

CURSO DE
CONCRETO ARMADO

Volume 4

JOSÉ MILTON DE ARAÚJO

Professor Titular – Escola de Engenharia da FURG
Doutor em Engenharia

CURSO DE
CONCRETO ARMADO

Volume 4

Editora DUNAS

CURSO DE CONCRETO ARMADO

© Copyright Editora DUNAS

A663c Araújo, José Milton de
 Curso de concreto armado / José Milton
 de Araújo. - Rio Grande: Dunas, 2014. v.4, 4.ed.

Bibliografia

1. Concreto armado. I. Título

CDU 624.012.45

CDD 624.1834

ISBN do volume 4: 978-85-86717-17-8

ISBN da coleção: 978-85-86717-13-0

Editora DUNAS

Rua Tiradentes, 105 - Cidade Nova

96211-080 RIO GRANDE - RS - Brasil

www.editoradunas.com.br

e-mail: contato@editoradunas.com.br

4^a edição, Maio/2014

APRESENTAÇÃO

Este Curso de Concreto Armado é dirigido aos estudantes de graduação em Engenharia Civil e aos profissionais ligados à área de projeto estrutural. Para uma melhor apresentação, a obra foi dividida em quatro volumes, com uma sequência que nos parece apropriada do ponto de vista didático.

Não é nossa intenção abordar todos os aspectos relativos ao tema, o que seria impraticável em virtude de sua abrangência. Nosso único objetivo é apresentar um curso completo e atualizado sobre os métodos de cálculo das estruturas usuais de concreto armado. Em particular, o Curso é dedicado ao projeto das estruturas dos edifícios.

Nesta quarta edição de Curso de Concreto Armado, fizemos diversas alterações para acompanhar os novos procedimentos da última versão da NBR-6118, aprovada no final de 2013. Essa nova versão da norma passou a considerar os concretos de alta resistência, o que exigiu a adaptação dos procedimentos de dimensionamento à flexão simples e à flexão composta. Para isto, foram alterados os limites dos domínios de dimensionamento e os parâmetros do diagrama tensão-deformação do concreto. Procuramos preservar ao máximo a notação utilizada anteriormente, porém, devido à consideração de dois grupos de concreto, grupo I e grupo II, o equacionamento tornou-se um pouco mais complexo.

A nova NBR-6118 alterou, também, as dimensões mínimas dos pilares, as espessuras mínimas das lajes maciças, e passou a exigir uma maior segurança para as lajes em balanço, dentre outras inovações. Além disso, introduzimos diversas modificações de forma e conteúdo, como no dimensionamento dos blocos de fundação, nas armaduras mínimas de sapatas e vigas-parede, no cálculo das aberturas das fissuras incluindo os efeitos das deformações impostas, etc. Enfim, esta edição sofreu uma completa reestruturação em relação à edição anterior.

PLANO DA OBRA

Volume 1: Propriedades dos materiais para concreto armado. Durabilidade das estruturas de concreto. Fundamentos de segurança. Flexão normal simples: dimensionamento e verificação de seções retangulares e seções T. Esforço cortante. Ancoragem e emendas das armaduras.

Volume 2: Cálculo de lajes maciças. Cálculo de vigas. Estados limites de utilização.

Volume 3: Flexo-compressão normal e oblíqua: dimensionamento e verificação de seções. Cálculo de pilares curtos e moderadamente esbeltos. Pilares-parede. Pilares esbeltos. Ações horizontais nas estruturas de contraventamento.

Volume 4: Dimensionamento à torção. Flexo-tração. Escadas. Vigas-parede e consolos. Reservatórios. Lajes nervuradas. Lajes de concreto. Fundações. Projeto em situação de incêndio.

SUMÁRIO

1. DIMENSIONAMENTO À TORÇÃO	1
1.1 - Introdução	1
1.2 - Torção em vigas de concreto armado.....	3
1.3 - Analogia da treliça de Mörsch	7
1.4 - Critério de projeto da NBR-6118.....	15
1.5 - Exemplo de dimensionamento	19
1.6 - A rigidez à torção	25
2. DIMENSIONAMENTO À FLEXO-TRAÇÃO NORMAL	35
2.1 - Apresentação do problema	35
2.2 - Flexo-tração no domínio 1 com armaduras assimétricas	37
2.3 - Flexo-tração nos domínios 2, 3 e 4 com armaduras assimétricas.....	41
2.4 - Roteiro para o dimensionamento à flexo-tração com armaduras assimétricas	43
2.5 - Exemplos de cálculo	48
2.6 - Flexo-tração com armaduras simétricas	53
2.7 - Tabelas para o dimensionamento de seções retangulares com armaduras simétricas.....	59
3. ESCADAS USUAIS DOS EDIFÍCIOS	65
3.1 - Introdução	65
3.2 - Cargas nas escadas	68
3.3 - Esforços nas escadas e em vigas inclinadas	71
3.4 - Escada de um lance, armada transversalmente, com vigas laterais	73
3.5 - Escada de um lance, armada longitudinalmente	76
3.6 - Escada em balanço, engastada em viga lateral.....	78
3.7 - Escada em balanço com degraus isolados	83
3.8 - Escada de dois lances com um patamar intermediário	87
3.9 - Escada de dois lances em L.....	90
3.10- Escada de três lances	92
3.11- Escada autoportante	94
3.12- Outros tipos de escadas	106

4. VIGAS-PAREDE E CONSOLOS.....	111
4.1 - Introdução	111
4.2 - Tensões em vigas-parede	112
4.3 - Critérios de dimensionamento das vigas-parede de concreto armado	114
4.4 - Exemplo de cálculo de viga-parede	125
4.5 - Consolos curtos	129
5. RESERVATÓRIOS DE EDIFÍCIOS.....	141
5.1 - Introdução	141
5.2 - Cargas nos reservatórios	143
5.3 - Considerações para o cálculo como placas	145
5.4 - Verificação da abertura das fissuras.....	151
5.5 - Exemplo de cálculo	155
5.6 - Cálculo de reservatórios através do método dos elementos finitos.....	171
5.7 - Cálculo de reservatórios pelo método das forças	176
5.8 - Comparações entre os três métodos de cálculo	180
5.9 - Cálculo simplificado como quadros.....	187
6. LAJES NERVURADAS	193
6.1 - Introdução	193
6.2 - Prescrições da NBR-6118	195
6.3 - Cálculo dos esforços em lajes nervuradas.....	196
6.4 - Exemplo de cálculo.....	200
7. LAJES COGUMELO.....	215
7.1 - Introdução	215
7.2 - Cálculo dos esforços pelo método dos pórticos virtuais	217
7.3 - Exemplo de cálculo pelo método dos pórticos virtuais.....	225
7.4 - Lajes lisas com vigas de borda	233
7.5 - Punção em lajes	241
7.6 - Detalhamento da armadura de flexão	254

8. FUNDAÇÕES	257
8.1 - Introdução	257
8.2 - Tipos usuais de estruturas de fundação	258
8.3 - Distribuição das pressões de contato.....	261
8.4 - Sapatas rígidas sob paredes	266
8.5 - Sapatas rígidas isoladas.....	280
8.6 - Sapatas contínuas sob pilares	291
8.7 - Vigas de equilíbrio	297
8.8 - Blocos rígidos sobre estacas.....	301
8.9 – Blocos de concreto massa.....	318
8.10- Sapatas e blocos flexíveis.....	327
8.11- Vigas e placas sobre base elástica	331
9. PROJETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	335
9.1 – Introdução.....	335
9.2 – Combinação das ações em situação de incêndio	338
9.3 – Distribuição de temperatura na estrutura.....	340
9.4 – Efeito da temperatura nas propriedades mecânicas dos materiais.....	342
9.5 – Projeto de lajes e paredes	345
9.6 – Determinação do momento de ruína em situação de incêndio	347
9.7 – Método tabular da NBR-15200	350
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	357

Capítulo 1

DIMENSIONAMENTO À TORÇÃO

1.1 - Introdução

Quando uma barra reta é submetida a uma torção simples, suas seções transversais, inicialmente planas, se empenam, devido aos diferentes alongamentos longitudinais de suas fibras. Se não existir nenhuma restrição ao empenamento, a barra estará livre de tensões normais e a torção é denominada “torção de Saint' Venant”.

Por outro lado, se o empenamento das seções for impedido, surgem tensões normais de tração e de compressão ao longo da barra, além das tensões tangenciais presentes na torção de Saint' Venant.

Algumas formas de seção, como a circular, por exemplo, não tendem a empenar, de modo que as tensões normais serão sempre nulas.

Na prática, sempre existe certo grau de restrição ao empenamento imposto pelos apoios. Assim, nessas regiões ocorrem tensões tangenciais e tensões normais, as quais se dissipam conforme é indicado na fig. 1.1.1.

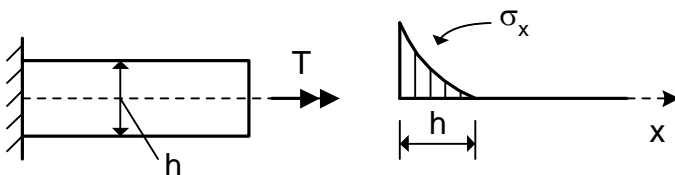


Fig. 1.1.1 - Dissipação das tensões normais nas proximidades de um engaste

No caso do concreto armado, as tensões normais são dissipadas pela fissuração. Assim, os efeitos da restrição ao

Na fig. 1.2.1, indica-se a seção vazada equivalente para uma seção retangular maciça de lados b e h . Nessa figura indicam-se, também, as expressões da área limitada pela linha média, A_e , e do perímetro da linha média, u .

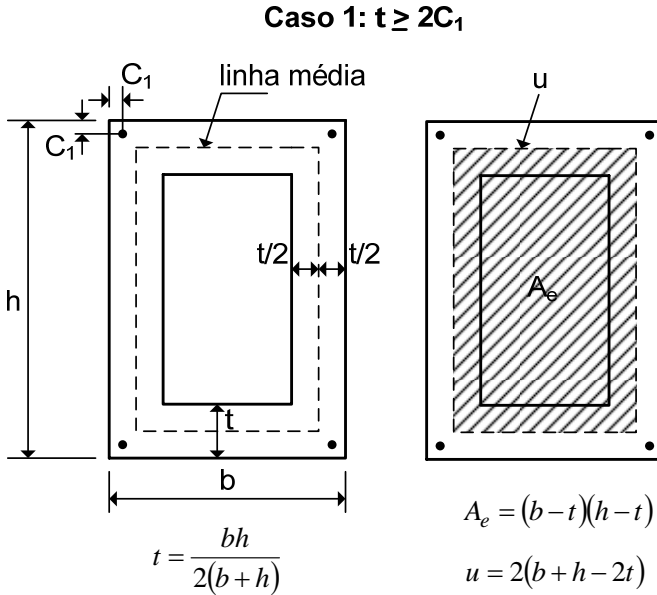


Fig. 1.2.1 – Seção vazada equivalente para uma seção retangular maciça (Caso 1)

Caso 2: $A/\mu < 2C_1$

Neste caso, a linha média da seção vazada equivalente passa pelas barras de canto. A espessura da parede também é dada na equação (1.2.1), devendo-se garantir que não ocorra superposição entre dois ou mais segmentos de parede.

Na fig. 1.2.2, indica-se a seção vazada equivalente para uma seção retangular maciça com lados $b < h$.

Observa-se que, nos dois casos, $t = A/\mu$, não havendo uma espessura mínima como no CEB/90 e no EC2.

- a espessura real da parede da seção vazada;
- a espessura equivalente calculada supondo uma seção cheia de mesmo contorno externo da seção vazada.

1.3 - Analogia da treliça de Mörsh

Na fig. 1.3.1, representa-se uma treliça espacial formada por barras longitudinais e estribos verticais. Para simplificar as demonstrações, a seção transversal da peça é considerada quadrada e com as barras longitudinais concentradas nos quatro vértices. Entretanto, as expressões obtidas poderão ser empregadas para outras formas de seção vazada. A linha média da parede fictícia, representada na fig. 1.3.1, possui lados iguais a b_m . O momento torçor de cálculo é T_d .

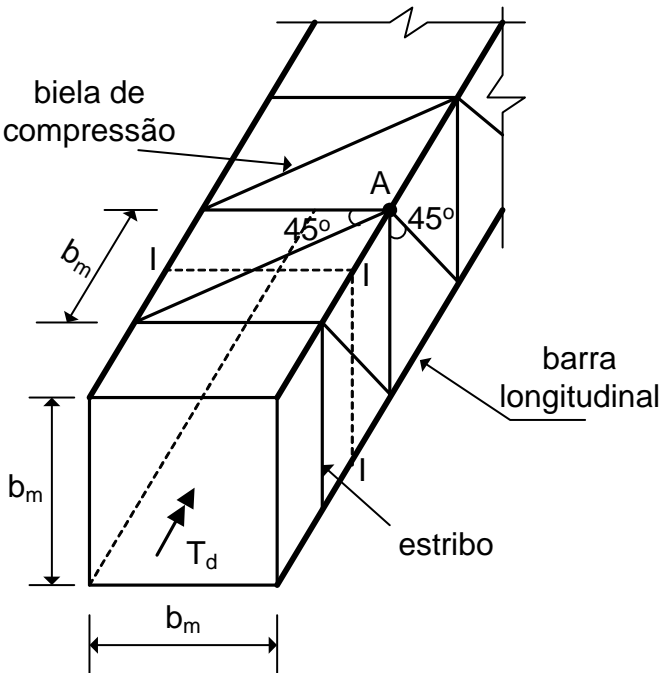


Fig. 1.3.1 - Treliça espacial de Mörsh

$$E_{cs}I_c = \frac{2576 \times 10^4 \times 0,10^3}{12} \Rightarrow E_{cs}I_c = 2146 \text{ kNm.}$$

Substituindo todos os valores na equação (1.6.21), obtém-se a flecha de referência $W_c = 0,14 \text{ cm}$.

A flecha da marquise, incluindo os efeitos da fissuração e da fluência do concreto, é dada na equação (6.8.2) do Volume 2. Empregando essa equação, com $\rho' = 0$, resulta

$$\bar{W} = \left(\frac{10}{7}\right)^3 \times 3,44 \times 0,14 \Rightarrow \bar{W} = 1,40 \text{ cm}$$

Para incluir os efeitos da retração do concreto, deve-se empregar a equação (6.8.4) do Volume 2. Os seguintes dados são substituídos nessa equação: $l = 163 \text{ cm}$; $d = 7 \text{ cm}$; $\alpha = 2$; $f_r = 1$; $\varepsilon_{cs} = 50 \times 10^{-5}$ (deformação de retração); $r_{cs2} = 1,017$ (coeficiente obtido da tabela 6.6.4 do Volume 2).

A flecha da laje, incluindo os efeitos da retração do concreto, é dada por

$$W = \bar{W} + r_{cs2} \varepsilon_{cs} \frac{l^2}{\alpha d} f_r \Rightarrow W = 2,37 \text{ cm}$$

Se for acrescentada a flecha $W_t = 0,13 \text{ cm}$, decorrente da torção da viga, resulta a flecha final $W_\infty = 2,50 \text{ cm}$.

A flecha admissível é $W_{adm} = l_m / 125 = 1,30 \text{ cm}$. Logo, será necessário dar uma contraflecha na marquise. A contraflecha pode ser de $2,50 - 1,30 = 1,20 \text{ cm}$.

Capítulo 2

DIMENSIONAMENTO À FLEXO-TRAÇÃO NORMAL

2.1 - Apresentação do problema

Flexo-tração é a sollicitação composta por um momento fletor e por um esforço normal de tração. Se a flexão se dá em um plano contendo um dos eixos de simetria da seção transversal, a sollicitação é denominada flexo-tração normal.

Na fig. 2.1.1, representa-se uma seção retangular submetida à flexo-tração normal.

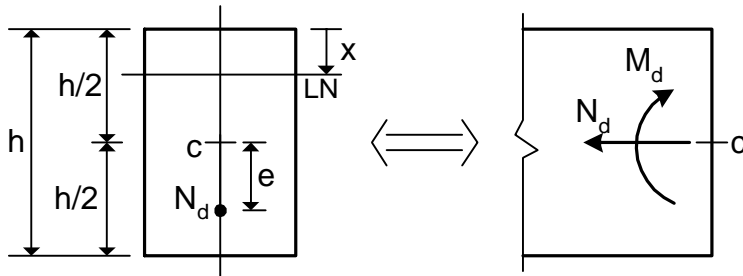


Fig. 2.1.1 - Seção retangular sob flexo-tração normal

Na fig. 2.1.1, h é a altura da seção transversal e c representa o centroide da seção de concreto simples. A força normal de tração de cálculo, N_d , atua em um eixo de simetria da seção e possui uma excentricidade e . Logo, a sollicitação pode ser representada pelo par de esforços (N_d, M_d) , onde $M_d = N_d e$ é o momento fletor de cálculo.

Na fig. 2.1.2, são representados os domínios de dimensionamento correspondentes à flexo-tração.

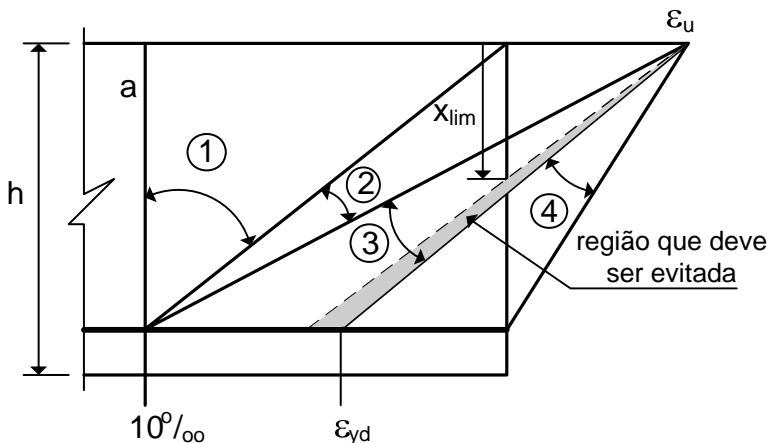


Fig. 2.1.2 - Domínios de dimensionamento da flexo-tração

A reta **a**, indicada na fig. 2.1.2, corresponde ao caso particular de tração simples ($M_d = 0$).

No domínio 1, toda a seção está tracionada. Neste caso, a linha neutra está acima da borda superior da seção, ou seja, a profundidade x da linha neutra é negativa. Quando o momento fletor tende a zero, x tende a $-\infty$ (caso de tração simples). Nesse domínio, o momento fletor é pequeno e a solicitação é usualmente denominada de flexo-tração com pequena excentricidade [6,7].

Aumentando-se o momento fletor solicitante, entra-se nos domínios 2, 3 e 4. Nesses domínios, parte da seção está comprimida e a solicitação é denominada de flexo-tração com grande excentricidade [6,7].

Enquanto a ruína ocorrer nos domínios 2 e 3, tem-se o escoamento da armadura tracionada. Nesses casos, a ruína é dúctil, ou com aviso prévio, e a peça é subarmada ou normalmente armada.

No domínio 4, a ruína ocorre por esmagamento do concreto, sem haver o escoamento do aço. A ruptura é frágil e a peça é superarmada.

Observa-se, assim, uma completa analogia com a flexão simples. De fato, no dimensionamento à flexo-tração com armaduras assimétricas, adota-se um procedimento inteiramente análogo ao da

de onde se chega a

$$\varepsilon_s = \varepsilon_u \left(\frac{1 - \xi}{\xi} \right) \quad (2.6.13)$$

Entrando no diagrama tensão-deformação do aço, obtém-se a tensão σ_{sd} na armadura tracionada.

Desse modo, uma vez conhecida a profundidade ξ da linha neutra, pode-se localizar o domínio de dimensionamento e calcular as deformações nas armaduras. Entrando no diagrama tensão-deformação do aço, obtém-se as tensões σ'_{sd} e σ_{sd} .

Na fig. 2.6.4, representam-se as solicitações e as resultantes das tensões na seção transversal.

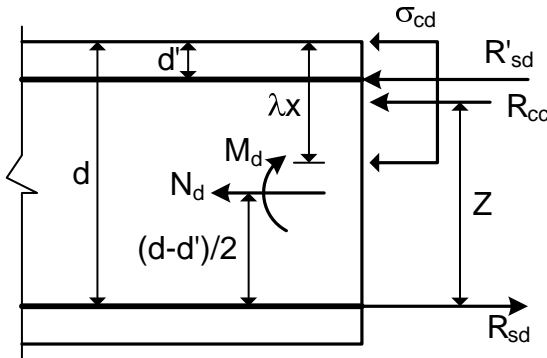


Fig. 2.6.4 - Esforços solicitantes e resultantes das tensões

As forças nas armaduras são dadas por

$$R'_{sd} = A_s \sigma'_{sd} \quad ; \quad R_{sd} = A_s \sigma_{sd} \quad (2.6.14)$$

uma vez que a seção possui armadura simétrica ($A'_s = A_s$).

A resultante de compressão no concreto, R_{cc} , e o braço de alavanca Z , são dados por

$$R_{cc} = \lambda b x \sigma_{cd} \quad ; \quad Z = d - 0,5 \lambda x \quad (2.6.15)$$

Capítulo 3

ESCADAS USUAIS DOS EDIFÍCIOS

3.1 - Introdução

As escadas dos edifícios são projetadas nas mais variadas formas e dimensões, dependendo do espaço disponível, do tráfego de pessoas e de aspectos arquitetônicos. Elas podem se apresentar com um ou mais lances retangulares ou podem ser curvas, como ilustrado na fig. 3.1.1.

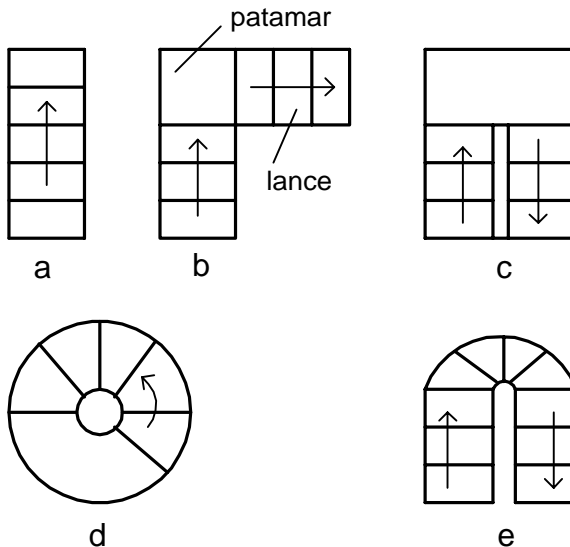


Fig. 3.1.1 - Algumas formas usuais das escadas dos edifícios

Normalmente, as escadas são apoiadas em vigas, paredes de alvenaria ou paredes de concreto. Dependendo da localização dos apoios, elas podem ser classificadas como escadas armadas transversalmente, escadas armadas longitudinalmente ou escadas

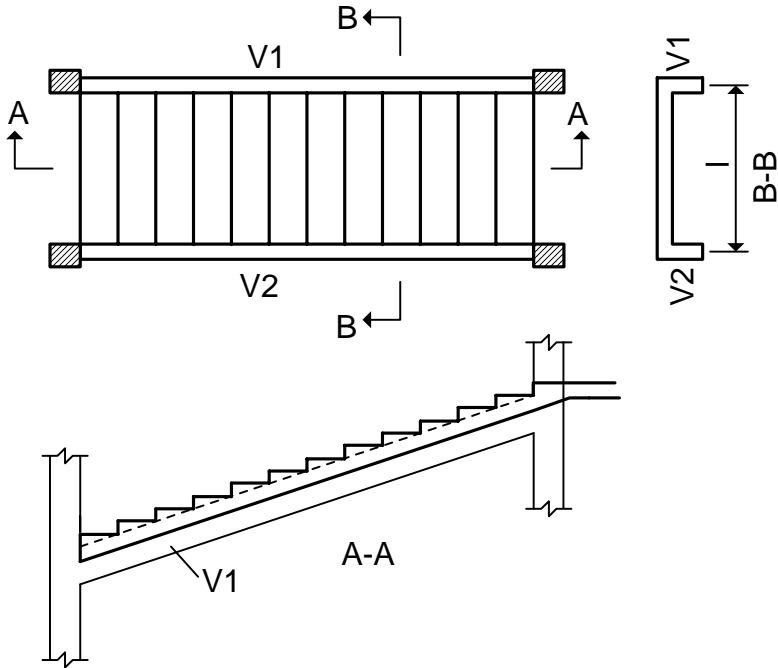


Fig. 3.4.1 - Escada apoiada em vigas laterais

Essas escadas podem ser calculadas como uma laje armada na direção transversal. Como o vão de cálculo l é pequeno e os degraus colaboram na resistência, esse tipo de escada exige um pequeno valor para a espessura da laje sob os degraus. Em geral, uma espessura $h \cong 5 \text{ cm}$ é suficiente para a obtenção de armadura de valor reduzido[12].

Na fig. 3.4.2, indicam-se o modelo de cálculo e os diagramas de esforços solicitantes na direção transversal.

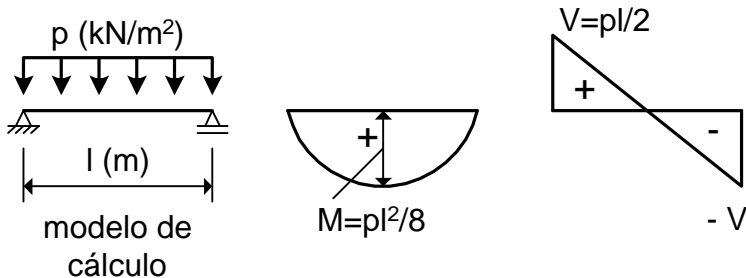


Fig. 3.4.2 - Modelo de cálculo e esforços solicitantes

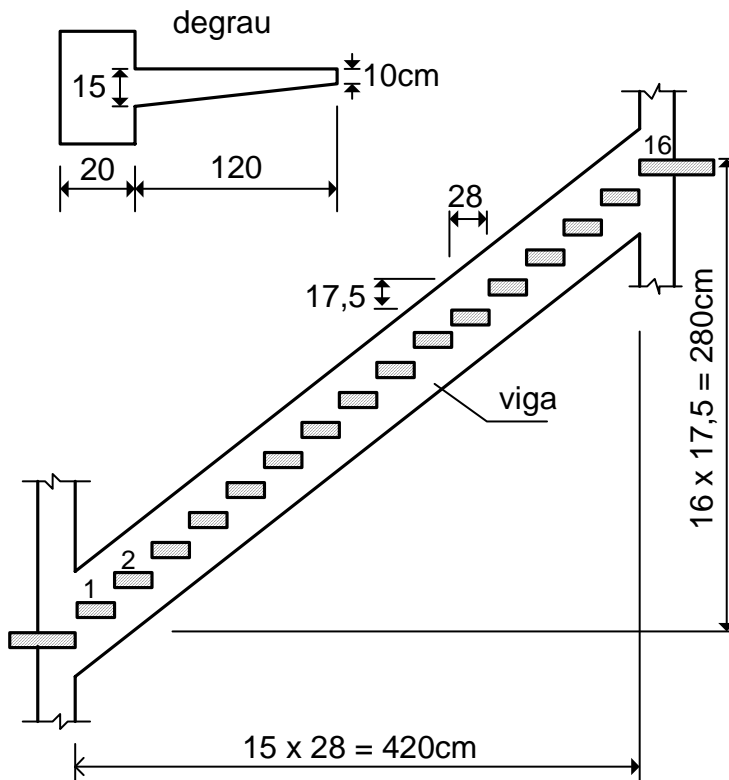


Fig. 3.7.1 - Exemplo de escada com degraus isolados

Essa escada difere da anterior apenas pela ausência da laje sob os degraus. Nesse caso, os degraus são calculados como uma viga em balanço, engastada na viga lateral. A viga lateral está submetida aos mesmos esforços discutidos na seção anterior.

De acordo com a NBR-6120, os degraus devem ser calculados para suportarem uma carga acidental concentrada de 2,5 kN, aplicada na posição mais desfavorável. Evidentemente, no exemplo analisado, a posição mais desfavorável corresponde à extremidade do balanço.

Esse carregamento não deve ser considerado para o cálculo das vigas de suporte dos degraus, pois a probabilidade de ocorrência da carga acidental de 2,5 kN em todos os degraus, simultaneamente, é muito pequena. Dessa forma, as vigas de sustentação dos degraus devem ser calculadas considerando-se a carga acidental

de ser superposta às cargas do trecho L_2 . As demais considerações são as mesmas feitas anteriormente.

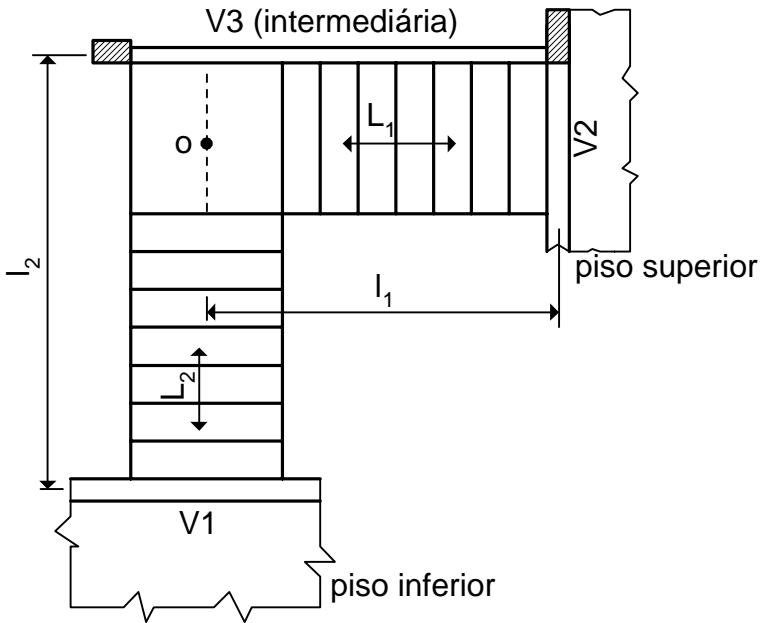


Fig. 3.9.1 - Escada em L

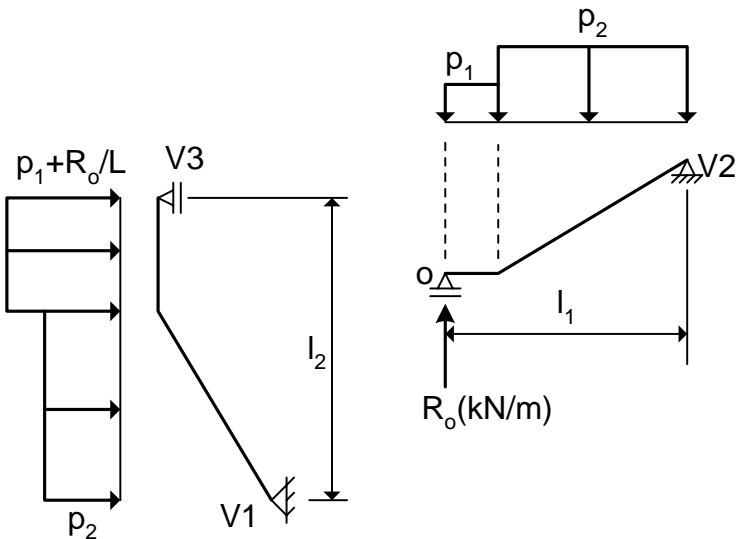


Fig. 3.9.2 - Modelo de cálculo da escada

dois lances com um patamar intermediário, representada na fig. 3.11.1.

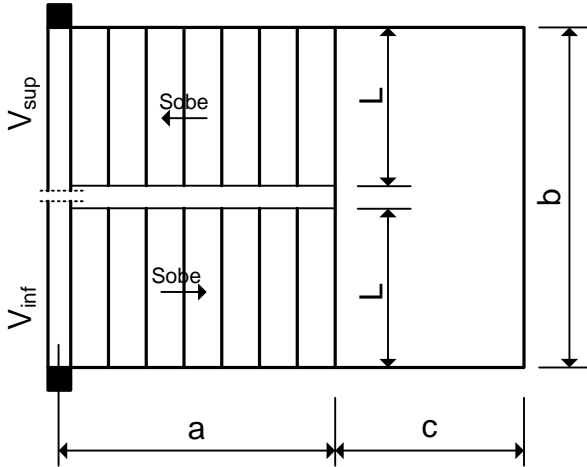


Fig.3.11.1 – Geometria da escada autoportante

O patamar está submetido a uma carga uniformemente distribuída igual a p_1 kN/m². A carga distribuída sobre os lances é p_2 kN/m². O ângulo de inclinação dos lances é igual a α .

Os esforços solicitantes nessa escada podem ser determinados com o emprego do método dos elementos finitos, empregando-se um elemento de casca. Alternativamente, pode-se fazer um cálculo como pórtico espacial, onde os lances e o patamar são modelados como elementos de barra. Entretanto, é possível realizar um cálculo simplificado com excelentes resultados, como se apresenta a seguir.

Da análise pelo método dos elementos finitos, verifica-se que os esforços solicitantes são variáveis ao longo das lajes da escada, havendo uma concentração de esforços na região interna, no contado dos dois lances com o patamar. Para efeito de projeto das escadas de concreto armado, podem-se determinar os esforços médios, os quais são utilizados para o dimensionamento das armaduras.

considera que os lances sejam rotulados nas vigas de piso. As forças horizontais H são necessárias para manter os lances em equilíbrio.

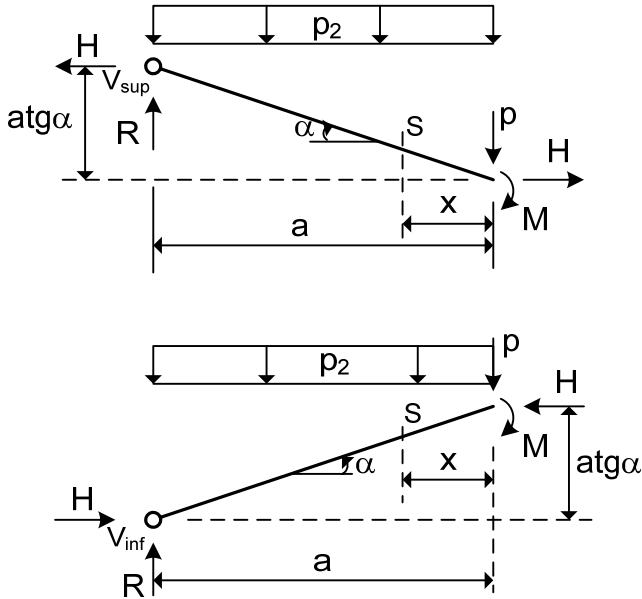


Fig. 3.11.4 – Carregamento nos lances isolados

Resolvendo as barras da fig. 3.11.4, obtêm-se as reações R e H na forma

$$R = p + p_2 a, \text{ kN/m} \quad (3.11.5)$$

$$H = \frac{1}{\text{atg}\alpha} \left(M + pa + \frac{p_2 a^2}{2} \right), \text{ kN/m} \quad (3.11.6)$$

O momento fletor em uma seção S , situada a uma distância x do patamar, é dado por

Capítulo 4

VIGAS-PAREDE E CONSOLOS

4.1 - Introdução

Conforme foi definido no Volume 2, as placas são estruturas planas solicitadas por cargas perpendiculares ao seu plano médio. Por outro lado, as chapas são estruturas planas solicitadas em seu próprio plano. Quando as chapas possuem apoios descontínuos como as vigas, elas são denominadas de vigas-parede.

As vigas-parede são encontradas nos reservatórios superiores dos edifícios ou nos reservatórios inferiores com idênticas condições de apoio. Nesses casos, além do funcionamento como placas, as paredes laterais do reservatório se comportam como vigas-parede. Essas estruturas também são encontradas, com frequência, nas fachadas dos edifícios, de onde origina o nome viga-parede.

A delimitação entre vigas-parede e vigas esbeltas é feita de acordo com a relação l/h , sendo l o vão de cálculo e h a altura da viga. Os limites de esbelteza convencionados para as vigas-parede são os seguintes [15]:

- vigas biapoiadas: $l/h < 2,0$;
- vigas de dois vãos: $l/h < 2,5$;
- vigas contínuas com mais de dois vãos: $l/h < 3,0$.

Os consolos são vigas curtas em balanço com $l/h \leq 1$.

No caso das vigas-parede, não mais se aplica a clássica hipótese das seções planas de Navier-Bernoulli, em virtude das grandes distorções sofridas pela estrutura. Em consequência disto, as deformações normais ε_x não apresentam uma variação linear ao longo da altura da viga. Assim, mesmo para um material elástico

Assim, o cálculo e o detalhamento das armaduras devem ser feitos de acordo com modelos que levem em conta esses possíveis tipos de ruína. O cálculo pode ser feito empregando-se modelos elásticos, modelos não lineares ou modelos do tipo biela-tirante. A seguir, são apresentados os usuais critérios de projeto das vigas-parede de concreto armado.

A) Cálculo da armadura do banzo tracionado

A área da armadura longitudinal de tração, A_s , é obtida com o emprego da expressão

$$A_s = \frac{M_d}{Zf_{yd}} \quad (4.3.1)$$

onde M_d é o valor de cálculo do momento fletor, determinado como nas vigas esbeltas, f_{yd} é a tensão de escoamento de cálculo do aço e Z é o braço de alavanca.

Para o braço de alavanca, adotam-se os seguintes valores [15]:

1) Viga-parede biapoiada

$$Z = 0,15h(3 + l/h), \text{ se } 1 < l/h < 2 \quad (4.3.2)$$

$$Z = 0,6l, \text{ se } l/h \leq 1 \quad (4.3.3)$$

2) Viga-parede de dois vãos

$$Z = 0,10h(2,5 + 2l/h), \text{ se } 1 < l/h < 2,5 \quad (4.3.4)$$

$$Z = 0,45l, \text{ se } l/h \leq 1 \quad (4.3.5)$$

3) Viga-parede contínua com mais de dois vãos

Para os vãos extremos e para os primeiros apoios intermediários, adotam-se os valores dados nas equações (4.3.4) e (4.3.5). Para os demais vãos e apoios, tem-se

permanece válida, porém não se pode adotar a expressão $M_r = bh^2 f_{ct}/6$ para o momento de fissuração, como se constata pela distribuição de σ_x/σ_o da fig. 4.2.2.

Devido a essa distribuição de σ_x/σ_o , o momento de fissuração será menor do que $M_r = bh^2 f_{ct}/6$. Logo, as taxas de armadura mínima necessárias para as vigas-parede serão menores do que para as vigas esbeltas.

Para as vigas-parede, pode-se escrever o momento de fissuração na forma

$$M_r = k_1 \frac{bh^2}{6} f_{ct} \quad (4.3.9)$$

onde $k_1 < 1$ é um coeficiente determinado numericamente, empregando-se o método dos elementos finitos.

Adotando a expressão (4.3.2) para o braço de alavanca e substituindo na equação (4.3.8), pode-se escrever

$$A_{s,\min} = \left(\beta \frac{f_{ct}}{f_{yd}} \right) bh \quad (4.3.10)$$

onde

$$\beta = \frac{k_1}{0,9(3 + k_2)} \quad (4.3.11)$$

sendo $1 < k_2 = l/h < 2$.

Observa-se a semelhança com a equação (4.11.6) do Volume 1, onde $\beta = 0,20$ para as vigas esbeltas.

Na tabela 4.3.1, apresentam-se os resultados obtidos com o método dos elementos finitos para as vigas-parede biapoiadas com uma carga uniformemente distribuída na face superior.

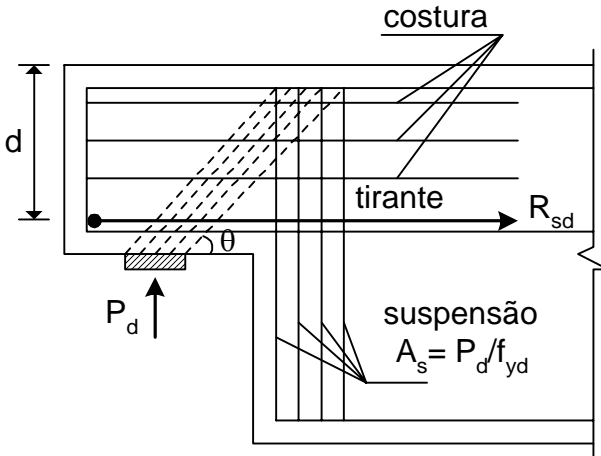


Fig. 4.5.7 - Modelo para cálculo dos dentes Gerber

Para o cálculo da armadura principal do tirante e para a verificação da compressão na biela, empregam-se as mesmas expressões deduzidas para os consolos. O ângulo θ de inclinação da biela deve ser obtido em conformidade com a fig. 4.5.7.

A armadura de suspensão deve ser, preferencialmente, constituída por estribos colocados na altura completa da viga e concentrados na sua extremidade, conforme a fig. 4.5.7. A armadura principal do tirante deve ser ancorada a partir do seu cruzamento com a primeira biela de cisalhamento da viga, na sua altura completa. A armadura de flexão inferior da viga deve ser bem ancorada no trecho em que se coloca a armadura de suspensão. Se esse trecho não for suficientemente grande, a ancoragem pode ser feita por meio de barras transversais soldadas.

Exemplo: Projetar o consolo indicado na fig. 4.5.8.

Dados:

Carga: $P_k = 100 \text{ kN} \rightarrow P_d = 1,4P_k = 140 \text{ kN}$

Concreto: $f_{ck} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{cdr} = 0,60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} = 9,6 \text{ MPa}$

Aço CA-50: $f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$

Capítulo 5

RESERVATÓRIOS DE EDIFÍCIOS

5.1 - Introdução

Os reservatórios usuais dos edifícios são formados por um conjunto de placas, podendo ter uma ou mais células. A divisão do reservatório em células tem a finalidade de permitir a limpeza do mesmo sem que ocorra uma interrupção no abastecimento de água do prédio.

Usualmente, são projetados dois reservatórios: um reservatório inferior, abastecido diretamente pela rede pública, e um reservatório superior, abastecido por bombas de recalque instaladas no próprio edifício.

Todas as instalações de água fria devem ser projetadas e construídas de modo a preservar a qualidade da água de abastecimento, evitando sua contaminação pela presença de insetos ou outros animais, pela água da chuva ou do lençol freático, etc. Nesse sentido, a NBR-5626 [20] exige um afastamento mínimo de 60cm entre as paredes do reservatório inferior e qualquer obstáculo lateral, bem como entre o fundo e o terreno. Quando esses reservatórios forem construídos dentro de um poço, este deve ser drenado continuamente.

Desse modo, não é permitido o uso de reservatórios enterrados para o armazenamento de água potável, como se fazia antigamente. Assim, os procedimentos de cálculo dos esforços nos dois tipos de reservatório são análogos. Por esse motivo, apenas os reservatórios elevados serão detalhados ao longo deste capítulo.

Quando o reservatório for destinado ao armazenamento de outros líquidos, que não seja água potável, é possível projetar o reservatório enterrado. Nesses casos, devem-se considerar as hipóteses de reservatório cheio e reservatório vazio, para levar em conta o empuxo de solo. As considerações para o cálculo dos

reservatórios enterrados podem ser encontradas nas referências [10,12].

Normalmente, o reservatório elevado se apoia nos pilares da caixa da escada do edifício. A altura desses reservatórios não deve ultrapassar cerca de 2,5 m, para evitar esforços exagerados nas lajes, mesmo que isto obrigue que algumas paredes do reservatório fiquem em balanço em relação aos pilares [21].

Na laje da tampa dos reservatórios devem existir aberturas de inspeção independentes para cada uma das células. As dimensões usuais dessas aberturas são de 60x60 cm, sendo cobertas por placas pré-moldadas apoiadas em reforços nas bordas, capazes de evitar a entrada de água da chuva ou de animais.

Na fig. 5.1.1, indicam-se alguns detalhes típicos dos reservatórios dos edifícios.

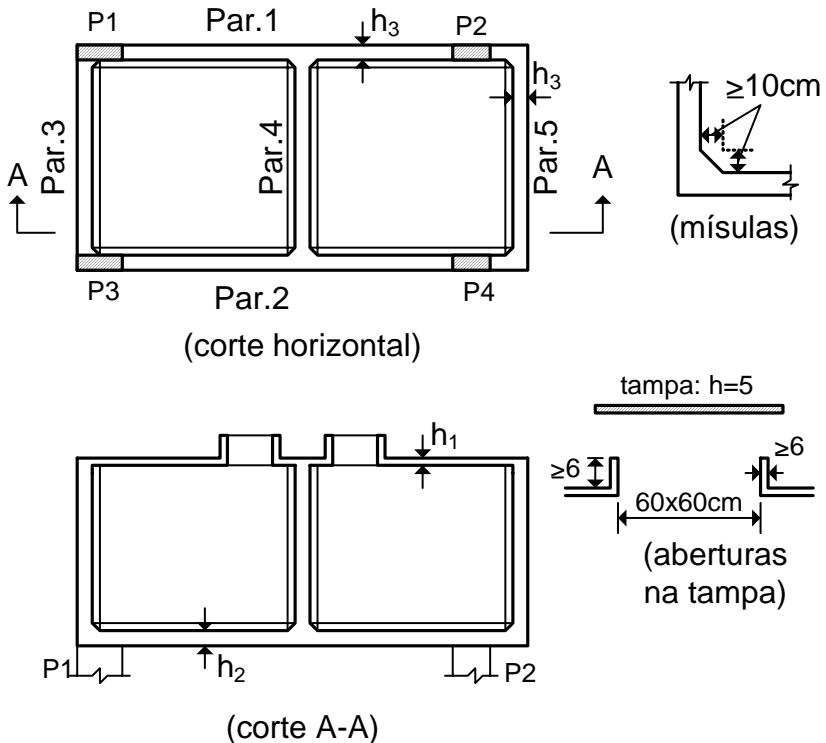


Fig. 5.1.1 - Detalhes típicos dos reservatórios

Os momentos negativos para o dimensionamento das armaduras de ligação das lajes podem ser considerados com os seguintes valores:

- ligação parede-parede: $X_p = (X_1 + X_2)/2$

- ligação fundo-parede 1 e fundo-parede 2: $Y = (Y_f + Y_1)/2$

- ligação fundo-parede 3 e fundo-parede 4: $X = (X_f + Y_2)/2$

Em virtude da alteração dos momentos negativos, deve-se fazer uma correção nos valores dos momentos positivos no centro das placas. Em geral, os momentos negativos X e Y , adotados para as ligações do fundo com as paredes, são menores, em valores absolutos, do que os momentos X_f e Y_f obtidos no cálculo do fundo como laje isolada. Desse modo, os momentos positivos na laje de fundo serão maiores do que aqueles obtidos inicialmente, devendo-se fazer as devidas correções. Nas paredes ocorre uma redução dos momentos positivos e, a favor da segurança, não é feita a correção dos mesmos.

Para corrigir os momentos positivos na laje de fundo, deve-se aplicar em cada borda da mesma um momento igual à diferença entre o momento de engastamento perfeito e o momento final adotado. Esse carregamento é representado na fig. 5.3.4.

Admitindo-se que os momentos aplicados tenham uma variação senoidal ao longo das bordas, pode-se utilizar a tabela 5.3.1 para calcular os incrementos ΔM_x e ΔM_y nos momentos positivos no centro da laje. Esses incrementos são dados por

$$\Delta M_x = 2(\gamma_x^1 \Delta X + \gamma_x^2 \Delta Y) \quad (5.3.1)$$

$$\Delta M_y = 2(\gamma_y^1 \Delta X + \gamma_y^2 \Delta Y) \quad (5.3.2)$$

onde os coeficientes γ_x^1 , γ_x^2 , γ_y^1 e γ_y^2 são obtidos da tabela 5.3.1 em função da relação entre os lados da laje.

De acordo com o EC2[24], a abertura limite das fissuras $w_{k,lim}$ para os reservatórios de água é dada na fig. 5.4.1, em função da relação entre a altura da coluna d'água h_D e a espessura da parede h . A limitação das aberturas das fissuras a esses valores de $w_{k,lim}$ deve garantir uma efetiva vedação das fissuras em um curto período de tempo.

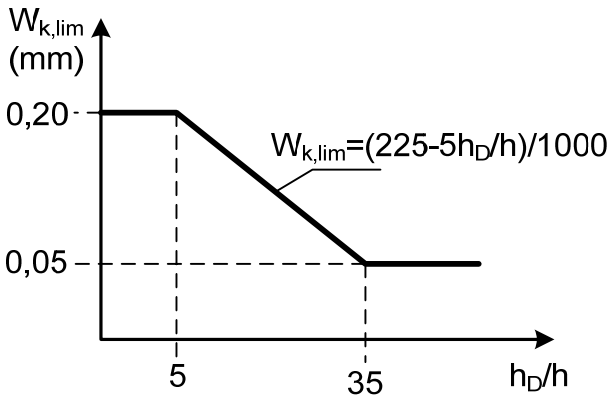


Fig. 5.4.1 – Abertura limite das fissuras em função da pressão hidrostática

Assim, são admitidos os seguintes valores limites para a abertura das fissuras nas paredes e na laje de fundo:

- laje com a face interna tracionada: $w_{k,lim}$ conforme a fig. 5.4.1;
- laje com a face externa tracionada: $w_k = 0,2$ mm.

Para a tampa, pode-se considerar a abertura limite $w_k = 0,2$ mm.

As fissuras surgem em decorrência das cargas externas, da retração do concreto e de variações da temperatura.

Os efeitos nocivos da retração podem ser minimizados através de adequada dosagem do concreto e de uma cura prolongada, seguida pelo enchimento do reservatório. A partir desse instante, o que se tem é inchamento, em vez de retração.

Capítulo 6

LAJES NERVURADAS

6.1 - Introdução

Usualmente, os pisos dos edifícios de concreto armado são projetados em lajes maciças. Entretanto, quando os vãos são grandes, essa solução pode ser antieconômica, em virtude da elevada espessura da laje. Nesses casos, a solução em laje maciça pode exigir espessuras tão grandes que a maior parte do carregamento passa a ser constituída por seu peso próprio.

Para reduzir o peso próprio da estrutura, pode-se adotar a solução em lajes nervuradas. Nessas lajes, a zona de tração é constituída por nervuras entre as quais podem ser colocados materiais inertes, de forma a tornar plana a superfície externa. Os materiais inertes devem ter peso específico reduzido em comparação com o peso específico do concreto, podendo ser empregados tijolos cerâmicos furados, blocos de concreto leve, blocos de isopor, etc. Alternativamente, os espaços entre as nervuras podem ser preenchidos com formas industrializadas que, após sua retirada, deixam à mostra as nervuras da laje.

Na fig. 6.1.1, indica-se um corte transversal em uma laje nervurada, onde um material inerte foi colocado na zona de tração.

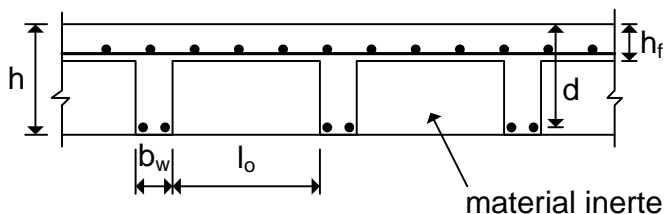


Fig. 6.1.1 - Laje nervurada com superfície plana

Na laje nervurada da fig. 6.1.2, as nervuras ficam aparentes após a retirada das formas.

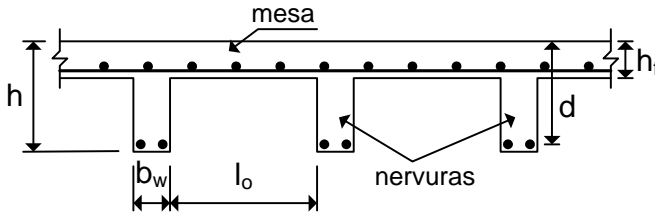


Fig. 6.1.2 - Laje nervurada com nervuras aparentes

No caso usual de lajes nervuradas com nervuras inferiores, como indicado nas figuras 6.1.1 e 6.1.2, as nervuras funcionam como vigas T para momentos fletores positivos. Se a laje for contínua, torna-se necessário que as faixas próximas aos apoios intermediários sejam maciças, conforme indicado na fig. 6.1.3.

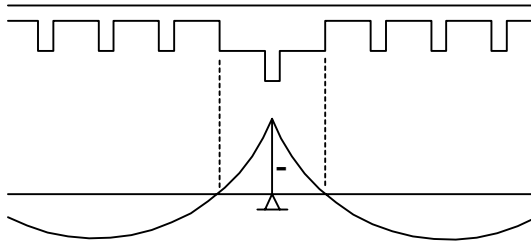


Fig. 6.1.3 - Laje nervurada contínua

Em geral, as lajes nervuradas exigem uma espessura total h cerca de 50% superior à que seria necessária para as lajes maciças. Entretanto, o peso próprio da laje nervurada (e o consumo de concreto) é inferior ao da laje maciça, resultando em uma solução mais econômica para vãos acima de 8 metros, aproximadamente.

Capítulo 7

LAJES COGUMELO

7.1 - Introdução

Lajes cogumelo são as lajes apoiadas diretamente em pilares, sem a presença de vigas, que possuem capitéis. A denominação "lajes lisas" é empregada para as lajes que se apoiam diretamente sobre pilares sem capitéis.

Em geral, a capacidade resistente das lajes cogumelo é determinada pelas tensões tangenciais de punção que ocorrem no entorno dos pilares de apoio. Para reduzir essas tensões de cisalhamento, podem-se alargar as seções de topo dos pilares, o que dá origem aos capitéis, conforme indicado na fig. 7.1.1. As espessuras mínimas exigidas pela NBR-6118 também são indicadas nessa figura.

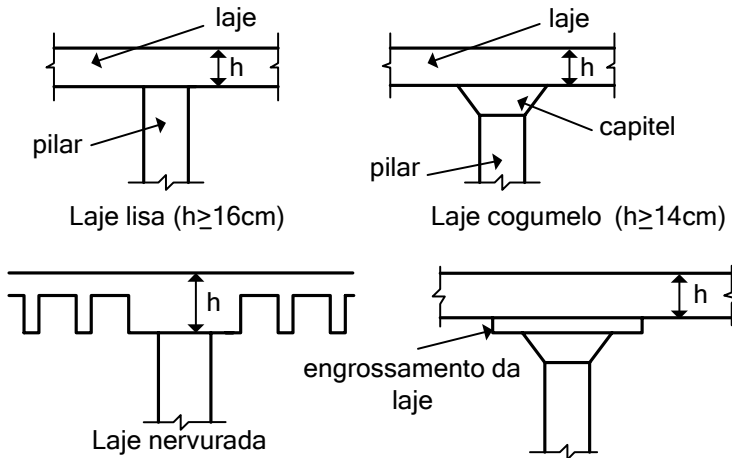


Fig. 7.1.1 - Lajes lisas e lajes cogumelo

Conforme se observa na fig. 7.1.1, a laje também pode ser nervurada. Entretanto, na região dos pilares ela deve ser maciça.

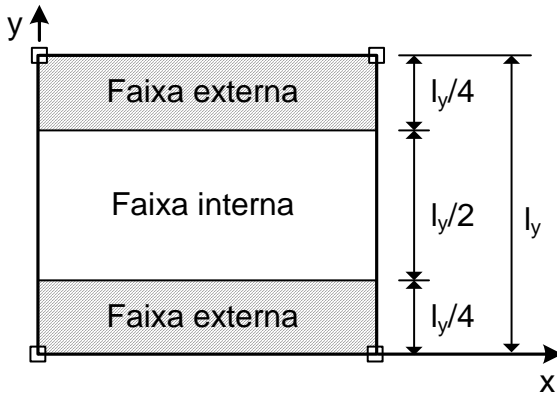


Fig. 7.2.4 – Divisão da laje em faixas segundo a direção x

Definindo $m_x = M_x/l_y$ e $m_{ex} = M_{ex}/l_y$ como sendo os momentos por unidade de comprimento, verifica-se que sua distribuição é feita da seguinte forma:

Momentos positivos:

$$\text{Faixa interna: } \frac{0,45M_x}{0,5l_y} = 0,9m_x$$

$$\text{Faixas externas: } \frac{0,275M_x}{0,25l_y} = 1,1m_x$$

Momentos negativos:

$$\text{Faixa interna: } \frac{0,25M_{ex}}{0,5l_y} = 0,5m_{ex}$$

$$\text{Faixas externas: } \frac{0,375M_{ex}}{0,25l_y} = 1,5m_{ex}$$

Na fig. 7.2.5, apresentam-se as variações reais dos momentos fletores m_x e m_{ex} em um painel de laje, juntamente com a distribuição simplificada obtida com os percentuais acima. Observa-

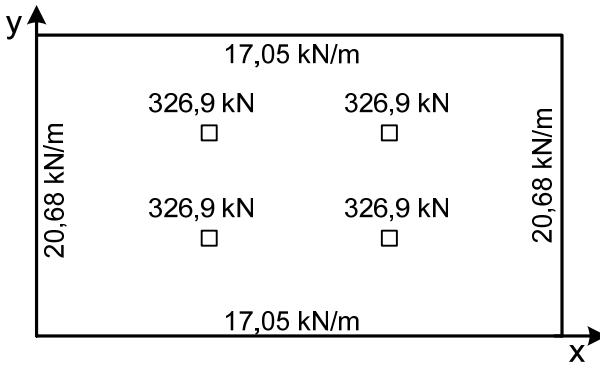


Fig. 7.4.3 – Reações de apoio

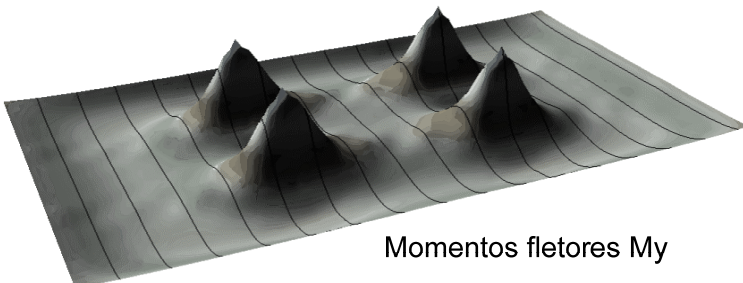
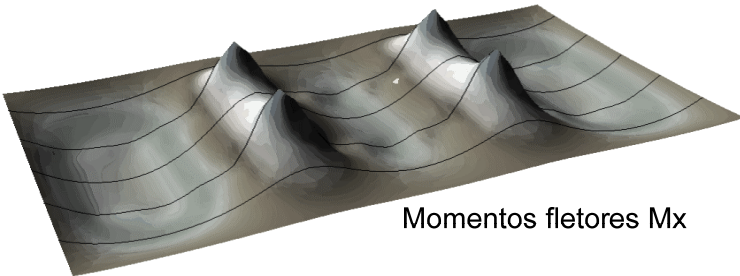
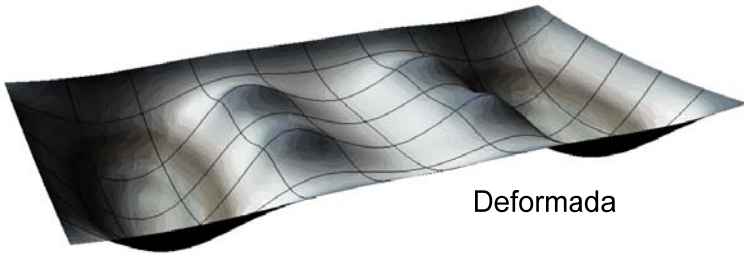


Fig. 7.4.4 – Deformada da laje e momentos fletores

Admite-se que a força normal F_{sd} produza tensões de cisalhamento uniformes $\tau_{sd,1} = F_{sd}/(u_1 d)$ na superfície crítica de área $u_1 d$. As tensões de cisalhamento $\tau_{sd,2}$, devidas ao momento kM_{sd} , são distribuídas conforme é indicado na fig. 7.5.5.

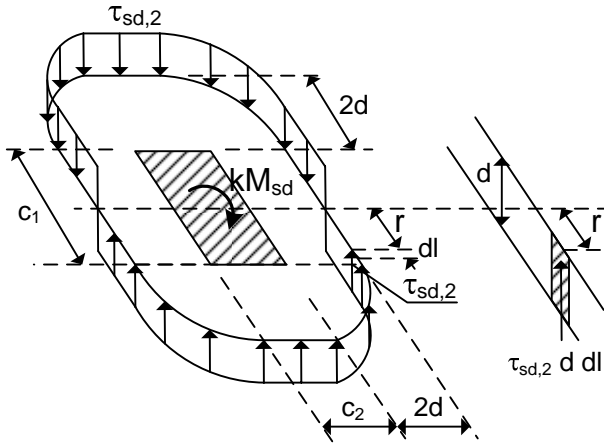


Fig. 7.5.5 – Distribuição das tensões de cisalhamento devidas ao momento kM_{sd}

De acordo com a fig. 7.5.5, a equação de equilíbrio do momento kM_{sd} é escrita na forma

$$kM_{sd} = \int_0^{u_1} \tau_{sd,2} d r dl \quad (7.5.2)$$

onde r é a distância do segmento infinitesimal dl , tomado ao longo do perímetro crítico, ao eixo que passa pelo centro do pilar e em torno do qual atua o momento fletor M_{sd} .

Admitindo que a tensão $\tau_{sd,2}$ seja uniforme, resulta

$$\tau_{sd,2} = \frac{kM_{sd}}{d W_1} \quad (7.5.3)$$

Capítulo 8

FUNDAÇÕES

8.1 - Introdução

O estudo das fundações é uma das etapas de maior complexidade dentro do projeto de um edifício. A escolha do tipo adequado de fundação envolve estudos relativos às características do solo, tais como sua deformabilidade e resistência. Além disso, essa escolha deve ser compatível com características da superestrutura, como sua capacidade de acomodação plástica e cargas atuantes.

De um modo geral, uma boa fundação deve satisfazer os seguintes requisitos:

- deve se situar a uma profundidade adequada, para evitar danos causados por escavações ou por futuras construções na sua vizinhança;
- deve ser segura contra a ruptura do solo;
- seus recalques devem ser compatíveis com a capacidade de acomodação da estrutura, especialmente os recalques diferenciais.

A análise desses requisitos é objeto de estudos da Mecânica dos Solos, devendo-se recorrer à bibliografia especializada.

As fundações podem ser classificadas em superficiais e profundas. As sapatas e as placas de fundação são exemplos de fundações superficiais, enquanto as estacas são fundações profundas.

As sapatas são indicadas quando o terreno apresenta, já na sua superfície, resistência satisfatória para as cargas da estrutura e é suficientemente homogêneo para evitar recalques diferenciais importantes.

As placas de fundação são empregadas quando o solo é menos resistente ou menos homogêneo, ou para estruturas mais pesadas e com menor capacidade de acomodação. Com essa solução, consegue-se aumentar a área de contato com o solo e reduzir os recalques diferenciais. As placas também são indicadas quando a fundação

se tratar de uma sapata mais pesada, ela é mais econômica em solos de melhor qualidade.

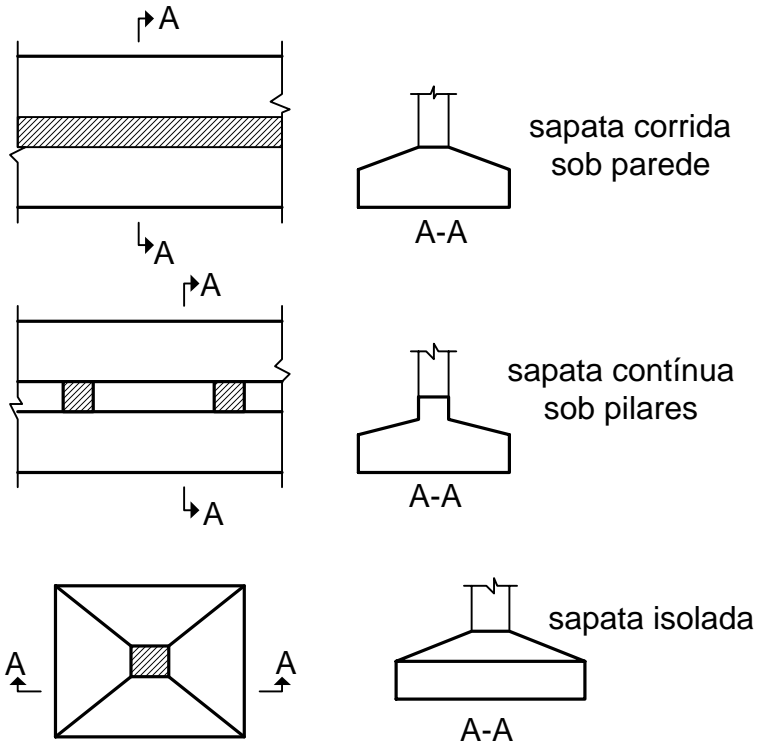


Fig. 8.2.1 - Tipos usuais de sapatas

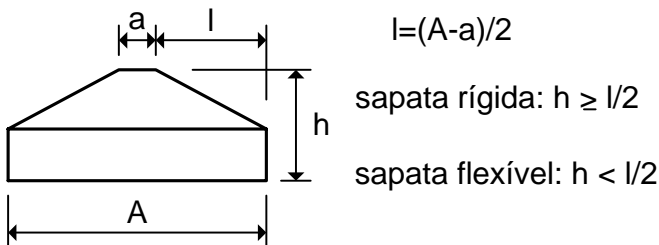


Fig. 8.2.2 - Sapatas rígidas e sapatas flexíveis

Quando uma sapata estiver situada na divisa do terreno, a carga transmitida pelo pilar é excêntrica em relação à sapata. As maiores pressões no solo ocorrem nas proximidades do terreno vizinho, onde há a possibilidade de serem realizadas escavações para construções futuras. Neste caso, é conveniente projetar uma viga de equilíbrio capaz de deslocar a carga para o centro do terreno, onde é colocada a sapata. Essas duas situações são representadas na fig. 8.2.3.

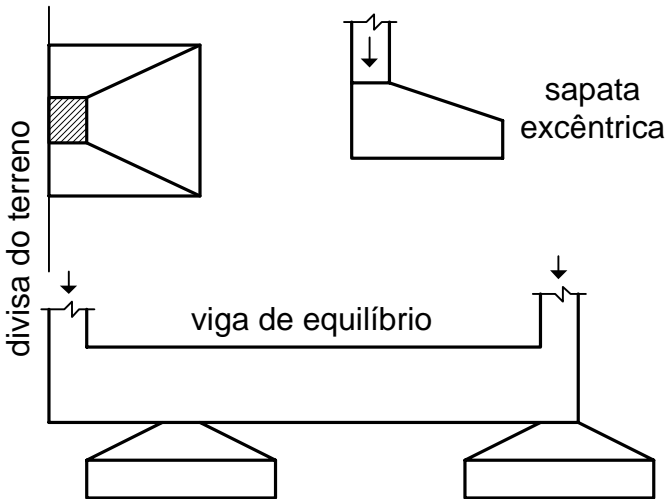


Fig. 8.2.3 - Sapata excêntrica e viga de equilíbrio

As fundações em placas são estruturas flexíveis, podendo ser de dois tipos: pilares que se apoiam diretamente em uma laje maciça ou pilares que se apoiam em um sistema de vigas, as quais estão ligadas a uma laje maciça. Essa segunda situação é representada na fig. 8.2.4.

A forma dos blocos de fundação é determinada pela disposição das estacas, podendo ser retangulares, quadrados, triangulares, etc. Eles podem estar apoiados em uma ou em várias estacas. Assim como as sapatas, os blocos sobre estacas podem ser classificados em rígidos e flexíveis, como é indicado na fig. 8.2.5.

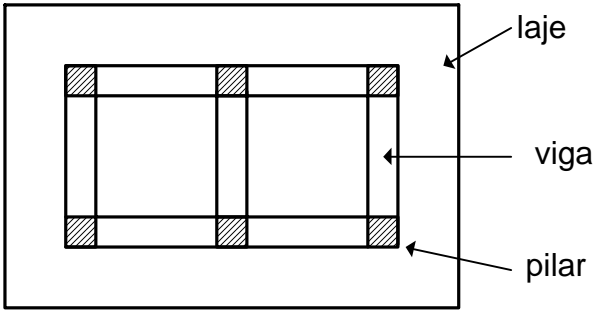


Fig. 8.2.4 - Fundação em placas (radiers)

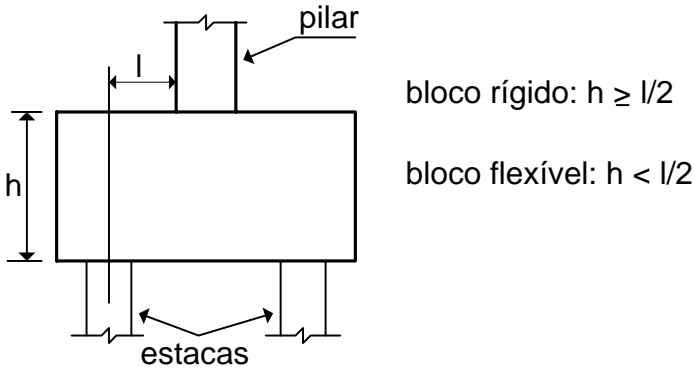


Fig. 8.2.5 - Blocos rígidos e blocos flexíveis (ver seção 8.8)

8.3 - Distribuição das pressões de contato

A pressão que atua entre a superfície inferior da sapata e o terreno de fundação é a pressão de contato. O conhecimento de sua distribuição é importante, tanto para verificar as tensões no solo, quanto para o cálculo da própria sapata.

A distribuição das pressões no terreno sob uma sapata depende do tipo de solo e da rigidez da própria sapata. A análise deste problema é bastante complexa, com resultados que, em um grande número de vezes, só dão uma informação qualitativa sobre a verdadeira distribuição das pressões no terreno.

Do ponto de vista do projeto estrutural, pode-se admitir que as pressões sob a sapata se distribuam de maneira uniforme ou com uma

$$R_{sd} = \frac{N_d(A-a)}{8Z} \quad (8.4.13)$$

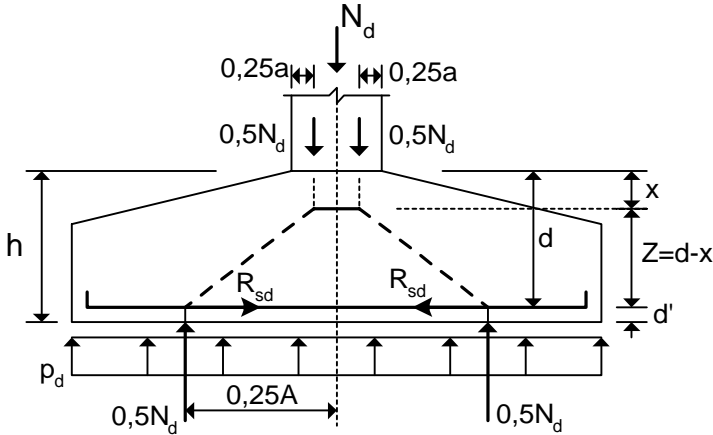


Fig. 8.4.5 - Modelo para o cálculo da armadura

Fazendo $R_{sd} = A_s f_{yd}$, onde f_{yd} é a tensão de escoamento da armadura, obtém-se a área de aço

$$A_s = \frac{N_d(A-a)}{8Zf_{yd}} \cong \frac{N_d}{0,85d} \frac{(A-a)}{8f_{yd}} \quad (8.4.14)$$

Observando a fig. 8.4.5, verifica-se que a equação (8.4.12) pode ser escrita na forma

$$R_{sd} = \frac{M_d}{Z} \quad (8.4.15)$$

onde M_d é o momento fletor em uma seção situada a uma distância $0,25a$ à direita da face da parede, provocado pela resultante das reações do terreno à esquerda do eixo da parede.

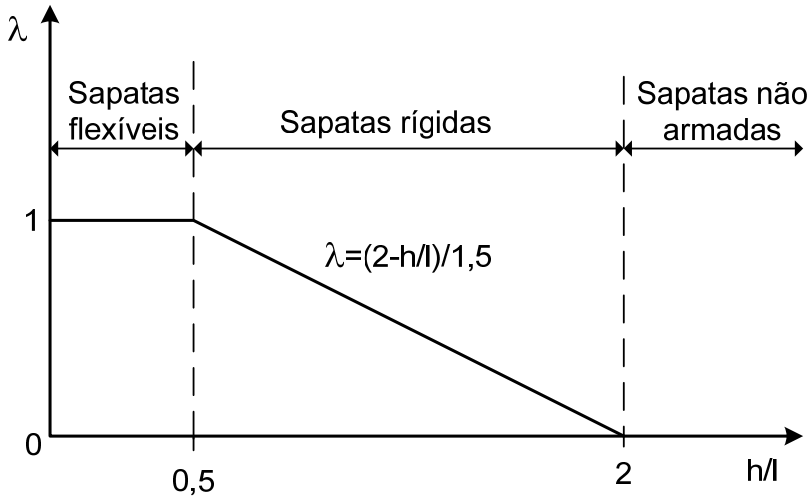
Desse modo, quando a carga é excêntrica, as armaduras podem ser calculadas de acordo com o modelo da fig. 8.4.6.

Como uma simplificação, considera-se que a equação (8.4.19) seja atendida se for adotada a relação $h/l \geq 2$, conforme recomendado no EC2 [4].

Assim, é possível projetar uma sapata de concreto simples, desde que a relação $h/l \geq 2$.

Por outro lado, para as sapatas flexíveis, com relação $h/l < 0,5$, deve-se respeitar a armadura mínima de vigas.

Dessa forma, pode-se estabelecer o critério para as armaduras mínimas das sapatas como indicado na fig. 8.4.10.



$$A_{s,\min SP} = \lambda A_{s,\min}$$

$A_{s,\min SP}$ = armadura mínima para sapatas

$A_{s,\min}$ = armadura mínima para vigas esbeltas

Fig. 8.4.10 – Armaduras mínimas das sapatas

Para as sapatas armadas, a abertura das fissuras pode ser calculada como em um problema de flexão simples, com o momento de serviço $M_k = M_d / 1,4$. Para a deformação de retração do concreto, pode-se adotar $\varepsilon_{cs} = 20 \times 10^{-5}$, pois, em geral, a sapata estará coberta por solo úmido, o que reduz bastante a retração. O

Na fig. 8.8.2, encontra-se representado um bloco sobre várias estacas, submetido à força normal N_d com as excentricidades e_x e e_y em relação ao sistema de eixos que passa pelo centroide c do estaqueamento.

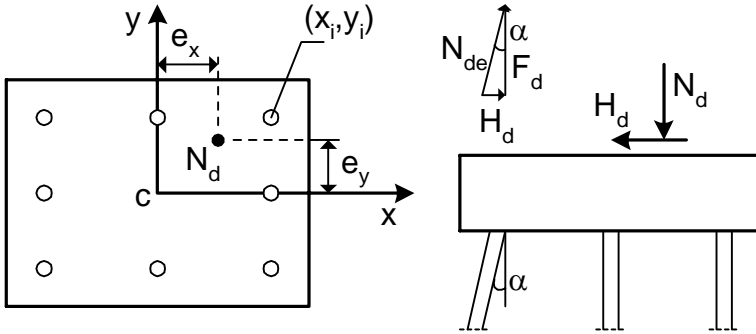


Fig. 8.8.2 - Determinação da carga em cada estaca

A carga F_{di} em uma estaca genérica situada na posição (x_i, y_i) é dada por

$$F_{di} = N_d \left(\frac{1}{n} + \frac{e_x}{I_x} x_i + \frac{e_y}{I_y} y_i \right) \quad (8.8.1)$$

onde n é o número de estacas, $I_x = \sum_{j=1}^n x_j^2$, $I_y = \sum_{j=1}^n y_j^2$.

Havendo, também, uma força horizontal H_d , basta inclinar algumas estacas de um ângulo α , como indicado na fig. 8.8.2. A componente vertical F_d da carga na estaca é calculada com o emprego da equação (8.8.1). Portanto, a força normal na estaca é $N_{de} = F_d / \cos \alpha$. A componente horizontal da carga é $F_d \operatorname{tg} \alpha$. Logo, pode-se projetar um determinado número de estacas inclinadas para satisfazer a equação de equilíbrio

$$\sum F_{di} \operatorname{tg} \alpha_i = H_d \quad (8.8.2)$$

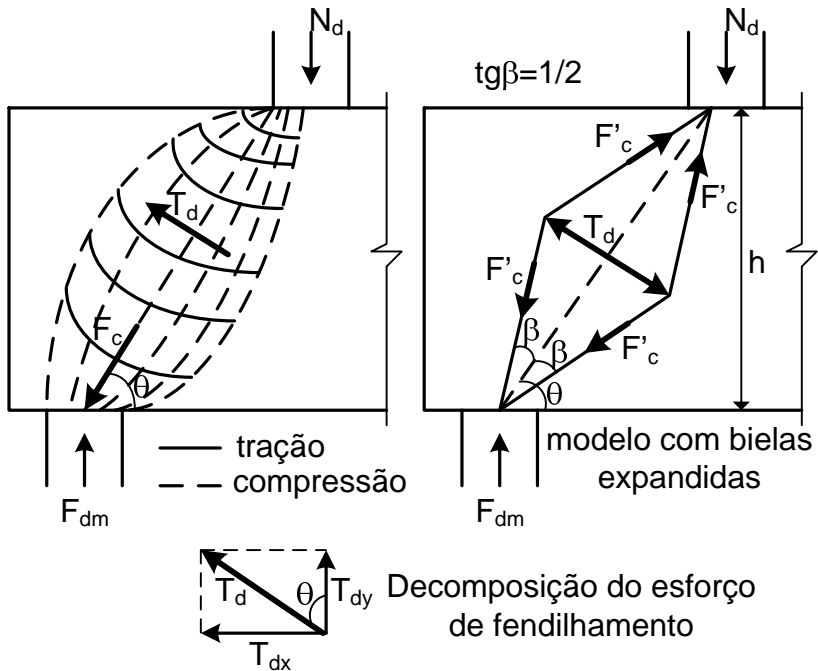


Fig. 8.8.9 – Tensões de tração normais às bielas e esforço de fendilhamento

As forças F'_c , considerando o encurvamento das bielas, são dadas por

$$F'_c = \frac{F_c}{2 \cos \beta} \quad (8.8.18)$$

Do equilíbrio na direção transversal, obtém-se a força de fendilhamento

$$T_d = F'_c \operatorname{sen} \beta \quad (8.8.19)$$

Substituindo (8.8.18) na equação (8.8.19) e lembrando que $\operatorname{tg} \beta = 1/2$, resulta

$$T_d = 0,25 F_c \quad (8.8.20)$$

haja risco de fissuração do concreto. Em geral, esse risco não existe nos blocos de pequena altura, pois a retração e as variações de temperatura decorrentes da hidratação do cimento são aproximadamente uniformes, com pequeno gradiente entre o interior e a superfície do bloco. Assim, a restrição a essas deformações impostas ocorre apenas na face inferior, devido à presença das estacas, onde já existe armadura suficiente para controlar as aberturas das fissuras.

De todo modo, convém empregar uma armadura de pele adicional, nas faces laterais e na face superior do bloco, para prevenir possíveis fissuras devidas a choque térmico (aquecimento durante o dia sob o sol e resfriamento rápido da superfície à noite). Uma armadura da ordem de $2,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ é o suficiente. Essa é a área da armadura de pele sugerida pelo ACI[19] para as vigas. O espaçamento dessas barras deve ser limitado a 20 cm. Assim, podem-se adotar malhas com $\phi 6,3 \text{ c. } 15 \text{ cm}$ ou $\phi 8 \text{ c. } 20 \text{ cm}$.

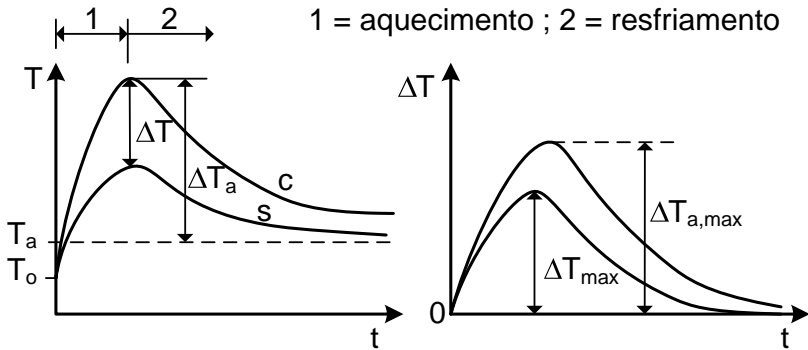
Por outro lado, para os blocos de grandes dimensões, deve-se empregar armadura de pele em todas as faces, devido à possibilidade de fissuração em consequência do calor de hidratação do cimento. Esse assunto é abordado na seção seguinte.

8.9 – Blocos de concreto massa

Para blocos de grandes dimensões, devem-se ter os cuidados requeridos para o concreto massa. Devido ao grande volume de concreto, o interior do bloco pode atingir altas temperaturas, como consequência do calor de hidratação do cimento. Uma vez que a superfície do bloco resfria mais rapidamente que o interior, surgem tensões de tração nas camadas superficiais, o que pode provocar a fissuração das faces laterais e do topo do bloco.

Na fig. 8.9.1, ilustram-se as variações de temperatura na superfície e no centro de um bloco, em decorrência do calor de hidratação.

A retração também não é uniforme, já que a secagem é maior junto à superfície em contato com a atmosfera. Assim, o bloco fica submetido a uma deformação imposta diferencial (retração mais queda de temperatura). O núcleo do bloco impõe uma restrição à contração das camadas superficiais, as quais ficam tracionadas e podem fissurar.



T = temperatura ; t = tempo

T_a = temperatura ambiente

T_o = temperatura de lançamento do concreto

c = centro do bloco ; s = superfície do bloco

ΔT = diferença de temperatura entre o centro e a superfície

ΔT_a = diferença de temperatura entre o centro e o ambiente

Fig. 8.9.1 – Variação de temperatura em bloco de concreto massa

Para minimizar esse problema, pode ser necessária a associação de um conjunto de medidas, como redução do consumo de cimento, emprego de cimentos pozolânicos, concretagem em camadas de menor altura, pré-refrigeração e/ou pós-refrigeração do concreto, proteção do concreto para evitar um resfriamento muito rápido das superfícies, cura prolongada para retardar a retração, dentre outros.

O emprego de armaduras adicionais não é capaz de eliminar o problema e evitar a fissuração das superfícies do bloco. Porém, elas podem reduzir as aberturas das fissuras, proporcionando o surgimento de um grande número de pequenas fissuras, em vez de uma fissura de grande abertura.

Essas armaduras de pele adicionais devem ser dispostas em malha nas faces laterais e na face superior do bloco. Na face inferior, a armadura de pele deve ser distribuída entre as faixas da armadura principal, como indicado na fig. 8.8.11. A armadura mínima total na face inferior do bloco é verificada como já foi explanado

Capítulo 9

PROJETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

9.1 - Introdução

Ao longo de toda essa coleção, foram apresentados os procedimentos de projeto das estruturas de concreto armado em situações normais de uso. Nessas condições, consideram-se as resistências dos materiais obtidas na temperatura padrão de 20 °C, bem como as ações que possuam grande probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura.

Entretanto, em algumas situações torna-se necessário elaborar o projeto da estrutura para suportar a ação de um incêndio. Nesse caso, tem-se a ocorrência de uma ação excepcional, como foi definido no capítulo 3 do Volume 1. Por se tratar de um evento excepcional, de curta duração, podem-se reduzir os valores dos coeficientes parciais de segurança. Entretanto, devem-se considerar os efeitos nocivos das altas temperaturas nas resistências do concreto e do aço.

Os objetivos gerais do projeto em situação de incêndio, como definido na NBR-15200 [35], são de limitar o risco à vida humana, o risco da vizinhança e da sociedade, e o risco da propriedade exposta ao fogo. Para isto, o projeto de uma edificação deve levar em conta um conjunto de requisitos de proteção contra incêndio, visando:

- reduzir o risco de incêndio;
- controlar o fogo nos estágios iniciais;
- limitar a área exposta ao fogo (compartimento corta-fogo);
- criar rotas de fuga;
- facilitar as operações de combate ao incêndio;
- evitar a ruína prematura da estrutura, permitindo a fuga dos usuários e as operações de combate ao incêndio.

Do ponto de vista do projeto estrutural, deve-se garantir que a estrutura mantém as seguintes funções:

- função corta-fogo: a estrutura não permite que o fogo a ultrapasse ou que o calor a atravesse em quantidade suficiente para gerar combustão no lado oposto ao incêndio inicial. Segundo o EC2 [36], a elevação máxima da temperatura no lado oposto à face exposta ao fogo, deve ser limitada em 180 °C;

- função de suporte: a estrutura mantém sua capacidade de suporte da construção como um todo ou de cada uma de suas partes, evitando o colapso global ou o colapso local progressivo.

Essas duas funções devem ser mantidas durante certo tempo de exposição da estrutura ao incêndio, denominado “tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF)”. Edificações grandes, sobretudo mais altas, contendo maior carga de incêndio, devem atender a exigências mais severas. Por outro lado, as exigências em relação à resistência da estrutura ao fogo podem ser aliviadas, quando são tomadas medidas no projeto para reduzir o risco de incêndio ou sua propagação, bem como para facilitar a fuga dos usuários e as operações de combate ao fogo.

Na tabela 9.1.1, indicam-se os valores do TRRF conforme as recomendações do ACMC [37].

Tabela 9.1.1 – Tempo requerido de resistência ao fogo de elementos estruturais (conforme o ACMC [37])

Elemento	Número de pavimentos	TRRF (min)
Vigas isoladas	-	60
Pilares e paredes estruturais	1 a 4	60
	5 a 14	120
	15 ou mais	180
Pavimentos (sistema laje-viga)	1 a 4 *	60
	5 ou mais *	120
* Número de pavimentos acima do elemento		

A norma brasileira NBR-14432 [38] apresenta as exigências de resistência ao fogo para os elementos estruturais das edificações, considerando o uso da edificação, sua altura, a carga de incêndio, etc. Além disso, há uma série de regras para se dispensar a verificação da

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6118: Projeto de Estruturas de Concreto*. Rio de Janeiro, 2014.
2. ARAÚJO, J. M. *Dimensionamento à torção de vigas de concreto armado*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande: Ed. Dunas, n.21, p.1-11, Maio, 2013. Disponível em <www.editoradunas.com.br/revistatpec>.
3. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB-FIP Model Code 1990*. Published by Thomas Telford, London, 1993.
4. COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. NP EN 1992-1-1. *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Março, 2010.
5. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB Design Manual on Cracking and Deformations*. Lausanne, 1985.
6. FUSCO, P. B. *Estruturas de Concreto: Solicitações normais*. Rio de Janeiro: Ed. Guanabara Dois, 1981.
7. SANTOS, L. M. *Cálculo de Concreto Armado*. v.1, 2. ed., São Paulo: Ed. LMS Ltda., 1983.
8. GUERRIN, A.; LAVAUUR, R. C. *Tratado de Concreto Armado*. v.3, São Paulo: Hemus Editora Ltda.
9. POLILLO, A. *Dimensionamento de Concreto Armado*. v.4, 1.ed., Rio de Janeiro: Ed. Científica, 1979.
10. SOUZA, V. C. M.; CUNHA, A. J. P. *Lajes em Concreto Armado e Protendido*. Niterói: EDUFF, 1994.
11. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6120: Cargas Para o Cálculo de Estruturas de Edificações*. Rio de Janeiro, 1980.
12. ROCHA, A. M. *Curso Prático de Concreto Armado*. v.3, 18. ed., São Paulo: Livraria Nobel S.A., 1983.

13. LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. *Construções de Concreto*. v.3, Rio de Janeiro: Interciência, 1978.
14. BELLUZZI, O. *Ciencia de la Construcción*. v.2. Madrid: Aguilar, 1971.
15. LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. *Construções de Concreto*. v.2, Rio de Janeiro: Interciência, 1978.
16. JIMENEZ MONTOYA, P.; GARCIA MESEGNER, A.; MORAN CABRE, F. *Hormigón Armado*. 14ª edición basada en la EHE. Barcelona: Gustavo Gili, 2000.
17. INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE – FIB. *Model Code 2010*. Lausanne, March, 2010.
18. COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. *Instrucción de Hormigón Estructural, EHE*. Madrid, 2007.
19. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary*. 2011.
20. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-5626: Instalação Predial de Água Fria*. Rio de Janeiro, 1998.
21. FUSCO, P. B. *Técnica de Armar as Estruturas de Concreto*. São Paulo: PINI, 1995.
22. KALMANOK, A. S. *Manual Para Calculo de Placas*. Montevideo: Editora Inter Ciencia, 1961.
23. SZILARD, R. *Theory and Analysis of Plates: classical and numerical methods*. New Jersey: Prentice-Hall Inc., 1974.
24. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1992-3. *Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 3: Liquid retaining and containment structures*. June, 2006.
25. ZIENKIEWICZ, O. C. *The Finite Element Method*. 3. ed., McGraw-Hill, 1977.
26. ARAÚJO, J. M. *Avaliação dos procedimentos de projeto das lajes nervuradas de concreto armado*. Revista Teoria e Prática na

- Engenharia Civil, Rio Grande: Ed. Dunas, n.3, p.15-25, jun. 2003. Disponível em: <www.editoradunas.com.br/revistatpec>.
27. ARAÚJO, J. M. *Considerações sobre a rigidez à torção das lajes nervuradas de concreto armado*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande: Ed. Dunas, n.7, p.1-8, set. 2005. Disponível em: <www.editoradunas.com.br/revistatpec>.
28. ARAÚJO, J. M. *A rigidez equivalente das lajes nervuradas de concreto armado*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande: Ed. Dunas, n.8, p.1-9, abr. 2006. Disponível em: <www.editoradunas.com.br/revistatpec>.
29. GUERRIN, A.; LAVAUUR, R. C. *Tratado de Concreto Armado*. v.2, São Paulo: Hemus Editora Ltda.
30. ARAÚJO, J. M. *Análise de barragens de gravidade de concreto considerando a fase construtiva e a interação dinâmica barragem-reservatório-fundação*. Tese de doutorado, PPGEC, UFRGS, Porto Alegre, 1995.
31. ARAÚJO, J. M. *Tensões térmicas em blocos de concreto armado*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.22, p.1-14, Out., 2013.
32. HETÉNYI, M. *Beams on Elastic Foundation*. Michigan: University of Michigan, Ann Arbor, 1946.
33. ARAÚJO, J. M. *Análise não-linear de vigas em base elástica*. Revista Vetor, Rio Grande: FURG, v.2, p.31-42, 1988.
34. TIMOSHENKO, S. P.; WOINOWSKY-KRIEGER, S. *Theory of Plates and Shells*. McGraw-Hill, 1970.
35. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-15200: Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio*. Rio de Janeiro, 2012.
36. COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. NP EN 1992-1-2. *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de Betão – Parte 1-2: Regras gerais – Verificação da resistência ao fogo*. Março, 2010.
37. INTERNATIONAL COMMITTEE ON CONCRETE MODEL FOR ASIA. *Asian Concrete Model Code: Design for Fire Actions*. ACMC-L3-004. Tokyo, June, 2007.

38. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.
NBR-14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações. Rio de Janeiro, 2001.
39. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.
NBR-8681: Ações e Segurança nas Estruturas. Rio de Janeiro, 2003.