



### 9 Exemplo numérico

Analise um consolo curto suportando uma viga de ponte rolante conforme a figura 30 abaixo.

Considerar o concreto com  $f_{ck} = 200 \text{ kgf/cm}^2$  e aço com  $f_{yk} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$

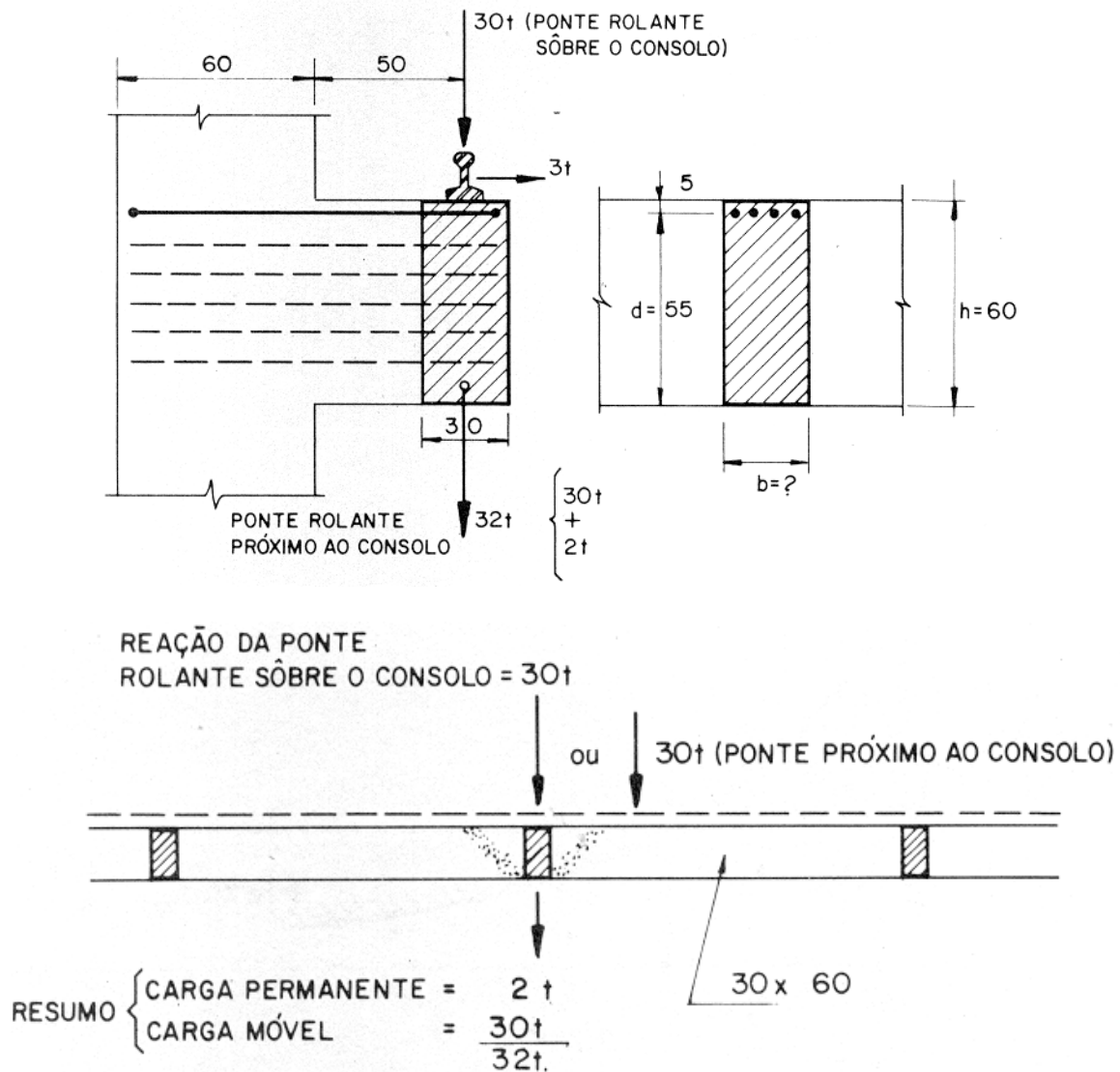


Figura 30

#### 9.1 – Verificação do concreto:

$$\frac{a}{d} = \frac{50}{55} = 0,91 < 1,0 \text{ logo devemos verificar ao cisalhamento } \tau_d = \frac{P_d}{b \times d} \leq 0,25 f_{cd}.$$

$$\tau_d = \frac{1,4 \times P}{b \times d} \leq 0,25 \times \left( \frac{f_{ck}}{1,4} \right)$$

$$\tau_d \left( \text{kgf/cm}^2 \right) = \frac{1,4 \times 32000 \text{ (kgf)}}{b \text{ (cm)} \times 55 \text{ (cm)}} \leq 0,25 \times \left[ \frac{200 \text{ (kgf/cm}^2 \text{)}}{1,4} \right]$$

Logo :  $b > 23 \text{ cm}$ . Usaremos  $b = 25 \text{ cm}$



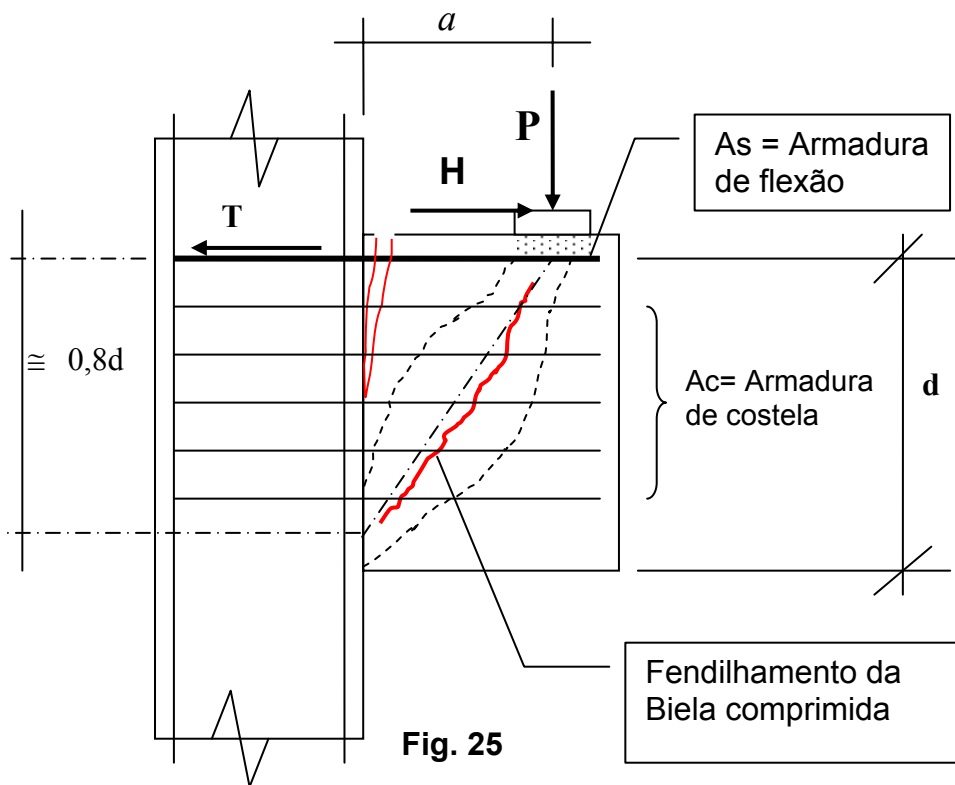
### Tensão limite de cisalhamento

Com as dimensões adotadas, a tensão no concreto será:

$$\tau = \frac{32000(\text{kgf})}{25(\text{cm}) \times 55(\text{cm})} = 23,3 \left( \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\tau_d = 1,4 \times 23,3 \left( \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right) = 32,6 \left( \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right) < 0,25 \times \left( \frac{200 \left( \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)}{1,4} \right) = 35,7 \left( \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right) \text{ OK}$$

### 9.2 – Armadura de flexão Aço CA50



$$A_s = \frac{1}{f_{yk}} \times \left( 2,0 \times \frac{P \times a}{d} + 1,6 \times H \right) \text{ com o mínimo: } \rho_s = \frac{A_s}{b \times d} \geq \left| \begin{array}{l} 0,04 \times \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \\ 0,15\% \end{array} \right|$$

$$A_s = \frac{1}{5000 \left( \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)} \times \left( 2,0 \times \frac{32000(\text{kgf}) \times 0,50(\text{m})}{0,55(\text{m})} + 1,6 \times 3000(\text{kgf}) \right) = 12,6 \text{ cm}^2$$



Armadura mínima de flexão :

$$A_{s_{flexão}} \geq b \times d \times \left| \begin{array}{l} 0,04 \times \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \\ 0,15\% \end{array} \right| = b \times d \times \left| \begin{array}{l} 0,04 \times \frac{200}{5000} = 0,16\% \\ 0,15\% \end{array} \right|$$

$$A_s \geq 0,16\% \times 25 \text{ (cm)} \times 55 \text{ (cm)} = 2,2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Logo } A_s = 12,6 \text{ cm}^2$$

### 9.3 – Verificação da segurança à fadiga do aço da armadura de flexão:

Variação da força de tração no aço:

$$\Delta T_{aço} = 30000(\text{kgf}) \times \frac{0,50(\text{m})}{0,8 \times 0,55(\text{m})} = 34000(\text{kgf})$$

Variação da tensão de tração no aço

$$\Delta \sigma_{aço} = \frac{\Delta T_{aço}}{A_s} = \frac{34000 \text{ (kgf)}}{12,6 \text{ (cm}^2\text{)}} = 2700 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

Segundo a norma DIN 1045 item 17.8, o limite admissível da variação de tensão, para que não haja fadiga no aço, é o seguinte :

$$\Delta \sigma \leq 1400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

A armadura necessária, segundo a DIN 1045 item 17.8, seria então:

$$A_s \text{ (cm}^2\text{)} \geq \frac{\Delta T \text{ (kgf)}}{1400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}} = \frac{34000 \text{ (kgf)}}{1400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}} = 24,3 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Usaremos 16  $\phi$  16mm = 32cm<sup>2</sup>.



#### 9.4 Armadura de costela ( costura ) – Aço CA50

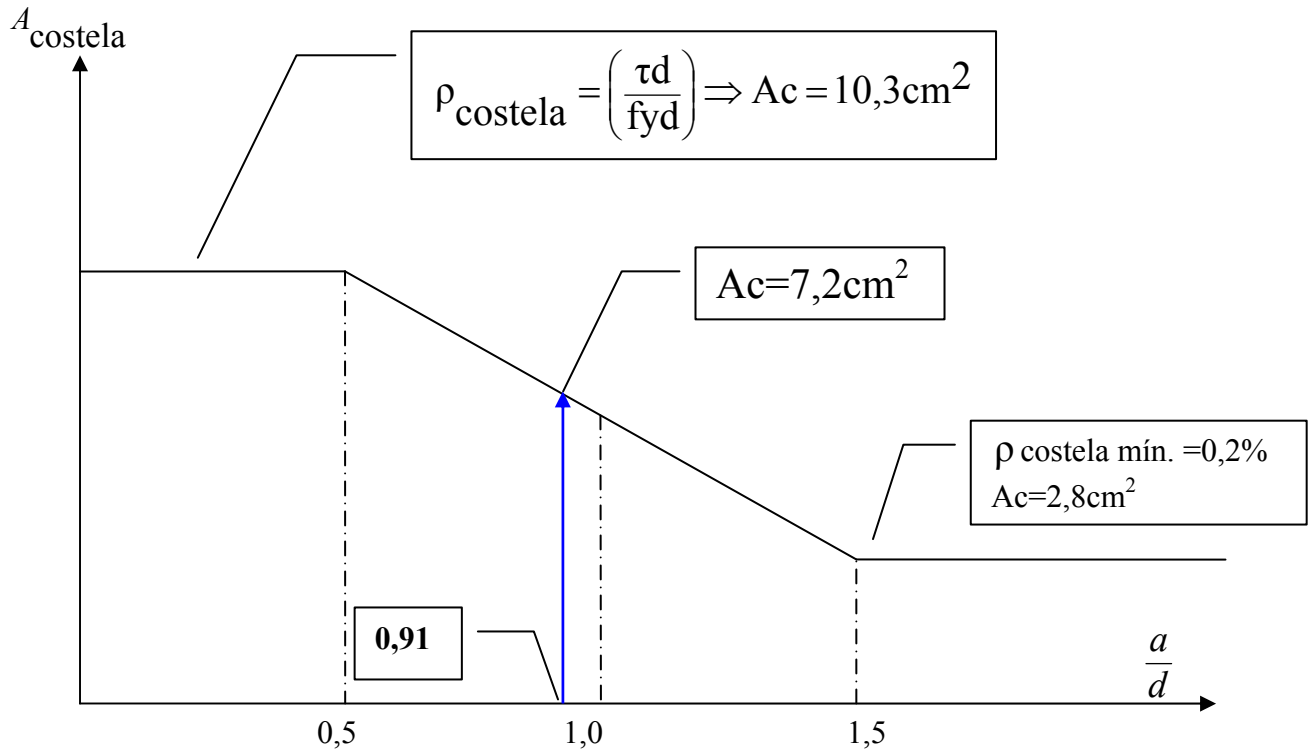


Figura 31

- $\rho_{\text{costela}} = \frac{\tau_d}{f_{yd}} = \frac{1,4 \times 23,3}{(5000/1,15)} = 0,75\%$   
 $A_{s \text{ costela}} = (0,75\%) \times (25\text{cm} \times 55\text{cm}) = 10,3 \text{ cm}^2 = 14 \phi 10\text{mm}.$   
Usando 16  $\phi 10\text{mm}$ ,  $A_s = 16 \times 0,8 \text{ cm}^2 = 12,8 \text{ cm}^2$ .

- Segundo a norma ACI :  
 $A_c \geq 0,5 A_s (\text{flexão sem fadiga}) = 0,50 \times 12,6 \text{ cm}^2 = 6,3 \text{ cm}^2$

- Se usarmos a transição para  $\left(\frac{a}{d}\right) = 0,91$  obteremos :  
 $A_{s \text{ costela}} = 7,2 \text{ cm}^2$ . Ver fig 31.

Usando 16 ferros de 8mm = 8,0 cm<sup>2</sup>

#### 9.5 Armadura de estribo – Aço CA50

Segundo a figura 18B a porcentagem mínima de estribos vale 0,14% .

Considerando : espaçamento entre estribos = 12cm ;

largura do consolo = 25cm

$A_{s \text{ estribo}} = 0,14\% \times 12\text{cm} \times 25\text{cm} = 0,42 \text{ cm}^2 = \text{estribo } 6,3\text{mm}$ . Usar 8mm



### 9.6 – Tirante pendurando a carga - Aço CA50

A Viga contínua de concreto armado transmite a força cortante máxima através de uma biela inclinada que se apóia na parte inferior da armadura de suspensão. Ver figura 32.

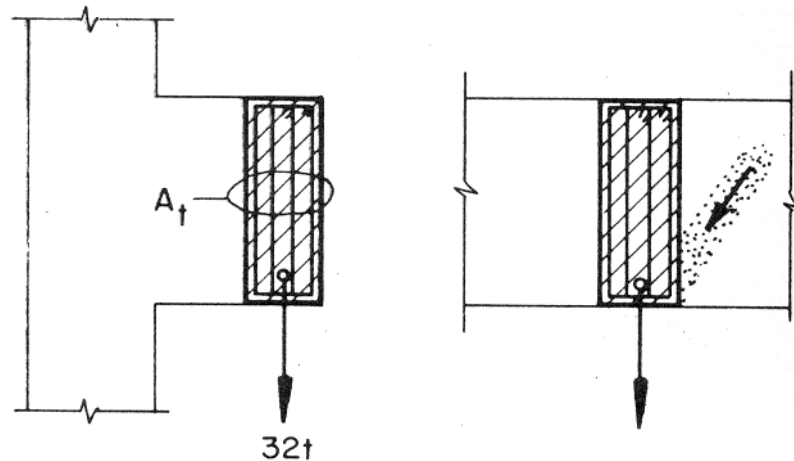


Figura 32

Considerando o carregamento sem causar fadiga:

$$A_t = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{1,4 \times 32000 \text{ (kgf)}}{\left( \frac{5000 \text{ (kgf/cm}^2)}{1,15} \right)} = 10,3 \text{ cm}^2$$

Considerando o carregamento como sendo repetido e causando fadiga no aço, seguiremos a recomendação da Norma alemã DIN 1045 – item 17.8:

$$\Delta\sigma \leq 1400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

Força variável de tração:  $T = 30000 \text{ kgf}$ .

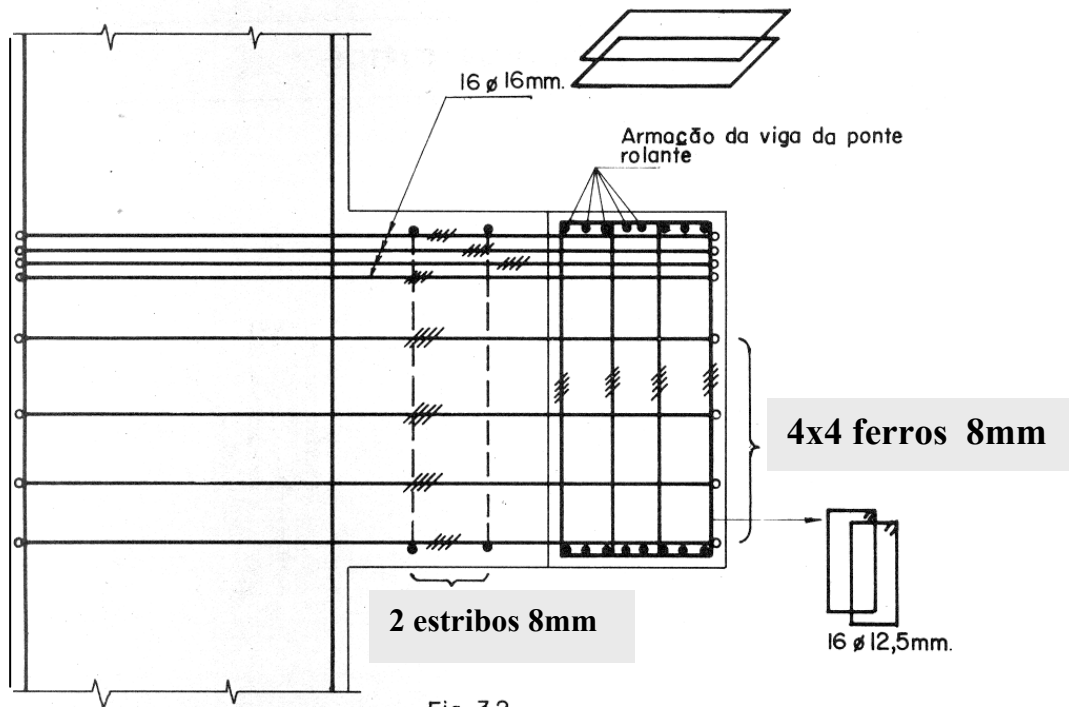
$$A_t = \frac{\Delta T}{1400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}} = \frac{30000 \text{ kgf}}{1400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}} = 21,4 \text{ cm}^2$$

Usaremos 16 ferros 12,5mm = 20cm<sup>2</sup>.



### 9.7 – Detalhes da Armadura

Teremos o detalhe para a armadura do consolo indicado nas páginas 32 e 33.  
Os ferros teriam a forma indicada nas figuras 34 a 36 com raios de dobramento de estribo definidos pela NB1



Vista Lateral

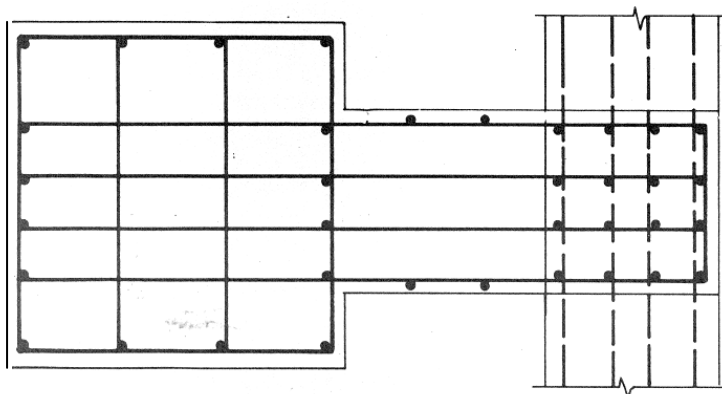


Fig. 33

Planta



## DETALHE DOS FERROS DAS ARMADURAS

### ARMADURA DE FLEXÃO

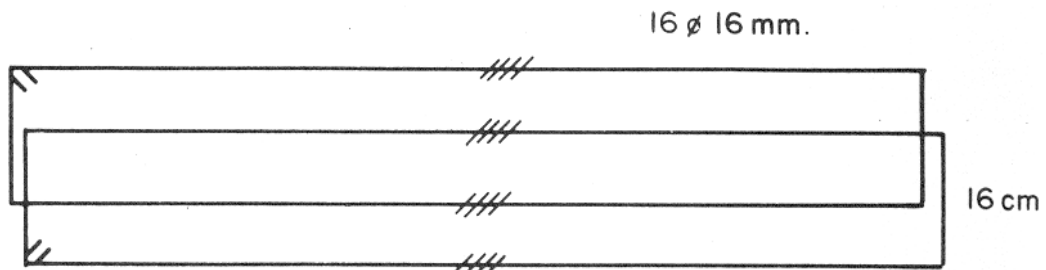


Fig. 34 Em planta

### ARMADURA DE COSTELA ( COSTURA)

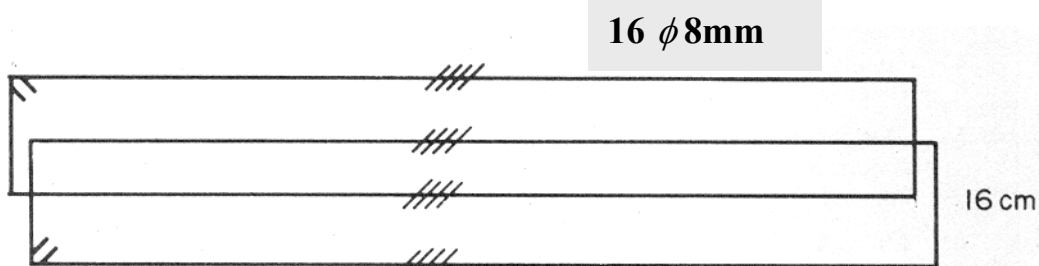


Fig. 35 Em planta

### ARMADURA DO TIRANTE ( ARMADURA DE SUSPENSÃO)

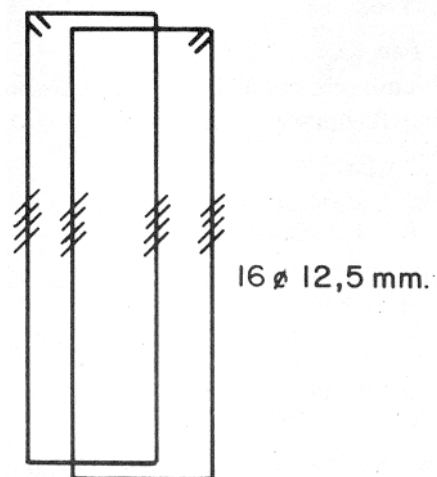


Fig. 36 Em vista lateral