resolução

1. Força solicitante de projeto devido às forças externas

$$F_{sd} = \gamma_c * q$$

$$F_{sd} = 1,4 * 24$$

$$F_{sd} = 33,6 \text{ kN/m}$$

Resolução

2. Momento solicitante de projeto devido às forças externas

$$M_{sd} = \frac{F_{sd} * l^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{33,6 * 4^2}{8}$$

$$M_{sd} = 67,2 \text{ kN.m ou } 6720 \text{ kN.cm}$$

Resolução

3. determinar K_c

$d = h - c$ - diâmetro estribo

$$d = 40 - 3 - 1$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

$$K_c = \frac{b_w * d^2}{M_{sd}}$$

$$K_c = \frac{15 * 36^2}{6.720}$$

$$K_c = 2,89$$

FLEXÃO SIMPLES EM SEÇÃO RETANGULAR - ARMADURA SIMPLES

$\beta_x = \frac{x}{d}$	$K_c \text{ (cm}^2/\text{kN)}$									Dom.
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	CA-50	
0,01	137,8	103,4	82,7	68,9	59,1	51,7	45,9	41,3	0,023	
0,02	69,2	51,9	41,5	34,6	29,6	25,9	23,1	20,8	0,023	
0,03	46,3	34,7	27,8	23,2	19,8	17,4	15,4	13,9	0,023	
0,04	34,9	26,2	20,9	17,4	14,9	13,1	11,6	10,5	0,023	
0,05	28,0	21,0	16,8	14,0	12,0	10,5	9,3	8,4	0,023	
0,06	23,4	17,6	14,1	11,7	10,0	8,8	7,8	7,0	0,024	
0,07	20,2	15,1	12,1	10,1	8,6	7,6	6,7	6,1	0,024	
0,08	17,7	13,3	10,6	8,9	7,6	6,6	5,9	5,3	0,024	
0,26	5,9	4,4	3,5	2,9	2,5	2,2	2,0	1,8	0,026	
0,27	5,7	4,3	3,4	2,8	2,4	2,1	1,9	1,7	0,026	
0,28	5,5	4,1	3,3	2,8	2,4	2,1	1,8	1,7	0,026	
0,29	5,4	4,0	3,2	2,7	2,3	2,0	1,8	1,6	0,026	
0,30	5,2	3,9	3,1	2,6	2,2	1,9	1,7	1,6	0,026	
0,31	5,1	3,8	3,0	2,5	2,2	1,9	1,7	1,5	0,026	
0,32	4,9	3,7	3,0	2,5	2,1	1,8	1,6	1,5	0,026	
0,33	4,8	3,6	2,9	2,4	2,1	1,8	1,6	1,4	0,026	
0,34	4,7	3,5	2,8	2,3	2,0	1,8	1,6	1,4	0,027	
0,35	4,6	3,4	2,7	2,3	2,0	1,7	1,5	1,4	0,027	
0,36	4,5	3,3	2,7	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3	0,027	
0,37	4,4	3,3	2,6	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3	0,027	
0,38	4,3	3,2	2,6	2,1	1,8	1,6	1,4	1,3	0,027	
0,40	4,1	3,1	2,5	2,0	1,8	1,5	1,4	1,2	0,027	
0,42	3,9	2,9	2,4	2,0	1,7	1,5	1,3	1,2	0,028	3
0,44	3,8	2,8	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,028	
0,45	3,7	2,8	2,2	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	0,028	
0,46	3,7	2,7	2,2	1,8	1,6	1,4	1,2	1,1	0,028	
0,27	5,7	4,3	3,4	2,8	2,4	2,1	1,9	1,7	0,026	

Resolução

4. verificando o domínio

O domínio nesse caso pode ser verificado através do β e por meio da própria tabela

$$K_c = 2,89 \rightarrow \beta = 0,33 < 0,45$$

→ atende a ductilidade segundo a NBR 6118/2014

Ou

$$\beta = x/d$$

$$0,33 = x/36$$

$$\rightarrow x = 36 * 0,33$$

$$\rightarrow x = 11,88 \text{ cm}$$

$$x_{23} = 0,259 * d$$

$$x_{duc} = 0,45 * d$$



$$x_{23} = 9,32 \text{ cm}$$

$$x_{duc} = 16,20 \text{ cm}$$

Resolução

5. determinar a área de aço e a armadura

$$K_c = 2,89$$

$$\rightarrow K_s = 0,026$$

$$\rightarrow A_s = K_s * \frac{M_{sd}}{d}$$

$$A_s = 0,026 * \frac{6.720}{36}$$

$$A_s = 4,85 \text{ cm}^2$$

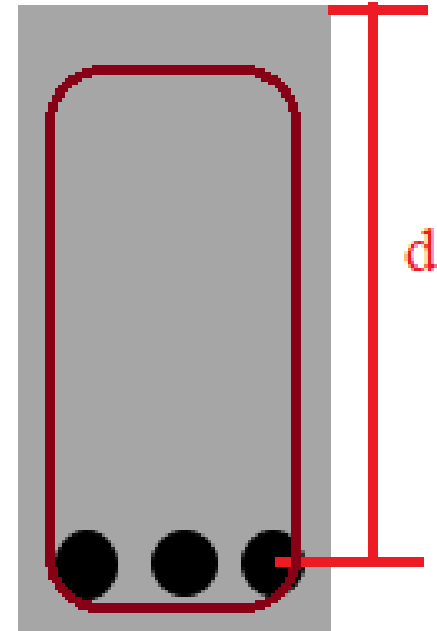
Diâmetro (mm)	Área unitária (cm ²)	Número de barras
8	0,50	4,85/0,5 = 9,7 = 10
10	0,78	4,85/0,78 = 7
12,5	1,23	4
16	2,01	3
20	3,14	2

A escolha da armadura

A escolha de uma das combinações listadas deve levar em conta os fat

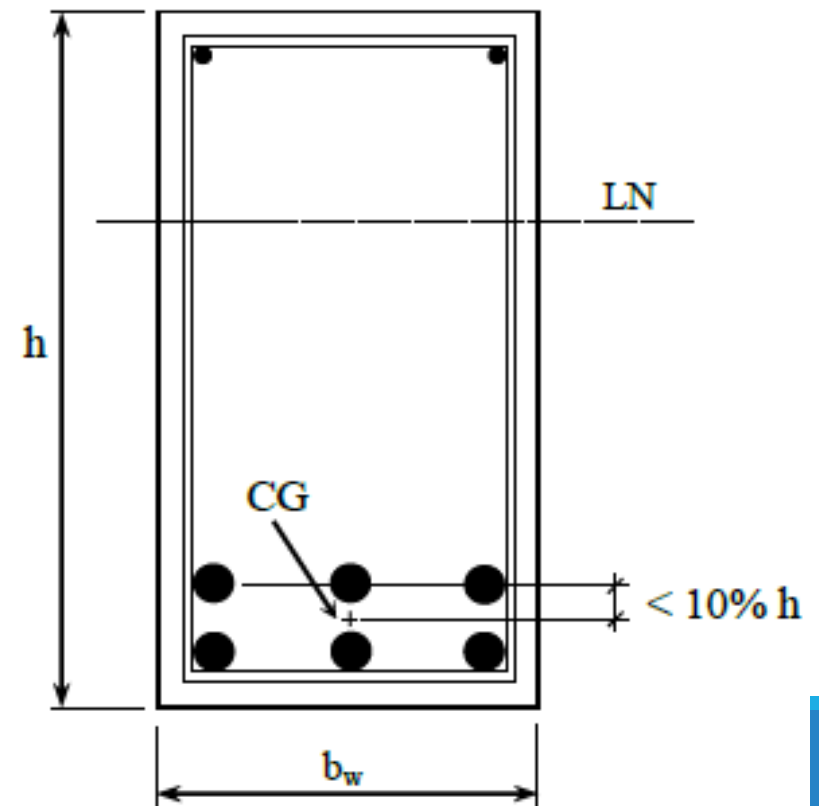
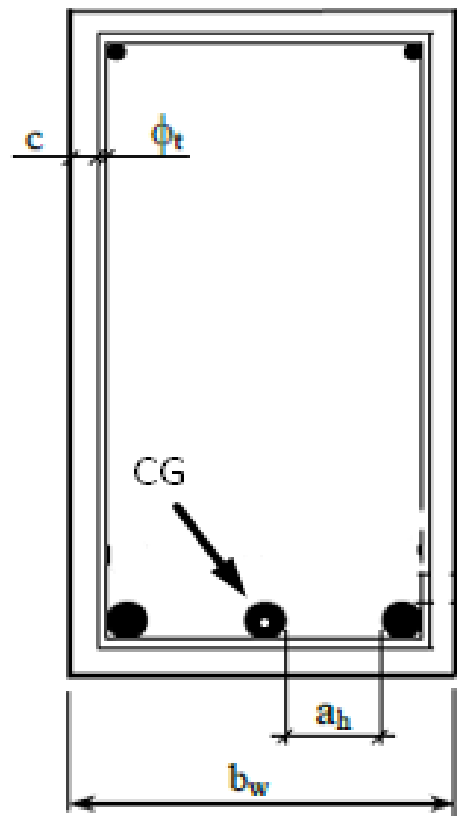
- fissuração;
- facilidade de execução
- porte da obra;
- número de camadas de barras;
- exequibilidade (largura da viga principalmente), entre outros.

Detalhamentos com uma única camada resultam seções mais resistentes que seções com duas ou mais camadas de barras, pois quanto mais próximo estiver o centro de gravidade da armadura à borda tracionada, maior será a resistência da seção

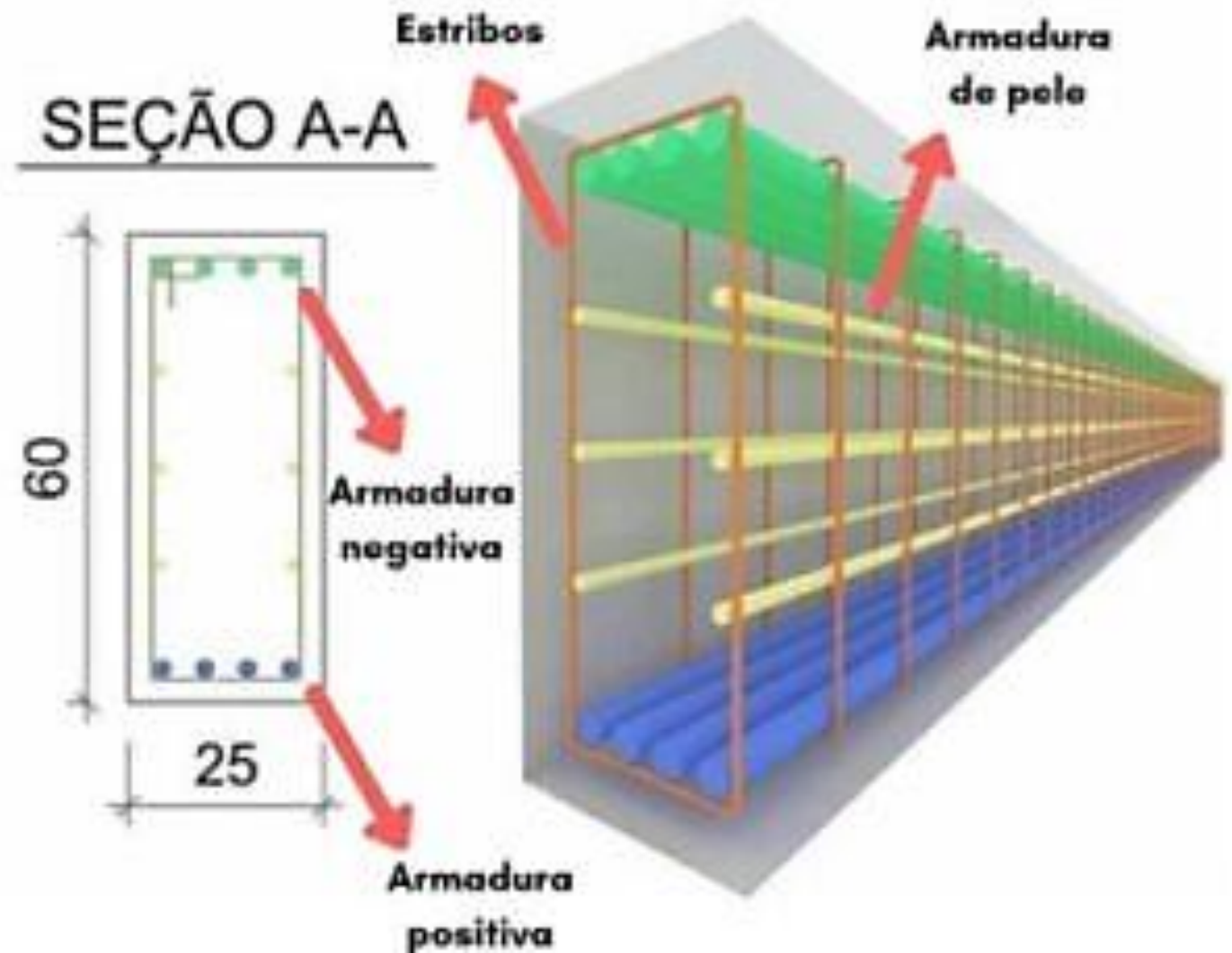
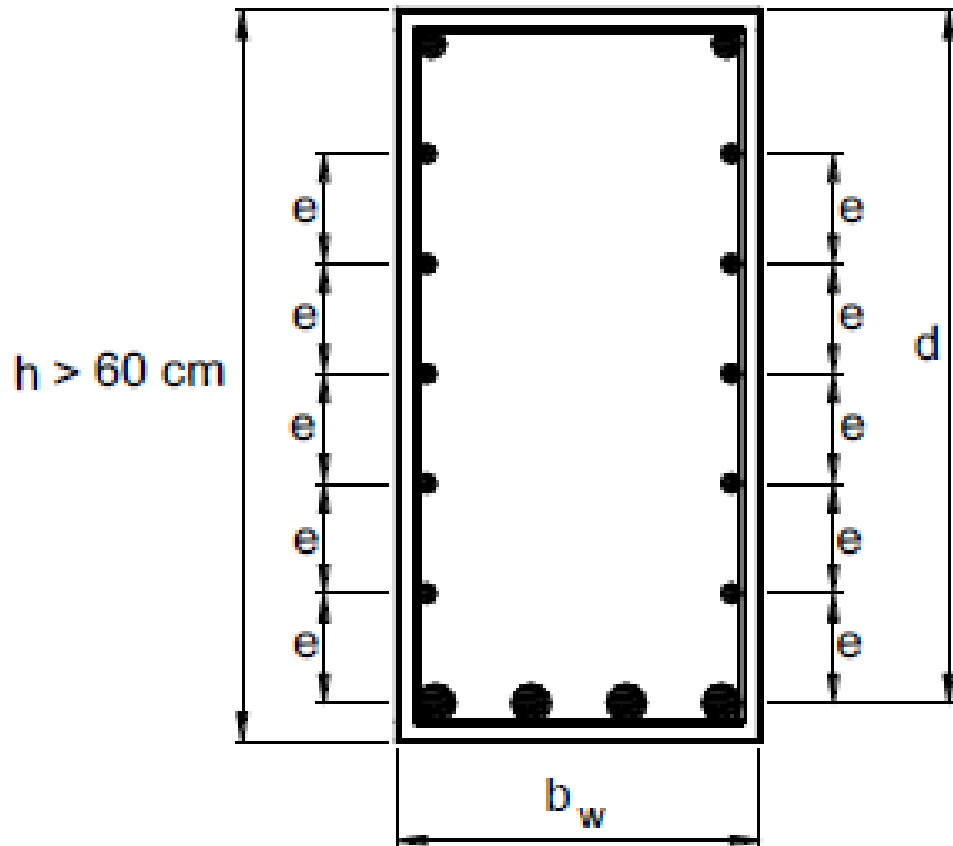


A escolha da armadura

Detalhamentos com uma única camada resultam seções mais resistentes que seções com duas ou mais camadas de barras, pois quanto mais próximo estiver o centro de gravidade da armadura à borda tracionada, maior será a resistência da seção



Armaduras





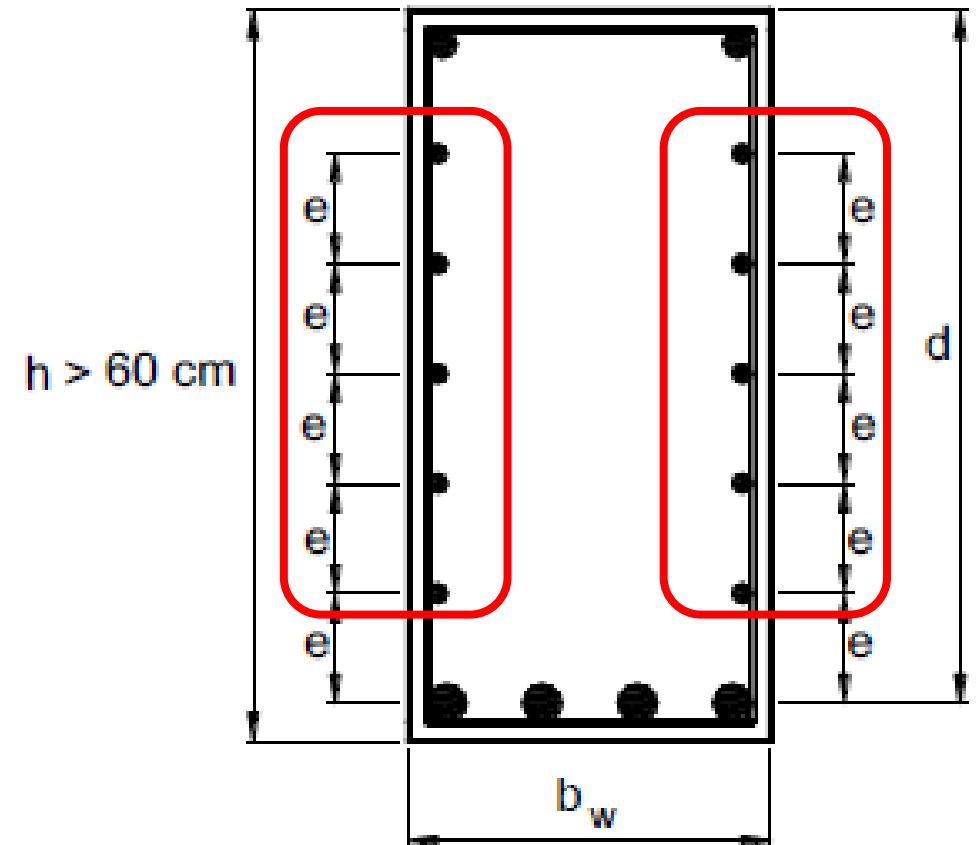
Algumas disposições construtivas

Armadura de pele

Segundo a NBR 6118 (17.3.5.2.3), nas vigas com $h > 60$ cm deve ser colocada uma armadura lateral, chamada *armadura de pele*

composta por barras de CA-50 ou CA-60, com espaçamento não maior que 20 cm e devidamente ancorada nos apoios, com área mínima em **cada face da alma da viga** igual a

$$A_{sp,face} = 0,10\% * b_w * h$$



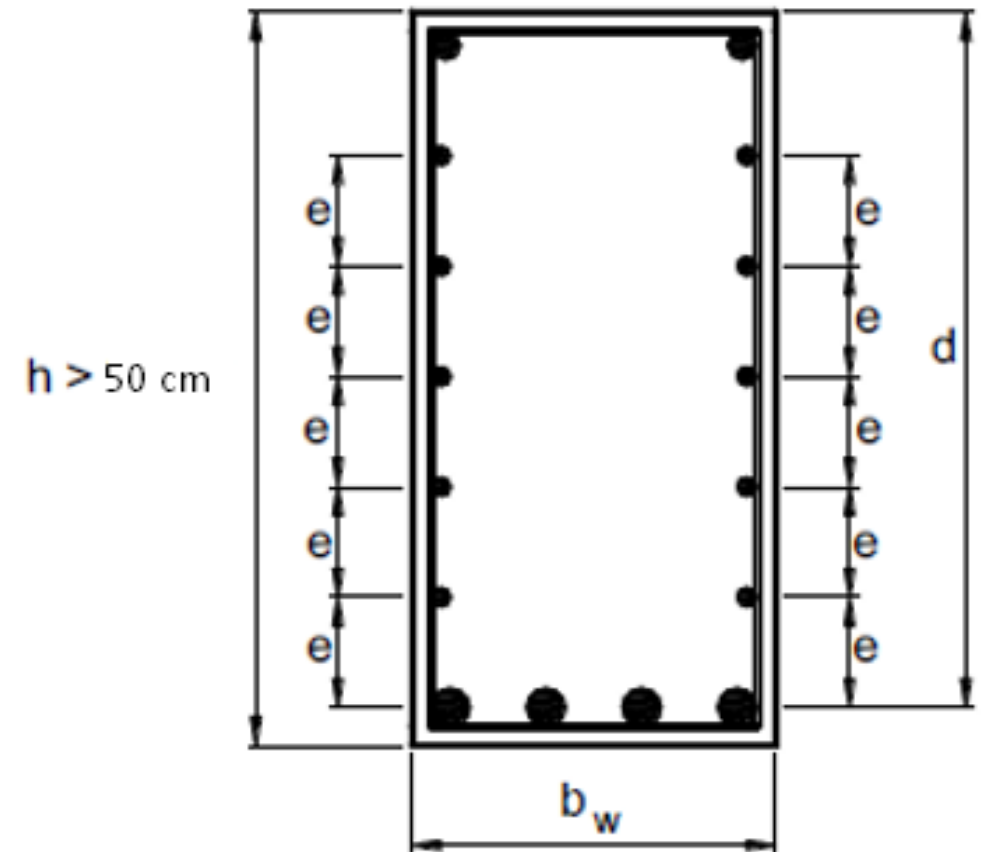
Algumas disposições construtivas

Armadura de pele

Recomenda-se o uso de armadura de pele em vigas com altura a partir de 50 cm, para evitar o aparecimento de fissuras superficiais por retração nas faces laterais verticais, e que acarretam preocupações aos executores da obra

Nesse caso:

$$A_{sp,face} = 0,05\% * b_w * h$$



Área de aço mínima

$$A_{s,mín} = 0,15\% * b_w * h$$

Sendo

$A_{s,mín}$ área de aço mínima da seção

b_w largura da viga

h altura da viga

Taxa de armadura mínima

$$\rho_{mín} = \frac{A_{s,mín}}{A_c}$$

Tabela 17.3 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas

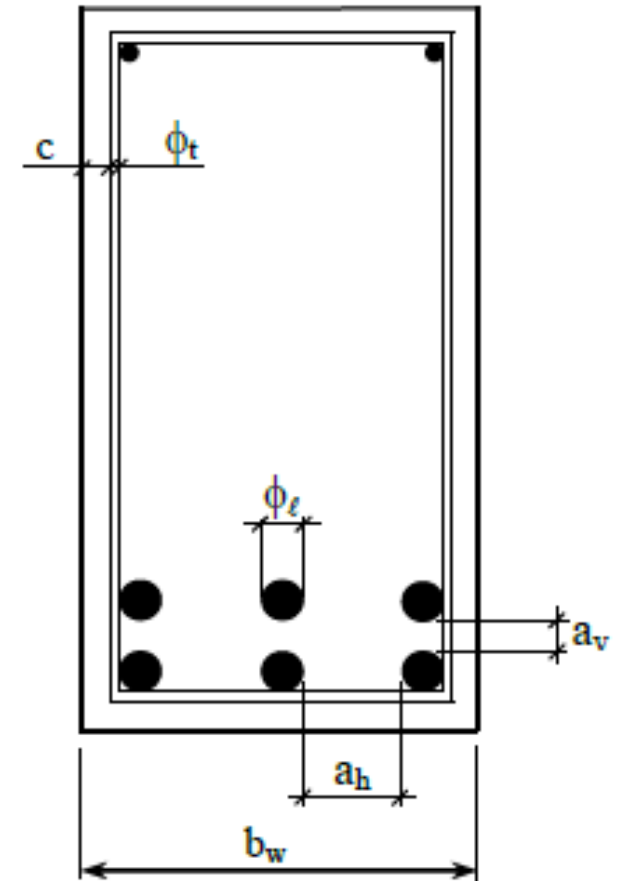
Forma da seção	Valores de $\rho_{mín}^a$ ($A_{s,mín}/A_c$) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

^a Os valores de $\rho_{mín}$ estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, $\rho_{mín}$ deve ser recalculado.

Algumas disposições construtivas

Espaçamentos mínimos entre vergalhões

A fim de garantir que o concreto penetre com facilidade dentro da fôrma e envolva completamente as barras de aço das armaduras, a NBR 6118 (18.3.2.2) estabelece os seguintes espaçamentos livres mínimos entre as faces das barras (NBR 6118, 18.3.2.2)



Algumas disposições construtivas

Espaçamentos mínimos entre vergalhões

Na direção horizontal (a_h)

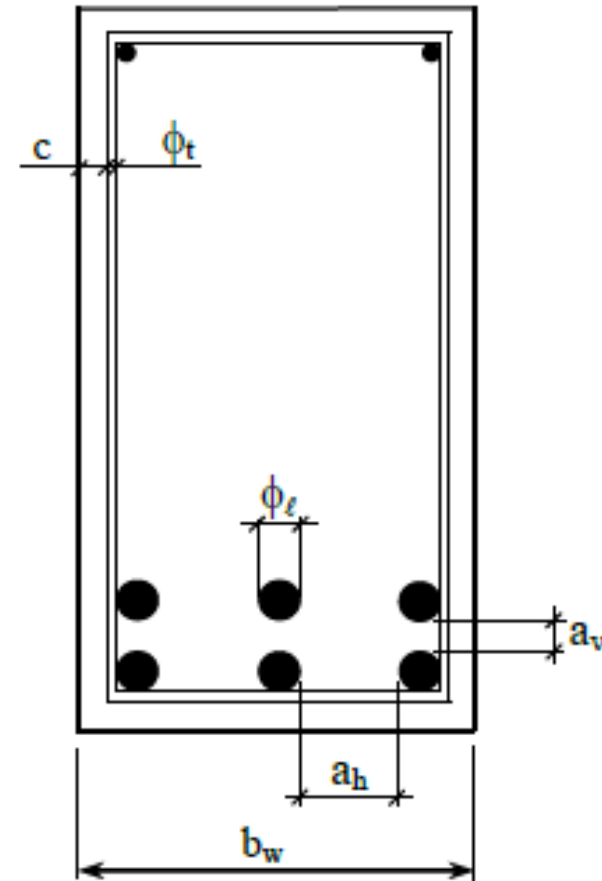
$$a_{h,mín} \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_l \\ 1,2 * d_{máx.agregado} \end{cases}$$

Na direção vertical (a_v)

$$a_{v,mín} \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_l \\ 0,5 * d_{máx.agregado} \end{cases}$$

ϕ_l é o diâmetro da barra longitudinal

$d_{máx.agregado}$ é o diâmetro máximo do agregado graúdo utilizado no concreto



Algumas disposições construtivas

Espaçamentos mínimos entre vergalhões

Tabela A-4 – Área de aço e largura b_w mínima.

Diâm. (mm)	A_s (cm ²) b_w (cm)	Número de barras										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
4,2	As	0,14	0,28	0,42	0,56	0,70	0,84	0,98	1,12	1,26	1,40	
	b_w	Br. 1	-	8	11	14	16	19	22	25	27	30
		Br. 2	-	9	13	16	19	23	26	30	33	36
5	As	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	
	b_w	Br. 1	-	9	11	14	17	20	22	25	28	31
		Br. 2	-	9	13	16	20	23	27	30	34	37
6,3	As	0,31	0,62	0,93	1,24	1,55	1,86	2,17	2,48	2,79	3,10	
	b_w	Br. 1	-	9	12	15	18	20	23	26	29	32
		Br. 2	-	10	13	17	20	24	28	31	35	39
8	As	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	
	b_w	Br. 1	-	9	12	15	18	21	25	28	31	34
		Br. 2	-	10	14	17	21	25	29	33	36	40
10	As	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00	
	b_w	Br. 1	-	10	13	16	19	23	26	29	33	36
		Br. 2	-	10	14	18	22	26	30	34	38	42
	As	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50	

Exemplo 3

Detalhe a armadura de $4\phi 12,5 \text{ mm}$ da viga do exemplo 1

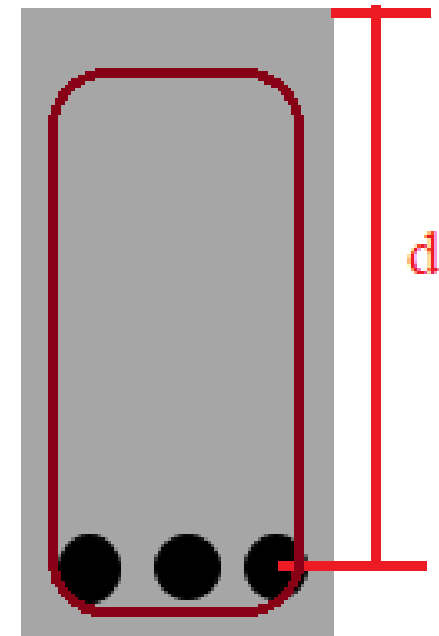
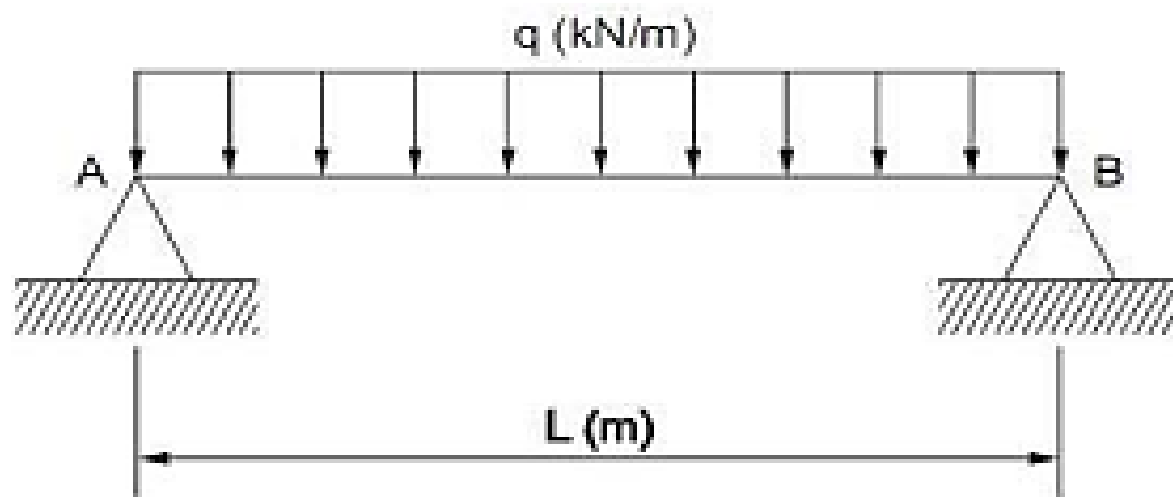


Imagem representativa da seção transversal

Tabela 17.3 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas

Forma da seção	Valores de $\rho_{mín}^a$ ($A_{s,mín}/A_c$) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

^a Os valores de $\rho_{mín}$ estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, $\rho_{mín}$ deve ser recalculado.

$$\rho = 0,813\%$$

Pela tabela para concreto com $f_{ck}=25$ MPa:

$$\rho_{mín} = 0,15\%$$

$$\rightarrow \rho = 0,813\% > \rho_{mín} = 0,15\%$$

\rightarrow OK!!

Resolução

3. armadura de pele

A viga tem seção 15x40 cm

→ segundo a NBR 6118/2014, não necessita de armadura de pele pois $h=40\text{ cm} < 60\text{ cm}$

Caso a altura h da viga fosse 50 cm ou 55 cm colocaríamos uma armadura de pele

Resolução

4. espaçamentos mínimos

Na direção horizontal (a_h)

$$a_{h,mín} \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_l = 12,5 \text{ mm} \\ 1,2 * d_{máx.agregado} = 1,2 * 19 \text{ mm} = 22,8 \text{ mm} = 2,3 \text{ cm} \end{cases}$$
$$a_{h,mín \text{ adotado}} = 2,3 \text{ cm}$$

Na direção vertical (a_v)

$$a_{v,mín} \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_l = 12,5 \text{ mm} \\ 0,5 * d_{máx.agregado} = 9,5 \text{ mm} \end{cases}$$

$$a_{v,mín \text{ adotado}} = 2 \text{ cm}$$

Resolução

4. espaçamento horizontal mínimo

Tabela A-4 – Área de aço e largura b_w mínima.

Diâm. (mm)	A_s (cm ²) b_w (cm)	Número de barras										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
4,2	As	0,14	0,28	0,42	0,56	0,70	0,84	0,98	1,12	1,26	1,40	
	b_w	Br. 1	-	8	11	14	16	19	22	25	27	30
		Br. 2	-	9	13	16	19	23	26	30	33	36
5	As	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	
	b_w	Br. 1	-	9	11	14	17	20	22	25	28	31
		Br. 2	-	9	13	16	20	23	27	30	34	37
6,3	As	0,31	0,62	0,93	1,24	1,55	1,86	2,17	2,48	2,79	3,10	
	b_w	Br. 1	-	9	12	15	18	20	23	26	29	32
		Br. 2	-	10	13	17	20	24	28	31	35	39
8	As	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	
	b_w	Br. 1	-	9	12	15	18	21	25	28	31	34
		Br. 2	-	10	14	17	21	25	29	33	36	40
10	As	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00	
	b_w	Br. 1	-	10	13	16	19	23	26	29	33	36
		Br. 2	-	10	14	18	22	26	30	34	38	42
12,5	As	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50	
	b_w	Br. 1	-	10	14	17	21	24	28	31	35	38
		Br. 2	-	11	15	19	24	28	32	36	41	45
16	As	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00	
	b_w	Br. 1	-	11	15	19	22	26	30	34	38	42
		Br. 2	-	11	16	21	25	30	34	39	44	48

Resolução

4. espaçamento horizontal mínimo

Tabela A-4 – Área de aço e largura b_w mínima.

Diâm. (mm)	A_s (cm ²) b_w (cm)	Número de barras										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
4,2	A_s	0,14	0,28	0,42	0,56	0,70	0,84	0,98	1,12	1,26	1,40	
	b_w	Br. 1	-	8	11	14	16	19	22	25	27	30
		Br. 2	-	9	13	16	19	23	26	30	33	36
5	A_s	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	
	b_w	Br. 1	-	9	11	14	17	20	22	25	28	31
		Br. 2	-	9	13	16	20	23	27	30	34	37
6,3	A_s	0,31	0,62	0,93	1,24	1,55	1,86	2,17	2,48	2,79	3,10	
	b_w	Br. 1	-	9	12	15	18	20	23	26	29	32
		Br. 2	-	10	13	17	20	24	28	31	35	39
8	A_s	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	
	b_w	Br. 1	-	9	12	15	18	21	25	28	31	34
		Br. 2	-	10	14	17	21	25	29	33	36	40
10	A_s	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00	
	b_w	Br. 1	-	10	13	16	19	23	26	29	33	36
		Br. 2	-	10	14	18	22	26	30	34	38	42
12,5	A_s	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50	
	b_w	Br. 1	-	10	14	17	21	24	28	31	35	38
		Br. 2	-	11	15	19	24	28	32	36	41	45
16	A_s	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00	
	b_w	Br. 1	-	11	15	19	22	26	30	34	38	42
		Br. 2	-	11	16	21	25	30	34	39	44	48

Resolução

4. espaçamento horizontal mínimo

Número de barras possíveis de serem colocadas na viga de largura b_w

Tabela A-4 – Área de aço e largura b_w mínima.

Diâm. (mm)	A_s (cm ²) b_w (cm)	Número de barras										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
4,2	A_s	0,14	0,28	0,42	0,56	0,70	0,84	0,98	1,12	1,26	1,40	
	b_w	Br. 1	-	8	11	14	16	19	22	25	27	30
		Br. 2	-	9	13	16	19	23	26	30	33	36
5	A_s	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	
	b_w	Br. 1	-	9	11	14	17	20	22	25	28	31
		Br. 2	-	9	13	16	20	23	27	30	34	37
6,3	A_s	0,31	0,62	0,93	1,24	1,55	1,86	2,17	2,48	2,79	3,10	
	b_w	Br. 1	-	9	12	15	18	20	23	26	29	32
		Br. 2	-	10	13	17	20	24	28	31	35	39
8	A_s	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	
	b_w	Br. 1	-	9	12	15	18	21	25	28	31	34
		Br. 2	-	10	14	17	21	25	29	33	36	40
10	A_s	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00	
	b_w	Br. 1	-	10	13	16	19	23	26	29	33	36
		Br. 2	-	10	14	18	22	26	30	34	38	42
12,5	A_s	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50	
	b_w	Br. 1	-	10	14	17	21	24	28	31	35	38
		Br. 2	-	11	15	19	24	28	32	36	41	45
16	A_s	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00	
	b_w	Br. 1	-	11	15	19	22	26	30	34	38	42
		Br. 2	-	11	16	21	25	30	34	39	44	48

Resolução

4. espaçamento horizontal mínimo

Área de aço **máxima** possível de se inserir em **uma única camada** para o diâmetro especificado

Número de barras possíveis de serem colocadas na viga de largura b_w

largura (b_w) que a viga deveria ter para comportar a quantidade de barras especificadas

Tabela A-4 – Área de aço e largura b_w mínima.

Diâm. (mm)	A_s (cm ²) b_w (cm)	Número de barras										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
4,2	A_s	0,14	0,28	0,42	0,56	0,70	0,84	0,98	1,12	1,26	1,40	
	b_w	Et. 1	-	8	11	14	16	19	22	25	27	30
		Et. 2	-	9	13	16	19	23	26	30	33	36
5	A_s	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	
	b_w	Et. 1	-	9	11	14	17	20	22	25	28	31
		Et. 2	-	9	13	16	20	23	27	30	34	37
6,3	A_s	0,31	0,62	0,93	1,24	1,55	1,86	2,17	2,48	2,79	3,10	
	b_w	Et. 1	-	9	12	15	18	20	23	26	29	32
		Et. 2	-	10	13	17	20	24	28	31	35	39
8	A_s	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	
	b_w	Et. 1	-	9	12	15	18	21	25	28	31	34
		Et. 2	-	10	14	17	21	25	29	33	36	40
10	A_s	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00	
	b_w	Et. 1	-	10	13	16	19	23	26	29	33	36
		Et. 2	-	10	14	18	22	26	30	34	38	42
12,5	A_s	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50	
	b_w	Br. 1	-	10	14	17	21	24	28	31	35	38
		Br. 2	-	11	15	19	24	28	32	36	41	45
16	A_s	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00	
	b_w	Br. 1	-	11	15	19	22	26	30	34	38	42
		Br. 2	-	11	16	21	25	30	34	39	44	48

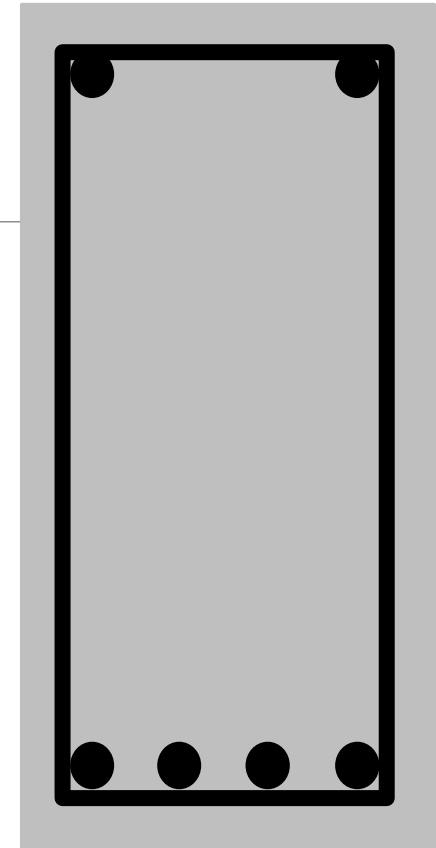
Resolução

4. espaçamento horizontal mínimo

Área de aço (A_s)= 4,89 cm²

Armadura escolhida= 4Ø12,5 mm

Conforme tabela anterior, não é possível inserir uma única camada de armadura, pois a disposição da armadura o $b_w \neq 17$ cm e não atenderia ao espaçamento mínimo horizontal de 2,3 mm de forma a não dificultar o processo de vibração ou o aparecimento de “ninhos de concretagem” (espaços vazios) na viga



Disposição de armadura 4Ø12,5 mm em camada única não viável

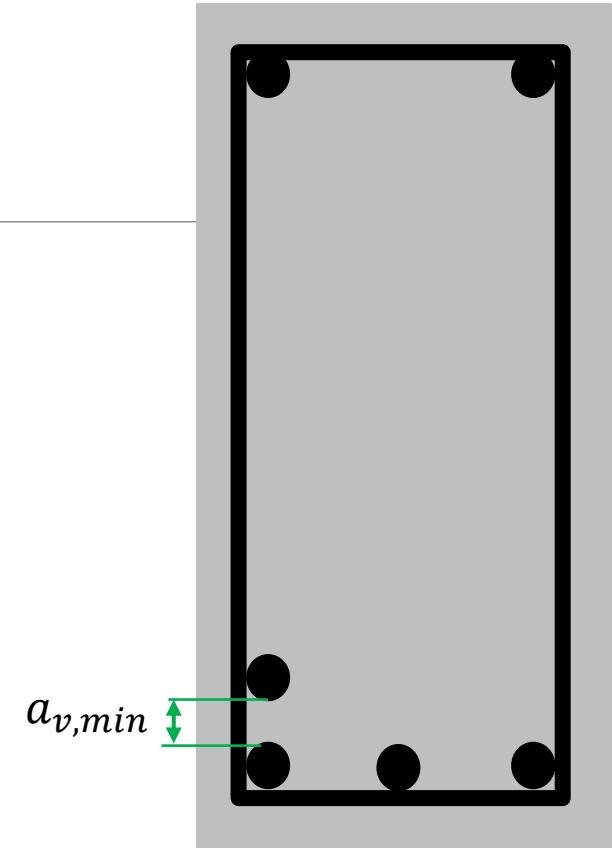
Resolução

4. espaçamento horizontal mínimo

Área de aço (A_s)= 4,89 cm²

Armadura escolhida= 4Ø12,5 mm

Conforme tabela anterior, não é possível inserir uma única camada de armadura, pois a disposição da armadura o $b_w \neq 17$ cm e não atenderia ao espaçamento mínimo horizontal de 2,3 mm de forma a não dificultar o processo de vibração ou o aparecimento de “ninhos de concretagem” (espaços vazios) na viga



Disposição de armadura 4Ø12,5 mm em duas camadas sem simetria da armadura. Nesse caso, a distribuição de forças não seria uniforme na peça. Não é a melhor situação.

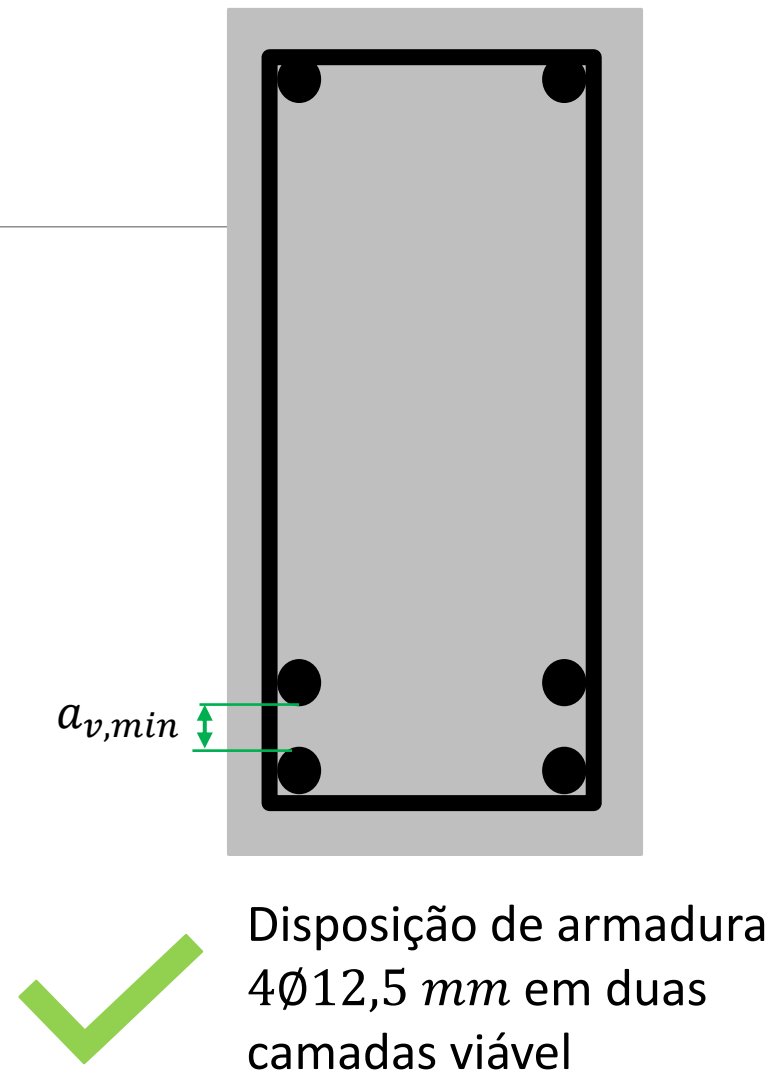
Resolução

4. espaçamento horizontal mínimo

Área de aço (A_s)= 4,89 cm²

Armadura escolhida= 4Ø12,5 mm

Conforme tabela anterior, não é possível inserir uma única camada de armadura, pois a disposição da armadura o $b_w \neq 17$ cm e não atenderia ao espaçamento mínimo horizontal de 2,3 mm de forma a não dificultar o processo de vibração ou o aparecimento de “ninhos de concretagem” (espaços vazios) na viga



Resolução

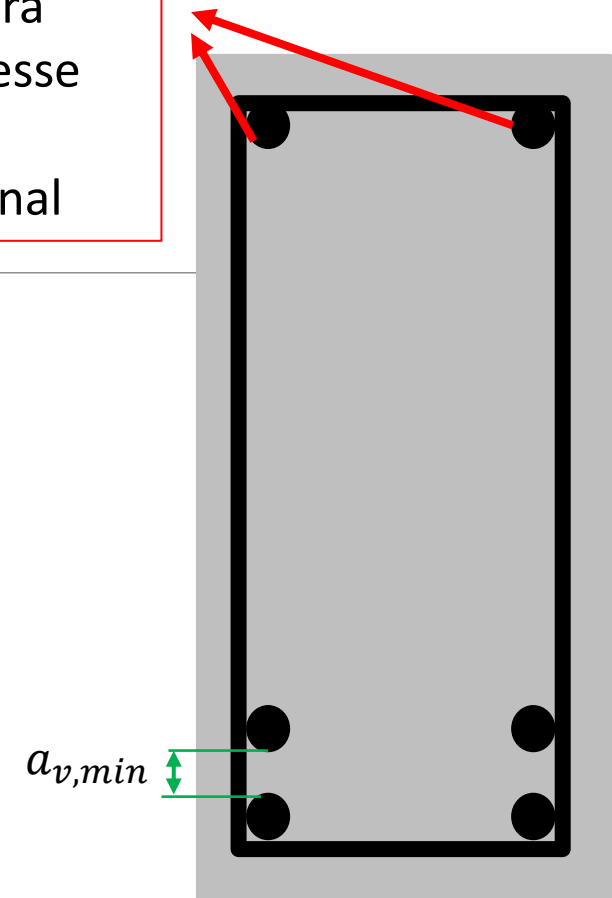
Armadura de montagem para ancoramento do estribo. Nesse caso, pode ser adotada a armadura mínima longitudinal

4. espaçamento horizontal mínimo

Área de aço (A_s)= 4,89 cm²

Armadura escolhida= 4Ø12,5 mm

Conforme tabela anterior, não é possível inserir uma única camada de armadura, pois a disposição da armadura o $b_w \neq 17$ cm e não atenderia ao espaçamento mínimo horizontal de 2,3 mm de forma a não dificultar o processo de vibração ou o aparecimento de “ninhos de concretagem” (espaços vazios) na viga





Exemplo 3

Para a viga indicada na Figura seguinte, calcular a armadura longitudinal de flexão. Escolha a armadura e defina a distribuição dela na viga, justificando a sua escolha. Verifique se a viga precisa de armadura de pele, se atende a armadura máxima e mínima. São conhecidos:

$$M_{k,máx} = + 10.000 \text{ kN.cm}$$

$$\gamma_c = \gamma_f = 1,4 \quad ; \quad \gamma_s = 1,15$$

concreto C20 ($f_{ck} = 20 \text{ MPa}$, Grupo I)

aço CA-50

$\phi_t = 5 \text{ mm}$ (diâmetro do estribo)

concreto com brita 1 ($d_{máx} = 19 \text{ mm}$), sem brita 2

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$b_w = 20 \text{ cm}$$

$$d = 47 \text{ cm (altura útil)}$$

$$c = 2,0 \text{ cm (cobrimento nominal)}$$

