

VIGAS

Vigas são “elementos lineares em que a flexão é preponderante” (NBR 6118: 2003, item 14.4.1.1). Portanto, os esforços predominantes são: momento fletor e força cortante.

Nos edifícios, em geral, as vigas servem de apoio para lajes e paredes, conduzindo suas cargas até os pilares.

Como neste capítulo o efeito do vento não será considerado, as vigas serão dimensionadas para resistir apenas às ações verticais.

15.1 DADOS INICIAIS

O primeiro passo para o projeto das vigas consiste em identificar os dados iniciais. Entre eles incluem-se:

- classes do concreto e do aço e o cobrimento;
- forma estrutural do tabuleiro, com as dimensões preliminares em planta;
- distância até o andar superior;
- reações de apoio das lajes;
- cargas das paredes por metro quadrado;
- dimensões das seções transversais das vigas, obtidas num pré-dimensionamento.

Em seguida, devem ser considerados: esquema estático, vãos e dimensões da seção transversal.

a) Vinculação

No início deste cálculo simplificado, as vigas serão admitidas simplesmente apoiadas nos pilares. Posteriormente, serão consideradas suas ligações com os pilares de extremidade.

b) Vão livre e vão teórico

Vão livre (l_0) é a distância entre as faces dos apoios (Figura 15.1). O vão efetivo (l_{ef}), também conhecido como vão teórico (l), pode ser calculado por:

$$l = l_0 + a_1 + a_2$$

com a_1 igual ao menor valor entre $t_1 / 2$ e $0,3h$ e a_2 igual a $t_2 / 2$.

No entanto, é usual adotar o vão teórico como sendo, simplesmente, a distância entre os eixos dos apoios.

Nas vigas em balanço, vão livre é a distância entre a extremidade livre e a face externa do apoio, e o vão teórico é a distância até o centro do apoio.

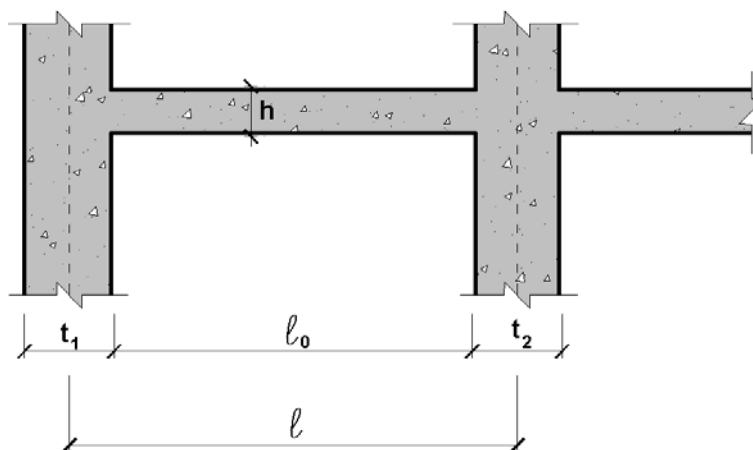


Figura 15.1 – Vão livre e vão teórico

c) Pré-dimensionamento

As vigas não devem apresentar largura menor que 12cm. Esse limite pode ser reduzido, respeitando-se um mínimo absoluto de 10cm em casos excepcionais, sendo obrigatoriamente respeitadas as seguintes condições (item 13.2.2 da NBR 6118, 2003):

- alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, respeitando os espaçamentos e coberturas estabelecidos nessa Norma;
- lançamento e vibração do concreto de acordo com a NBR 14931.

Sempre que possível, a largura das vigas deve ser adotada de maneira que elas fiquem embutidas nas paredes.

Porém, nos casos de grandes vãos ou de tramos muito carregados, pode ser necessário adotar larguras maiores. Nesses casos, procura-se atenuar o impacto na arquitetura do edifício.

Como foi visto no Capítulo 5, item 5.2, uma estimativa grosseira para a altura das vigas é dada por:

- tramos intermediários: $h_{est} = l_0/12$
- tramos extremos ou vigas biapoiadas: $h_{est} = l_0/10$
- balanços: $h_{est} = l_0/5$

As vigas não podem invadir os espaços de portas e de janelas. Considera-se a abertura de portas com 2,20m de altura.

Para simplificar o cimbramento, procura-se padronizar as alturas das vigas. Não é usual adotar mais que duas alturas diferentes. Tal procedimento pode, eventualmente, gerar a necessidade de armadura dupla, em alguns trechos.

Os tramos mais carregados, e principalmente os de maiores vãos, devem ter suas flechas verificadas posteriormente.

15.2 AÇÕES

Em geral, as cargas nas vigas são: peso próprio, reações de apoio das lajes e peso de paredes. Eventualmente, as vigas podem receber cargas de outras vigas.

As vigas podem, também, receber cargas de pilares, nos casos de vigas de transição ou em vigas de fundação.

Com exceção das cargas provenientes de outras vigas ou de pilares, que são concentradas, as demais podem ser admitidas uniformemente distribuídas.

a) Peso próprio

Com base no item 8.2.2 da NBR 6118 (2003), na avaliação do peso próprio de peças de concreto armado, pode ser considerada a massa específica (ρ_C) 2500kg/m³.

b) Reações das lajes

No cálculo das reações das lajes e de outras vigas, é recomendável discriminar as parcelas referentes às ações permanentes e às ações variáveis, para que se possam estabelecer as combinações das ações, inclusive nas verificações de fissuração e de flechas.

c) Peso de paredes

No cômputo do peso das paredes, em geral nenhum desconto é feito para vãos de portas e de janelas de pequenas dimensões. Essa redução pode ser feita quando a área de portas e janelas for maior do que 1/3 da área total, devendo-se, nesse caso, incluir o peso dos caixilhos, vidros etc.

Os pesos específicos dos materiais que compõem as paredes podem ser obtidos na “Tabela 8 – Peso específico dos materiais de construção”, que se encontra no capítulo 11 “Lajes Maciças”.

15.3 ESFORÇOS

Nas estruturas usuais de edifícios, para o estudo das cargas verticais, as vigas podem ser admitidas simplesmente apoiadas nos pilares, observando-se a necessidade das correções indicadas no item 15.3.1.

Se a carga variável for no máximo igual a 20% da carga total, a análise estrutural pode ser realizada sem a consideração da alternância de cargas (item 14.6.7.3 da NBR 6118, 2003). Mais detalhes serão vistos na seqüência, no item **b**.

a) Correções adicionais para vigas simplesmente apoiadas nos pilares

No cálculo em que as vigas são admitidas simplesmente apoiadas nos pilares, deve ser observada a necessidade das seguintes correções adicionais (item 14.6.7.1 da NBR 6118, 2003):

- não devem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;
- quando a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio;
- quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios externos, momento igual ao momento de engastamento perfeito (M_{eng}) multiplicado pelos coeficientes estabelecidos nas seguintes relações:

$$M_{vig} = M_{eng} \cdot \frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}}$$

$r = \frac{I}{\ell}$ → rigidez do elemento, avaliada conforme indicado na figura 14.8 da NBR 6118 (2003)

inf, sup, vig → índices referentes ao pilar inferior, ao pilar superior e à viga, respectivamente.

b) Carga acidental maior que 20% da carga total

No cálculo de uma viga contínua com carga uniforme, para se determinar a combinação de carregamento mais desfavorável para uma determinada seção, deve-se considerar, em cada tramo, que a carga variável atue com valor integral ou com valor nulo.

Na verdade, devem ser consideradas pelo menos três combinações de carregamento: (a) todos os tramos totalmente carregados, (b) tramos alternados totalmente carregados ou com valor nulo da carga variável e (c) idem, alterando a ordem dos carregamentos, isto é, os tramos totalmente carregados passam a ter carga

variável nula e vice-versa. Essas três situações devem ser consideradas quando a carga variável é maior que 20% da carga total

Mesmo assim, é prática comum no projeto de edifícios usuais considerar apenas a primeira das três combinações citadas. Esse procedimento em geral não compromete a segurança, dada a pequena magnitude das cargas variáveis nesses edifícios, em relação à carga total.

15.4 VERIFICAÇÕES

Antes do cálculo das armaduras, é necessário verificar se a seção transversal é suficiente para resistir aos esforços de flexão e de cisalhamento.

a) Momento Fletor

O momento limite para armadura simples é dado por:

$$M_{d,lim} = \frac{b \cdot d^2}{k_{c,lim}}$$

$k_{c,lim}$ → valor de k_c correspondente ao limite entre os domínios 3 e 4 (ver Tabela 1.1 de PINHEIRO, 1993)

Pode-se usar armadura simples, para $M_{d,máx} \leq M_{d,lim}$, ou armadura dupla, para $M_{d,máx}$ até um valor da ordem de $1,2 \cdot M_{d,lim}$, no caso de aço CA-50.

Para valores maiores de $M_{d,máx}$, pode ser necessário aumentar a seção da viga. O emprego de seção T, quando for possível, também é uma alternativa.

Outras providências, menos práticas, seriam: diminuir o momento fletor – alterando a vinculação, o vão ou a carga – ou aumentar a resistência do concreto. Esta talvez seja a menos viável, pois em geral se adota a mesma resistência do concreto para todos os elementos estruturais.

b) Força Cortante

A máxima força cortante V_{Sd} , na face dos apoios, não deve ultrapassar a força cortante última V_{Rd2} , relativa à ruína das bielas comprimidas de concreto, dada por (item 17.4.2.2 da NBR 6118, 1973):

$$V_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d$$

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250), \quad f_{ck} \text{ em MPa} \quad \text{ou} \quad \alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 25), \quad f_{ck} \text{ em kN/cm}^2$$

f_{cd} → resistência de cálculo do concreto

b_w → menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil

d → altura útil da seção, igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração

O estudo completo da ação da força cortante encontra-se no capítulo sobre “Cisalhamento em Vigas”.

15.5 CÁLCULO DAS ARMADURAS E OUTRAS VERIFICAÇÕES

O cálculo das armaduras é feito a partir dos diagramas de esforços, já com seus valores de cálculo (ver figura 15.3: memorial sintetizado).

As armaduras longitudinais e transversais são calculadas, respectivamente, das maneiras indicadas nos capítulos sobre “Flexão Simples na Ruína: Tabelas para Seção Retangular” e “Cisalhamento em Vigas”.

As verificações de ancoragem nos apoios e dos estados limites de serviço foram estudadas, respectivamente, nos capítulos sobre “Aderência e Ancoragem” e “Estados Limites de Serviço”.

Exemplos desses cálculos são apresentados no item 15.7.

15.6 REAÇÕES DE APOIO TOTAIS

Calculadas as reações de apoio de todas as vigas do andar, pode ser elaborado um esquema do tabuleiro, com as reações em cada pilar, discriminando-se as parcelas referentes a cada viga e indicando-se os valores totais. Estes serão somados às ações provenientes dos demais andares, para se efetuar o dimensionamento de cada tramo dos pilares.

15.7 EXEMPLO DE VIGA BIAPOIADA

Apresenta-se o projeto da viga V1, apoiada nas vigas V2 e V3 (Figura 15.2).

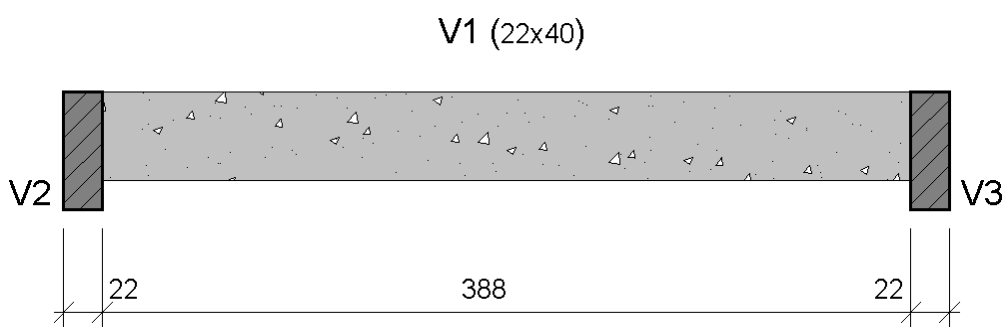


Figura 15.2 – Forma da viga biapoiada

Recomenda-se elaborar um memorial sintetizado, como o indicado na Figura 15.3, que inclui as informações essenciais para o projeto e os principais resultados obtidos, entre os quais:

- nome da viga e dimensões da seção transversal (em cm);
- classe do concreto e do aço;
- cobrimento nominal (em cm);
- valores de referência $M_{d,lim}$, V_{Rd2} e $V_{Sd,min}$ (unidades kN e m);
- esquema estático com identificação dos apoios e seus comprimentos (em cm);
- vãos teóricos (em cm);
- valores característicos das cargas parciais (pp; laje sup; laje inf; par etc.) e totais (p), com destaque para as cargas variáveis (q) (em kN/m);
- esforços característicos - V_k , R_k e M_k (unidades kN e m);
- diagramas de esforços de cálculo: V_d e M_d (unidades kN e m);
- barras longitudinais (ϕ_ℓ em mm) com seus comprimentos (em cm);
- estribos ϕ_t (em mm), espaçamento e comprimento dos trechos com mesmo espaçamento, (em cm).

15.7.1 Dados iniciais

Os dados iniciais estão indicados na Figura 15.3 (dimensões em centímetros):

Nome da viga: V1

Dimensões da seção: 22 x 40

Classe do concreto C25 e do aço CA-50

Cobrimento $c = 2,5$ (Classe I)

Esquema estático

Dimensões dos apoios na direção do eixo da viga (22)

Vão teórico (410)

Nome dos apoios (V2 e V3).

15.7.2 Ações

As cargas, admitidas uniformes, são: peso próprio, reações das lajes e carga de parede (Figura 15.3). As partes das reações de apoio das lajes, relativas à carga variável, estão entre parênteses.

- $pp = 0,22 \times 0,40 \times 25 = 2,2$ kN/m
- laje sup = 20,0 kN/m (5,7 kN/m), laje inf = 15,0 kN/m (4,3 kN/m)
(valores obtidos no cálculo de lajes)
- par = $4,00 \times 3,2 = 12,8$ kN/m (4m de parede, 3,2 kN/m²)
- carga total $p = 50,0$ kN/m; carga variável $q = 10,0$ kN/m

V1 (22x40)
 C25, CA-50, c = 2,5

$M_{dlim} = 157,5 \text{ kNm}$
 $V_{Rd2} = 342,7 \text{ kN}$
 $V_{Sd,min} = 92,5 \text{ kN}$

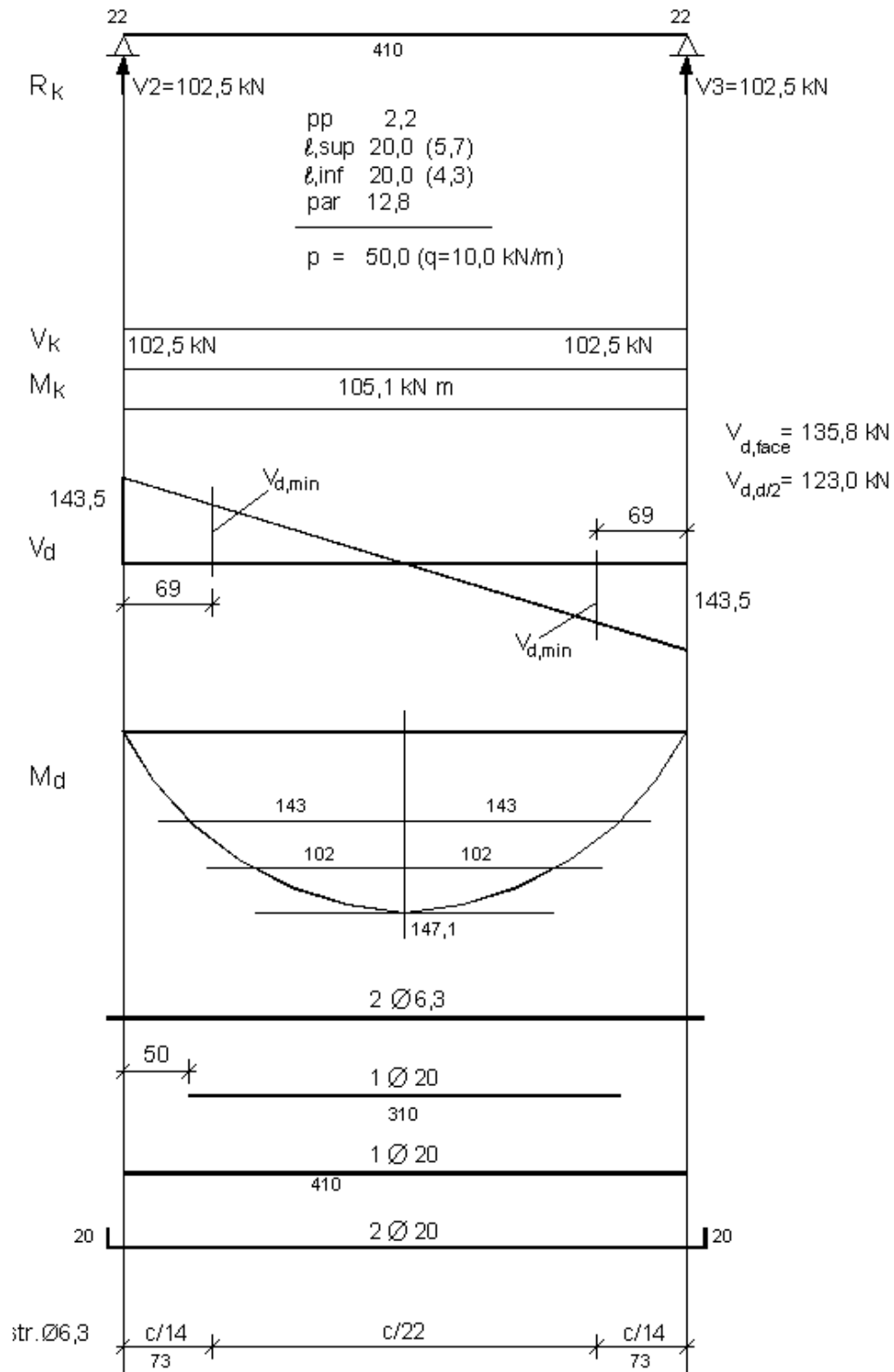


Figura 15.3 – Memorial sintetizado

15.7.3 Esforços e diagramas

Numa viga biapoiada, o cálculo dos esforços é muito simples. Seus valores característicos são (Figura 15.3):

$$M_K = p\ell^2 / 8 = 50,0 \times 4,10^2 / 8 = 105,1 \text{ kN.m}$$

$$V_K = p\ell / 2 = 50,0 \times 4,10 / 2 = 102,5 \text{ kN}$$

Neste caso, as reações nos apoios V2 e V3 são iguais às forças cortantes nos eixos dos apoios. Portanto, seus valores são: V2 = 102,5 kN e V3 = 102,5 kN.

Em seguida, são traçados os diagramas dos esforços de cálculo (Figura 15.3), cujos valores máximos são:

$$M_{d,max} = \gamma_f M_K = 1,4 \cdot 105,1 = 147,1 \text{ kN.m}$$

$$V_{d,eixo} = \gamma_f V_K = 1,4 \cdot 102,5 = 143,5 \text{ kN}$$

Nas faces dos apoios tem-se:

$$V_{d,face} = V_{d,eixo} - p_d \cdot t / 2 = 143,5 - 1,4 \cdot 50,0 \cdot 0,22 / 2 = 135,8 \text{ kN}$$

15.7.4 Verificações

Os esforços máximos $M_{d,max}$ e $V_{d,face}$ serão comparados com os valores de referência $M_{d,lim}$, V_{Rd2} e $V_{Sd,min}$, indicados na Figura 15.3, no alto, à direita.

a) Altura útil

Para a seção indicada na Figura 15.4, tem-se:

$$d' = h - d = c + \phi_t + \phi_\ell / 2$$

Considerando $c = 2,5$ cm, $\phi_t = 0,63$ cm e $\phi_\ell = 2$ cm (ϕ_t e ϕ_ℓ estimados), tem-se:

$$d' = 2,5 + 0,63 + 2,0 / 2 = 4,13 \cong 4,1 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 40 - 4,1 = 35,9 \text{ cm}$$

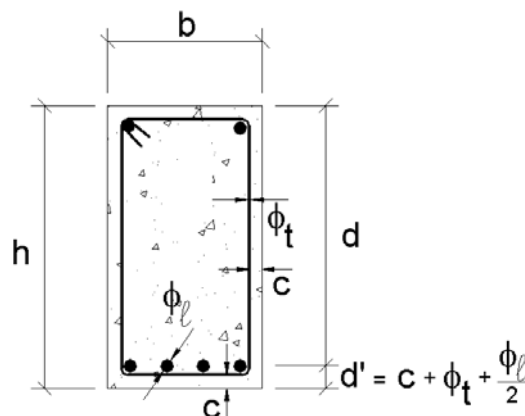


Figura 15.4 – Seção transversal da viga

b) Momento máximo com armadura simples

PINHEIRO, 1993 – Tabela 1.1:

$$M_{d,lim} = \frac{b \cdot d^2}{k_{c,lim}} = \frac{22 \cdot 35,9^2}{1,8} = 15752 \text{ kN.cm} = 157,5 \text{ kN.m}$$

$$M_{d,máx} = 147,1 \text{ kN.m} < M_{d,lim} = 157,5 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Armadura simples!}$$

c) Força cortante V_{Rd2}

Para unidades kN e cm, tem-se:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{2,5}{25}\right) \cdot \frac{2,5}{1,4} \cdot 22 \cdot 35,9 = 342,7 \text{ kN}$$

$$V_{Sd,face} = 135,8 \text{ kN} < V_{Rd2} = 342,7 \text{ kN} \rightarrow \text{Bielas resistem!}$$

d) Força cortante $V_{Sd,min}$ relativa a armadura transversal mínima

$$V_{Sd,min} = V_{sw,min} + V_C$$

$$V_{sw,min} = \rho_{sw,min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{ywd} = \frac{0,1026}{100} \cdot 0,9 \cdot 22 \cdot 35,9 \cdot 43,5 = 31,7 \text{ kN}$$

 $(\rho_{wmin}$ dado na Tabela 13.1, do capítulo 13 – Cisalhamento em Vigas)

$$f_{ctd} = \frac{0,21}{\gamma_c} \cdot f_{ck}^{2/3} = \frac{0,21}{1,4} \cdot (25)^{2/3} = 1,2825 \text{ MPa} = 0,1282 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_C = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 0,6 \cdot 0,1282 \cdot 22 \cdot 35,9 = 60,8 \text{ kN}$$

Resulta:

$$V_{Sd,min} = 31,7 + 60,8 = 92,5 \text{ kN}$$

$$V_{Sd,face} = 135,8 \text{ kN} > V_{Sd,min} = 92,5 \text{ kN} \Rightarrow a_{sw} > a_{sw,min}$$

e) Trecho com armadura transversal maior que a mínima

$$a = \frac{V_{Sd,eixo} - V_{Sd,min}}{p_d} = \frac{143,5 - 92,5}{70} = 0,73 \text{ m} = 73 \text{ cm}$$

15.7.5 Dimensionamento da armadura de flexão

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{M_d} = \frac{22 \cdot 35,9^2}{14710} = 1,9$$

$$k_c = 1,9 \rightarrow k_s = 0,030 \text{ – Tabela 1.1 (Pinheiro,1993)}$$

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_d}{d} = \frac{0,030 \cdot 14710}{35,9} = 12,29 \text{ cm}^2$$

PINHEIRO (1993), Tabela 1.3a: 4 ϕ 20 (12,60 cm²)

As barras longitudinais de flexão estão indicadas na Figura 15.3. O cálculo dos comprimentos das barras interrompidas antes dos apoios, denominado decalagem, será visto no item 15.7.9).

15.7.6 Dimensionamento da armadura transversal (cisalhamento)

Com $V_{Sd} > V_{Sd,mín}$, há armadura transversal maior que a mínima. Os cálculos dessas armaduras encontram-se nos itens seguintes (ver, também, a Figura 15.3).

a) Armadura transversal junto ao apoio

Força cortante a $d/2$ da face do apoio:

$$V_{Sd,d/2} = V_{Sd,face} - p_d \cdot \frac{d}{2} = 135,8 - 1,4 \cdot 50 \cdot \frac{0,359}{2} = 123,2 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd,d/2} - V_c = 123,2 - 60,8 = 62,4 \text{ kN}$$

$$a_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = \frac{624}{0,9 \cdot 35,9 \cdot 43,5} = 0,0444 \text{ cm}^2 / \text{cm} = 4,44 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\frac{a_{sw}}{n} = 2,22 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ (estribos de 2 ramos)}$$

Pode-se adotar:

$$\phi 5 \text{ c/ } 9 \text{ (2,22 cm}^2/\text{m)}$$

$$\phi 6,3 \text{ c/ } 14 \text{ (2,25 cm}^2/\text{m)}$$

b) Armadura transversal mínima

$$a_{sw,mín} = \frac{A_{sw,mín}}{s} = \rho_{sw,mín} \cdot b_w = 0,001026 \cdot 0,22 = 0,000226 \text{ m}^2 / \text{m} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Utilizando-se estribos de dois ramos, tem-se:

$$a_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Pode-se adotar:

$$\phi 5 \text{ c/ } 17,5 \text{ (1,14 cm}^2/\text{m)}$$

$$\phi 6,3 \text{ c/ } 28 \text{ (1,12 cm}^2/\text{m)}$$

c) Diâmetro dos estribos

$$\phi_{t,\text{mín}} = 5 \text{ mm}$$

$$\phi_{t,\text{máx}} = 0,1 \cdot b_w = 22 \text{ mm}$$

Adotando $\phi_t = 5 \text{ mm}$ ou $\phi_t = 6,3 \text{ mm}$, são satisfeitas as duas condições.

d) Espaçamento máximo longitudinal dos estribos

Se $V_{Sd} \leq 0,67 V_{Rd2}$, então $s_{\text{máx}} = 0,6 d \leq 300 \text{ mm}$.

Se $V_{Sd} > 0,67 V_{Rd2}$, então $s_{\text{máx}} = 0,3 d \leq 200 \text{ mm}$.

$$\frac{V_{Sd,\text{face}}}{V_{Rd2}} = \frac{135,8}{342,7} = 0,40 \rightarrow V_{Sd,\text{face}} = 0,40 \cdot V_{Rd2} \leq 0,67 \cdot V_{Rd2}$$

Portanto, $s_{\text{máx}} = 0,6 \cdot d = 0,6 \cdot 35,9 = 22 \text{ cm}$.

e) Número de ramos dos estribos

Se $V_{Sd} \leq 0,20 V_{Rd2}$, então $s_{t,\text{máx}} = d \leq 800 \text{ mm}$.

Se $V_{Sd} > 0,20 V_{Rd2}$, então $s_{t,\text{máx}} = 0,6d \leq 350 \text{ mm}$.

$$V_{Sd,\text{face}} = 0,40 \cdot V_{Rd2} > 0,20 \cdot V_{Rd2}$$

Portanto, $s_{\text{máx}} = 0,6 \cdot d = 0,6 \cdot 35,9 = 22 \text{ cm}$.

Para estribos de dois ramos:

$$s_t = b_w - 2 \cdot c - \phi_t = 22 - 2 \cdot 2,5 - 0,63 = 16,37 \text{ cm} < s_{t,\text{máx}} = 22 \text{ cm} \rightarrow 2 \text{ ramos}$$

15.7.7 Comprimento de ancoragem

a) Resistência de aderência

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

$$\eta_1 = 2,25 \text{ (CA – 50barras nervuradas)}$$

$$\eta_2 = 1,0 \text{ (situação de boa aderência)}$$

$$\eta_3 = 1,0 \text{ (para } \phi \leq 32 \text{ mm)}$$

$$f_{ctd} = 0,1282 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Item 15.7.4d)}$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,1282 = 0,289 \text{ kN/cm}^2$$

b) Comprimento de ancoragem básico

$$\ell_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{2,0}{4} \cdot \frac{50}{1,15 \cdot 0,289} = 75 \text{ cm}$$

15.7.8 Ancoragem no apoio

A notação é indicada na figura 15.5.

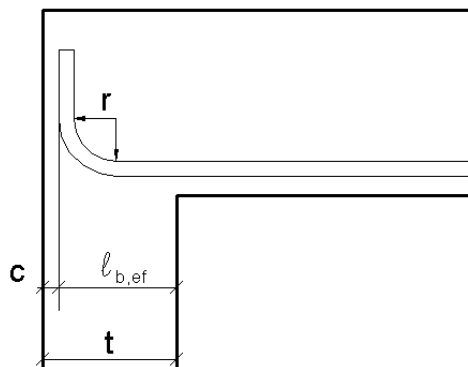


Figura 15.5 – Ancoragem no apoio

a) Dimensão mínima do apoio

$$\ell_{b,\min} \geq \begin{cases} (r + 5,5\phi) = 4 \cdot \phi + 5,5 \cdot \phi = 9,5 \cdot 2,0 = 19 \text{ cm} \\ 60 \text{ mm} = 6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\ell_{b,\text{disp}} = t - c = 22 - 2,5 = 19,5 \text{ cm} > \ell_{b,\min} = 19 \text{ cm} \rightarrow \text{OK}$$

Na direção perpendicular ao gancho deve-se ter cobrimento $c \geq 7 \text{ cm}$.

b) Esforço a ancorar e armadura calculada para tensão f_{yd}

$$R_s = \frac{a_\ell}{d} \cdot V_{d,\text{face}}$$

$$\frac{a_\ell}{d} = \frac{V_{d,\text{face}}}{2 \cdot (V_{d,\text{face}} - V_c)} = \frac{135,8}{2 \cdot (135,8 - 60,8)} = 0,905 > 0,5 \text{ OK!}$$

$$R_s = 0,905 \cdot 135,8 = 122,9 \text{ kN}$$

$$A_{s,calc} = \frac{R_s}{f_{yd}} = \frac{122,9}{50/1,15} = 2,83 \text{ cm}^2$$

c) Armadura necessária no apoio

$$\ell_{b,disp} = \alpha_1 \cdot \ell_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,nec}}$$

$$A_{s,nec} = \frac{\alpha_1 \cdot \ell_b}{\ell_{b,disp}} \cdot A_{s,calc} = \frac{0,7 \cdot 75}{19,5} \cdot 2,83 = 7,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Como } M_{\text{apoio}} = 0 : A_{s,\text{apoio}} \geq \frac{1}{3} \cdot A_{s,\text{vão}} = \frac{1}{3} \cdot 11,69 = 3,90 \text{ cm}^2$$

É necessário prolongar três barras até o apoio:

$$3\phi 20 : A_{s,\text{apoio}} = 9,45 \text{ cm}^2 > A_{s,\text{mec}} = 7,62 \text{ cm}^2$$

15.7.9 Decalagem da armadura longitudinal

Como foi visto no item 15.7.8, três barras devem ser prolongadas até os apoios. Portanto deve ser calculado, somente, o comprimento da 4ª barra (ver Figura 15.3).

Como $A_{s,ef} = 12,60 \text{ cm}^2 > A_{s,calc} = 12,29 \text{ cm}^2$, o comprimento de ancoragem necessário é menor que ℓ_b , porém não pode ser menor que $\ell_{b,\text{mín}}$, dado pelo maior dos valores:

$$\ell_{b,\text{mín}} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot \ell_b = 0,3 \cdot 75 = 22,5 \text{ cm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 2,0 = 20 \text{ cm} \\ 100\text{mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

No cálculo de $\ell_{b,\text{mec}}$, adota-se:

$$\alpha_1 = 1 \text{ (Barra sem gancho)}$$

$$\ell_b = 75 \text{ cm (Item 15.7.7)}$$

$$A_{s,calc} = 12,29 \text{ cm}^2 \text{ (Item 15.7.5)}$$

$$A_{s,ef} = 12,60 \text{ cm}^2 \text{ (4}\phi 20\text{)}$$

Com esses valores, obtém-se:

$$\ell_{b,\text{mec}} = \alpha_1 \cdot \ell_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 1,0 \cdot 75 \cdot \frac{12,29}{12,60} = 73 \text{ cm} > \ell_{b,\text{mín}} = 22,5 \text{ cm}$$

b) Deslocamento a_ℓ

Como $\frac{a_\ell}{d} = 0,905$ (Item 15.7.8), resulta:

$$a_\ell = 0,905 \cdot d = 0,905 \cdot 35,9 \cong 32 \text{ cm}$$

c) Comprimento da 4ª barra

$$l_{4e} \geq \begin{cases} 102 + a_\ell + 10 \cdot \phi = 102 + 32 + 10 \cdot 2,0 = 154 \text{ cm} \leftarrow \\ 0 + a_\ell + l_{b,mec} = 0 + 32 + 73 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_4 = l_{4e} + l_{4d} = 2 \cdot 154 = 308 \text{ cm}$$

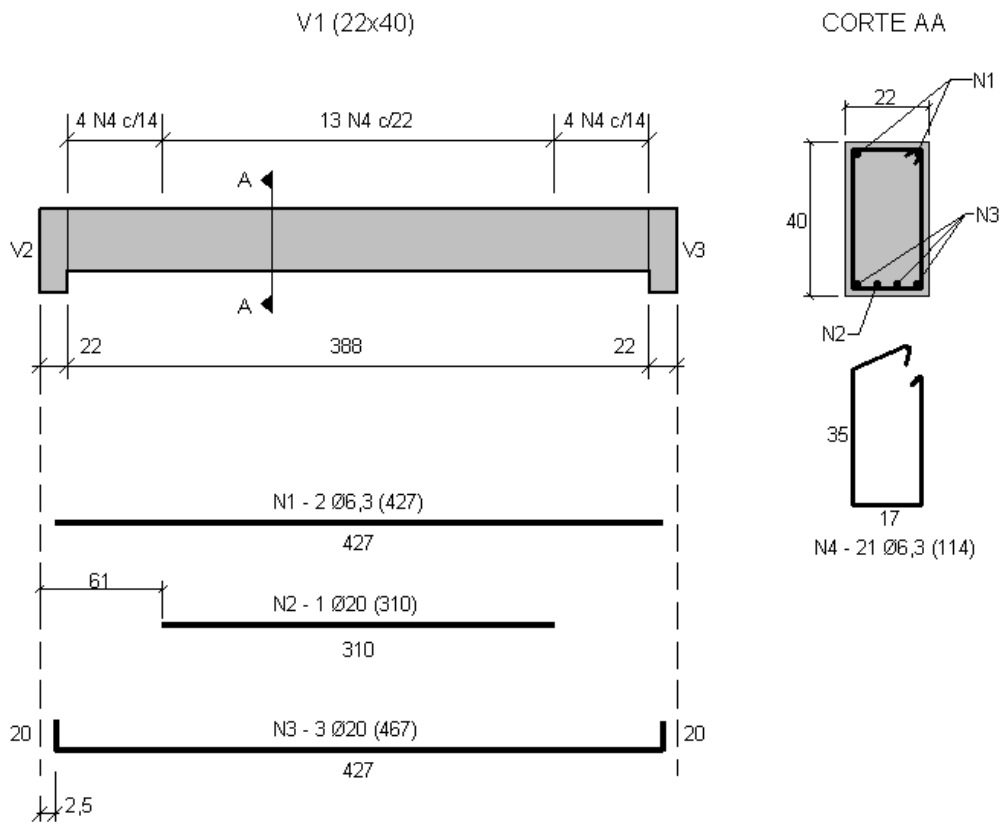
Valor adotado: $l_{4t} = 308 \text{ cm}$ (múltiplo de 10 cm)

15.7.10 Estados limites de serviço

A verificação dos estados limites de serviço (momento de fissuração, abertura de fissuras e deformação excessiva) encontra-se no capítulo “Estados Limites de Serviço”. Não há providências a tomar.

15.7.11 Desenho de armação

Com base no memorial sintetizado da Figura 15.3, pode ser construído o desenho de armação, que se encontra na Figura 15.6.



LISTA DE BARRAS

Nº.	Ø(mm)	Quant.	Comprimento	
			Unitário (m)	Total (m)
N1	6,3	2	4,27	8,54
N2	20	1	3,10	3,10
N3	20	3	4,67	14,01
N4	6,3	21	1,14	23,94

RESUMO: CA-50

Ø(mm)	Comp. Total(m)	Massa Linear (Kg/m)	Massa Total +10% (Kg)
6,3	32,48	0,25	9
20	17,11	2,50	47

Figura 15.6 – Desenho de armação