



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JÚLIO DE MESQUITA FILHO"

FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

## **ESTUDO DO ESFORÇO CORTANTE**

**Prof. Jefferson S. Camacho**

Ilha Solteira-SP  
2004

# **S U M Á R I O**

1. INTRODUÇÃO .....	4
1.1 Analogia da Treliça Clássica de Ritter-Mörsch .....	5
1.2 Formas de Ruptura .....	6
1.3 Armaduras Básicas de Corte .....	7
1.4 Campo de Validade .....	8
2. ESFORÇOS SOLICITANTES .....	8
3. MODELOS DE CÁLCULO .....	10
3.1 Modelo de Cálculo I.....	10
3.2 Modelo de Cálculo II.....	12
4. ELEMENTOS COM ALTURA VARIÁVEL .....	14
5. DECALAGEM DO DIAGRAMA $R_{st}$ .....	15
5.1 Modelo de Cálculo I.....	15
5.2 Modelo de Cálculo II.....	16
6. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS .....	17
6.1 Armadura Mínima .....	17
6.2 Peças Armadas com Estribos .....	17
6.3 Peças Armadas com Barras Dobradas.....	18
7. ARMADURAS NOS APOIOS .....	19
8. ARMADURA DE SUSPENSÃO .....	20
8.1 Cálculo e Distribuição da Armadura de Suspensão .....	20
9. ARMADURA DE COSTURA EM VIGAS DE SEÇÃO T .....	23
9.1. Mesa Comprimida .....	23
9.2. Mesa Tracionada .....	25
10. EXERCÍCIOS .....	26
11. SIMBOLOGIA .....	32
12. TABELAS .....	33

## **L I S T A   D E   F I G U R A S**

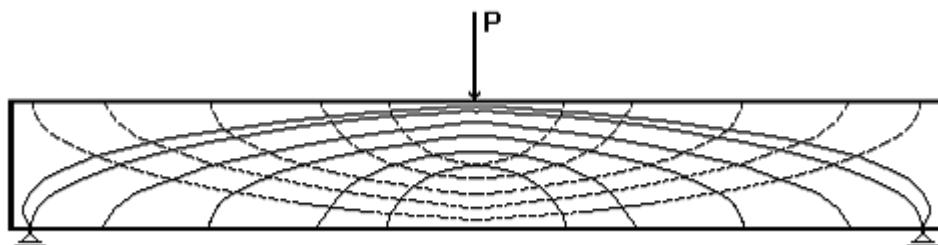
Figura 1 – Analogia da treliça clássica.....	5
Figura 2 – mecanismos internos resistentes da treliça. ....	8
Figura 3 – Armaduras transversais básicas .....	7
Figura 4 – Redução no valor do esforço cortante: carga distribuída.....	9
Figura 5 – Redução no valor do esforço cortante: carga concentrada .....	9
Figura 6 – Determinação do valor de $A_{sw}$ .....	11
Figura 7 – Valores de $V_{c0}$ (modelo de cálculo II) .....	13
Figura 8 – Vigas com altura variável. ....	14
Figura 9 – Decalagem do diagrama de $R_{st}$ .....	15
Figura 10 – Força de arrancamento nos apoios.....	19
Figura 11 – Armadura de suspensão .....	20
Figura 12 – Formação de bielas de compressão em mesas de seção T .....	23

# 1. INTRODUÇÃO

(item 17.4)

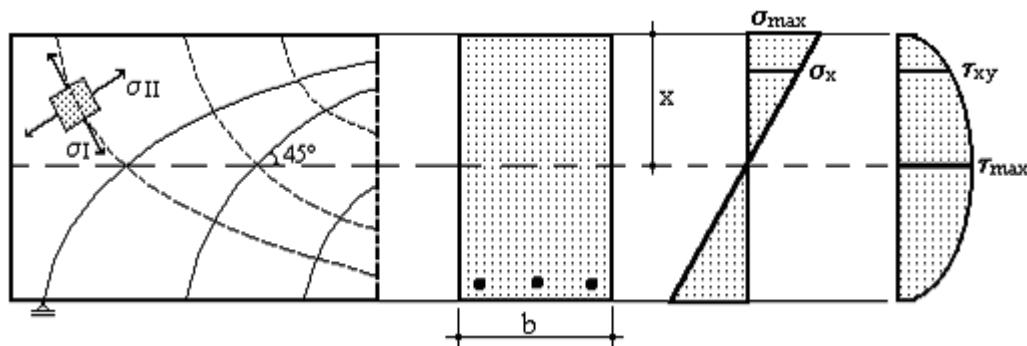
Além dos esforços de flexão, uma viga de concreto armado estará, praticamente sempre, sujeita à ação de esforços cortantes. Com menos freqüência, pode ainda atuar sobre as vigas momentos torções e forças normais, de tração ou compressão, caracterizando estados de flexo-tração ou flexo-compressão, com ou sem torção. Contudo, será objeto de estudo desse capítulo somente a ação dos esforços de corte atuantes nas vigas.

O comportamento de uma viga de concreto armado, quando atuam solicitações produtoras de tensões tangenciais, tais como esforço cortante ou momento torçor, é complexo. As tensões tangenciais se combinam com as tensões normais de flexão, para formarem um estado múltiplo de tensões, cujas direções principais variam de ponto para ponto, definindo as isostáticas de tensões, que são as envolventes das tensões principais, ou seja, as tangentes em cada ponto têm a direção das tensões principais, constituindo 2 famílias de curvas ortogonais:



— isostáticas de compressão;  
----isostáticas de tração.

Nesse estágio, a viga está trabalhando Estádio (I) de flexão, como se fosse um material homogêneo com comportamento elasto-linear, e a análise das tensões pode ser feito pelas expressões clássicas da resistência dos materiais:



$$\tau = \frac{V \cdot S}{b \cdot I}$$

Onde:

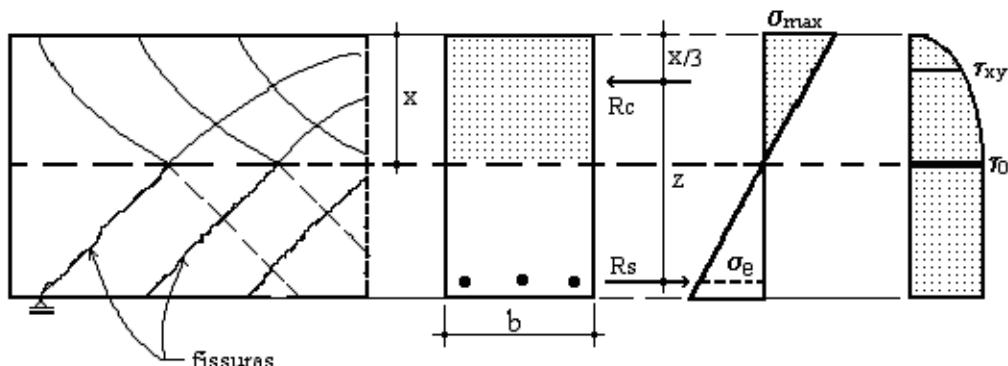
τ = tensão tangencial devido o cortante;

V = esforço cortante na seção;

S = momento estático da área acima da fibra em consideração em relação à linha neutra;

I = momento de inércia da seção em relação à linha neutra.

Quando a viga de concreto entra em regime de trabalho no estádio (II), surgindo uma fissuração oblíqua, ocorre uma redistribuição de tensões de difícil determinação teórica.



. S<sub>zona fissurada</sub> = S<sub>linha neutra</sub> = cte.

## 1.1 Analogia da Treliça Clássica de Ritter-Mörsch

Mörsch, baseando-se no aspecto da fissuração de uma viga de concreto armado, quando submetida a carregamentos próximos da ruptura, idealizou um modelo de cálculo segundo o qual a viga trabalharia de forma semelhante a uma treliça<sup>1</sup>.

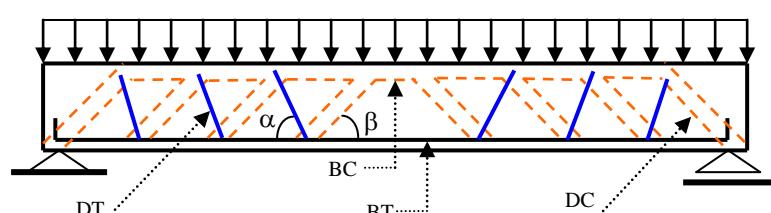
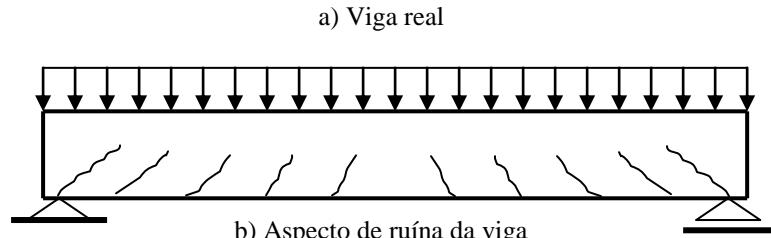


Figura 1 – Analogia da treliça clássica

<sup>1</sup> - Esse modelo não é válido para vigas-parede e apoios curtos.

Os elementos que compõe a treliça clássica são:

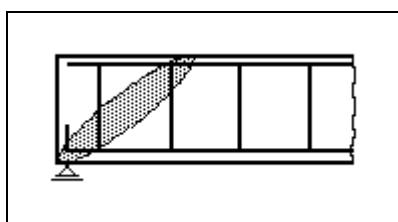
- BC → banzo comprimido: formado pela zona comprimida de concreto( $R_{cc}$ );
- BT → banzo tracionado: formado pelas barras da armadura longitudinal de tração ( $R_{st}$ );
- DC → diagonal comprimida: formada pelas bielas comprimidas de concreto;
- DT → diagonal tracionada: formada pela armadura transversal;
- $\alpha$  → inclinação da diagonal tracionada (armadura);
- $\beta$  → inclinação das bielas de concreto (ou das fissuras).

As bielas diagonais, delimitadas pelas fissuras, formam as diagonais comprimidas e as armaduras transversais formam os tirantes que ligam os banzos da treliça, conforme indicado na Figura 1c.

## 1.2 Formas de Ruptura

De uma forma geral, a ruptura de vigas de concreto armado sob a ação de esforços cortantes, pode apresentar as seguintes configurações:

- A) Ruptura por esmagamento do concreto: é aquela que corresponde ao esmagamento das bielas comprimidas de concreto, próximo às cargas concentradas elevadas, tais como reações de apoio.



Esse tipo de E.L.U. pode ser evitado mediante a verificação de não esmagamento da biela comprimida de concreto, como segue:

$$V_{rd2} \leq V_{sd}$$

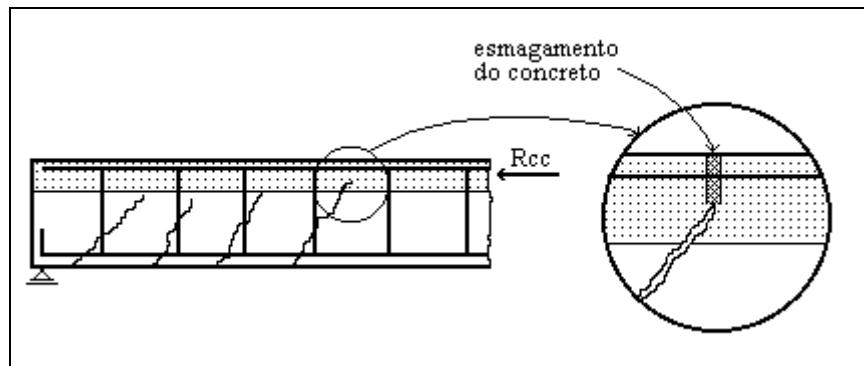
- b) Ruptura por tração do aço: ocorre quando a resistência ao escoamento do aço empregado na armadura transversal é superada.



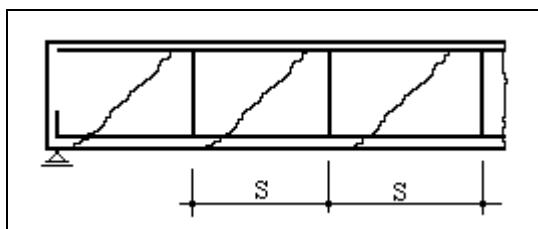
Essa forma de ruptura é prevenida adequando-se, através do dimensionamento, o valor da armadura transversal de modo que a seguinte relação seja verificada:

$$V_{sw} \geq V_{sd} - V_c$$

- c) Ruptura por força cortante-flexão: decorre da interação força cortante-flexão, quando as fissuras de cisalhamento atingem o banzo comprimido de concreto, diminuindo o valor de ( $R_{cc}$ ) considerado no dimensionamento à flexão. Esse tipo de ruptura também ocorre próximo às cargas concentradas elevadas.



- d) Ruptura por deficiências de detalhamento: quando as bielas de concreto se apóiam diretamente sobre as armaduras de flexão, não sendo possível o equilíbrio dos nós da treliça. Decorre das deficiências localizadas das armaduras transversais, devendo-se portanto, respeitar as regras de detalhamento (espaçamentos).



$S \leq S_{\max}$  (indicado por norma)

### 1.3 Armaduras Básicas de Corte

A armadura transversal pode ser constituída por estribos (fechados na região de apoio das diagonais, envolvendo a armadura longitudinal), verticais (Ev) ou inclinados (Ei), ou pela composição de estribos e barras dobradas (Bd); entretanto, quando forem utilizadas barras dobradas, estas não deverão suportar mais do que 60% do esforço total resistido pelas armaduras.

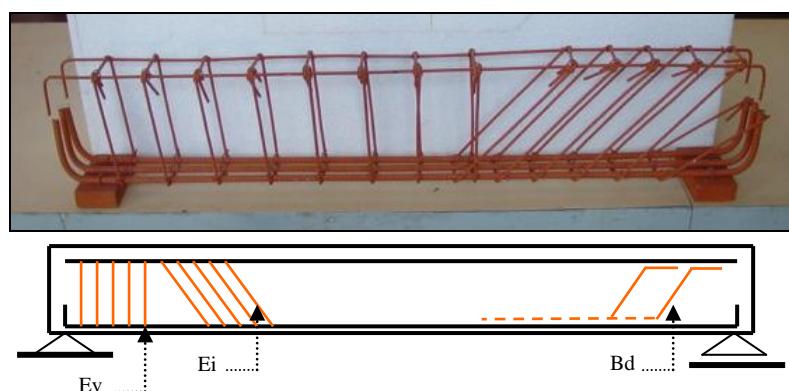


Figura 2 – Armaduras transversais básicas

O modelo de cálculo adotado pela NBR-6118/2003, pressupõe a analogia com uma treliça de banzos paralelos, associado a mecanismos resistentes complementares desenvolvidos no interior do elemento estrutural e traduzidos por uma componente  $V_c$ .

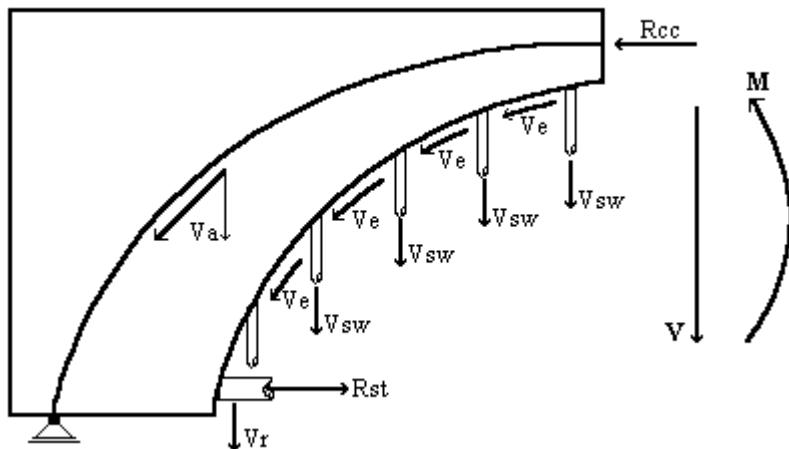


Figura 3 – mecanismos internos resistentes da treliça.

Onde:

$V$  = esforço cortante que atua na seção transversal;

$V_{sw}$  = esforço cortante absorvido pela armadura transversal;

$V_r$  = esforço cortante absorvido pelo efeito de rebite da armadura de flexão;

$V_e$  = esforço cortante absorvido pelo engrenamento dos agregados do concreto ao longo das fissuras;

$V_a$  = parcela do cortante que se direciona diretamente para os apoios pelo arqueamento de  $R_{cc}$ .

$$V_c \cong V_r + V_e + V_a$$

#### 1.4 Campo de Validade

As prescrições que se seguem nesse capítulo aplicam-se a elementos lineares armados ou protendidos, submetidos a forças cortantes, eventualmente combinadas com outros esforços solicitantes. Não se aplicam a elementos de volume, lajes, vigas parede e consolos curtos.

O ângulo de inclinação  $\alpha$  das armaduras transversais em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural deve estar situado no intervalo  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ .

## 2. ESFORÇOS SOLICITANTES

Para o cálculo da armadura transversal, no caso de apoio direto, valem as seguintes reduções no valor do esforço cortante  $V_{sd}$  (item 17.4.1.2.1):

- A força cortante oriunda de carga distribuída pode ser considerada, no trecho entre o apoio e a seção situada à distância  $d/2$  da face do apoio, constante e igual à desta seção ( $V_c$ ):

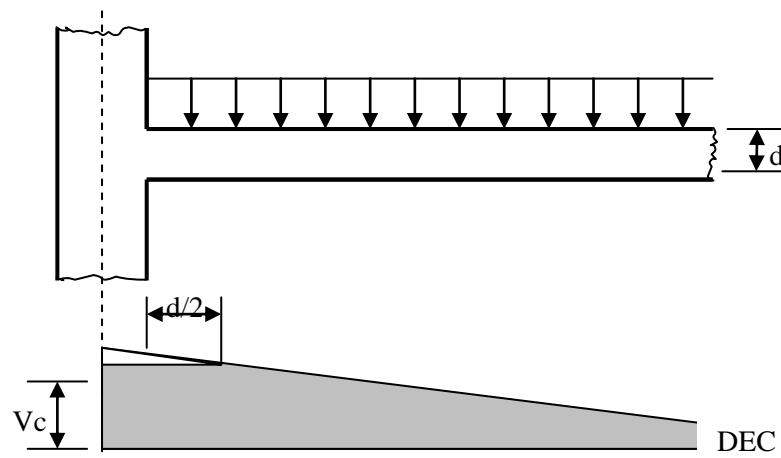


Figura 4 – Redução no valor do esforço cortante: carga distribuída

- b) A força cortante devida a uma carga concentrada aplicada a uma distância ( $a \leq 2.d$ ) do eixo teórico do apoio, pode nesse trecho de comprimento ( $a$ ), ser reduzida multiplicando-se por  $a/(2.d)$ :  $V_c = V_{\max} \cdot a/(2.d)$ :

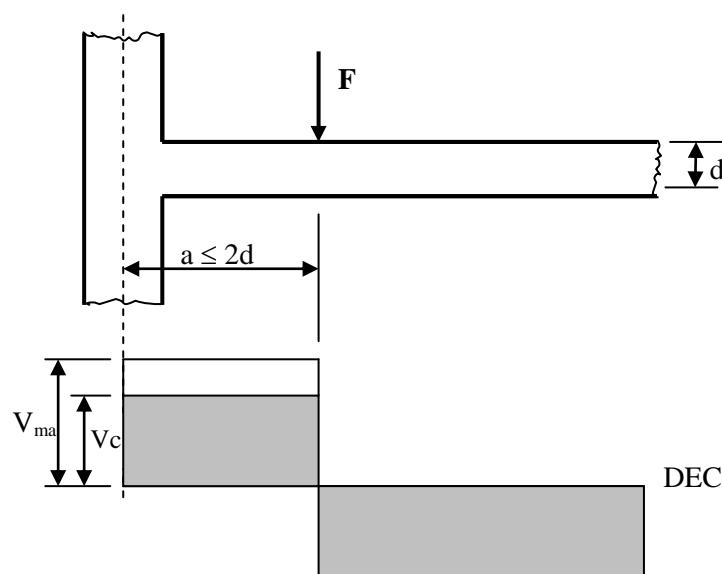


Figura 5 – Redução no valor do esforço cortante: carga concentrada

As reduções indicadas acima não se aplicam para a verificação da resistência à compressão diagonal do concreto. No caso de apoios indiretos, essas reduções não são permitidas.

### 3. MODELOS DE CÁLCULO

No estado limite último, a resistência do elemento estrutural, numa determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória quando verificadas simultaneamente as seguintes condições:

- $V_{sd} \leq V_{rd2}$  → verificação da biela comprimida de concreto.
- $V_{sd} \leq V_{rd3} = V_c + V_{sw}$  → verificação da biela tracionada (aço).

Onde:

- $V_{sd}$  = força cortante de cálculo na seção;
- $V_{rd2}$  = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, segundo os modelos de cálculo I ou II;
- $V_{rd3}$  = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;
- $V_c$  = parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça;
- $V_{sw}$  = parcela de força cortante resistida pela armadura transversal.

Na região dos apoios, os cálculos devem considerar as forças cortantes agentes nas respectivas faces, levando em conta as reduções anteriores (prescritas em 17.4.1.2.1 da norma).

#### 3.1 Modelo de Cálculo I

(item 17.4.2.2)

O modelo I admite diagonais de compressão inclinadas de  $\theta = 45^\circ$  em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela complementar  $V_c$  tenha valor constante, independente de  $V_{sd}$ .

##### a) Verificação da compressão diagonal do concreto:

Considera-se que não haverá ruína (esmagamento) da biela comprimida de concreto se a condição abaixo for verdadeira:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \geq V_{sd} \quad ; \quad \alpha_{v2} = \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ (MPa)}$$

##### b) Verificação da armadura transversal:

A armadura transversal deverá ser dimensionada para resistir à aplicação de um esforço cortante igual a  $V_{sw}$ :

$$V_{rd3} = V_c + V_{sw} \geq V_{sd} \rightarrow V_{sw} \geq V_{sd} - V_c$$

Observando:

- .  $V_c = 0 \rightarrow$  nos elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;
- .  $V_c = V_{c0} \rightarrow$  na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$$\cdot V_c = V_{c0} \cdot (1 + \frac{M_0}{M_{sd \max}}) \leq 2 \cdot V_{c0} \rightarrow \text{na flexo-compressão};$$

- .  $M_0$  = momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção (tracionada por  $M_{dmax}$ ), provocada pelas forças normais de diversas origens concomitantes com  $V_{sd}$ , sendo essa tensão calculada com valores de  $\gamma_f$  e  $\gamma_p$  iguais a 1,0 e 0,9 respectivamente. Os momentos correspondentes a essas forças normais não devem ser considerados no cálculo dessa tensão pois são considerados em  $M_{sd}$ , com exceção aos momentos isostáticos de protensão;
- .  $M_{sdmax}$  = momento fletor de cálculo, máximo no trecho em análise, que pode ser tomado como o de maior valor no semitramo considerado.

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d; \quad f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}; \quad f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm}; \quad f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

Com  $f_{ctm}$  e  $f_{ck}$  expressos em MPa (item 8.2.5)

Considerando o equilíbrio estático da treliça clássica, pode-se escrever:

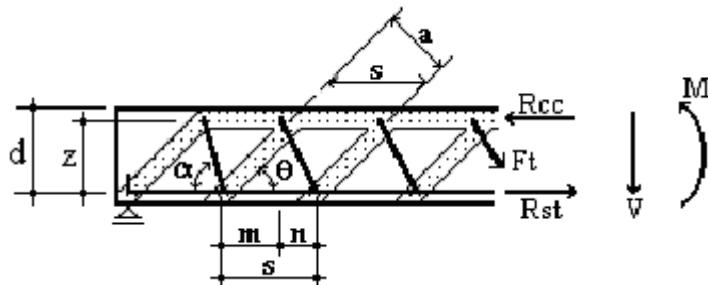


Figura 6 – Determinação do valor de  $A_{sw}$ .

Onde:

$F_t$  = força de tração na armadura transversal;

$R_{st}$  = força de tração na armadura de flexão;

$R_{cc}$  = força de compressão no concreto (flexão);

$s$  = passo da armadura transversal;

$\alpha$  = ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, podendo-se tomar  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ ;

$\theta$  = ângulo de inclinação da biela comprimida de concreto.

$$s = m + n = z \cdot \cot \theta + z \cdot \cot \alpha = z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cong 0,9 \cdot d \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)$$

Escrevendo o equilíbrio de forças verticais para a figura anterior, obtém-se:

$$V = F_t \cdot \sen \alpha \rightarrow V_d = V_{sw} = F_{td} \cdot \sen \alpha \rightarrow V_{sw} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sen \alpha \Rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{s \cdot f_{ywd} \cdot \sen \alpha}$$

Da figura anterior tem-se:

$$s = m + n = Z \cdot \cot \theta + Z \cdot \cot \alpha = Z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) = \frac{d}{1,15} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)$$

e com  $\theta = 45^\circ$ , resulta em:

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

↓

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} = \frac{(V_{sd} - V_c)}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Onde:

- .  $V_{sw}$  - parcela de força cortante resistida pela armadura transversal;
- .  $b_w$  = menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil  $d$ ;
- .  $d$  = altura útil da seção transversal;
- .  $s$  = espaçamento entre os elementos da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural;
- .  $f_{ywd}$  = tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor de  $f_{yd}$  no caso de estribos e a 70% desse valor no caso de barras dobradas, não se tomindo valores superiores a 435 MPa em ambos os casos;
- .  $\alpha$  = ângulo de inclinação da armadura tracionada:  $45^\circ$  ou  $90^\circ$

### 3.2 Modelo de Cálculo II

(item 17.4.2.3)

O modelo II admite diagonais de compressão inclinadas de  $\theta$  em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, com  $\theta$  entre  $30^\circ$  e  $45^\circ$ . Admite ainda que a parcela complementar  $V_c$  sofra redução com o aumento de  $V_{sd}$ .

#### a) Verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \geq V_{sd} \quad ; \quad \alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \text{ (MPa)}$$

.  $\theta$  = ângulo de inclinação da biela comprimida de concreto:  $45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$

#### b) Cálculo da armadura transversal:

$$V_{rd3} = V_c + V_{sw} \geq V_{sd}$$

Com:

$$V_{sw} = (A_{sw}/s) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha \quad , \quad \text{ou:}$$

$$A_{sw} = \frac{s \cdot V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta)} = \frac{s \cdot (V_{sd} - V_c)}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta)}$$

$\theta$  = ângulo de inclinação da biela comprimida de concreto:  $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$

$\alpha$  = ângulo de inclinação da armadura tracionada:  $45^\circ$  ou  $90^\circ$

Observando:

- .  $V_c = 0$  → nos elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;
- .  $V_c = V_{c1}$  → na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;
- .  $V_c = V_{c1} \cdot (1 + M_0/M_{sd, \text{max}}) \leq 2 \cdot V_{c1}$  → na flexo-compressão,

O valor de  $V_{c1}$  deve ser obtido a partir da figura abaixo:

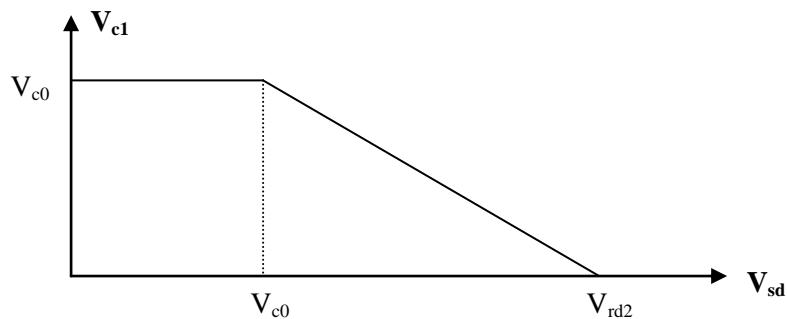


Figura 7 – Valores de  $V_{c0}$  (modelo de cálculo II)

## 4. ELEMENTOS COM ALTURA VARIÁVEL

A força cortante resistida pela alma das vigas de altura variável pode ser avaliada pela expressão abaixo, dada no item 17.4.1.2.3 na norma:

$$|V_d| - |V_{sd, red}| = \left[ \left| \frac{M_{sd}}{z} \right| - |V_{sd, red}| \cdot \cot\left(\frac{\theta}{2}\right) \right] \cdot \operatorname{tg} \beta_c + \left[ \left| \frac{M_{sd}}{z} \right| + |V_{sd, red}| \cdot \cot\left(\frac{\theta}{2}\right) \right] \cdot \operatorname{tg} \beta_t$$

Onde:

- $V_{sd, red}$  = força cortante reduzida, considerando o efeito de altura variável;
- $\beta_c$  = ângulo entre o banzo de compressão e o eixo longitudinal do elemento estrutural;
- $\beta_t$  = ângulo entre a armadura de tração e o eixo longitudinal do elemento estrutural;
- $\theta$  = ângulo de inclinação das bielas de compressão consideradas no dimensionamento à força cortante;
- $z$  = braço de alavanca das forças resultantes internas.

Os sinais de  $\beta_c$  e  $\beta_t$  devem ser obtidos considerando o sentido das forças finais de compressão e de tração da flexão com a força cortante concomitantemente:

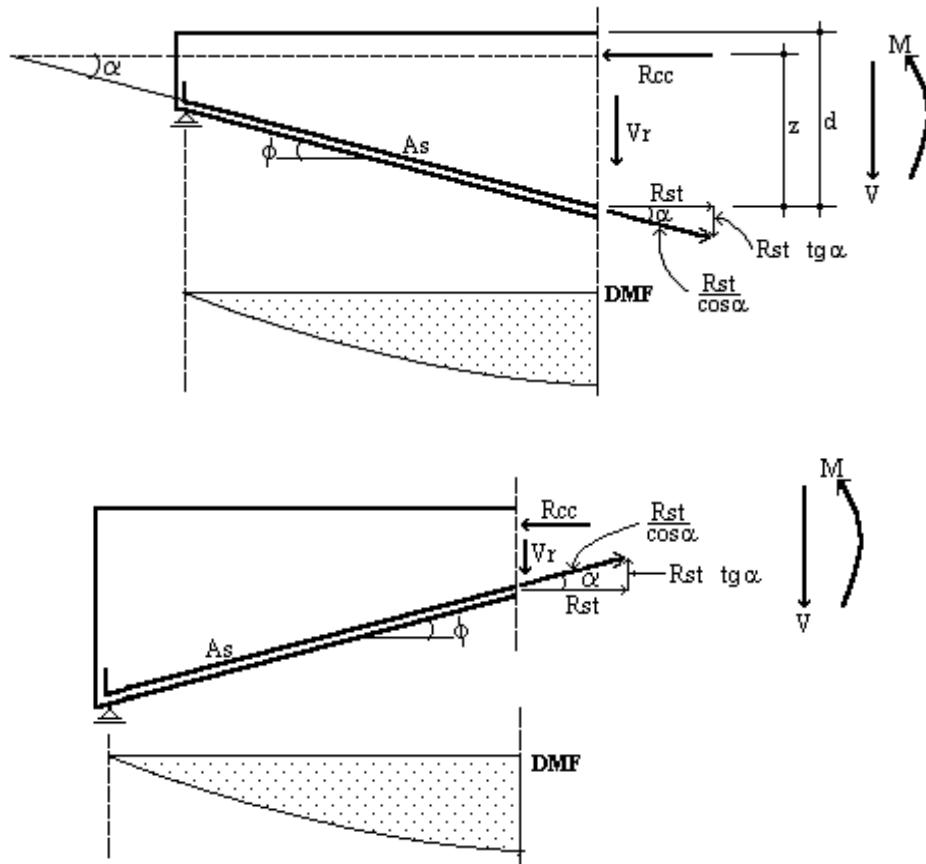


Figura 8 – Vigas com altura variável.

## 5. DECALAGEM DO DIAGRAMA R<sub>st</sub>

Consiste numa alteração do posicionamento do diagrama da resultante nas armaduras de tração da viga, de um valor ( $a_1$ ), de modo a ajustar o valor dessa resultante obtido no modelo de cálculo na flexão e no modelo de cálculo usado para o esforço cortante.

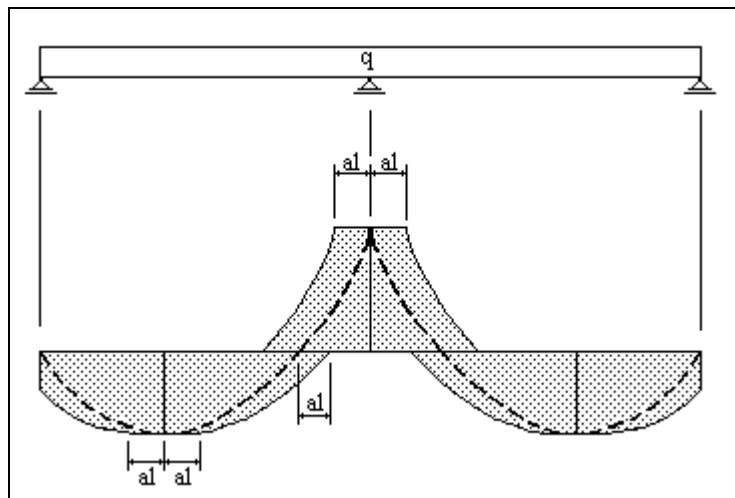
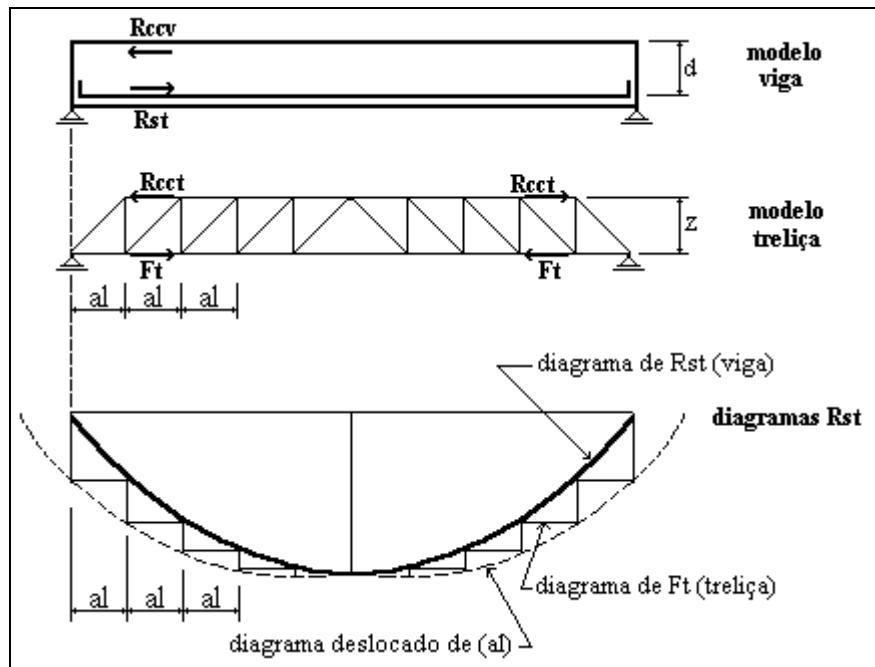


Figura 9 – Decalagem do diagrama de  $R_{st}$

### 5.1 Modelo de Cálculo I

(item 17.4.2.2)

Quando a armadura de tração longitudinal for determinada através do equilíbrio de esforços na seção normal ao eixo do elemento estrutural, os efeitos provocados pela fissuração oblíqua podem

ser substituídos no cálculo pela decalagem do diagrama de força no banzo tracionado, dada pela expressão:

$$a_l = d \cdot \left[ \frac{V_{sd \max}}{2 \cdot (V_{sd \max} - V_c)} \cdot (1 + \cot g\alpha) - \cot g\alpha \right]$$

Onde:

- $a_l \geq 0,5 \cdot d$  no caso geral;
- $a_l \geq 0,2 \cdot d$  para estribos inclinados à  $45^\circ$ .

## 5.2 Modelo de Cálculo II

(item 17.4.2.3)

São mantidas as mesmas condições estabelecidas anteriormente para o modelo de cálculo I, obtendo-se o valor de ( $a_l$ ) através da expressão:

$$a_l = 0,5 \cdot d \cdot (\cot g\theta - \cot g\alpha)$$

Onde:

- $a_l \geq 0,5 \cdot d$  no caso geral;
- $a_l \geq 0,2 \cdot d$  para estribos inclinados à  $45^\circ$ .

Para os dois modelos de cálculo (I e II), essa decalagem pode ser substituída, aproximadamente, pela correspondente decalagem do diagrama de momentos fletores.

A decalagem do diagrama de força no banzo tracionado pode também ser obtida simplesmente aumentando a força de tração, em cada seção, pela expressão:

$$R_{sd, cor} = \frac{M_{sd}}{z} + |V_{sd}| \cdot (\cot g\theta - \cot g\alpha) \cdot \frac{1}{2}$$

## 6. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

### 6.1 Armadura Mínima

(item 17.4.1)

Todos os elementos lineares submetidos a força cortante, com exceção dos casos indicados abaixo, devem conter armadura transversal mínima constituída por estribos, combinados ou não com barras dobradas ou barras soldadas, com taxa geométrica:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \operatorname{sen} \alpha} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$$

Onde:

- $A_{sw}$  = área da seção transversal dos estribos;
- $s$  = espaçamento dos estribos;
- $\alpha$  = inclinação do estribo em relação ao eixo longitudinal da peça;
- $b_w$  = largura média da alma (ver observação abaixo);
- $f_{ywk}$  = resistência ao escoamento do aço da armadura transversal;
- $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$

Exceções à recomendação acima:

- i) Os elementos estruturais lineares com  $b_w > 5.d$ , que devem ser tratados como lajes;
- ii) As nervuras das lajes nervuradas também podem ser verificadas como lajes, quando espaçadas de menos de 60cm. Nesse caso, deve ser tomada como base a soma das larguras das nervuras no trecho considerado, podendo ser dispensada a armadura transversal quando atendido os requisitos para tal, como laje;
- iii) Os pilares e elementos lineares de fundação submetidos predominantemente à compressão, que atendam simultaneamente, na combinação mais desfavorável das ações em estado limite último, calculada a seção em estádio I, às condições seguintes:
  - Em nenhum ponto deve ser ultrapassada a tensão  $f_{ctk}$ ;
  - $V_{sd} \leq V_c$ .
  - .  $V_c$  = parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça.

Para esses casos de exceções, a armadura transversal mínima é definida na seção 18 da norma.

### 6.2 Peças Armadas com Estribos

(item 18.3.3)

As armaduras destinadas a resistir aos esforços de tração provocados por forças cortantes podem ser constituídas por estribos, combinados ou não com barras dobradas ou barras soldadas.

Os estribos devem ser fechados através de um ramo horizontal, envolvendo as barras da armadura longitudinal de tração e ancorados na face oposta. Quando essa face também puder estar tracionada, o estribo deve ter o ramo horizontal nessa região, ou complementado por meio de barra adicional.

O diâmetro da barra que constitui os estribos deve atender ao seguinte:

$$5\text{mm} \leq \phi_w \leq \frac{b_w}{10}$$

Quando a barra for lisa seu diâmetro não deve ser superior a 12mm. No caso de estribos formados por telas soldadas, o diâmetro mínimo pode ser reduzido para 4,2mm desde que sejam tomadas precauções contra a corrosão dessa armadura.

O espaçamento mínimo entre estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural, deve ser suficiente para permitir a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento da massa.

O espaçamento longitudinal máximo deve atender às seguintes condições:

- Se  $V_d \leq 0,67 \cdot V_{rd2}$   $\rightarrow S_{\max.} = 0,6 \cdot d \leq 30 \text{ cm}$
- Se  $V_d > 0,67 \cdot V_{rd2}$   $\rightarrow S_{\max.} = 0,3 \cdot d \leq 20 \text{ cm}$

Espaçamento transversal máximo dos estribos deve atender às seguintes condições:

- Se  $V_d \leq 0,20 \cdot V_{rd2}$   $\rightarrow S_{\max.} = d \leq 80 \text{ cm}$
- Se  $V_d > 0,20 \cdot V_{rd2}$   $\rightarrow S_{\max.} = 0,6 \cdot d \leq 35 \text{ cm}$

As emendas por traspasse serão permitidas somente quando os estribos forem constituídos por relas ou por barras de alta aderência.

### 6.3 Peças Armadas com Barras Dobradas

O espaçamento longitudinal entre barras dobradas não deve ser superior a:

$$S_{\max.} = 0,6 \cdot d \cdot (1 + \cot g \alpha)$$

onde  $\alpha$  é o ângulo de inclinação da barra dobrada.

O trecho reto de ancoragem da barra deve ser maior ou igual a  $L_{bnec}$ .

## 7. ARMADURAS NOS APOIOS

(item 18.3.2.4)

- i) Nos apoios extremos, onde o momento fletor atuante possa ser considerado nulo, para garantir a ancoragem da diagonal de compressão, deve existir uma armadura capaz de resistir a seguinte força de tração ( $R_{sd}$ ):

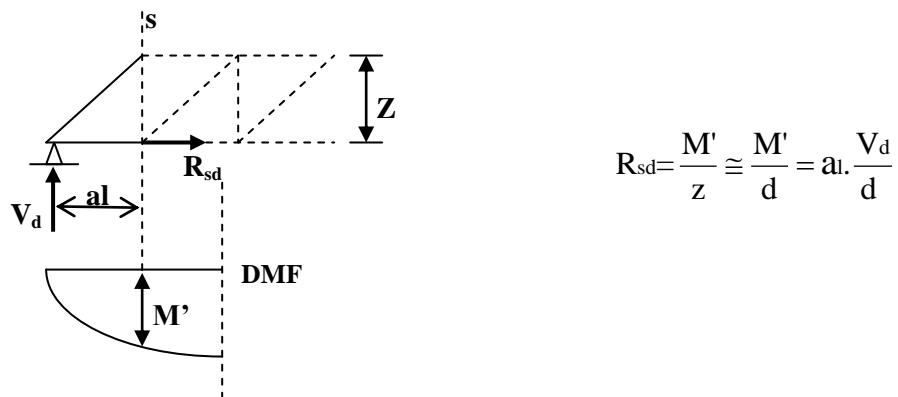


Figura 10 – Força de arrancamento nos apoios

Caso a viga esteja submetida à fexo-tração, a força de tração ( $N_d$ ) aplicada sobre a mesma deverá ser acrescida ao valor de  $R_{sd}$ . Dessa forma, a armadura que deverá chegar até o apoio será dada por:

$$A_{sa} = \frac{R_{sd} + N_d}{f_{yd}} = \frac{\left( \frac{al \cdot V_d}{d} + N_d \right)}{f_{yd}}$$

- ii) Nos apoios extremos e intermediários, com momentos fletores não nulos, por prolongamento de uma parte da armadura de tração do vão ( $A_{sv\tilde{a}o}$ ), correspondente ao máximo momento positivo do tramo ( $M_{v\tilde{a}o}$ ), deverá chegar as seguintes armaduras de flexão:

- $A_{sapoio} \geq \frac{A_{sv\tilde{a}o}}{3} \rightarrow$  quando  $|M_{apoio}| \leq 0,5 \cdot M_{v\tilde{a}o}$

- $A_{sapoio} \geq \frac{A_{sv\tilde{a}o}}{4} \rightarrow$  quando  $|M_{apoio}| > 0,5 \cdot M_{v\tilde{a}o}$

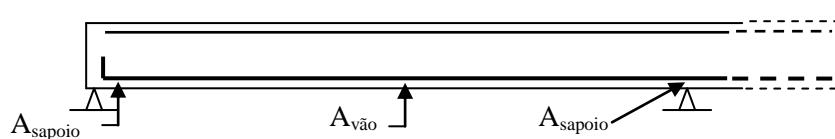


Figura 11 – Armadura mínima nos apoios

## 8. ARMADURA DE SUSPENSÃO

(item 18.3.6)

Nas situações de projeto onde exista apoio entre vigas, o modelo da treliça indica que a reação de apoio de uma viga chega à outra nas proximidades do banzo inferior, surgindo assim um tirante (V) que deve ser convenientemente ancorado, conforme mostra a figura abaixo:

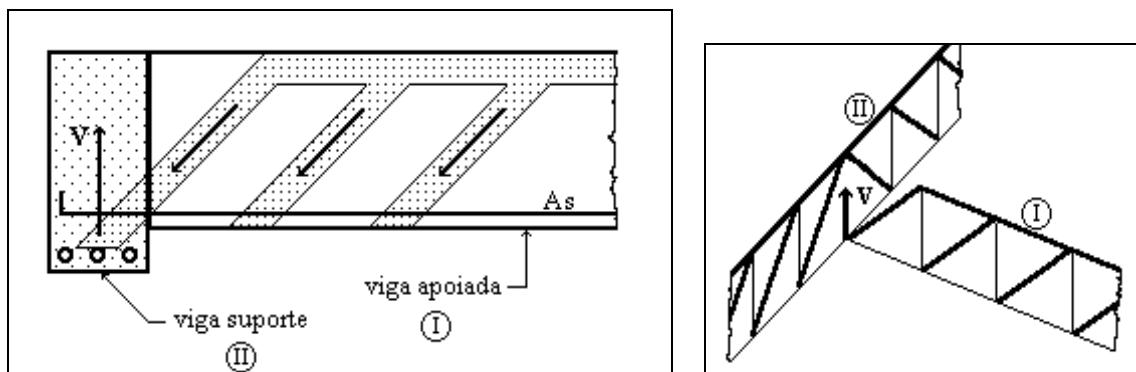
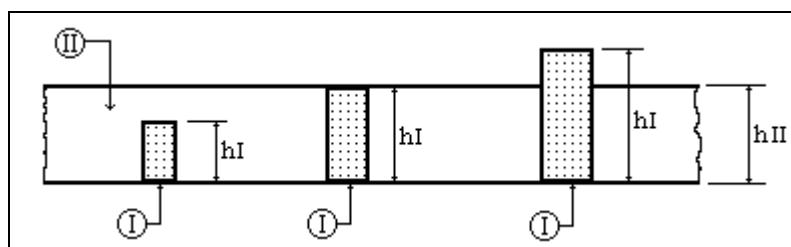


Figura 12 – Esquema resistente no encontro de duas vigas

A existência do tirante (V) mostra a necessidade de ser colocada, naquela região, uma Armadura de Suspensão para resistir a esse esforço.

### 8.1 Cálculo e Distribuição da Armadura de Suspensão

a) Faces inferiores das vigas (I) e (II) no mesmo nível:

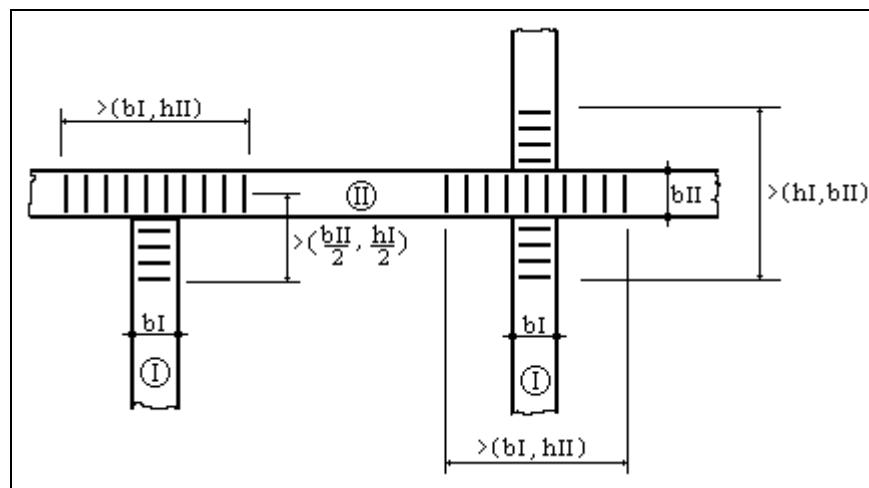


Valor de (Asusp):

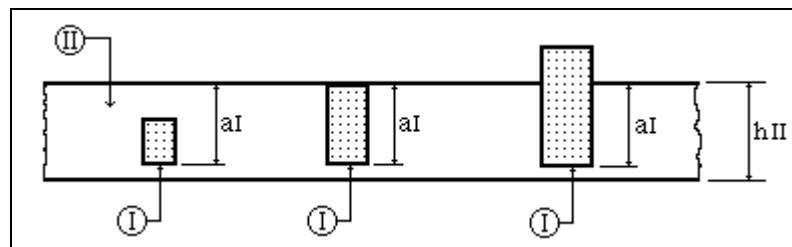
$$A_{susp} = \frac{V_d}{f_{y'd}}$$

Onde:

$V_d$  = reação de apoio de cálculo da viga (I) na viga (II).

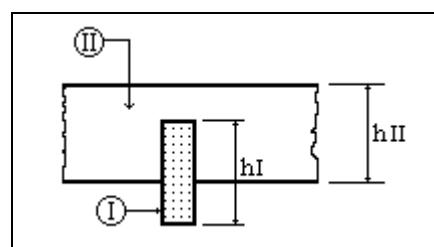
**Distribuição de (Asusp):****Observação:**

Pelo menos 70% de (Asusp) deverá ser colocada na viga suporte (II).

**b) Face inferior da viga (I) acima da face da viga (II):****Valor de (Asusp):**

$$A_{susp} = \frac{aI}{hII} \frac{V_d}{f_yd}$$

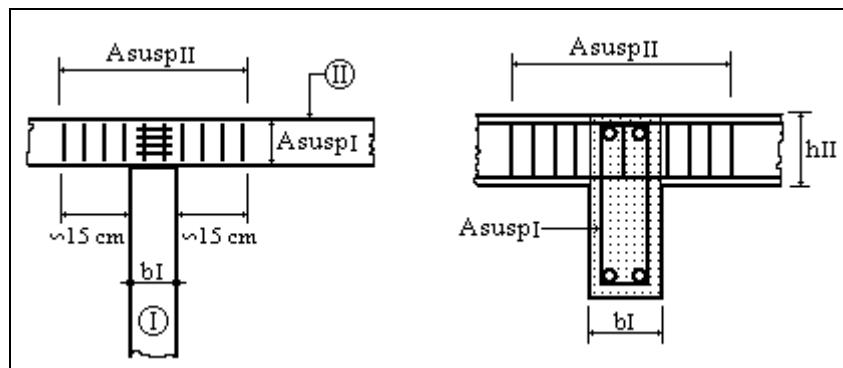
A distribuição de (Asusp) é semelhante ao item anterior.

**c) Face inferior da viga (I) abaixo da face da viga (II):**

Nesse caso, serão calculadas duas armaduras de suspensão, (AsuspI) e (AsuspII), colocadas na vigas (I) e (II), respectivamente:

$$AsuspI = \frac{V_d}{f_y d} \quad \text{e} \quad AsuspII = 0,5 \cdot \frac{V_d}{f_y d}$$

### Distribuição de (Asusp):



## 9. ARMADURA DE COSTURA EM VIGAS DE SEÇÃO T

(item 18.3.7)

Quando uma viga de seção (T) trabalha à flexão, a transferência dos esforços das abas para nervura se faz através do aparecimento de bielas comprimidas de concreto, da seguinte forma:

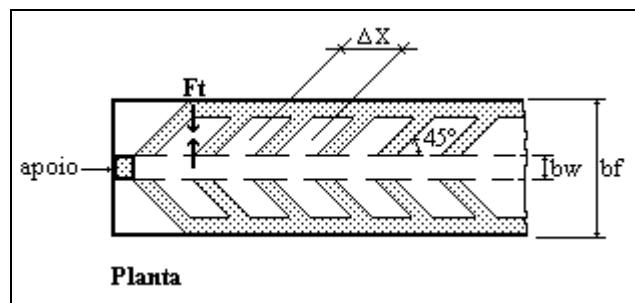
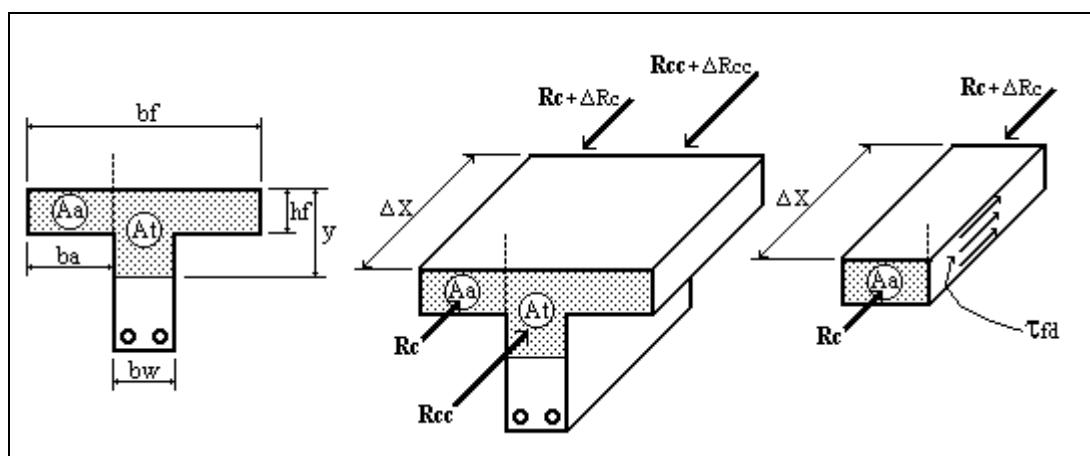


Figura 13 – Formação de bielas de compressão em mesas de seção T

O aparecimento de uma força (Ft) de tração, mostra a necessidade de se colocar armaduras unindo as bielas comprimidas de concreto, denominadas Armadura de Costura.

### 9.1. Mesa Comprimida



Onde:

-Aa = área da aba comprimida;

-At = área total comprimida;

-τfd = tensão tangencial despertada entre aba e nervura.

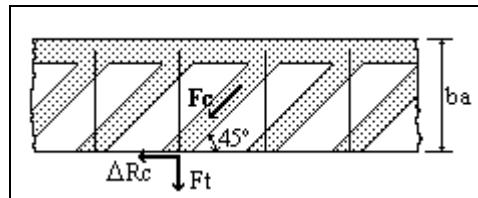
Valor da força entre a aba e a nervura:

$$\frac{\Delta R_{cc}}{At} = \frac{\Delta R_c}{Aa} \quad \rightarrow \quad \Delta R_c = \frac{Aa}{At} \Delta R_{cc}$$

$$\Delta R_{cc} = \frac{\Delta M_d}{Z} = \frac{V_d \cdot \Delta X}{Z} \Rightarrow \frac{\Delta R_c}{\Delta X} = \frac{A_a}{A_t} \frac{V_d}{Z}$$

$$\Delta R_c = h_f \cdot \Delta X \cdot \tau_{fd} \rightarrow \frac{\Delta R_c}{\Delta X} = h_f \cdot \tau_{fd} \rightarrow \tau_{fd} = \frac{V_d}{Z \cdot h_f} \frac{A_a}{A_t}$$

$\tau_{fd}$  → tensão despertada entre a aba e a nervura.



Da figura acima tem-se:

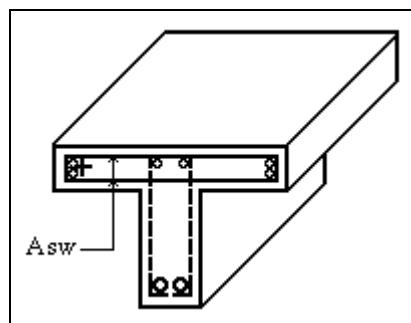
$$F_t = \Delta R_c = h_f \cdot \Delta X \cdot \tau_{fd} ; \quad Z \cong \frac{d}{1,15} \Rightarrow \frac{F_t}{\Delta X} = \frac{1,15 \cdot V_d}{d} \frac{A_a}{A_t}$$

$$\frac{A_{sw}}{\Delta X} = \frac{F_t}{\Delta X \cdot f_{yd}} ; \quad \Delta X = 100 \text{ cm} \Rightarrow A_{sw} = \frac{1,15 \cdot V_d}{d \cdot f_{yd}} \frac{A_a}{A_t} \cdot 100 \text{ (cm}^2/\text{m)}$$

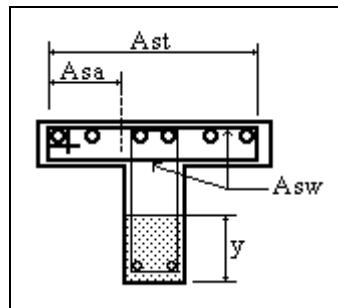
Quando  $y \leq h_f$ :

$$A_{sw} = \frac{1,15 \cdot V_d}{d \cdot f_{yd}} \frac{b_a}{b_f} \cdot 100 \text{ (cm}^2/\text{m)}$$

### Disposição de (Asw):



## 9.2. Mesa Tracionada



Onde:

- $A_{sa}$  = área de aço tracionada na aba;
- $A_{st}$  = área de aço tracionada total;

De forma análoga ao problema anterior, obtém-se:

$$A_{sw} = \frac{1,15 \cdot V_d}{d \cdot f_{yd}} \frac{A_{sa}}{A_{st}} \cdot 100 \quad (\text{cm}^2/\text{m})$$

A NBR-6118/2003 recomenda que o valor da armadura de costura não deva ser inferior à  $1,5\text{cm}^2/\text{m}$ .

## 10. EXERCÍCIOS

1) Dada a viga bi-apoiada abaixo, pede-se o valor e o detalhamento das armaduras de cisalhamento.

Dados:

$$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$$

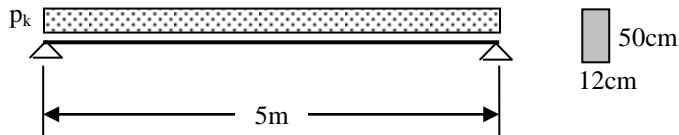
Aço: CA-50

$$p_k = 35 \text{ kN/m}$$

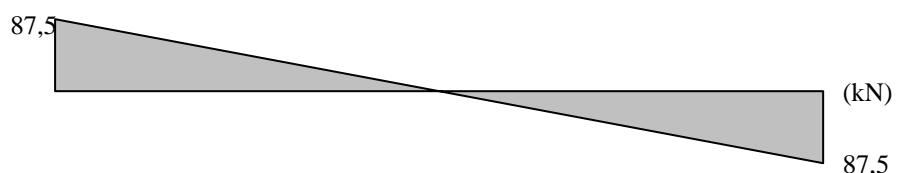
$$d' = 4 \text{ cm}$$

$$c = 2,5 \text{ cm}$$

$$\alpha = 90^\circ$$



i) DEC:



### Modelo de Cálculo I

a) Verificação da compressão diagonal do concreto:  $V_{sd} \leq V_{rd2}$

$$\triangleright V_{rd2} = 0,27 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \left( 1 - \frac{20}{250} \right) \cdot \frac{2,0}{1,4} \cdot 12,46 = 195,88 \text{ kN}$$

$$\triangleright V_{sd} = V_k \cdot \gamma_f = 87,5 \cdot 1,4 = 122,5 \text{ kN} \leq V_{rd2} \rightarrow \text{A biela não rompe.}$$

b) Verificação da armadura transversal:  $V_{sd} \leq V_{rd3} = V_c + V_{sw}$

$$\triangleright V_{sw} = V_{rd3} - V_c = V_{sd} - V_c$$

$$\triangleright f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot (0,3 \cdot f_{ck}^{\gamma_3})}{\gamma_c} = \frac{0,21 \cdot f_{ck}^{\gamma_3}}{\gamma_c} = \frac{0,21 \cdot 20^{\gamma_3}}{1,4} = 1,105 \text{ MPa}$$

$$\triangleright V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 0,11 \cdot 12,46 = 36,60 \text{ kN} \quad (\text{na flexão simples})$$

$$\triangleright A_{sw} = \frac{s \cdot V_{sw}}{0,90 \cdot d \cdot f_{yw} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} = \frac{s \cdot (V_{sd} - V_c)}{0,90 \cdot d \cdot \frac{f_{yw} k}{\gamma_s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\triangleright A_{sw} = \frac{100.(122,5 - 36,60)}{0,90.46 \cdot \frac{50}{1,15} \cdot (\sin 90 + \cos 90)} = 4,77 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\triangleright A_{sw, \min.} = 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yw}} \cdot b_w \cdot s \cdot \sin \alpha = 0,2 \cdot \frac{0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{f_{yw}} \cdot b_w \cdot s \cdot \sin \alpha$$

$$\triangleright A_{sw, \min.} = 0,2 \cdot \frac{0,3 \cdot 20^{\frac{2}{3}}}{500} \cdot 12 \cdot 100 \cdot \sin 90 = 1,06 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow A_{sw} = 4,77 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

➤ Armadura de projeto: 1φ6,3 c/ 13,0cm (4,84cm<sup>2</sup>/m)

$$\rightarrow V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{rd2} \rightarrow S_{\max.} \leq \begin{cases} 0,6 \cdot d = 27 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow OK$$

## Modelo de Cálculo II

$$\triangleright V_{rd2} = 0,54 \cdot \alpha v_2 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot g \alpha + \cot g \theta) = 0,54 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot g \alpha + \cot g \theta)$$

$$\triangleright V_{rd2} = 0,54 \cdot \left(1 - \frac{20}{250}\right) \cdot \frac{2,0}{1,4} \cdot 12 \cdot 46 \cdot \sin^2 45 \cdot (\cot g 90 + \cot g 45) = 195,88 \text{ kN}$$

$$\triangleright V_{sd} = V_k \cdot \gamma_f = 87,5 \cdot 1,4 = 122,5 \text{ kN} \leq V_{rd2} \rightarrow \text{A biela não rompe.}$$

**b) Verificação da armadura transversal:**  $V_{sd} \leq V_{rd3} = V_c + V_{sw}$

$$\triangleright V_{sw} = V_{rd3} - V_c = V_{sd} - V_c$$

$$\triangleright f_{ctd} = \frac{f_{ctk, \text{inf}}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot (0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}})}{\gamma_c} = \frac{0,21 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} = \frac{0,21 \cdot 20^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,105 \text{ kN / cm}^2$$

➤ Valor de Vc:

$$\cdot V_{sd} = 122,5 \text{ kN}$$

$$\cdot V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot \left(\frac{f_{ctk, \text{inf}}}{\gamma_c}\right) \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c}\right) \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4}\right) \cdot 12 \cdot 46 = 36,61 \text{ kN}$$

$$\cdot V_{rd2} = 195,88 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \begin{cases} V_{sd} > V_{c0} \\ V_{sd} < V_{rd2} \end{cases} \Rightarrow V_{c1} = V_c = \frac{V_{c0}(V_{rd2} - V_{sd})}{V_{rd2} - V_{c0}} \rightarrow V_c = 16,87 kN$$

➤  $A_{sw} = \frac{s \cdot V_{sw}}{0,90 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot \sin \alpha}$

➤  $A_{sw} = \frac{100 \cdot (122,5 - 16,87)}{0,90 \cdot 46 \cdot \frac{50}{1,15} \cdot (\cot g90 + \cot g45) \cdot \sin 90} = 5,87 \text{ cm}^2/\text{m}$

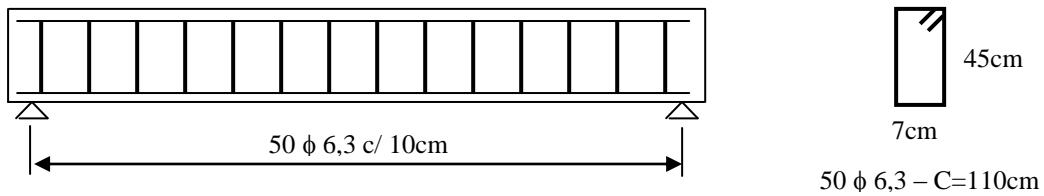
➤  $A_{sw, \text{mín.}} = 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \cdot b_{w.s} \cdot \sin \alpha = 0,2 \cdot \frac{0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{f_{ywk}} \cdot b_{w.s} \cdot \sin \alpha$

➤  $A_{sw, \text{mín.}} = 0,2 \cdot \frac{0,3 \cdot 20^{2/3}}{500} \cdot 12 \cdot 100 \cdot \sin 90 = 1,06 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_{sw} = 5,87 \text{ cm}^2/\text{m}$

➤ Armadura de projeto: 1φ6,3 c/ 10cm (6,30cm<sup>2</sup>/m)

→  $V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{rd2} \rightarrow S_{\text{max.}} \leq \begin{cases} 0,6 \cdot d = 27 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow OK$

### Detalhamento



Ω

2) Dada a viga bi-apoiada abaixo, pede-se o valor e o detalhamento das armaduras de cisalhamento.

Dados:

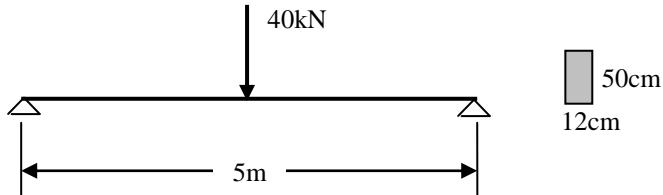
$$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$$

Aço: CA-50

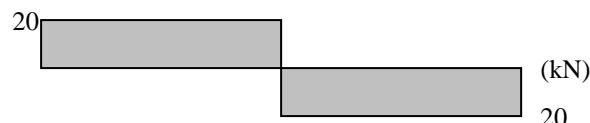
$$d' = 4 \text{ cm}$$

$$c = 2,5 \text{ cm}$$

$$\alpha = 90^\circ$$



i) DEC:



### Modelo de Cálculo I

a) **Verificação da compressão diagonal do concreto:**  $V_{sd} \leq V_{rd2}$

$$\triangleright V_{rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{20}{250}\right) \cdot \frac{2,0}{1,4} \cdot 12,46 = 195,88 \text{ kN}$$

$$\triangleright V_{sd} = V_k \cdot \gamma_f = 20 \cdot 1,4 = 28 \text{ kN} \leq V_{rd2} \rightarrow \text{A biela não rompe.}$$

b) **Verificação da armadura transversal:**  $V_{sd} \leq V_{rd3} = V_c + V_{sw}$

$$\triangleright V_{sw} = V_{rd3} - V_c = V_{sd} - V_c$$

$$\triangleright f_{ctd} = \frac{f_{ctk, \text{inf}}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot (0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}})}{\gamma_c} = \frac{0,21 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} = \frac{0,21 \cdot 20^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 0,111 \text{ kN/cm}^2$$

$$\triangleright V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 0,111 \cdot 12,46 = 36,60 \text{ kN} \text{ (na flexão simples)}$$

$$\triangleright A_{sw} = \frac{s \cdot V_{sw}}{0,90 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} = \frac{s \cdot (V_{sd} - V_c)}{0,90 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\triangleright A_{sw} = \frac{100 \cdot (28 - 36,60)}{0,90 \cdot 46 \cdot \frac{50}{1,15} \cdot (\sin 90 + \cos 90)} < 0 \rightarrow \text{Armadura mínima.}$$

➤  $A_{sw, \min.} = 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yw}k} \cdot b_w \cdot s \cdot \sin\alpha = 0,2 \cdot \frac{0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{f_{yw}k} \cdot b_w \cdot s \cdot \sin\alpha$

➤  $A_{sw} = 0,2 \cdot \frac{0,3 \cdot 20^{\frac{2}{3}}}{500} \cdot 12 \cdot 100 \cdot \sin 90 = 1,06 \text{ cm}^2/\text{m}$

➤ Armadura de projeto: 1φ5,0 c/ 27cm (1,48cm<sup>2</sup>/m)

→  $V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{rd2} \rightarrow S_{\max.} \leq \begin{cases} 0,6 \cdot d = 27 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$

## Modelo de Cálculo II

➤  $V_{rd2} = 0,54 \cdot \alpha \cdot V_2 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot g \alpha + \cot g \theta) = 0,54 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot g \alpha + \cot g \theta)$

➤  $V_{rd2} = 0,54 \cdot \left(1 - \frac{20}{250}\right) \cdot \frac{2,0}{1,4} \cdot 12 \cdot 46 \cdot \sin^2 45 \cdot (\cot g 90 + \cot g 45) = 195,88 \text{ kN}$

➤  $V_{sd} = V_k \cdot \gamma_f = 20 \cdot 1,4 = 28 \text{ kN} \leq V_{rd2} \rightarrow \text{A biela não rompe.}$

➤

**b) Verificação da armadura transversal:**

$$V_{sd} \leq V_{rd3} = V_c + V_{sw}$$

➤  $V_{sw} = V_{rd3} - V_c = V_{sd} - V_c$

➤  $f_{ctd} = \frac{f_{ctk, \text{inf}}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot (0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}})}{\gamma_c} = \frac{0,21 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} = \frac{0,21 \cdot 20^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 0,11 \text{ kN/cm}^2$

➤ Valor de Vc:

.  $V_{sd} = 28,0 \text{ kN}$

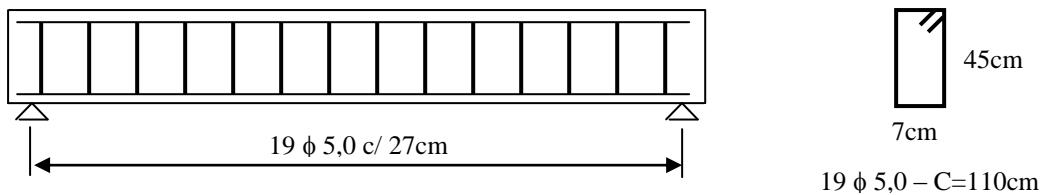
.  $V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot \left(\frac{f_{ctk, \text{inf}}}{\gamma_c}\right) \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c}\right) \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4}\right) \cdot 12 \cdot 46 = 36,61 \text{ kN}$

→  $V_{sd} < V_{c0} \Rightarrow V_c = V_{c1} = V_{c0} = 36,60 \text{ kN}$

- $$A_{sw} = \frac{s \cdot V_{sw}}{0,90 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot \sin \alpha}$$
- $$A_{sw} = \frac{100 \cdot (28 - 36,60)}{0,90 \cdot 46 \cdot \frac{50}{1,15} \cdot (\cot g90 + \cot g45) \cdot \sin 90} < 0 \rightarrow \text{Armadura mínima.}$$
- $$A_{sw, \text{mín.}} = 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \cdot b_w \cdot s \cdot \sin \alpha = 0,2 \cdot \frac{0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{f_{ywk}} \cdot b_w \cdot s \cdot \sin \alpha$$
- $$A_{sw} = 0,2 \cdot \frac{0,3 \cdot 20^{2/3}}{500} \cdot 12 \cdot 100 \cdot \sin 90 = 1,06 \text{ cm}^2/\text{m}$$
- Armadura de projeto: 1φ5,0 c/ 27cm (1,48cm<sup>2</sup>/m)

$$\rightarrow V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{rd2} \rightarrow S_{\max.} \leq \begin{cases} 0,6 \cdot d = 27 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

### Detalhamento



Ω

## 11. SIMBOLOGIA

- al – deslocamento do diagrama de momentos fletores, paralelo ao eixo da peça, para substituir os efeitos provocados pela fissuração oblíqua;
- $A_{sw}$  – área da seção transversal dos estribos de força cortante;
- $M_0$  – momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção (tracionada por  $M_{dmax}$ ), provocada pelas forças normais de diversas origens concomitantes com  $V_d$ ;
- $V_c$  – parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça;
- $V_{c0}$  – valor de referência para  $V_c$  quando  $\theta = 45^\circ$ ;
- $V_{c1}$  – valor de referência para  $V_c$  quando  $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ ;
- $V_{rd}$  – força cortante resistente de cálculo;
- $V_{rd1}$  – força cortante resistente de cálculo, relativa a elementos sem armadura para força cortante;
- $V_{rd2}$  – força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;
- $V_{rd3}$  – força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;
- $V_{sd}$  – força cortante solicitante de cálculo;
- $V_{sw}$  – parcela de força cortante resistida pela armadura transversal;
- $\rho_{sw}$  – taxa geométrica de transversal;

## 12. TABELAS

### ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA POR METRO DE LARGURA: (cm<sup>2</sup>/m)

Espaçamento(cm)	BITOLAS PADRONIZADAS (NBR-7480/85)						
	3,2	4,0	5,0	6,3	8,0	10,0	12,5
7,0	1,14	1,79	2,88	4,50	7,14	11,43	17,88
7,5	1,07	1,67	2,67	4,20	6,67	10,67	16,67
8,0	1,00	1,56	2,50	3,94	6,25	10,00	15,63
8,5	0,94	1,47	2,35	3,71	5,88	9,41	14,71
9,0	0,89	1,39	2,22	3,50	5,58	8,89	13,89
9,5	0,84	1,32	2,11	3,32	5,26	8,42	13,16
10,0	0,80	1,25	2,00	3,15	5,00	8,00	12,50
11,0	0,73	1,14	1,82	2,86	4,55	7,27	11,36
12,0	0,67	1,04	1,67	2,62	4,17	6,67	10,42
12,5	0,64	1,00	1,60	2,52	4,00	6,40	10,00
13,0	0,62	0,96	1,54	2,42	3,85	6,15	9,62
14,0	0,57	0,89	1,43	2,25	3,57	5,71	8,93
15,0	0,53	0,83	1,33	2,10	3,33	5,33	8,33
16,0	0,50	0,78	1,25	1,97	3,13	5,00	7,81
17,0	0,47	0,74	1,18	1,85	2,94	4,71	7,35
17,5	0,46	0,71	1,14	1,80	2,86	4,57	7,14
18,0	0,44	0,69	1,11	1,75	2,78	4,44	6,94
19,0	0,42	0,66	1,05	1,66	2,63	4,21	6,58
20,0	0,40	0,63	1,00	1,58	2,50	4,00	6,25
21,0	0,38	0,60	0,95	1,50	2,38	3,81	5,95
22,0	0,36	0,57	0,91	1,43	2,27	3,64	5,68
23,0	0,35	0,54	0,87	1,37	2,17	3,48	5,43
24,0	0,33	0,52	0,83	1,31	2,08	3,33	5,21
25,0	0,32	0,50	0,80	1,26	2,00	3,20	5,00
26,0	0,31	0,48	0,77	1,21	1,92	3,08	4,81
27,0	0,30	0,46	0,74	1,17	1,85	2,96	4,63
28,0	0,29	0,45	0,71	1,12	1,79	2,86	4,46
29,0	0,28	0,43	0,69	1,09	1,72	2,76	4,31
30,0	0,27	0,42	0,67	1,05	1,67	2,67	4,17
31,0	0,26	0,40	0,65	1,03	1,61	2,58	4,03
32,0	0,25	0,39	0,63	1,00	1,56	2,50	3,91
33,0	0,24	0,37	0,61	0,97	1,52	2,42	3,79

BITOLAS PADRONIZADAS PELA NBR-7480/85														
BITOLA Φ		VALOR NOMINAL PARA CÁLCULO				NÚMERO DE FIOS OU DE BARRAS								
		DIÂMETRO		PESO	PERÍMETRO	1	2	3	4	5	6	7	8	9
FIOS	BARRAS	(cm)	(pol)	(kgf/m)	(cm)									
3,2	--	0,32	--	0,063	1,00	0,08	0,16	0,24	0,32	0,40	0,48	0,56	0,64	0,72
4	--	0,40	--	0,10	1,25	0,13	0,25	0,38	0,50	0,63	0,75	0,88	1,00	1,13
5	5	0,50	3/16	0,16	1,60	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80
6,3	6,3	0,63	1/4	0,25	2,00	0,32	0,63	0,95	1,26	1,58	1,89	2,21	2,52	2,84
8	8	0,80	5/16	0,40	2,50	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50
10	10	1,00	3/8	0,63	3,15	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20
12,5	12,5	1,25	1/2	1,00	4,00	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25
--	16	1,60	5/8	1,60	5,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00
--	20	2,00	3/4	2,50	6,30	3,15	6,30	9,45	12,60	15,75	18,90	22,05	25,20	28,35
--	22,2	2,22	7/8	3,05	6,97	3,88	7,76	11,64	15,52	19,40	23,28	27,16	31,04	34,92
--	25	2,50	1	4,00	8,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00
--	32	3,20	1 1/4	6,30	10,00	8,00	16,00	24,00	32,00	40,00	48,00	56,00	64,00	72,00
--	40	4,00	1 1/2	10,00	12,50	12,50	25,00	37,50	50,00	62,50	75,00	87,50	100,00	112,50