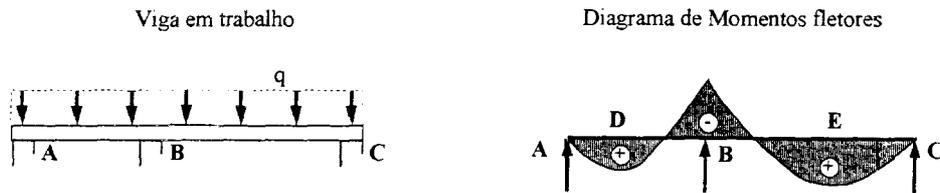


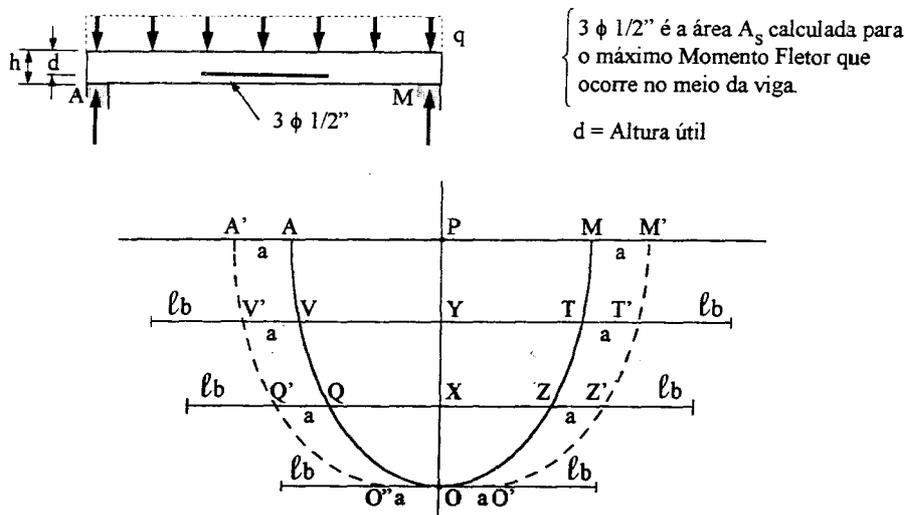
DISPOSIÇÃO DA ARMADURA PARA VENCER OS ESFORÇOS DO MOMENTO FLETOR

Conhecida a seção de aço que resiste aos Momentos Fletores máximos, ocorre a necessidade de colocar os aços. Como os Momentos Fletores variam ao longo da viga, a distribuição da armadura deve acompanhar a variação dos momentos. Assim seja a viga a seguir que possui, quando carregada, o diagrama de Momentos Fletores que também se segue:



Nessa viga ocorrem três momentos máximos, nos pontos D, B e E. O máximo dos máximos ocorre em E e o mínimo dos máximos ocorre em B. A armadura que é necessária em E não é tão necessária em D, é menos necessária em B e é, em princípio, desnecessária em A e C. Onde parar pois as armaduras? Resolver esse problema é dispor a armadura para atender aos momentos fletores. O roteiro é o seguinte.

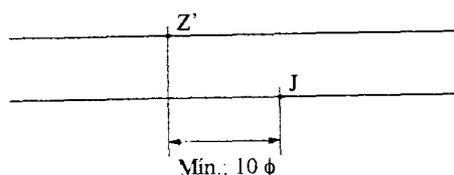
Daremos a descrição do método para diagrama de uma viga biapoiada, mas facilmente se transportará a solução para diagramas de outras vigas.



Como primeira providência traça-se uma paralela do eixo horizontal. Em seguida divide-se a altura PO em partes iguais e no mesmo número de aços que escolhemos para vencer o momento. No caso são 3ϕ e o trecho PO foi dividido em três partes iguais PY , XY e XO . Agora pega-se $0,75$ da altura d da viga e adiciona-se esse valor nas retas paralelas.

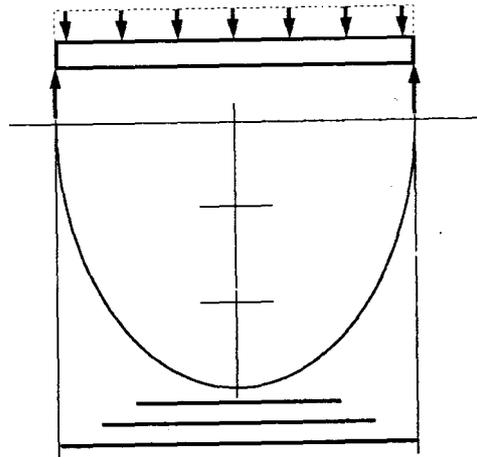
Foi feita a decalagem do diagrama $A V Q O Z T M$ para o diagrama $A' V' Q' O'' O' Z' T' M'$. Passemos para as barras. A primeira barra deveria corresponder à $O'' O'$, mas devemos acrescentar l_b (comprimento de ancoragem) de cada lado da armadura. A segunda barra será $Q' Z'$ acrescentando-se l_b para cada lado. A terceira barra será $V' T'$ acrescentado l_b de cada lado.

Manda ainda a NB - 1 no seu item 4.1.6.2.A que o ponto J distante de l_b de O' (que foi decalado de O) não fique antes de $Z' + 10 \phi$. Idem para os outros pontos.



Observação: O ponto **J** neste caso é o ponto genérico resultante do distanciamento ℓ_b do diagrama decalado.

Exemplo qualitativo



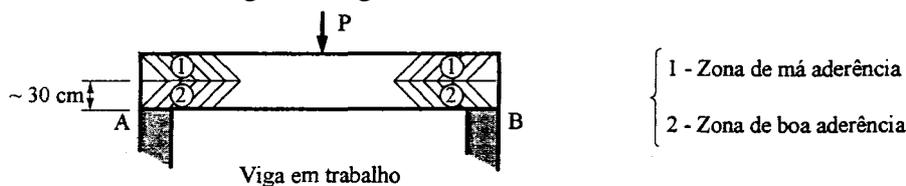
Observação: Não esquecer que no mínimo duas barras devem ir até o apoio.

ANCORAGEM DAS ARMADURAS INTRODUÇÃO

Há que se ter certeza que a ligação atritada, armadura trabalhando a tração, e concreto à compressão se mantenha para que todo o castelo mágico da teoria de concreto armado se verifique. Há pois que se garantir que a armadura não se desloque do concreto que a envolve e que portanto as deformações entre o aço e o concreto sejam iguais. Como o $E_s > E_c$ ou seja como a deformabilidade do aço é diferente do concreto, esses dois materiais só se deformarão por igual recebendo tensões diferentes.

A garantia de igual deformabilidade de concreto e aço é garantido por:

- Atrito natural entre o concreto e aço. Para os aços que trabalham à altas tensões em que poderia haver tendência a descolamento, aumenta-se o atrito natural entre o concreto e o aço por meio de irregularidade no aço (ranhuras, mossas, saliências);
- Ancoragem do aço em zonas especiais do concreto (aderência). A ancoragem ou é conseguida pelo comprimento do aço em contato com o concreto (comprimento de ancoragem) ou auxiliamente com ganchos. Para aços CA 25 exigem-se ganchos em suas extremidades por ter menor aderência. Para os aços CA 50 e CA 60 pode ou não haver ganchos. Nas vigas há zonas de boa aderência e zonas de má aderência como se mostra na figura a seguir.



ROTEIRO DE CÁLCULO DO COMPRIMENTO DE ANCORAGEM DE BARRAS TRACIONADAS

A fórmula é:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot \tau_{bu}} \cdot \frac{A_{s \text{ calculado}}}{A_{s \text{ efetivo}}}$$

l_b = comprimento de ancoragem retilínea.

Normalmente: $\frac{A_{s \text{ calculado}}}{A_{s \text{ efetivo}}} = 1$ logo: $l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot \tau_{bu}}$.

Quando adotamos $\frac{A_{s \text{ calculado}}}{A_{s \text{ efetivo}}} = 1$ a NB-1 chama $l_b = l_{b1}$.

Valores de τ_{bu} (tensão de aderência aço x concreto):

- barras lisas (CA 25) $\tau_{bu} = 0,9 \cdot \sqrt{f_{cd}}$;
- barras de alta aderência (CA 50) $\tau_{bu} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{(f_{cd})^2}$.

Os quadros anexos substituem o cálculo das fórmulas.

Para zonas de boa aderência usam-se as seguintes regras

Tipo de concreto ↓ Tipo de aço → <input type="checkbox"/>	aço	f_{ck} (kg/cm ²)	
		150	180
	CA 25	56 ϕ	51 ϕ
	CA 50	54 ϕ	48 ϕ

Para zonas de má aderência usam-se as seguintes regras

aço	f_{ck} (kg/cm ²)	
	150	180
CA 25	84 ϕ	77 ϕ
CA 50	81 ϕ	72 ϕ

Observações:

1. Quanto maior resistência for o concreto, menor comprimento de ancoragem teremos que ter, já que se pressupõe que a melhor característica do concreto ajuda a resistir os esforços de arranque do aço;
2. Se tivermos que escolher para uma dada área de armadura, entre menos barras e com maior diâmetro em vez de mais barras com menor diâmetro devemos escolher (se outros condicionantes não existirem) o segundo caso, pois usando-se barras de menor diâmetro em maior quantidade aumenta-se de muito a área de contato aço x concreto;
3. A NB-1 no item 4.1 .6.2.B dá os critérios gerais de ancoragem com ou sem ganchos. Evidentemente o uso de ganchos diminui o comprimento da parte reta da ancoragem como se mostra:

Quando a barra terminar em gancho fora do apoio, o comprimento necessário de ancoragem será:

$$l_b - 15 \phi \geq \begin{cases} l_b / 3 & \text{para aços de baixa} \\ 10 \text{ cm} & \text{aderência} \end{cases}$$

$$l_b - 10 \phi \geq \begin{cases} l_b / 3 & \text{para aços de alta} \\ 10 \text{ cm} & \text{aderência} \end{cases}$$

ROTEIRO DE CÁLCULO DO COMPRIMENTO DE ANCORAGEM PARA BARRAS COMPRIMIDAS

O problema de não deslocabilidade de armadura em relação ao concreto também existe quando na compressão dos mesmos. Vejamos os critérios da NB - 1 para o cálculo da ancoragem (4.1.6.2.D)

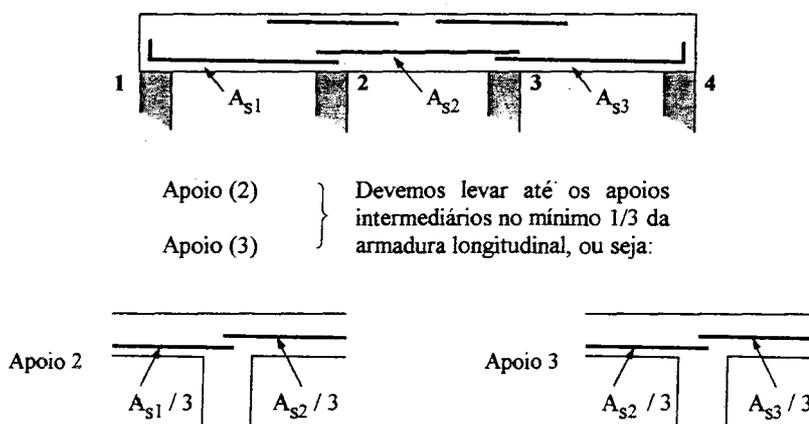
“As barras que forem sempre somente comprimidas deverão se ancoradas apenas com ancoragem retilínea (sem gancho) e o comprimento de ancoragem será calculado como no caso de tração, não podendo, porém ser inferior a $0,6 l_{b1}$, nem a 10ϕ e nem a 15 cm .”

A tabela a seguir sumariza os comprimentos l_b mínimos no caso de armaduras comprimidas.

Tipo de concreto ↓ Tipo de aço →	aço	f_{ck} (kg/cm ²)	
		150	180
→ <input type="text"/>	CA 25	34 ϕ	31 ϕ
	CA 50	33 ϕ	29 ϕ

ANCORAGENS DAS BARRAS NOS APOIOS

É necessário que as barras de armadura, no mínimo duas delas cheguem aos apoios intermediários. Para mais de cinco barras pelo menos 1/3 da área das armaduras devem chegar aos apoios, como se mostra:



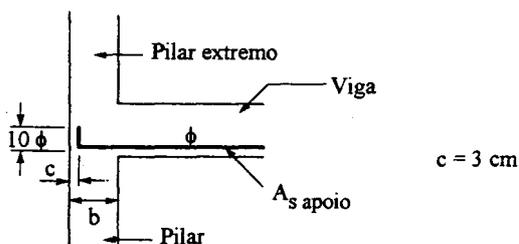
CASOS ESPECIAIS DE ANCORAGEM - ANCORAGEM NOS APOIOS EXTREMOS

A ancoragem nos apoios extremos exige cuidados especiais. Temos dois casos:

- Quando temos um pilar suficientemente largo para nele abrigar todo comprimento de ancoragem. Nesse caso a área da armadura a ser levado ao apoio será:

$$A_{s \text{ apoio}} = 0,24 \cdot V \begin{cases} V \text{ em tf} \\ A_s \text{ em cm}^2 \\ \text{concreto } f_{ck} = 150 \text{ kgf/cm}^2 \\ \text{CA 50} \end{cases}$$

A exigência é que a largura do apoio é que $44\phi + c$, onde c (cobrimento). O comprimento de ancoragem é mostrado



b. Quando temos um pilar não muito largo, ou seja quando sua largura é inferior a $44\phi + c$

$$A_s \text{ apoio} = \frac{13,1}{10+n} \cdot V \quad \left\{ \begin{array}{l} V \text{ em tf} \\ A_s \text{ em cm}^2 \\ \text{concreto } f_{ck} = 150 \text{ kgf/cm}^2 \\ \text{CA 50} \end{array} \right.$$

$$n = \frac{b-c}{\phi}$$

Conclui-se que no caso b, em geral tem que se levar mais aço do que no caso a.

Observação: Para concreto = 180 kg/cm² e CA 50 as fórmulas serão:

1. Concreto $f = 180 \text{ kg/cm}^2$ CA 50.

a₁) $b \geq 38\phi + c$

$$A_s \text{ apoio} = 0,24 \cdot V$$

V (tf)

$A_s \text{ apoio (cm}^2)$

b₁) $b < 38\phi + c$

$$A_s \text{ apoio} = \frac{11,6}{10+n} \cdot V$$

V (tf)

$A_s \text{ apoio (cm}^2)$

$$n = \frac{b-c}{\phi}$$

EXEMPLO PRÁTICO

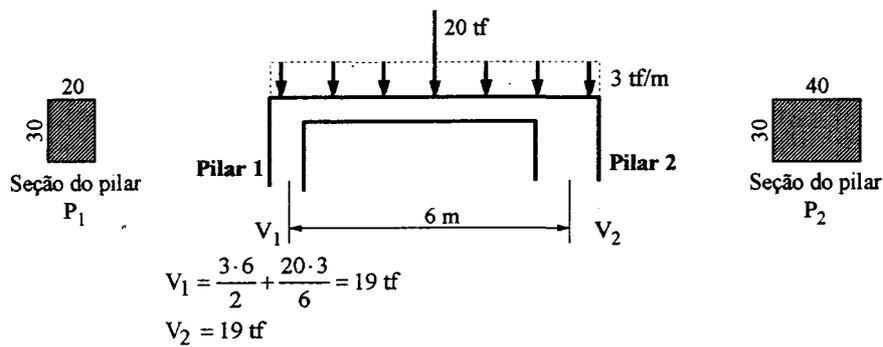
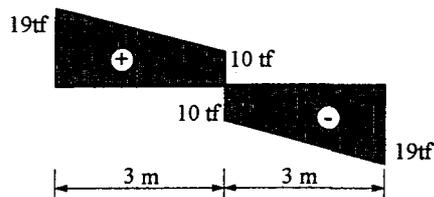


Diagrama de Forças Cortantes



Onde a força cortante é nula o momento é máximo
 $x = 3 \text{ m}$

$$M = 19 \cdot 3 - \frac{3 \cdot 3^2}{2} = 43,5 \text{ tfm} = 4.350 \text{ tfcm}$$

Aplicamos as fórmulas para dois casos e comparamos os resultados:

CA 50A

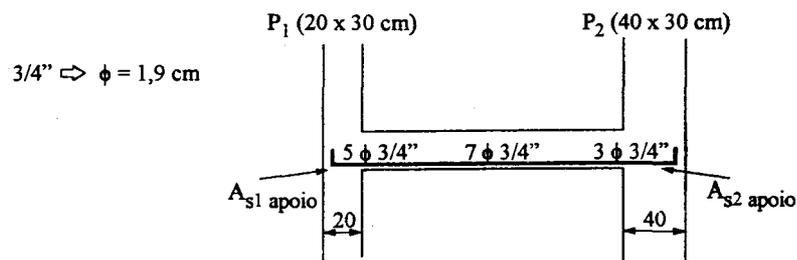
$$f_{ck} = 150 \text{ kgf/cm}^2$$

Flexão

$$k_6 = \frac{20 \cdot 97^2}{4.350} = 43,25 \quad \text{e} \quad k_3 = 0,420$$

$$A_s = 0,420 \cdot \frac{4.350}{97} = 18,83 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7 \phi 3/4''$$

Ancoragem nos Apoios Extremos:



P₁:

$$b = 20 < 44 \phi + c = 44 \cdot 1,9 + 3 = 86,6$$

$$A_{s1 \text{ apoio}} = \frac{13,1}{10 + 8,94} \cdot 19 = 13,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \phi 3/4''$$

$$n = \frac{20 - 3}{1,9} = 8,94$$

P₂:

$$b = 40 < 44 \phi + c = 86,6 \text{ cm}$$

$$A_{s2 \text{ apoio}} = \frac{13,1}{10 + 19,4} \cdot 19 = 8,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \phi 3/4''$$

$$n = \frac{40 - 3}{1,9} = 19,4$$

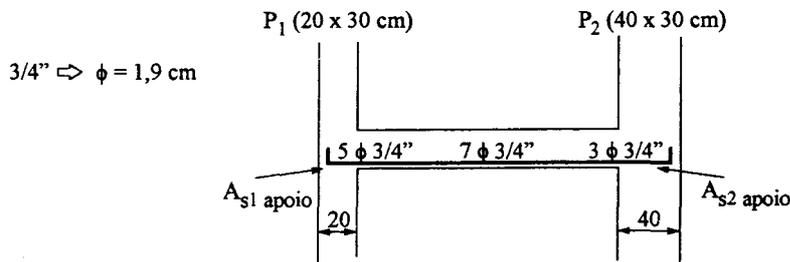
CA 50A

$$f_{ck} = 180 \text{ kgf/cm}^2$$

Flexão

$$k_6 = \frac{20 \cdot 97^2}{4.350} = 43,25 \quad e \quad k_3 = 0,394$$

$$A_s = 0,394 \cdot \frac{4.350}{97} = 17,66 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7 \phi 3/4''$$



P₁: $b = 20 < 44 \phi + c = 44 \cdot 1,9 + 3 = 86,6$

$$A_{s1 \text{ apoio}} = \frac{13,1}{10 + 8,94} \cdot 19 = 13,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \phi 3/4''$$

$$n = \frac{20 - 3}{1,9} = 8,94$$

P₂: $b = 40 < 44 \phi + c = 86,6 \text{ cm}$

$$A_{s2 \text{ apoio}} = \frac{13,1}{10 + 19,4} \cdot 19 = 8,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \phi 3/4''$$

$$n = \frac{40 - 3}{1,9} = 19,4$$

CA 50A

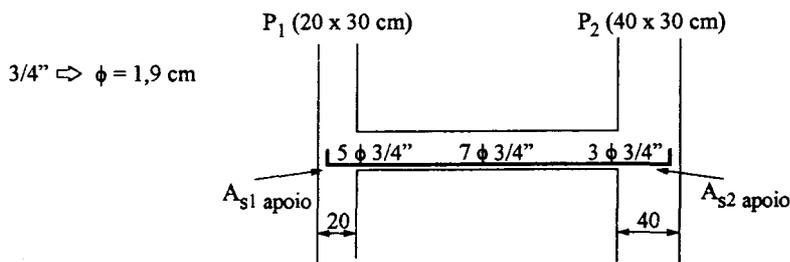
$$f_{ck} = 180 \text{ kgf/cm}^2$$

Flexão

$$k_6 = \frac{20 \cdot 97^2}{4.350} = 43,25 \quad e \quad k_3 = 0,394$$

$$A_s = 0,394 \cdot \frac{4.350}{97} = 17,66 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7 \phi 3/4''$$

Ancoragem nos apoios extremos:



P₁: $b = 20 < 38 \phi + c = 38 \cdot 1,9 + 3 = 75,2 \text{ cm}$

$$A_{s1 \text{ apoio}} = \frac{11,6}{10 + 8,94} \cdot 19 = 11,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \phi 3/4''$$

$$n = \frac{20 - 3}{1,9} = 8,94$$

P₂: $b = 40 < 38 \phi + c = 75,2 \text{ cm}$

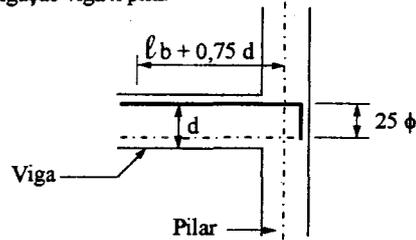
$$A_{s2 \text{ apoio}} = \frac{11,6}{10 + 19,4} \cdot 19 = 7,79 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \phi 3/4''$$

$$n = \frac{40 - 3}{1,9} = 19,4$$

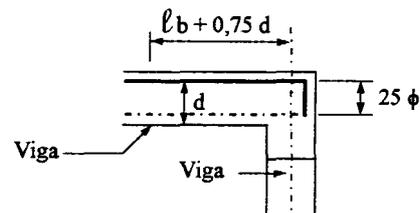
DETALHES DE VIGAS - ENGASTAMENTOS PARCIAIS

Nas extremidades das vigas, para evitarmos o aparecimento de fissuras localizadas nas “fibras” superiores, onde poderá ocorrer um engastamento parcial que não foi previsto no esquema estrutural, recomenda-se ancorar no apoio ($A = 0,15 \% b d$).

Ligação viga x pilar



Ligação viga x viga



Nota: Por analogia nas lajes de extremidade (borda) devemos colocar uma armadura de ligação laje-viga para evitar fissuração. Usar ϕ 6,4 mm e com comprimento 25 % do vão.

CÁLCULO DE DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO NOSSO PRÉDIO V₁₁ E V₃

MÉTODO GERAIS E INTRODUTÓRIOS AO CÁLCULO DE TODAS AS VIGAS

1. Calculam-se as vigas que estão apoiadas nas outras vigas começando pelas vigas isostáticas. No nosso projeto começaremos pelas vigas V₁₁, V₃, V₈, V₉, V_{E2}, V_{E3};

2. Depois pode-se ir calculando as outras vigas, sempre lembrando que deveremos começar pelas vigas que estão apoiadas em outras vigas;

3. Pela planta de formas vê-se que o cálculo das vigas parte do cálculo de vigas de “pequena expressão” “para as vigas de grande expressão”.

Notem que V₁₁ que é uma pequena viga e recebe pequeno esforço descarrega esse esforço e o seu peso próprio em V₃ e V₄. A viga V₁₁ é tão vagabunda (no bom sentido) que V₃ e V₄ recebem o esforço sem precisarem pedir ajuda um pilar. Na verdade a viga V₃ ainda é uma viga sem maior expressão tanto que ao descarregar em V₁₂ e V₁₀ essas senhoras duas vigas recebem V₃ sem maior cerimônia (sem pilar para ajudar a receber a carga).

Notemos que a viga V₄ já é uma viga de maior cerimônia e que ao descarregar seu peso por exemplo em V₆ e V₁₂ exige no descarregamento o auxílio dos pilares P₁₀ e P₁₃ respectivamente;

4. Pelo visto conclui-se que quando uma viga como V₁₁ que recebe pouca carga ao descarregar em outras vigas não exige obrigatoriamente a existência de pilares. Quando todavia uma viga de respeito como V₄ encontra vigas como V₆ e V₁₀ e V₁₂ os encontros exigem pilares.

O cálculo do reticulado de vigas de um prédio tem que ser de complexidade crescente. Vigas menos importante são calculadas primeiro e admitindo que outras vigas e pilares receberão seus esforços.

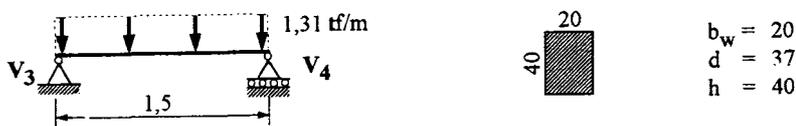
CÁLCULO DA VIGA V₁₁ (20 X 40)

Cargas da Viga V₁₁:

Área		$20 \cdot 40 = 800 \text{ cm}^2$
Peso próprio (PP)		$0,2 \cdot 0,4 \cdot 2,5 = 0,20 \text{ tf/m}$
Laje (L ₅)		$= 0,14 \text{ tf/m}$
Laje (L ₆)		$= 0,32 \text{ tf/m}$
Parede		$= 0,65 \text{ tf/m}$
		<hr/>
		$q = 1,31 \text{ tf/m}^2$

altura	$h = 2,70 \text{ m}$	} Parede
espessura	$e = 0,15 \text{ m}$	
peso específico	$\gamma = 1,6 \text{ tf/m}^3$	
$P = \gamma \cdot e \cdot h$	$P = 2,7 \cdot 0,15 \cdot 1,6 = 0,65 \text{ tf/m}$	

Cálculo Estático



Força Cortante

$$V_3 = V_4 = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{1,5 \cdot 1,31}{2} = 0,93 \text{ tf}$$

Momento Fletor (esse Momento Fletor máximo é que ocorre no meio do vão dessa viga)

$$M = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{1,31 \cdot 1,5^2}{8} = 0,37 \text{ tfm} = 37 \text{ tcm}$$

Armação da Viga V₁₁

$$M = 37 \text{ tfcm}$$

$$k_6 = \frac{20 \cdot 37^2}{37} = 740 \quad \text{e} \quad k_3 = 0,326$$

$$\left. \begin{aligned} A_s &= 0,326 \cdot \frac{37}{37} = 0,326 \text{ cm}^2 \\ A_{s_{\min}} &= 0,15\% \cdot b \cdot d = \frac{0,15}{100} \cdot 20 \cdot 37 = 1,11 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Adotaremos } 11,1 \text{ cm}^2 \\ \text{Tabela mãe aula 2.1} \end{array}$$

Força cortante

$$Q = 0,93 \text{ tf} = 930 \text{ kgf}$$

a. Porcentagem de armadura ρ_L a 2·h do apoio.

$$\rho_L \% = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot 100 = \frac{1,42 \cdot 100}{20 \cdot 37} = 0,19\%$$

b. Cálculo do coeficiente ψ_1

$$\begin{aligned} \psi_1 &= 0,5 + 0,33 \cdot \rho_L \\ \psi_1 &= 0,5 + 0,33 \cdot 0,19 = 0,56 \end{aligned}$$

c. Cálculo de τ_c

$$\begin{aligned} \tau_c &= 0,455 \cdot \psi_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \\ \tau_c &= 0,455 \cdot 0,56 \cdot \sqrt{150} = 3,12 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

d. Cálculo da tensão de Cálculo τ_{wd}

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 930}{20 \cdot 37} = 1,76 \text{ kgf/cm}^2 < 0,25 \cdot f_{cd} = 0,25 \cdot \frac{150}{1,4} = 26,75 \text{ kgf/cm}^2$$

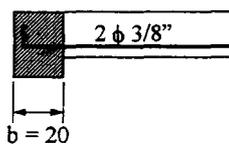
e. Cálculo de τ_d

$$\begin{aligned} \tau_d &= 1,15 \cdot \tau_{wd} - \tau_c \\ \tau_d &= 1,15 \cdot 1,76 - 3,12 = -1,10 \text{ kgf/cm}^2 < 0 \end{aligned}$$

f. Cálculo da armadura transversal:

$$A_{s_{\min}} = 0,14 \cdot 20 = 2,8 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ (Tabela T 8 da aula 18.4)} \Rightarrow \phi 1/4'' \text{ c/ } 20$$

Forças a ancorar (aula 19.1)



$$b = 20 < 44 \phi + c = 44 \cdot 0,95 + 3 = 44,8 \text{ cm}$$

$$\phi 3/8'' = 0,95 \text{ cm}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$n = \frac{b - c}{\phi} = \frac{20 - 3}{0,95} = 17,9$$

$$A_{s_{\text{apoio}}} = \frac{13,1}{10 + 17,9} \cdot 0,93 = 0,43 \text{ cm}^2$$

Tenho nos apoios 2 $\phi 3/8''$.

Diagrama de Força Cortante

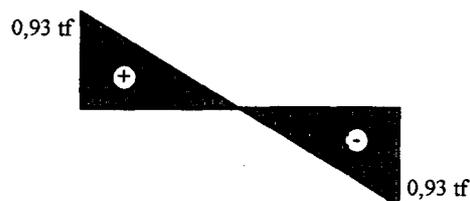
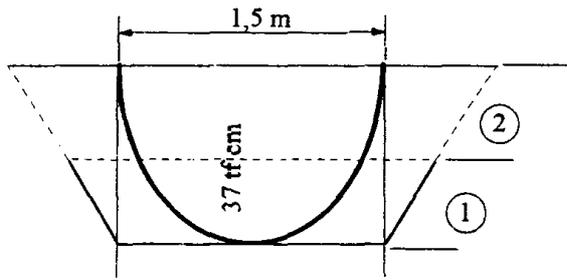


Diagrama de Momento Fletor e Distribuição das Barras



Devemos deslocar o diagrama de Momentos

Fletores da $al + lb$

$$al = 0,75 d = 0,75 \cdot 3,7 = 27,75 \text{ cm}$$

$$lb = 54 \phi = 54 \cdot 0,95 = 51,30 \text{ cm}$$

$$\phi 3/8'' = 0,95$$

$$al + lb = 51,3 + 27,75 = 79,05 \text{ cm}$$

Engastamento Parcial

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,15}{100} \cdot 20 \cdot 37 = 1,1 \text{ cm}^2$$

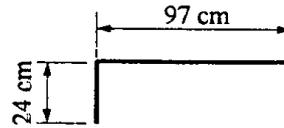
$$2 \phi 3/8''$$

$$lb + 0,75 d = 69 + 28 = 97 \text{ cm}$$

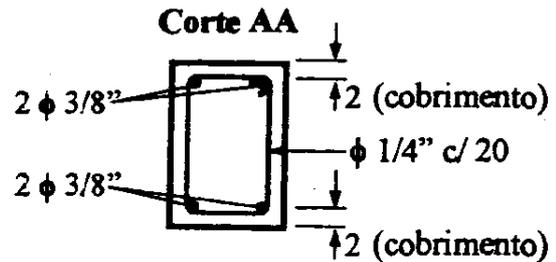
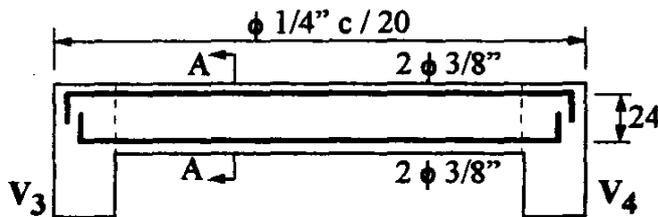
$$lb = 72 \phi = 72 \cdot 0,95 = 69 \text{ cm}$$

$$0,75 d = 0,75 \cdot 37 = 28 \text{ cm}$$

$$25 \phi = 25 \cdot 0,95 = 24 \text{ cm}$$



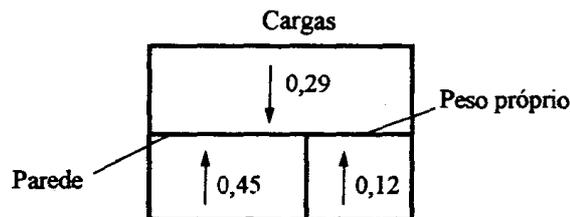
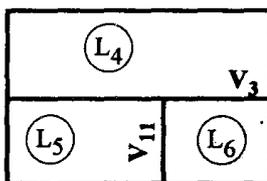
Armação da viga V_{11}



CÁLCULO DA VIGA V_3 (20 X 40)

Cargas da Viga V_3

Recordando a planta de formas:



Peso próprio (PP) $0,2 \cdot 0,4 \cdot 2,5 = 0,20 \text{ tf/m}$

Laje (L4) $= 0,29 \text{ tf/m}$

Laje (L5) $= 0,45 \text{ tf/m}$

Laje (L6) $= 0,12 \text{ tf/m}$

Parede $1,6 \cdot 0,15 \cdot 2,70 = 0,65 \text{ tf/m}$

$$q = 1,71 \text{ tf/m}^2$$

altura $h = 2,70 \text{ m}$

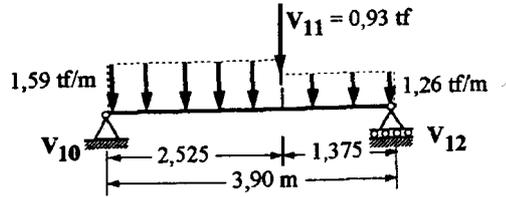
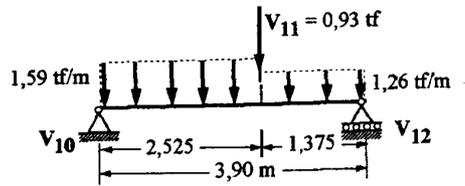
espessura $e = 0,15 \text{ m}$

peso específico $\gamma = 1,6 \text{ tf/m}^3$

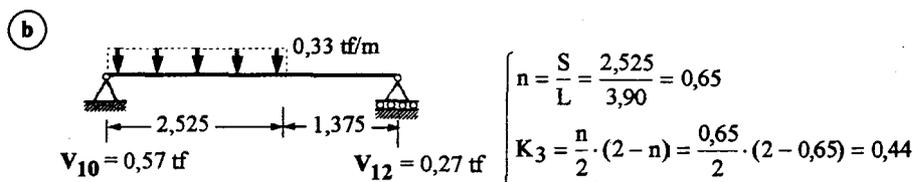
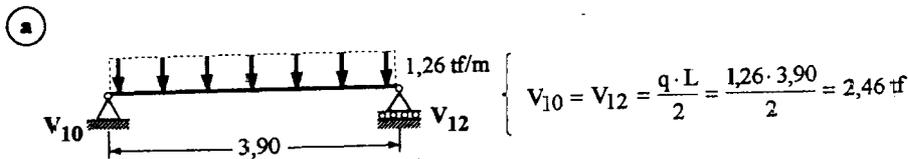
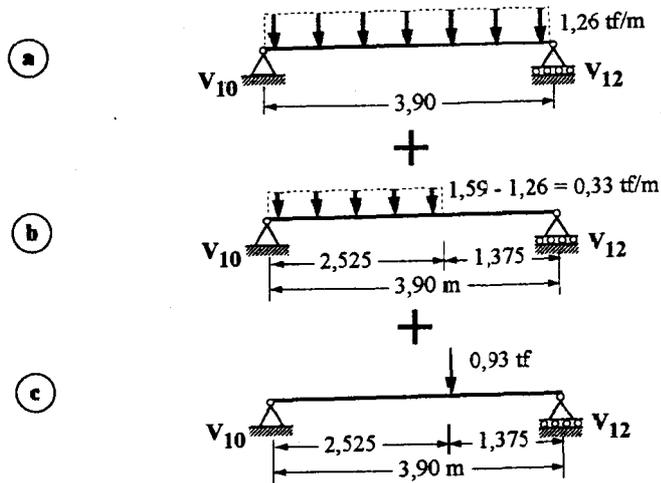
} Parede

Cálculo Estático

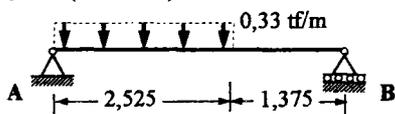
Observar que como V_{11} se apóia em V_3 só podemos calcular V_3 depois que sabermos o esforço de V_{11} em V_3 notar que não há pilar no encontro de V_{11} com V_3 provando que V_{11} se apóia em V_3 . $V_{11} = 0,93 \text{ tf}$



=



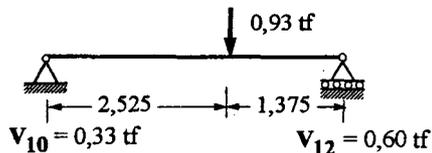
Situação 1 (Aula 15.1)



$$A = V_{10} = K_3 \cdot q \cdot L = 0,44 \cdot 0,33 \cdot 3,9 = 0,57 \text{ tf}$$

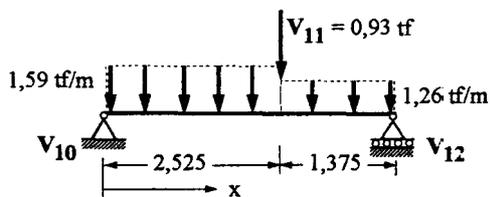
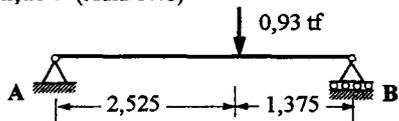
$$B = V_{12} = K_4 \cdot q \cdot L = 0,21 \cdot 0,33 \cdot 3,9 = 0,27 \text{ tf}$$

(c)



$$\left\{ \begin{array}{l} m = \frac{a}{L} = \frac{2,525}{3,90} = 0,65 \\ K_3 = 1 - m = 1 - 0,65 = 0,35 \\ K_4 = m = 0,65 \\ A = V_{10} = K_3 \cdot P = 0,35 \cdot 0,93 = 0,33 \text{ tf} \\ B = V_{12} = K_4 \cdot P = 0,65 \cdot 0,93 = 0,60 \text{ tf} \end{array} \right.$$

Situação 5 (Aula 15.1)



Reações de apoio

$$V_{10} = 2,46 + 0,57 + 0,33 = 3,36 \text{ tf}$$

$$V_{12} = 2,46 + 0,27 + 0,60 = 3,33 \text{ tf}$$

Cálculo do Momento Máximo

O momento máximo é onde a força cortante é nula.

Cálculo do Momento Máximo

O Momento Máximo é onde a força cortante é nula

$$x = \frac{V_{10}}{q} = \frac{3,36}{1,59} = 2,11 \text{ m}$$

$$M_{\max} = V_{10} \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} = 3,36 \cdot 2,11 - \frac{1,59 \cdot 2,11^2}{2} = 3,55 \text{ tfm}$$

Diagrama do Momento fletor

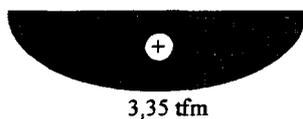
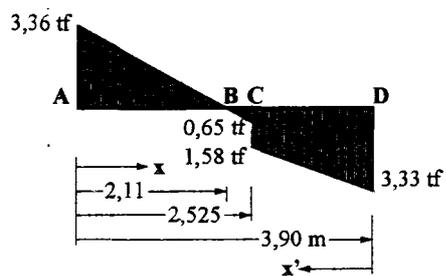


Diagrama de Força cortante



$$\begin{array}{ll} x_A = 0 & x'_A = 3,9 \text{ m} \\ x_B = 2,11 \text{ m} & x'_B = 1,79 \text{ m} \\ x_C = 2,525 \text{ m} & x'_C = 1,375 \text{ m} \\ x_D = 3,9 \text{ m} & x'_D = 0 \end{array}$$

Força Cortante em A

$$Q_A = V_{10} = 3,36 \text{ tf}$$

Força Cortante em B

$$Q_B = V_{10} - q \cdot x = 3,36 - 1,59 \cdot 2,11 \cong 0$$

$$x = 2,11 \text{ m}$$

$$q = 1,59 \text{ tf/m}$$

$$V_{10} = 3,36 \text{ tf}$$

Força Cortante em C

$$Q_{BC} = V_{10} - q \cdot x_C = 3,36 - 1,59 \cdot 2,525 \cong -0,66 \text{ tf (à esquerda do ponto C)}$$

$$V_{10} = 3,36 \text{ tf}$$

$$q = 1,59 \text{ tf/m}$$

$$x_C = 2,525 \text{ m}$$

$$Q_{DC} = -V_{12} + q' \cdot x'_C = -3,33 + 1,26 \cdot 1,375 \cong -1,59 \text{ tf (à direita do ponto C)}$$

$$V_{12} = 3,33 \text{ tf}$$

$$q' = 1,26 \text{ tf/m}$$

$$x'_C = 1,375 \text{ m}$$

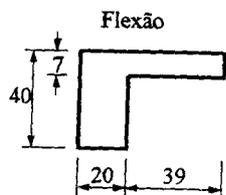
Verificação a ser feita a diferença da cortante direita e esquerda tem que dar o valor da carga concentrada.

$$Q_{BC} - Q_{DC} = -0,66 - (-1,59) = +0,93 \text{ tf} \quad \text{OK!}$$

Força Cortante em D

$$Q_D = -V_{12} = -3,33 \text{ tf}$$

Cálculo da armação



Só podemos considerar laje colaborante de um lado pois L_5 é rebaixada à esquerda.

$$h_f = 7 \text{ cm}$$

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

$$b_f = b_w + b_1 = 20 + 39 = 59 \text{ cm}$$

$$b_2 = 1,80 \text{ m}$$

$$d = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

$a=L=3,9$ (viga simplesmente apoiada)

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,10 \cdot a = 0,10 \cdot 3,9 = 0,39 \text{ m} = 39 \text{ cm} \\ 8 \cdot h_f = 8 \cdot 7 = 56 \text{ cm} \\ 0,5 \cdot b_2 = 0,5 \cdot 1,8 = 0,9 \text{ m} = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

$$M = 355 \text{ tfcm}$$

$$k_6 = \frac{b_f \cdot d^2}{M} = \frac{59 \cdot 37^2}{355} = 227,5 \quad \text{e} \quad \xi = 0,089$$

$$\xi_f = \frac{h_f}{d} = \frac{7}{47} = 0,15$$

$$\xi < \xi_{\text{seção retangular}}$$

Usando roteiro de cálculo

$$k_3 = 0,334$$

$$A_s = 0,334 \cdot \frac{355}{37} = 3,20 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad 3 \phi 1/2''$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,15}{100} \cdot 20 \cdot 37 = 1,11 \text{ cm}^2$$

Armadura de cisalhamento

Cortante (aula 18.4)

$$Q_B \cong 3,36 \text{ tf}$$

a. Porcentagem de armadura ρ_L .

$$\rho_L \% = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot 100 = \frac{3 \cdot 1,27}{20 \cdot 37} \cdot 100 = 0,52$$

b. Cálculo do coeficiente ψ_1

$$\psi_1 = 0,5 + 0,33 \cdot \rho_L$$

$$\psi_1 = 0,5 + 0,33 \cdot 0,52 = 0,67$$

c. Cálculo de τ_c

$$\tau_c = 0,455 \cdot \psi_1 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$\tau_c = 0,455 \cdot 0,67 \cdot \sqrt{150} = 3,73 \text{ kgf/cm}^2$$

d. Cálculo da tensão de Cálculo τ_{wd}

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 3.360}{20 \cdot 37} = 6,35 \text{ kgf/cm}^2 < 0,25 \cdot f_{cd} = 0,25 \cdot \frac{150}{1,4} = 26,75 \text{ kgf/cm}^2$$

e. Cálculo de τ_d

$$\tau_d = 1,15 \cdot \tau_{wd} - \tau_c$$

$$\tau_d = 1,15 \cdot 6,35 - 3,73 = 3,57 \text{ kgf/cm}^2$$

f. Cálculo da armadura transversal:

$$\frac{A_{sw}}{S} = 0,02556 \cdot b_w \cdot \tau_d = 0,02556 \cdot 20 \cdot 3,57 = 1,82 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

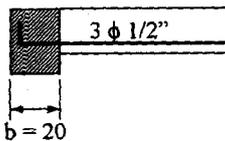
$$\frac{A_{sw \text{ min}}}{S} = 0,14 \cdot b_w = 0,14 \cdot 20 = 2,8 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

(Tabela T 8 da aula 18.4) $\Rightarrow \phi 1/4'' \text{ c/ } 20$

Como $Q_D \cong Q_B$, adotamos o mesmo cálculo de Q_B para Q_D .

Forças a encorar

Forças a ancorar



$$b = 20 < 44 \phi + c = 44 \cdot 1,27 + 3 = 58,8 \text{ cm}$$

$$\phi 1/2'' = 1,27 \text{ cm}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$n = \frac{b - c}{\phi} = \frac{20 - 3}{1,27} = 13,38$$

$$A_s \text{ apoio} = \frac{13,1}{10 + 13,38} \cdot 3,36 = 1,88 \text{ cm}^2$$

Tenho nos apoios 3 $\phi 1/2''$.

Engastamento parcial

$$A_s \text{ min} = \frac{0,15}{100} \cdot 20 \cdot 37 = 1,11 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 2 \phi 3/8''$$

$$\ell b + 0,75 d = 69 + 28 = 97 \text{ cm}$$

$$\ell b = 72 \phi = 72 \cdot 0,95 = 69 \text{ cm}$$

$$0,75 d = 0,75 \cdot 37 = 28 \text{ cm}$$

$$25 \phi = 25 \cdot 0,95 = 24 \text{ cm}$$

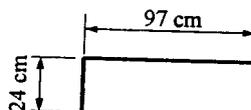
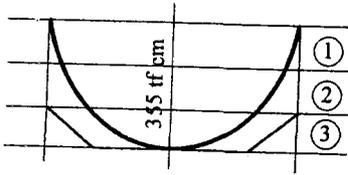


Diagrama de Momento fletor e distribuição das barras



Devemos deslocar o diagrama de Momentos

Fletores de $a_l + l_b$

$$a_l = 0,75 d = 0,75 \cdot 3,7 = 28 \text{ cm}$$

$$l_b = 54 \phi = 54 \cdot 1,27 = 69 \text{ cm}$$

$$a_l + l_b = 28 + 69 = 97 \text{ cm}$$

Armação da viga

