

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, 2010. v.4, 3.ed.

Bibliografia

1. Concreto armado. I. Título

CDU 624.012.45

CDD 624.1834

ISBN do volume 4: 978-85-86717-12-3

ISBN da coleção: 978-85-86717-08-6

Editora DUNAS

Rua Tiradentes, 105 - Cidade Nova

96211-080 RIO GRANDE - RS - Brasil

www.editoradunas.com.br

e-mail: contato@editoradunas.com.br

3ª edição, Novembro/2010

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 terceira edição de Curso de Concreto Armado, fizemos diversas alterações, além da inclusão de novos conteúdos e exemplos numéricos. O leitor irá constatar que novos procedimentos de projeto foram adotados, em relação à edição anterior. No volume 1, por exemplo, foram alterados os limites para o dimensionamento à flexão simples com armadura dupla, para garantir que as vigas tenham uma maior ductilidade no estado limite último. Diversas inovações sobre o cálculo de lajes maciças, lajes nervuradas e lajes cogumelo foram introduzidas nos volumes 2 e 4. No volume 3, incluímos novos conteúdos sobre o contraventamento dos edifícios e o dimensionamento dos pilares. No volume 4, acrescentamos um capítulo sobre o projeto estrutural em situação de incêndio. Além disso, foram incorporados ao texto os mais recentes resultados de nossas pesquisas relacionadas ao projeto das estruturas de concreto armado. Enfim, esta edição sofreu uma completa reestruturação, tanto em termos de conteúdo, quanto em termos de procedimentos de projeto.

Rio Grande, Setembro de 2010.

José Milton

PLANO DA OBRA

Volume 1: Propriedades dos materiais para concreto armado. 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 cogumelo. 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	6
1.4 - Critério de projeto da NBR-6118.....	14
1.5 - Exemplo de dimensionamento	18
1.6 - A rigidez à torção.....	24
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	47
2.6 - Flexo-tração com armaduras simétricas	51
2.7 - Tabelas para o dimensionamento de seções retangulares com armaduras simétricas	58
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- Outros tipos de escadas	94

4. VIGAS-PAREDE E CONSOLOS	99
4.1 - Introdução	99
4.2 - Tensões em vigas-parede	100
4.3 - Critérios de dimensionamento das vigas-parede de concreto armado	101
4.4 - Exemplo de cálculo de viga-parede	110
4.5 - Consolos curtos.....	114
5. RESERVATÓRIOS DE EDIFÍCIOS.....	127
5.1 - Introdução	127
5.2 - Cargas nos reservatórios	129
5.3 - Considerações para o cálculo como placas	131
5.4 - Verificação da abertura das fissuras.....	137
5.5 - Exemplo de cálculo.....	140
5.6 - Cálculo de reservatórios através do método dos elementos finitos	155
5.7 - Cálculo de reservatórios pelo método das forças	160
5.8 - Comparações entre os três métodos de cálculo	164
5.9 - Cálculo simplificado como quadros.....	171
6. LAJES NERVURADAS	177
6.1 - Introdução	177
6.2 - Prescrições da NBR-6118	179
6.3 - Cálculo dos esforços em lajes nervuradas.....	180
6.4 - Exemplo de cálculo.....	184
7. LAJES COGUMELO.....	199
7.1 - Introdução	199
7.2 - Cálculo dos esforços pelo método dos pórticos virtuais	201
7.3 - Exemplo de cálculo pelo método dos pórticos virtuais	209
7.4 - Lajes lisas com vigas de borda	217
7.5 - Punção em lajes.....	225
7.6 - Detalhamento da armadura de flexão	238

8. FUNDAÇÕES.....	241
8.1 - Introdução.....	241
8.2 - Tipos usuais de estruturas de fundação.....	242
8.3 - Distribuição das pressões de contato.....	245
8.4 - Sapatas rígidas sob paredes.....	250
8.5 - Sapatas rígidas isoladas.....	262
8.6 - Sapatas contínuas sob pilares.....	271
8.7 - Vigas de equilíbrio.....	277
8.8 - Blocos rígidos sobre estacas.....	281
8.9 - Sapatas e blocos flexíveis.....	293
8.10- Vigas e placas sobre base elástica.....	297
9. PROJETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	301
9.1 – Introdução.....	301
9.2 – Combinação das ações em situação de incêndio.....	302
9.3 – Distribuição de temperatura na estrutura.....	305
9.4 – Efeito da temperatura nas propriedades mecânicas dos materiais.....	307
9.5 – Projeto de lajes e paredes.....	310
9.6 – Determinação do momento de ruína em situação de incêndio.....	312
9.7 – Método tabular da NBR-15200.....	315
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	321

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.

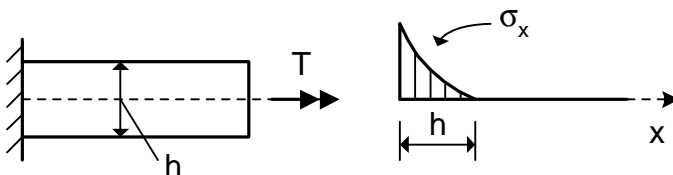


Fig. 1.1.1 - Dissipação das tensões normais nas proximidades de um engaste

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

modo, todas as expressões apresentadas a seguir são particularizadas para bielas com inclinação $\theta = 45^\circ$.

Ensaio realizados em laboratório mostraram que, após o surgimento das fissuras de torção, somente uma pequena casca de concreto, junto à face externa da seção transversal da barra, colabora na resistência à torção. Esses resultados mostraram que a resistência à torção de uma seção cheia é equivalente à resistência de uma seção vazada com as mesmas armaduras. Conclusões análogas foram obtidas comparando-se a rigidez à torção das duas seções. Concluiu-se, portanto, que o núcleo da seção é pouco solicitado e pode ser desconsiderado no dimensionamento. Dessa forma, o dimensionamento à torção de uma seção cheia é feito para uma seção vazada equivalente.

No caso de seções poligonais convexas, a seção vazada equivalente apresenta o mesmo contorno externo da seção cheia original e possui uma espessura de parede t , dada por

$$t = \frac{A}{\mu} \geq 2C_1 \quad (1.2.1)$$

onde A é a área da seção cheia, μ é o perímetro da seção cheia e C_1 é a distância entre o eixo da armadura longitudinal do canto e a face lateral da peça, como indicado na fig. 1.2.1.

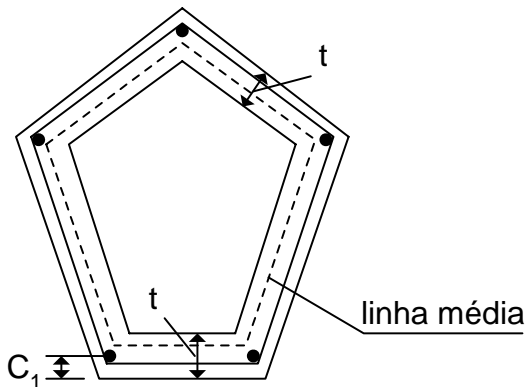


Fig. 1.2.1 – Seção vazada equivalente para seções poligonais convexas cheias

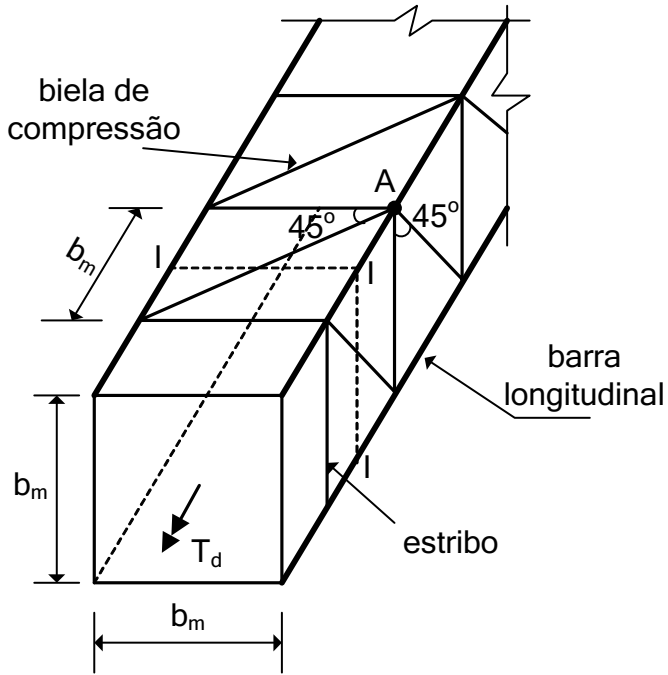


Fig. 1.3.1 - Treliça espacial de Mörsch

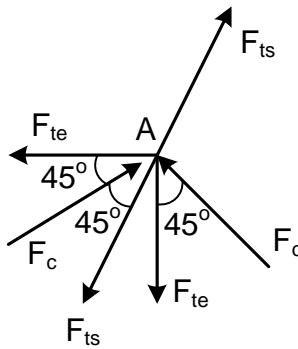


Fig. 1.3.2 - Forças em um nó da treliça

1.5 - Exemplo de dimensionamento

Dimensionar a viga indicada na fig. 1.5.1.

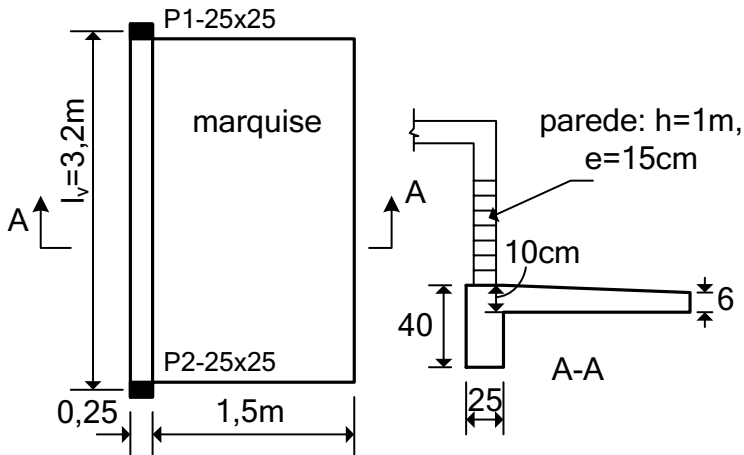


Fig. 1.5.1 - Viga suportando uma marquise

Empregando um concreto com $f_{ck} = 20$ MPa, resulta

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = 14 \text{ MPa}$$

$$\alpha_v = 1 - f_{ck}/250 = 1 - 20/250 = 0,92$$

$$\tau_{wu} = 0,27\alpha_v f_{cd} \Rightarrow \tau_{wu} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{tu} = 0,25\alpha_v f_{cd} \Rightarrow \tau_{tu} = 3,2 \text{ MPa}$$

A) Cálculo da marquise

As cargas de serviço atuantes na marquise são as seguintes:

$\varepsilon_{cs} = 50 \times 10^{-5}$ (deformação de retração); $r_{cs2} = 0,98$ (coeficiente obtido da tabela 6.6.4 do Volume 2).

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

$$W = \bar{W} + r_{cs2} \varepsilon_{cs} \frac{l^2}{\alpha d} f_r \Rightarrow W = 3,60 \text{ cm}$$

Se for acrescentada a flecha $W_t = 0,13$ cm, decorrente da torção da viga, resulta a flecha final $W_\infty = 3,73$ cm.

A flecha admissível é $W_{adm} = l_m/125 = 1,30$ cm. Logo, será necessário dar uma contraflecha na marquise. A contraflecha pode ser de $3,73 - 1,30 = 2,43$ cm (ou seja, aproximadamente igual a 2,5 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.

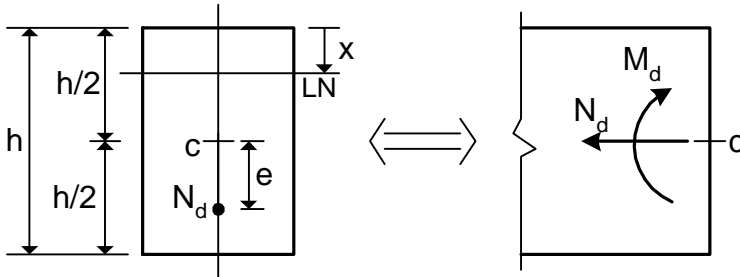


Fig. 2.1.1 - Seção retangular sob flexo-tração normal

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.

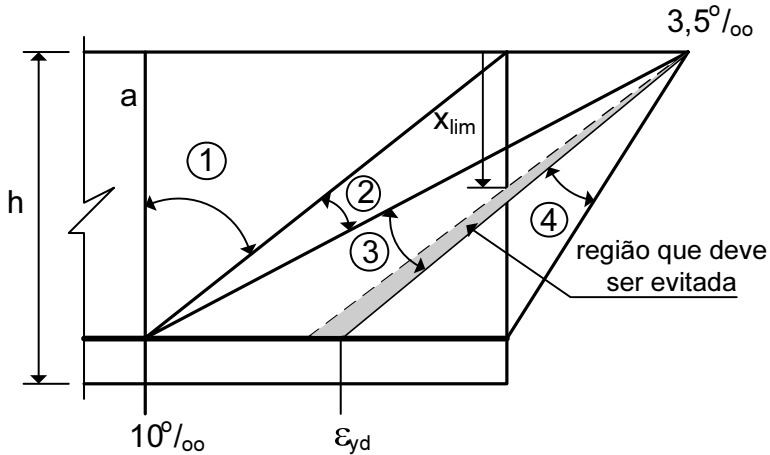


Fig. 2.1.2 - Domínios de dimensionamento da flexo-tração

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^(3,4).

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^(3,4).

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

Com essas definições, as equações (2.2.6) e (2.2.9) fornecem as taxas de armadura

$$\omega' = \frac{0,5(1-\delta)\nu - \mu}{(1-\delta)} \quad (2.2.13)$$

$$\omega = \frac{0,5(1-\delta)\nu + \mu}{(1-\delta)} \quad (2.2.14)$$

Da equação (2.2.7), obtém-se

$$\mu \leq 0,5(1-\delta)\nu \quad (2.2.15)$$

Se o momento reduzido for superior a esse limite, o problema deve ser resolvido conforme é indicado na seção seguinte.

2.3 - Flexo-tração nos domínios 2, 3 e 4 com armaduras assimétricas

Para resolver o problema do dimensionamento à flexo-tração nos domínios 2, 3 e 4, é conveniente transferir a força normal de tração, N_d , para o centroide da armadura tracionada A_s , conforme está indicado na fig. 2.3.1.

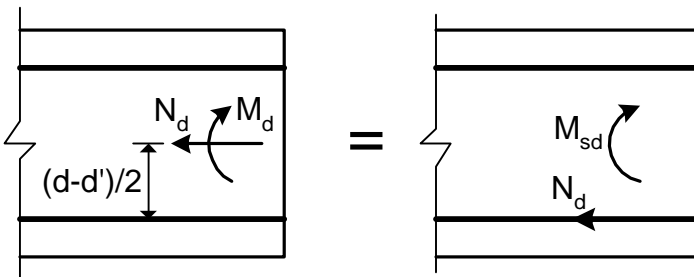


Fig. 2.3.1 - Transferência do esforço normal para o centroide da armadura tracionada

Tabela 2.7.4 - Flexo-tração com armaduras simétricas - $\delta = 0,20$

Valores de ω

$\mu \downarrow$							
$\nu \downarrow$	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
0,00	0,00	0,05	0,10	0,16	0,23	0,29	0,35
0,10	0,05	0,10	0,16	0,21	0,28	0,34	0,40
0,20	0,10	0,15	0,21	0,27	0,33	0,39	0,45
0,30	0,15	0,20	0,26	0,32	0,38	0,44	0,50
0,40	0,20	0,25	0,31	0,37	0,43	0,49	0,55
0,50	0,25	0,30	0,36	0,42	0,48	0,54	0,60
0,60	0,30	0,36	0,41	0,47	0,53	0,59	0,65
0,70	0,35	0,41	0,46	0,52	0,58	0,64	0,70
0,80	0,40	0,46	0,51	0,57	0,63	0,69	0,75
0,90	0,45	0,51	0,56	0,62	0,68	0,74	0,80
1,00	0,50	0,56	0,61	0,67	0,73	0,79	0,85

Valores de ω

$\mu \downarrow$							
$\nu \downarrow$	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65
0,00	0,41	0,48	0,54	0,60	0,66	0,73	0,79
0,10	0,46	0,53	0,59	0,65	0,71	0,78	0,84
0,20	0,51	0,58	0,64	0,70	0,76	0,83	0,89
0,30	0,56	0,63	0,69	0,75	0,81	0,88	0,94
0,40	0,61	0,68	0,74	0,80	0,86	0,93	0,99
0,50	0,66	0,73	0,79	0,85	0,91	0,98	1,04
0,60	0,71	0,78	0,84	0,90	0,96	1,03	1,09
0,70	0,76	0,83	0,89	0,95	1,01	1,08	1,14
0,80	0,81	0,88	0,94	1,00	1,06	1,13	1,19
0,90	0,87	0,93	0,99	1,05	1,11	1,18	1,24
1,00	0,92	0,98	1,04	1,10	1,16	1,23	1,29

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.

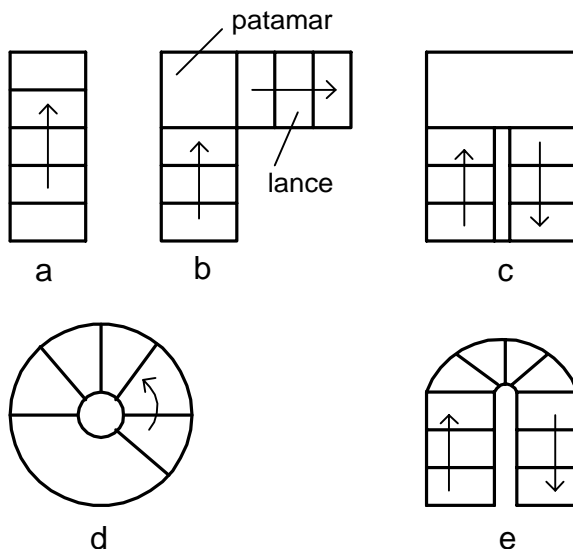


Fig. 3.1.1 - Algumas formas usuais das escadas dos edifícios

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

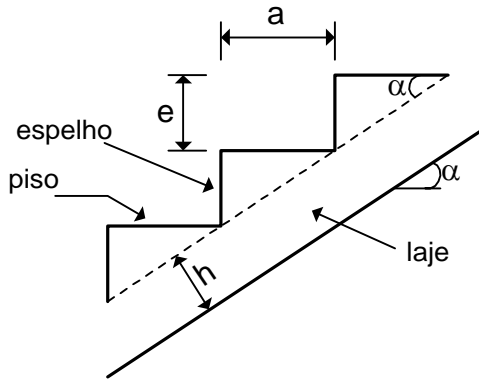


Fig. 3.1.3 - Dimensões dos degraus da escada

A altura e dos degraus deve se situar entre 16 e 19 cm e a largura a deve ficar compreendida entre 26 e 32 cm.

Por exemplo, especificando-se $e = 17,5$ cm, a equação (3.1.1) fornece a largura $a = 29$ cm. Conhecendo-se a altura H a ser vencida pela escada, o número n de degraus é dado por $n = H/e$. Se não resultar um número inteiro, adota-se um valor inteiro n' imediatamente superior ou inferior ao número calculado. Com o número de degraus n' , obtém-se o valor correto da altura $e = H/n'$, ficando definida a geometria dos degraus.

O ângulo α de inclinação da escada pode ser obtido em função das dimensões dos degraus, resultando

$$\cos \alpha = \frac{a}{\sqrt{a^2 + e^2}} \quad (3.1.2)$$

como se observa pela fig. 3.1.3.

Usualmente, a espessura h da laje sob os degraus varia entre 6 cm e 12 cm, dependendo dos vãos e das cargas, bem como das condições de apoio da escada.

A seguir, apresentam-se as considerações para o projeto dos tipos mais comuns de escadas dos edifícios.

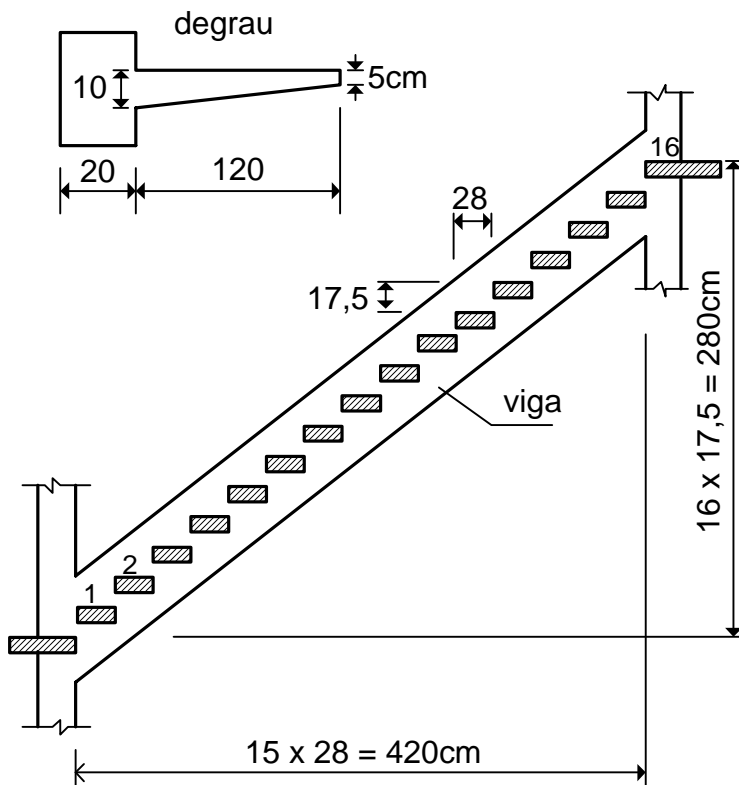


Fig. 3.7.1 - Exemplo de escada com degraus isolados

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

intermediária não for projetada, a escada será autoportante, devendo ser calculada como uma estrutura espacial hiperestática.

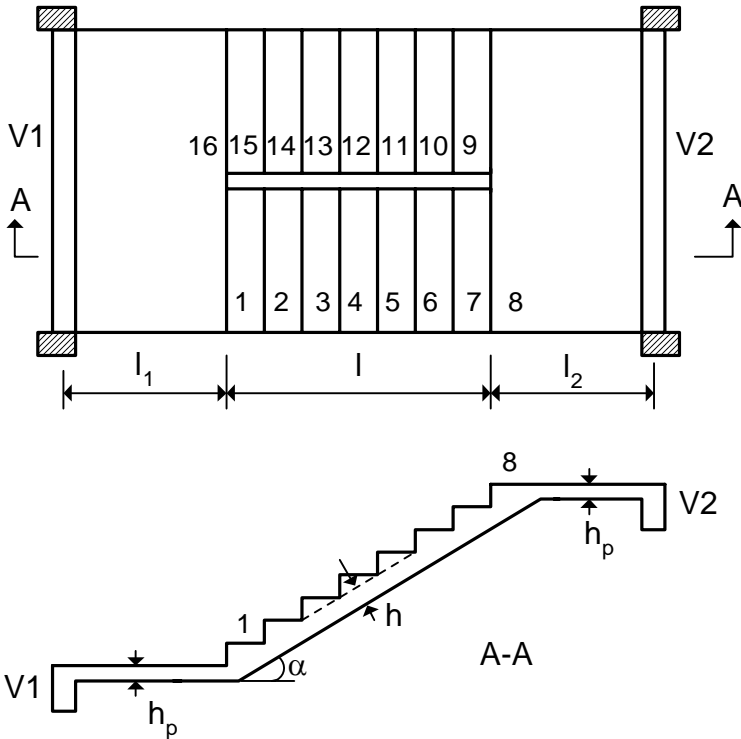


Fig. 3.8.1 - Escada de dois lances com patamar intermediário

Se o vão for grande, pode ser conveniente projetar uma viga no início do trecho inclinado. Neste caso, a laje de piso, com vão l_1 , será calculada separadamente da escada. Da mesma forma, pode-se, também, projetar outra viga no patamar intermediário, isolando-o dos lances da escada. Neste caso, o cálculo da escada é idêntico ao apresentado na seção 3.5.

Na fig. 3.8.2, indicam-se o modelo de cálculo e o diagrama de momentos fletores na escada. A carga p_1 (kN/m^2) inclui o peso próprio das lajes, o revestimento e a carga acidental. Na carga p_2 (kN/m^2), também é levado em conta o peso dos degraus e as cargas de parapeito.

Na fig. 3.11.4, representa-se a projeção da viga helicoidal no plano horizontal. A viga é engastada nas extremidades e está submetida a uma carga vertical p , uniformemente distribuída ao longo do seu comprimento. O ângulo total da abertura é igual a 2β e R representa o raio.

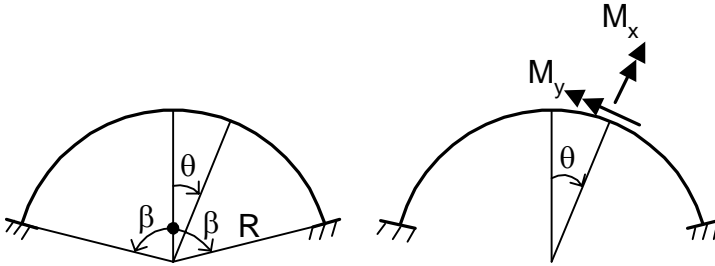


Fig. 3.11.4 - Projeção da viga no plano horizontal

Os momentos em uma seção genérica, definida pelo ângulo θ , são dados por

$$M_x = pR^2(A \cos \theta - 1) \quad (3.11.1)$$

$$M_y = pR^2(A \sin \theta - \theta) \quad (3.11.2)$$

onde

$$A = \frac{2[(1+K) \sin \beta - \beta K \cos \beta]}{\beta(1+K) + (1-K) \sin \beta \cos \beta} \quad (3.11.3)$$

A constante K é dada por

$$K = \frac{EI}{GJ} \quad (3.11.4)$$

onde EI é a rigidez à flexão e GJ é a rigidez à torção das seções transversais da viga.

A inclinação da escada é dada 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⁽¹²⁾:

- 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

último caso, as barras dobradas devem ter uma inclinação entre 50° e 60° em relação à horizontal e devem absorver no máximo 60% da carga concentrada. A área das barras dobradas é calculada com a expressão

$$A_s = \frac{\bar{F}_d}{2 \operatorname{sen} \alpha f_{yd}} \quad (4.3.8)$$

onde $\bar{F}_d \leq 0,6F_d$ é a parcela da força a ser levantada pelas barras dobradas e α é o ângulo de inclinação dessas barras.

A solução com estribos e barras dobradas é indicada na fig. 4.3.3.

Estribos para o mínimo de $0,4F_d$

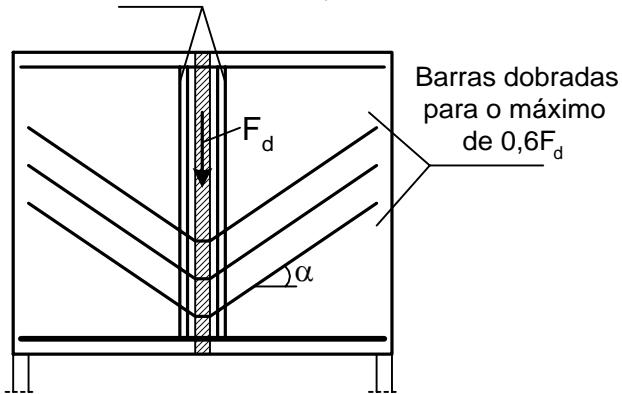


Fig. 4.3.3 - Armadura de suspensão para cargas indiretas concentradas

A região restante da parede deve ter uma armadura de pele em malha, em ambas as faces, com espaçamentos não maiores que duas vezes a espessura da parede nem que 30 cm. A taxa geométrica dessa armadura deve ser no mínimo igual a 0,10% em cada face, nas duas direções⁽¹⁴⁾.

C) Verificação das tensões de compressão nos apoios

Conforme já foi salientado, o cálculo das vigas-parede de concreto armado também pode ser feito com o emprego de modelos do tipo biela-tirante. Na fig. 4.3.4, indica-se o modelo de cálculo para

4.4 - Exemplo de cálculo de viga-parede

Dimensionar a viga-parede indicada na fig. 4.4.1. Nessa mesma figura, encontram-se indicadas as cargas de serviço atuantes na viga.

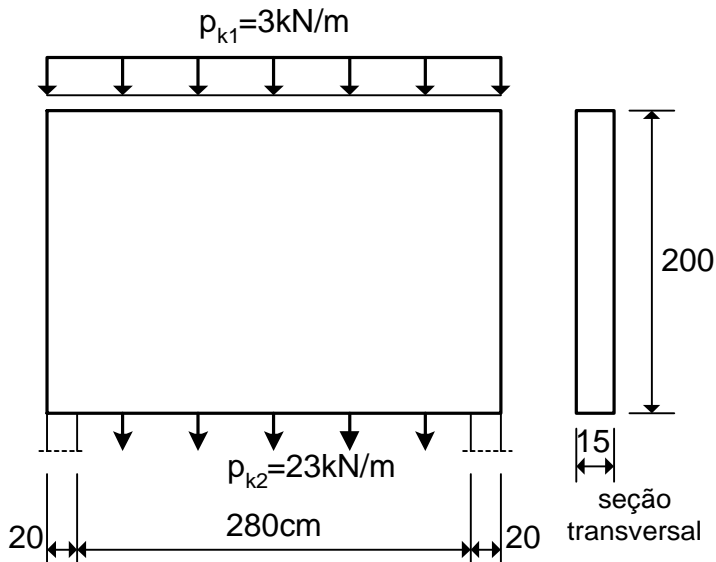


Fig. 4.4.1 - Geometria e carregamento da viga

Solução:

A) Cargas e esforços solicitantes

O peso próprio da viga é dado por

$$p_{k3} = 25 \times 0,15 \times 2 = 7,5 \text{ kN/m}$$

e a carga total de serviço é

$$p_k = p_{k1} + p_{k2} + p_{k3} \cong 34 \text{ kN/m}$$

Na fig. 4.4.2, indica-se o modelo de cálculo da viga.

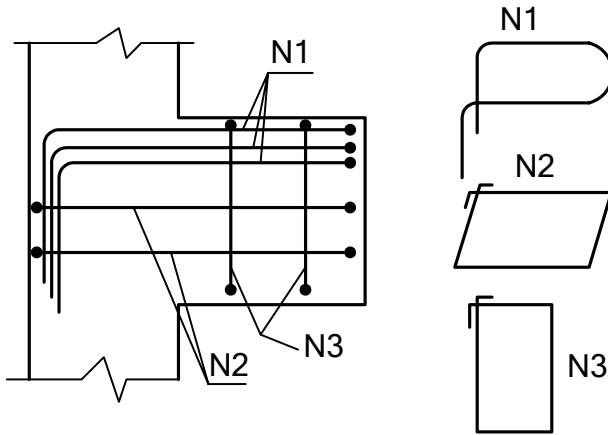


Fig. 4.5.3 - Detalhamento da armadura

Quando o consolo é carregado indiretamente, a carga deve ser levantada através da armadura de suspensão formada por estribos verticais. Esses estribos devem ser distribuídos apenas na zona de cruzamento do consolo com a viga que transmite a carga. Se a carga aplicada é grande, pode ser conveniente o emprego de barras inclinadas.

Na fig. 4.5.4, indica-se um consolo servindo de apoio para uma viga (carga indireta) e os modelos de cálculo da armadura do tirante e da armadura inclinada.

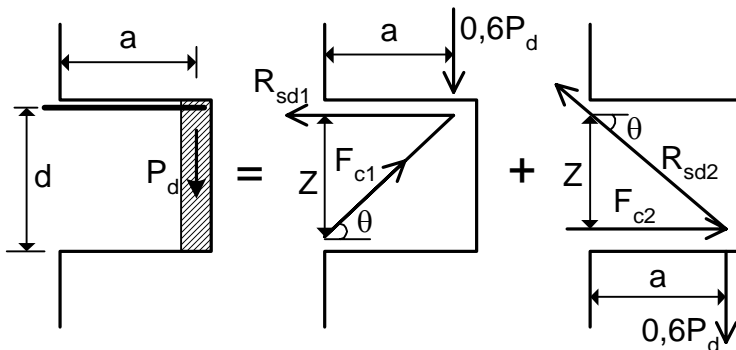


Fig. 4.5.4 - Modelos para consolos com carregamento indireto

Conforme se observa na figura, pode-se considerar que 60% da reação da viga sejam levantados para a parte superior do consolo

Da tabela A3.2, verifica-se que podem ser empregados 3 estribos de 5 mm. A área dos 6 ramos desses estribos é $1,18 \text{ cm}^2$.

Na fig. 4.5.9 apresenta-se o desenho de armação do consolo.

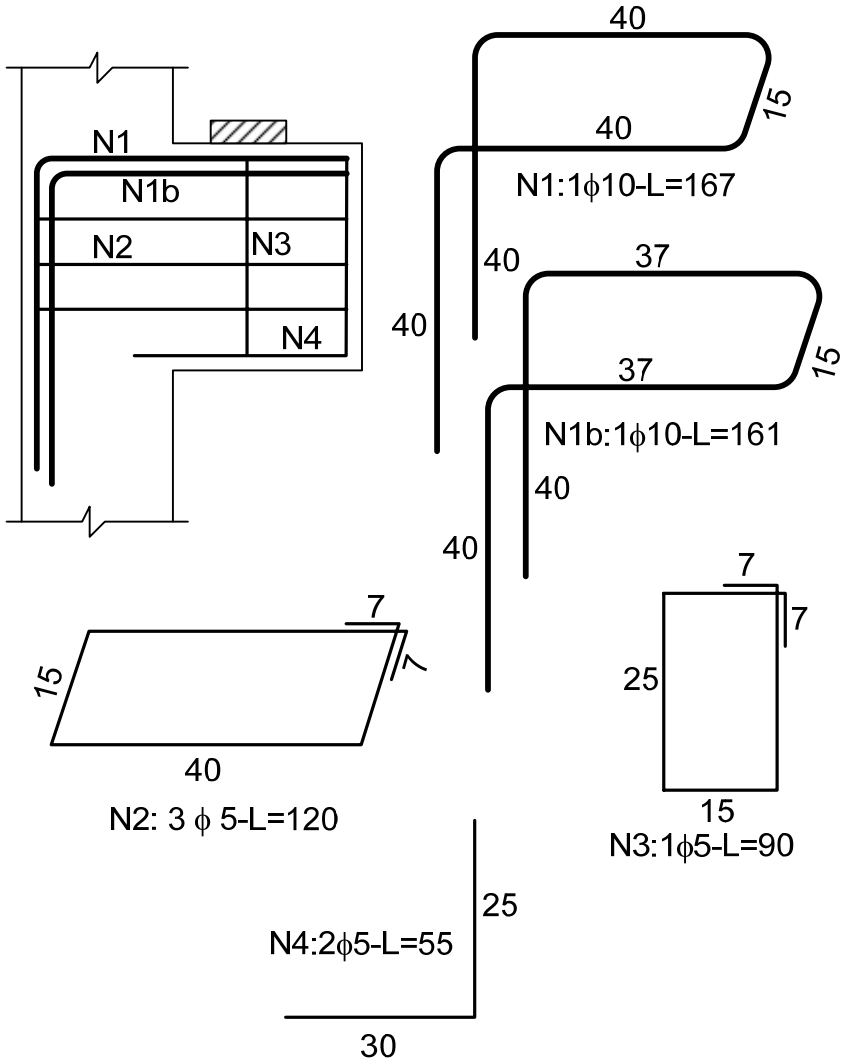


Fig. 4.5.9 – Armação do consolo

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⁽¹⁶⁾ exige um afastamento mínimo de 60 cm 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 [7,9].

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⁽¹⁷⁾.

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.

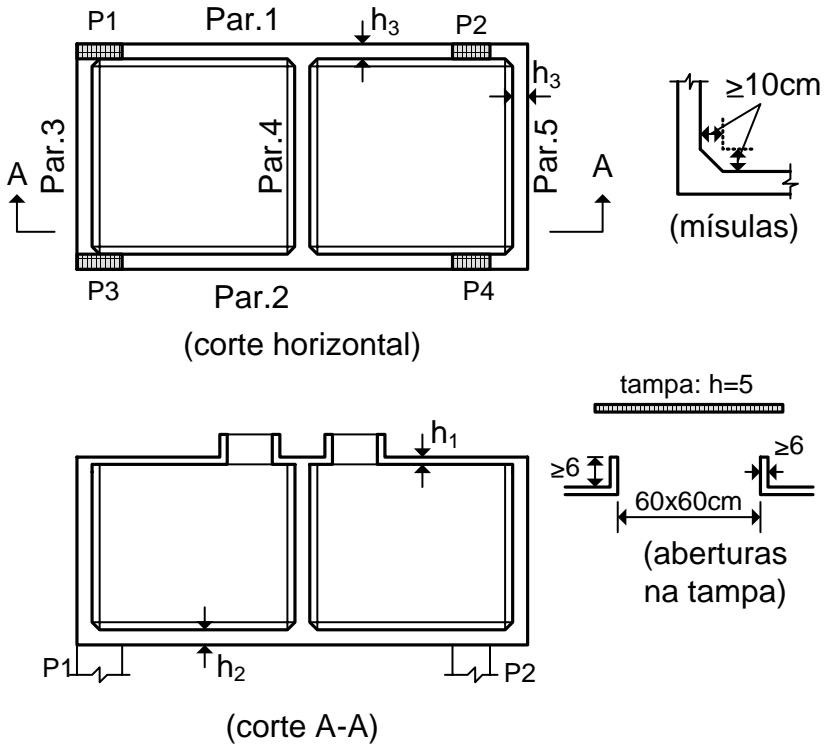


Fig. 5.1.1 - Detalhes típicos dos reservatórios

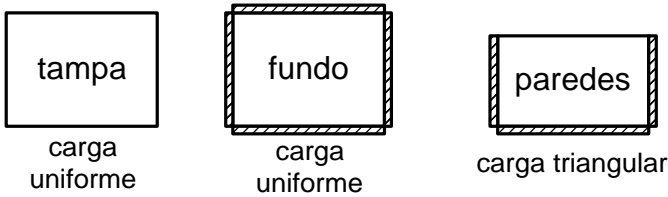


Fig. 5.3.2 - Condições de contorno das lajes

Uma vez que as placas são calculadas isoladamente, resultam dois valores distintos para os momentos negativos em uma aresta engastada. O valor correto do momento negativo pode ser obtido em função da rigidez das placas^(18,19), porém ele é razoavelmente próximo do valor médio encontrado para as placas isoladas.

Na fig. 5.3.3, são indicados os momentos fletores positivos e negativos obtidos considerando-se as lajes isoladas, para um reservatório de uma célula.

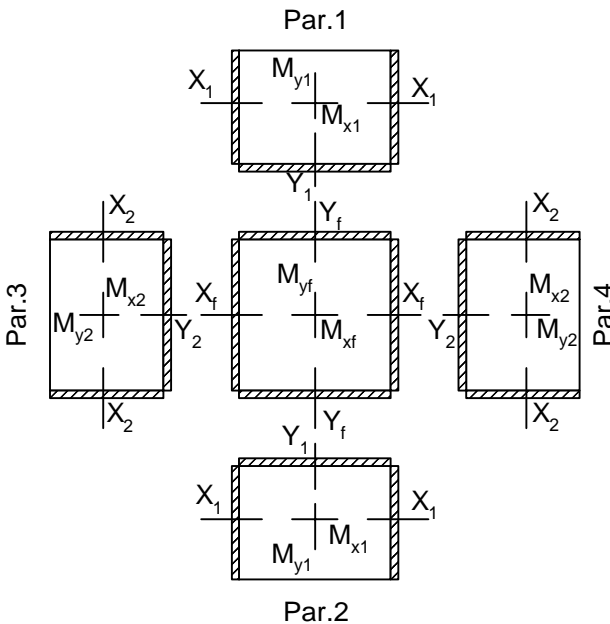


Fig. 5.3.3 - Momentos fletores resultantes do cálculo das lajes isoladas

Tabela 5.5.1 - Armaduras

Local	M_k (kNm/m)	N_k (kN/m)	A_s (cm ² /m)	Armadura
Tampa	2,7	6,6	1,5	ϕ 5c.13
$A_{s\min} = 1,5\text{cm}^2/\text{m}$	1,3	3,7	1,5	ϕ 5c.13
Fundo	11,2	13,0	3,4	ϕ 6,3c.9
$A_{s\min} = 2,3\text{cm}^2/\text{m}$	4,6	8,8	2,3	ϕ 6,3c.13
Paredes 1 e 2	1,9	10,4	2,3	ϕ 6,3c.13
$A_{s\min} = 2,3\text{cm}^2/\text{m}$	2,0	19,7	2,3	ϕ 6,3c.13
Paredes 3 e 4	1,4	9,8	2,3	ϕ 6,3c.13
$A_{s\min} = 2,3\text{cm}^2/\text{m}$	3,9	28,5	2,3	ϕ 6,3c.13
Ligação parede- parede	5,0		2,3	ϕ 6,3c.13
Ligação fundo- paredes 1 e 2	9,3		2,6	ϕ 6,3 c.12
Ligação fundo- paredes 3 e 4	13,5		3,8	ϕ 6,3 c.8

A.9) Verificação da abertura das fissuras

Na tabela 5.5.2, indicam-se os valores limites para a abertura das fissuras, w_{lim} , nos diversos pontos do reservatório.

Tabela 5.5.2 - Aberturas limites das fissuras

Local	w_{lim} (mm)
tampa	0,2
paredes	0,2
fundo	0,2
ligações	0,1

Na tabela 5.5.3, são indicados os valores obtidos para a abertura w_k das fissuras, admitindo-se as armaduras da tabela 5.5.1.

Detalhe da abertura

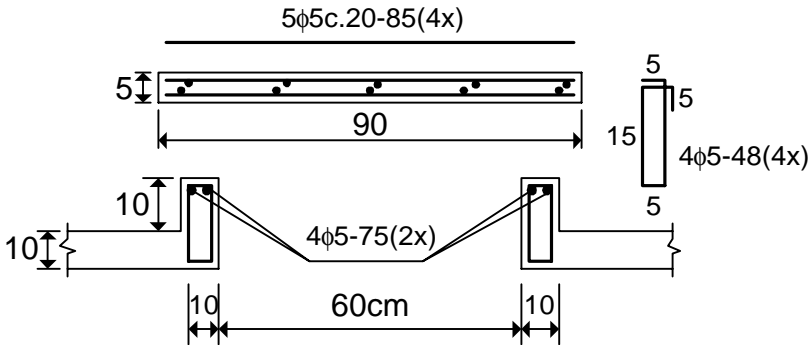


Fig. 5.5.12 - Detalhe da abertura de inspeção

5.6 – Cálculo de reservatórios através do método dos elementos finitos

No método de cálculo apresentado anteriormente, os esforços na estrutura tridimensional são calculados separando-se as diversas lajes que compõem o reservatório. As condições de contorno de cada laje são definidas com base nas rotações das arestas do reservatório. Desse modo, basta calcular as lajes isoladas com as condições de contorno indicadas na fig. 5.3.2.

Após o cálculo dos esforços nas lajes isoladas, adota-se o momento negativo médio em cada aresta, fazendo-se a correção dos momentos positivos na laje de fundo com o emprego da tabela 5.3.1.

Evidentemente, esse é um processo simplificado de cálculo que deve fornecer apenas valores aproximados dos esforços solicitantes. Entretanto, como é mostrado a seguir, apesar de todas as simplificações introduzidas, esse procedimento fornece excelentes resultados.

Soluções numéricas muito precisas podem ser obtidas com o Método dos Elementos Finitos (MEF), empregando-se elementos de casca. Alternativamente, pode-se empregar o elemento isoparamétrico quadrático de oito nós, baseado na teoria de placas de Mindlin, como descrito no capítulo 3 do Volume 2. Neste caso,

um eixo perpendicular ao lado. No eixo de simetria $y=0$, as condições de contorno são $v=0$ e $\theta_x=0$. No eixo de simetria $x=c+a/2$, as condições de contorno são $u=0$ e $\theta_y=0$, como indicado na fig. 5.6.2.

Na aresta comum às paredes Par1 e Par3 tem-se $w=0$ e $\theta_x=0$, para a parede Par1 (lado com $x=c$ e $y \geq b/2$), e $w=0$ e $\theta_y=0$, para a parede Par3 (lado com $x \leq c$ e $y = b/2$). Além disso, é necessário estabelecer a continuidade das rotações nessa aresta comum, como é indicado na fig. 5.6.3.

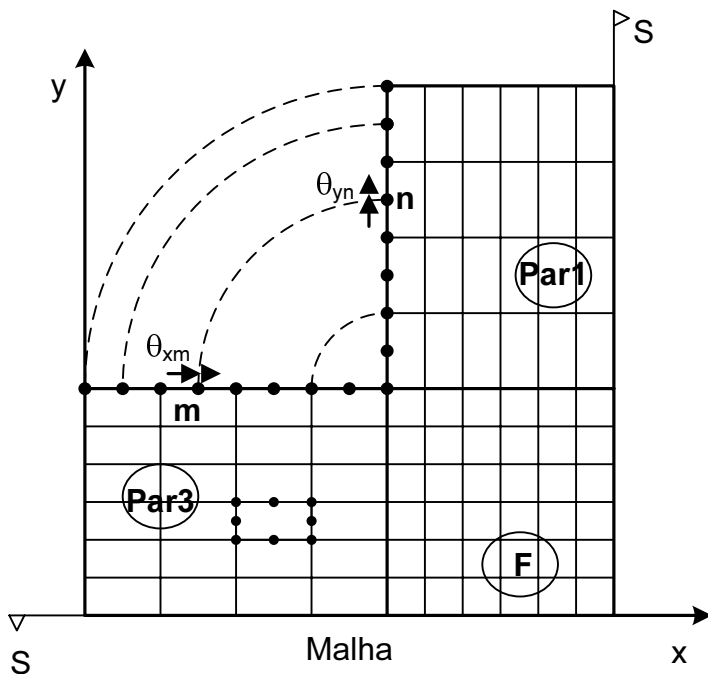


Fig. 5.6.3 – Continuidade da rotação na aresta comum

Para manter a continuidade, a rotação θ_{xm} do nó m deve ser igual à rotação θ_{yn} do nó n. O mesmo deve ser feito para todos os nós que se correspondem nessa aresta comum. Essa condição de contorno pode ser introduzida através da denominada função de penalidade⁽²⁰⁾.

unitários $X_p = 1$ nas duas bordas de comprimento c e A_2 é a rotação devida ao momento unitário $Y_f = 1$.

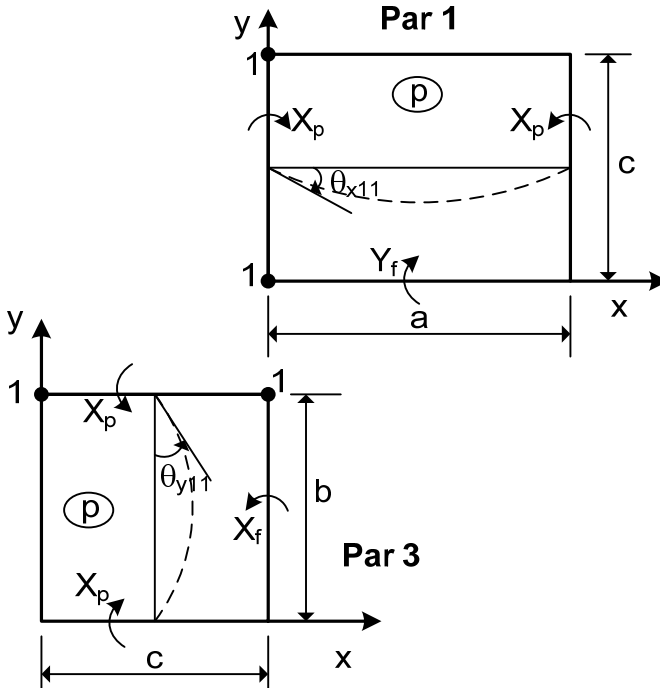


Fig. 5.7.2 – Rotações na aresta 1-1

A rotação θ_{y11} no centro da aresta 1-1 da parede 3, é dada por

$$\theta_{y11} = \theta_y(p) + B_1 X_p + B_2 X_f \quad (5.7.2)$$

onde $\theta_y(p)$ é a rotação devida à carga uniformemente distribuída $p = p_3/2$, B_1 é a rotação devida à aplicação dos momentos unitários $X_p = 1$ nas duas bordas de comprimento c e B_2 é a rotação devida ao momento unitário $X_f = 1$.

momentos fletores M_x e M_y no centro das placas são obtidos a partir das segundas derivadas de $w(x, y)$, com as relações apresentadas no capítulo 2 do Volume 2.

Observa-se que, no método das forças, os momentos negativos de ligação entre as lajes são aqueles que garantem a continuidade das rotações nas arestas comuns. No processo simplificado, esses momentos são considerados iguais à média dos momentos de engastamento perfeito das duas lajes vizinhas, não sendo garantida a continuidade das rotações.

Por outro lado, no método das forças, os momentos positivos no centro de todas as lajes são calculados corretamente, após a solução do problema hiperestático. No processo simplificado, só é feita a correção dos momentos positivos na laje de fundo.

As únicas simplificações atribuídas ao método das forças são a consideração de variação senoidal dos momentos de ligação ao longo das arestas comuns e a garantia de continuidade das rotações apenas no centro dessas arestas. Entretanto, como será mostrado a seguir, essas hipóteses simplificadoras são perfeitamente compatíveis com a solução obtida através do MEF.

5.8 – Comparações entre os três métodos de cálculo

A) Reservatório da seção 5.5

Na fig. 5.8.1 indicam-se os momentos fletores obtidos para o reservatório do exemplo de cálculo apresentado na seção 5.5. Nessa figura, é feita a comparação entre os resultados obtidos com o MEF e os resultados do cálculo simplificado. Os valores entre parêntesis foram obtidos através do processo simplificado.

Conforme se observa, os resultados obtidos com o processo simplificado concordam razoavelmente bem com o MEF. Em geral, o método simplificado fica a favor da segurança. As eventuais discrepâncias nos resultados são cobertas pela armadura mínima.

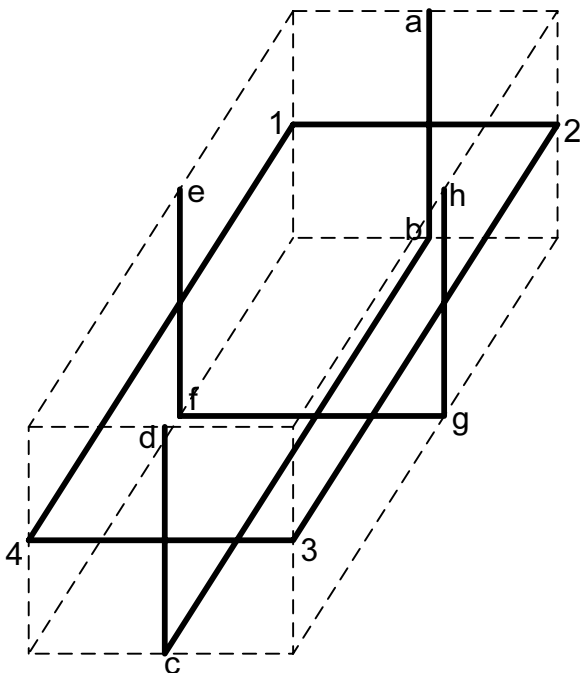


Fig. 5.9.1 – Quadros para cálculo dos momentos fletores

Os quinhões de carga da teoria das grelhas podem ser obtidos com o emprego da tabela 3.1.2, apresentada no capítulo 3 do Volume 2. Deve-se observar que as paredes correspondem ao caso 5 e a laje de fundo ao caso 6 daquela tabela.

Uma vez determinados os quinhões de carga, basta resolver os quadros como pórticos planos. Devido à simplicidade dos quadros, é possível encontrar soluções analíticas para os momentos fletores, sem maior dificuldade.

Exemplo:

Para exemplificar o uso desse processo, considera-se o reservatório resolvido na seção 5.5. Os vãos de cálculo das lajes são dados nas figuras 5.5.3 a 5.5.5.

5.9.4, para comparação com os resultados obtidos através do método dos elementos finitos.

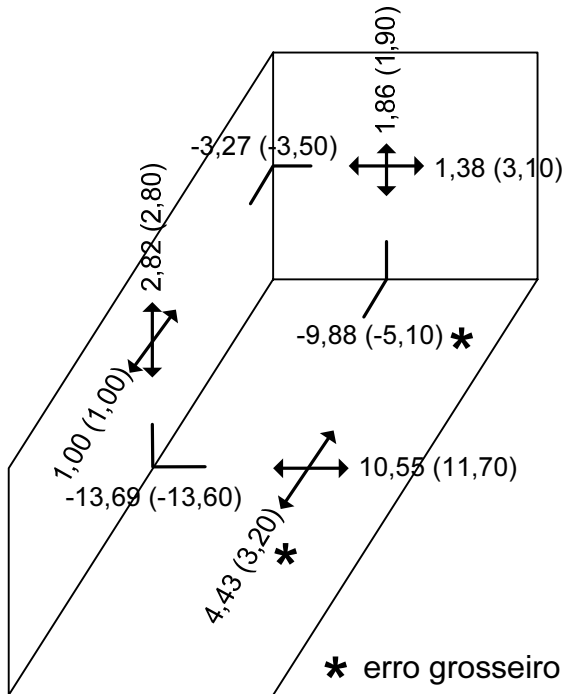


Fig. 5.9.4 – Momentos fletores obtidos com o processo dos quadros e com o método dos elementos finitos

Conforme se observa na fig. 5.9.4, os momentos calculados com o processo dos quadros são próximos dos momentos obtidos com o método dos elementos finitos. Entretanto, há dois pontos onde o erro é inaceitável, por ficar excessivamente contrário à segurança em regiões de momentos importantes.

O processo dos quadros é tão trabalhoso quanto o método simplificado apresentado anteriormente (cálculo como placas isoladas), além de levar a resultados não muito confiáveis. Por isso, não se recomenda o uso indiscriminado do processo dos quadros para cálculo dos esforços nos reservatórios.

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.

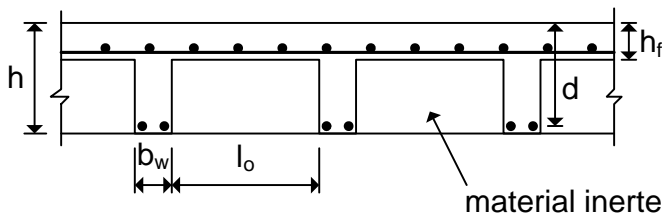


Fig. 6.1.1 - Laje nervurada com superfície plana

$$\xi = \frac{l_{ox} l_{oy}}{S_x S_y} \quad (6.3.3)$$

A rigidez equivalente pode ser escrita na forma usual

$$D_e = \frac{E_{cs} h_e^3}{12(1-\nu^2)} \quad (6.3.4)$$

onde h_e é a espessura da laje maciça equivalente à laje nervurada.

Considerando as equações (6.3.1), (6.3.2) e (6.3.4), resulta

$$h_e = \left[(1-\xi)h^3 + \xi h_f^3 \right]^{1/3} \quad (6.3.5)$$

Desse modo, os esforços e a flecha da laje nervurada podem ser calculados como se a mesma fosse uma laje maciça de espessura h_e . Para isto, utilizam-se as tabelas apresentadas no Apêndice 2 do Volume 2.

Empregando-se essas tabelas, obtêm-se os momentos fletores por unidade de comprimento. Para encontrar os momentos correspondentes a cada uma das nervuras, basta multiplicar os valores obtidos pelos espaçamentos S_x e S_y entre os eixos das nervuras. Conhecidos os momentos por nervura, calculam-se as armaduras longitudinais através do dimensionamento à flexão simples das seções T. Para isto, é preciso determinar a largura efetiva da mesa, b_f .

A largura efetiva da mesa da seção T, para uma direção genérica, é dada por

$$b_f = b_w + 2b_1 \quad (6.3.6)$$

onde

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,1a \\ 0,5l_o \end{cases} \quad (6.3.7)$$

sendo a dependente do vão, conforme o capítulo 4 do Volume 1.

Limitando $l_o \leq 100$ cm e considerando que $a > 5$ m em praticamente todos os casos para os quais se emprega a solução em laje nervurada, verifica-se que $b_1 = 0,5l_o$. Logo, pode-se garantir que toda a laje colabora como mesa de compressão das vigas T. Assim, nos casos correntes, tem-se $b_f = S$.

As reações de apoio da laje também podem ser obtidas com o emprego das tabelas do Volume 2. Uma vez que essas reações são dadas por unidade de comprimento, elas devem ser multiplicadas pelos espaçamentos S_x e S_y , para a obtenção das reações correspondentes a cada nervura. Com esses valores, verifica-se a resistência das nervuras ao esforço cortante.

6.4 - Exemplo de cálculo

Projetar a laje nervurada indicada na fig. 6.4.1, com os espaços entre as nervuras preenchidos com blocos de isopor. A laje é o piso de um conjunto de salas de escritórios e sobre a mesma há uma carga correspondente ao peso das paredes divisórias de $1,0$ kN/m². As vigas laterais de apoio têm 20 cm de largura. O concreto possui uma resistência $f_{ck} = 25$ MPa e o aço é o CA-50.

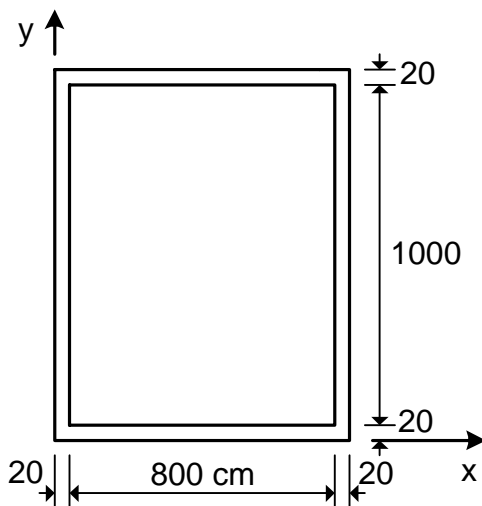


Fig. 6.4.1 - Dimensões da laje

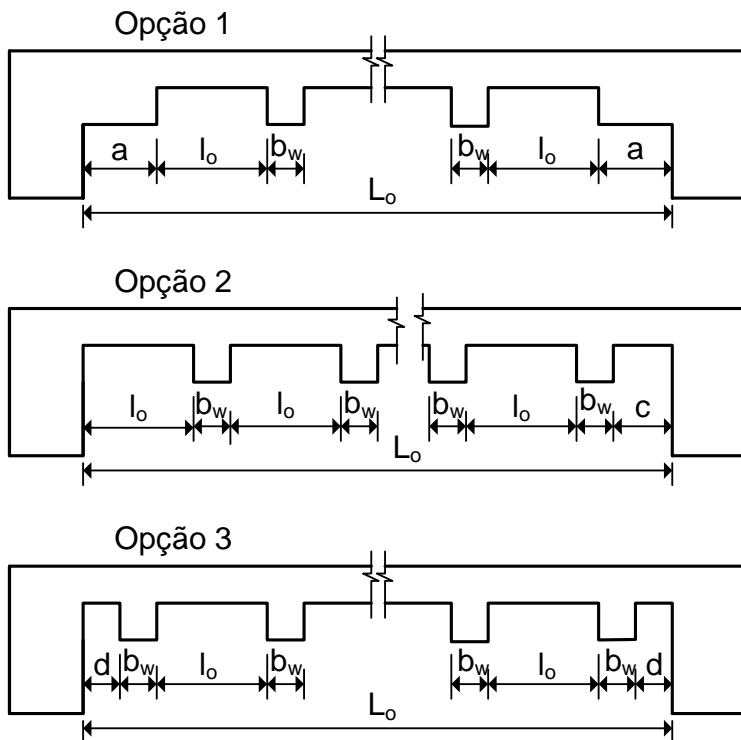


Fig. 6.4.5 – Alternativas para a disposição das nervuras

Opção 2: Neste caso, o espaço livre entre nervuras em uma das extremidades é $c < l_o$. Da fig. 6.4.5, pode-se escrever

$$L_o = n(b_w + l_o) + c \quad (4.4.4)$$

O número de nervuras é calculado com a equação (4.4.2). Se resultar um valor inteiro, significa que $c = l_o$. Em caso contrário, adota-se para n o primeiro número inteiro imediatamente superior e obtém-se c da equação (4.4.4).

Opção 3: Neste caso, o espaço livre entre nervuras nas duas extremidades é $d < l_o$. Da fig. 6.4.5, pode-se escrever

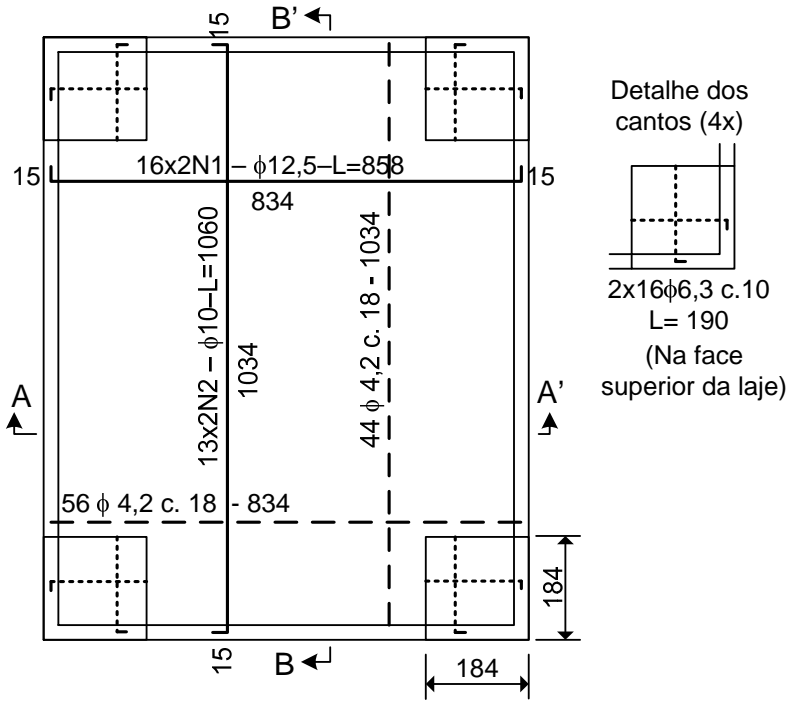


Fig. 6.4.6 – Desenho de armação da laje nervurada

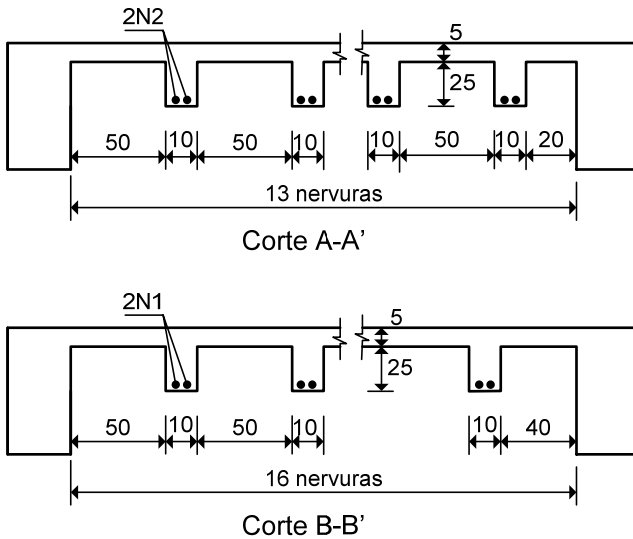


Fig. 6.4.7 – Cortes (sem escala)

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.

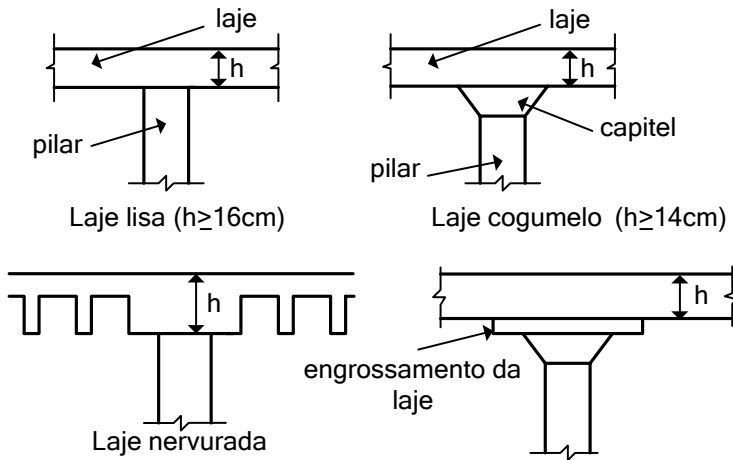


Fig. 7.1.1 - Lajes lisas e lajes cogumelo

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

em edifícios altos. Nesses casos, é necessário projetar elementos de contraventamento, como paredes estruturais ou pilares-parede nas caixas dos elevadores, para garantir a indeslocabilidade horizontal.

7.2 - Cálculo dos esforços pelo método dos pórticos virtuais

O cálculo dos esforços nas lajes cogumelo pode ser feito com o emprego de métodos numéricos, como o método dos elementos finitos. Tabelas para o cálculo dos esforços são disponíveis apenas em alguns casos muito particulares^(2,18). Entretanto, em algumas situações, pode-se efetuar um cálculo simplificado.

De acordo com a NBR-6118, quando os pilares estiverem dispostos em filas ortogonais, de maneira regular e com vãos pouco diferentes, os esforços podem ser calculados considerando-se pórticos múltiplos (de vários pisos) em cada direção. Para isto, admite-se que a laje esteja dividida em duas séries ortogonais de vigas, como indicado na fig. 7.2.1. Para cada pórtico assim formado, considera-se a carga total.

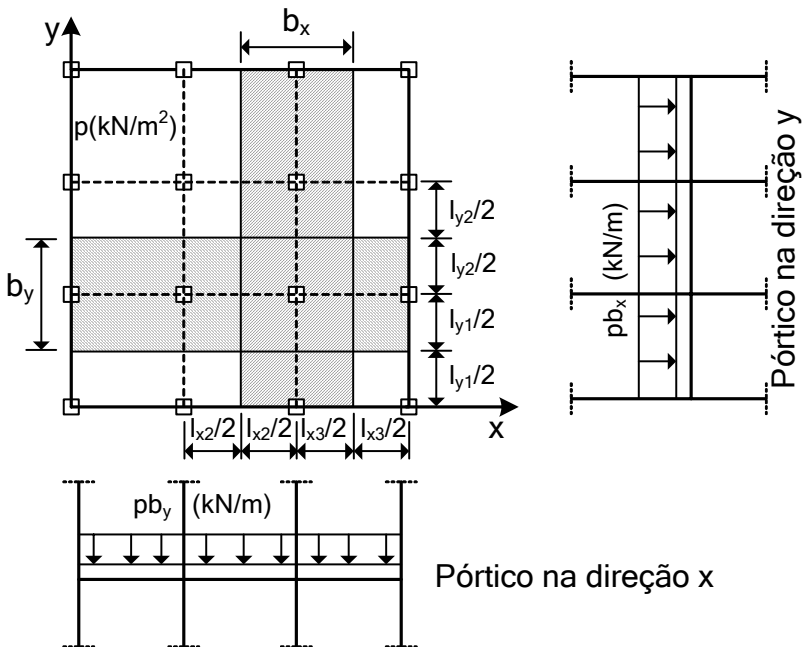


Fig. 7.2.1 - Definição dos pórticos múltiplos

se que, de acordo com esse procedimento, aceitam-se algumas plastificações localizadas na laje, especialmente nas regiões de momentos negativos.

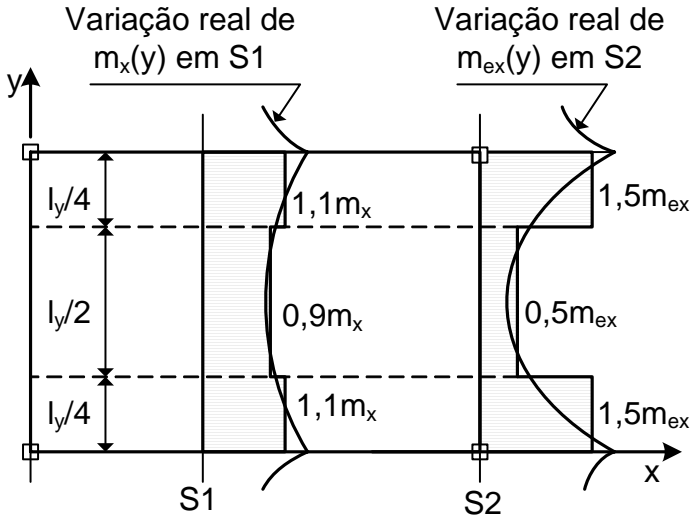


Fig. 7.2.5 – Variação dos momentos fletores m_x e m_{ex} na direção transversal y

Os momentos negativos obtidos com esse método são os valores que devem ser usados para o dimensionamento, não sendo permitido o arredondamento do diagrama de momentos fletores sobre os apoios.

Do exposto anteriormente conclui-se que, quando a laje não fizer parte do sistema de contraventamento, pode-se efetuar um cálculo simplificado como viga contínua de largura unitária para a determinação dos momentos fletores m_x e m_{ex} , os quais são distribuídos conforme a fig. 7.2.5. O mesmo procedimento é repetido para a direção y.

Na fig. 7.2.6, apresenta-se a distribuição dos momentos fletores m_x e m_{ex} para uma laje com seis painéis. Conforme se observa, a mesma distribuição é repetida para todos os painéis da direção y, independentemente dos vãos l_{y1} , l_{y2} e l_{y3} . Essa simplificação só é aceitável se o número de painéis é grande (no mínimo três painéis na direção transversal à direção considerada) e

se suas dimensões são aproximadamente iguais. Se essa condição não se verifica, o processo não deve ser utilizado. Para esses casos, é recomendável o emprego do método dos elementos finitos.

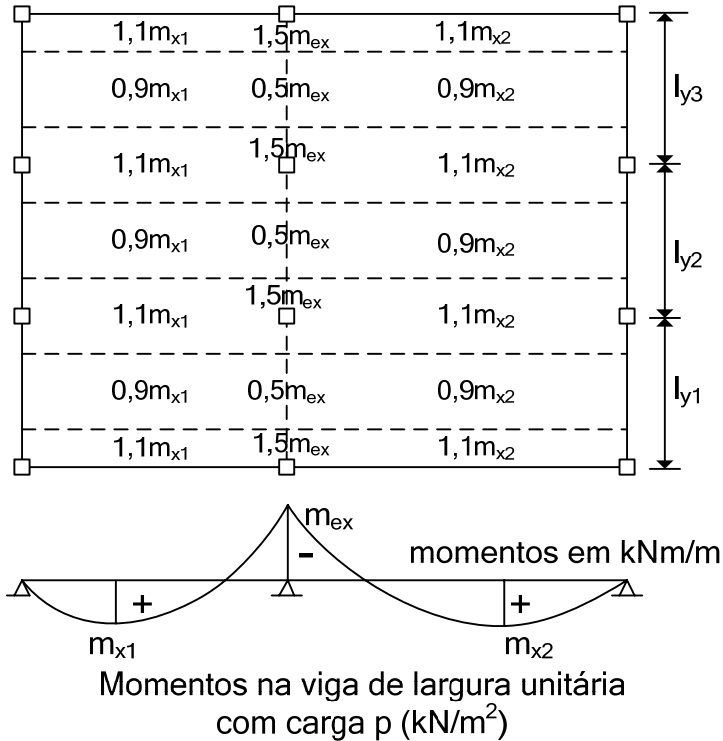


Fig. 7.2.6 – Distribuição dos momentos em uma laje de seis painéis

Na fig. 7.2.7, apresenta-se a distribuição dos momentos fletores m_x e m_{ex} para o caso em que a laje é simplesmente apoiada em todo o contorno. Esse apoio pode ser feito em paredes ou em vigas de borda de grande rigidez à flexão.

Para encontrar as forças normais nos pilares, pode-se adotar a média entre os valores obtidos considerando-se os dois pórticos aos quais pertence o pilar em estudo (um pórtico em cada direção). Essa força será utilizada para verificar a resistência da laje à punção. Calculando as vigas com largura unitária segundo as direções x e y , obtêm-se as reações R_x e R_y em um determinado pilar, respectivamente. A força transmitida ao pilar é estimada como

Entretanto, como se trata de um processo simplificado, pode-se fazer um cálculo único, distribuindo a rigidez dos pilares segundo a direção transversal y e fazendo um cálculo para uma viga de largura igual a 1 m. Para esse cálculo, admite-se que os pilares possuem seção quadrada com 40 cm de lado.

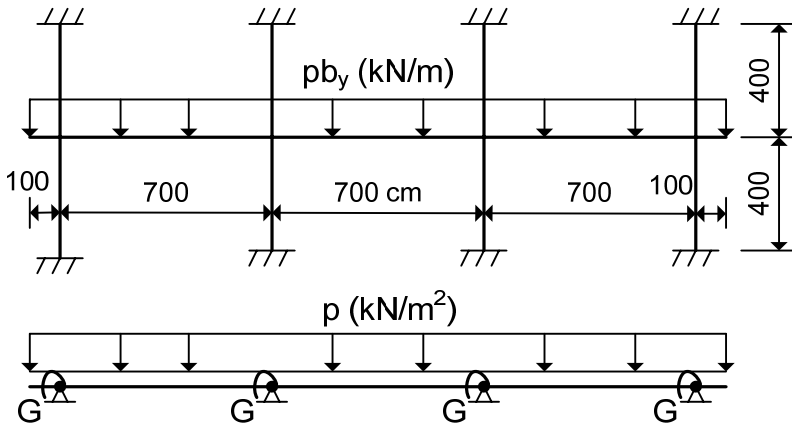


Fig. 7.3.2 – Pórticos segundo a direção x

- Inércia da viga de largura unitária $b = 100$ cm:

$$I_{vig} = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 24^3}{12} = 115200 \text{ cm}^4/\text{m}$$

- Inércia dos pilares para uma faixa de 100 cm:

$$I_{sup} = I_{inf} = \frac{3 \times 40^4}{12 \times 14} = 45714 \text{ cm}^4/\text{m}$$

- Constantes de mola para módulo $E_{cs} = 1$:

$$G = 4 \left(\frac{I_{sup}}{l_{sup}} + \frac{I_{inf}}{l_{inf}} \right) = 4 \times 2 \times \frac{45714}{400} = 914 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Para mostrar o efeito da assimetria da estrutura, considera-se a mesma laje da fig. 7.3.1, adotando-se os vãos $l_{y1} = 400$ cm e $l_{y2} = 800$ cm. Observa-se que, de acordo com as recomendações dadas anteriormente, o processo simplificado não deveria ser empregado, pois a relação entre os vãos dos painéis na direção y é $800/400 = 2 > 1,3$.

Na fig. 7.3.9, apresentam-se as variações do momento fletor positivo na seção S1, onde se observa que o processo simplificado fornece uma distribuição de momentos totalmente equivocada para os painéis inferiores (de vão $l_{y1} = 400$ cm).

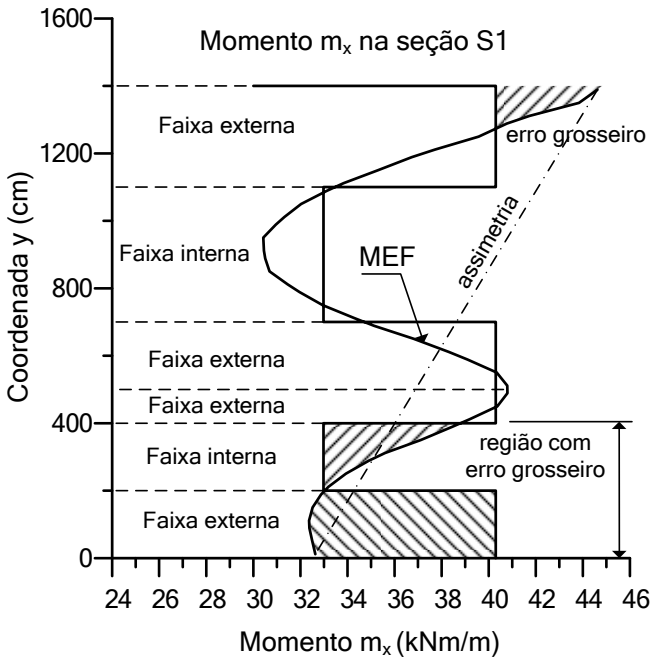


Fig. 7.3.9 - Momentos na seção S1 para laje sem simetria

Para verificar a indeslocabilidade horizontal do edifício com a planta da fig. 7.3.1, determina-se o parâmetro de instabilidade α , como apresentado no capítulo 6 do Volume 3. Para isto, considera-se um concreto com $f_{ck} = 30$ MPa e $E_{cs} = 28517$ MPa. O peso do edifício é calculado considerando-se a carga de 10 kN/m²,

enrijecidas em todo o contorno das lajes cogumelo e, especialmente, das lajes lisas.

Admitindo-se que a laje lisa seja apoiada em todo o contorno, pode-se encontrar a solução do problema pelo método de Navier, como descrito no capítulo 2 do Volume 2. Neste caso, obtém-se a solução exata de acordo com a teoria de placas. Além disso, nenhuma restrição é feita quanto ao alinhamento dos pilares ou quanto aos vãos, como no caso do método dos pórticos virtuais. A solução será válida para um caso geral de laje lisa retangular, simplesmente apoiada em pilares. Essa solução deve ser aplicada com reservas para as lajes cogumelo, pois a presença dos capitéis ocasiona um aumento de rigidez no entorno dos pilares, com o conseqüente aumento dos momentos negativos.

Na fig. 7.4.1, apresenta-se uma laje lisa, simplesmente apoiada em todo o contorno e em np pilares localizados arbitrariamente em seu interior. Um pilar genérico, localizado no ponto de coordenadas (x_i, y_i) , possui seção retangular com dimensões c_i e d_i

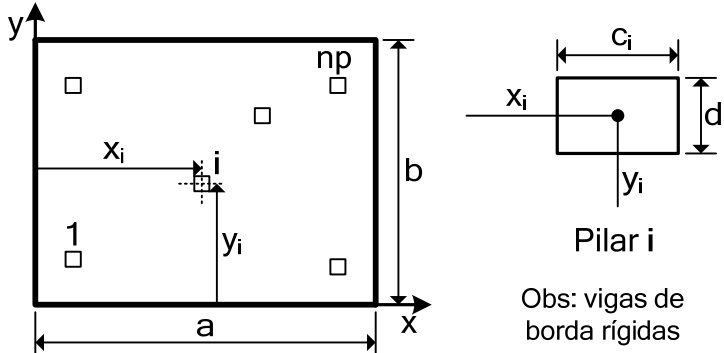


Fig. 7.4.1 – Laje lisa apoiada em todo o contorno

Conforme foi mostrado no capítulo 2 do Volume 2, a flecha $w(x, y)$ de um ponto genérico da laje pode ser escrita na forma da série dupla

$$w(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} W_{mn} \operatorname{sen} \frac{m\pi x}{a} \operatorname{sen} \frac{n\pi y}{b} \quad (7.4.1)$$

onde

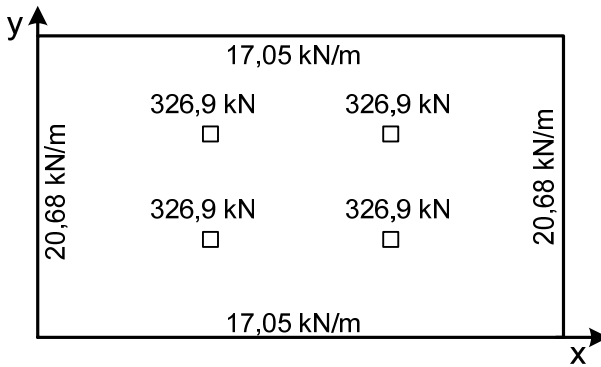


Fig. 7.4.3 – Reações de apoio

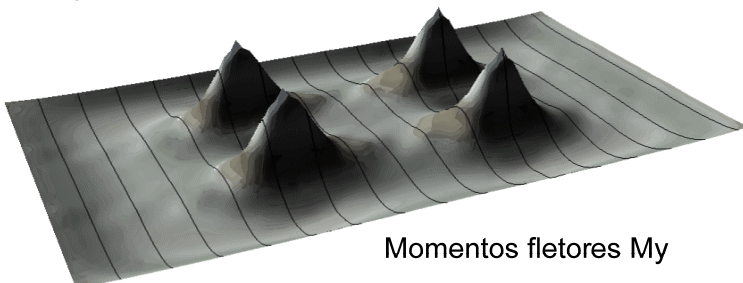
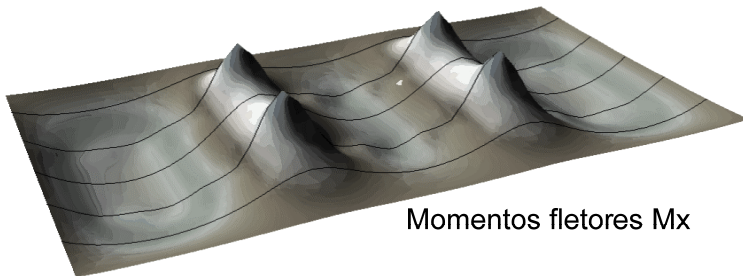
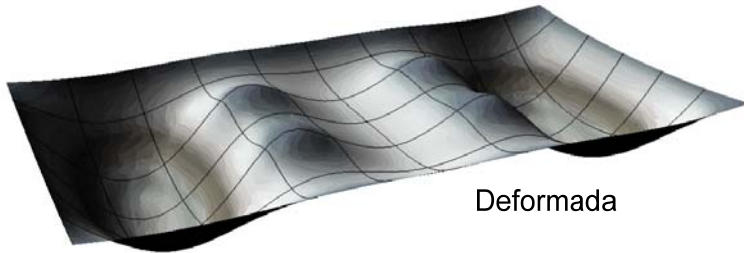


Fig. 7.4.4 – Deformada da laje e momentos fletores

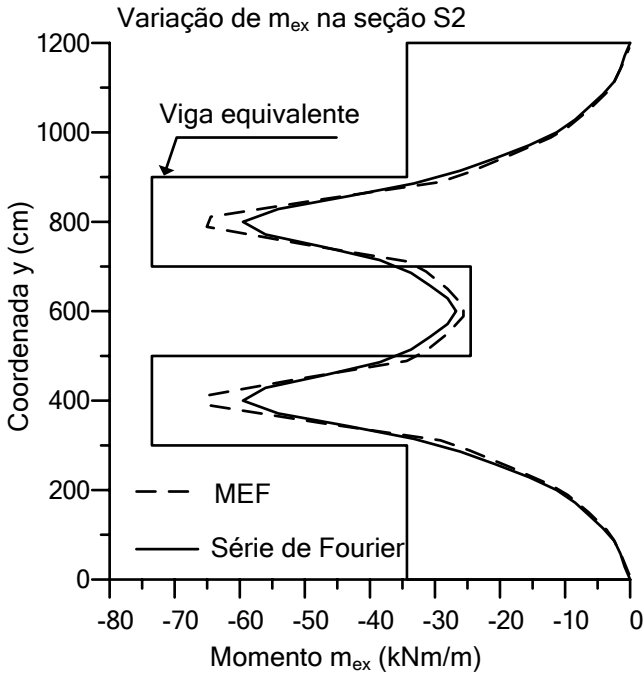


Fig. 7.4.6 – Variação do momento m_{ex} na seção S2

7.5 – Punção em lajes

Punção é o estado limite último por cisalhamento no entorno de forças concentradas (cargas ou reações). Sua análise é diferente daquela realizada para o estado limite último por força cortante, sendo de fundamental importância no caso das lajes lisas e cogumelo. A ruptura por punção se dá com a propagação de fissuras inclinadas através da espessura da laje, com uma inclinação média da ordem de 26° , como indicado na fig. 7.5.1.

A seguir, apresenta-se a formulação do CEB/90⁽¹⁴⁾ para o problema. Essa formulação também foi incluída na NBR-6118⁽¹⁾. Algumas simplificações introduzidas na norma espanhola EHE⁽¹⁵⁾ e no Eurocode 2⁽²⁴⁾ também são consideradas.

Admite-se que a força normal F_{sd} produz 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.

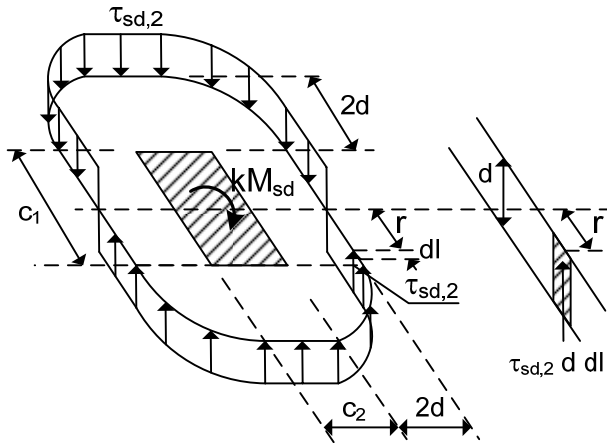


Fig. 7.5.5 – Distribuição das tensões de cisalhamento devidas ao momento kM_{sd}

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 $\tau_{sd,2}$ é uniforme, resulta

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

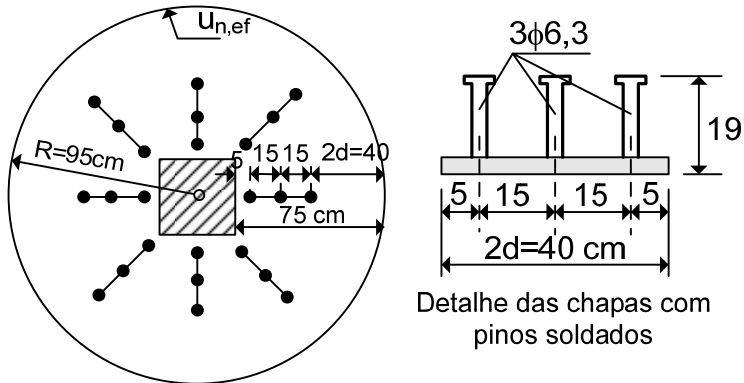


Fig. 7.5.9 – Disposição da armadura de punção

E) Verificação na zona exterior à armadura de punção

Raio do perímetro $u_{n,ef}$: $R = 95$ cm (ver fig. 7.5.9)

$$u_{n,ef} = 2\pi R = 2 \times \pi \times 95 = 597 \text{ cm}$$

$$\tau_{sdn} = \frac{F_{sd}}{u_{n,ef} d} = \frac{458}{597 \times 20} = 0,038 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow \tau_{sdn} = 0,38 \text{ MPa}$$

Como $\tau_{sdn} < \tau_{rd1}$, fica concluído o dimensionamento.

7.6 – Detalhamento da armadura de flexão

A armadura de flexão é obtida a partir dos momentos fletores resultantes do cálculo como pórticos múltiplos, ou de processos mais rigorosos, como a formulação em série de Fourier ou o método dos elementos finitos. O dimensionamento dessa armadura segue os procedimentos apresentados para as lajes maciças e para as lajes nervuradas, conforme seja o caso.

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

variação linear. Na fig. 8.3.1, representam-se as distribuições usualmente empregadas, em função do tipo de terreno e da rigidez da sapata⁽²⁵⁾.

sapata flexível			
	solo rochoso	solo argiloso	solo arenoso
sapata rígida			

Fig. 8.3.1 - Distribuições aproximadas das pressões de contato

Assim, exceto para o caso de fundação sobre rocha, as reações do terreno sob a base de uma sapata rígida podem ser consideradas uniformes, quando a carga é centrada, ou com uma variação linear, quando a carga é excêntrica, conforme está indicado na fig. 8.3.2. Nessa figura, representa-se uma sapata corrida sob parede.

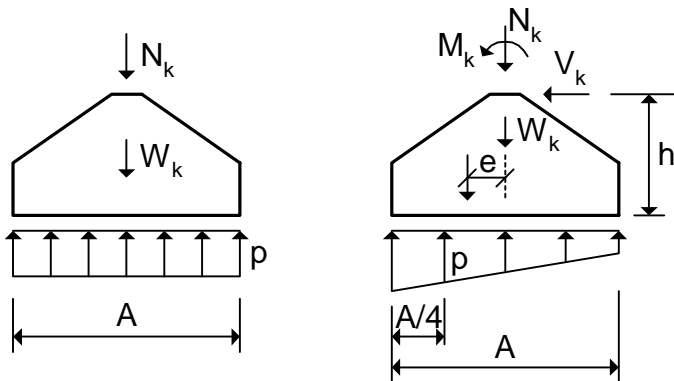


Fig. 8.3.2 - Reações do solo sob uma sapata rígida

Observa-se que, em todos os casos, a largura da sapata é obtida considerando-se as cargas de serviço. O coeficiente de segurança é introduzido no valor da pressão admissível no solo.

Para o dimensionamento da sapata, consideram-se as reações do solo obtidas para as cargas transmitidas pela estrutura com os seus valores de cálculo, ou seja, para as cargas majoradas.

8.4 - Sapatas rígidas sob paredes

Para as sapatas rígidas, a distribuição de deformações em uma seção transversal é não linear e, portanto, não é aplicável a teoria de flexão de vigas. Neste caso, a sapata deve ser analisada através do modelo de bielas e tirantes.

Para reduzir o consumo de concreto e aliviar o peso da sapata, ela pode ser executada com a forma trapezoidal, indicada na fig. 8.4.1. O ângulo de inclinação da face superior da sapata deve ser pequeno ($\beta \leq 30^\circ$), para evitar o emprego de formas nessas faces inclinadas⁽¹³⁾.

As sapatas devem se apoiar sobre uma camada de concreto magro, com consumo mínimo de 250 kg de cimento por metro cúbico. Essa camada deve possuir uma espessura mínima de 5 cm.

Na fig. 8.4.1, indica-se uma seção transversal da sapata.

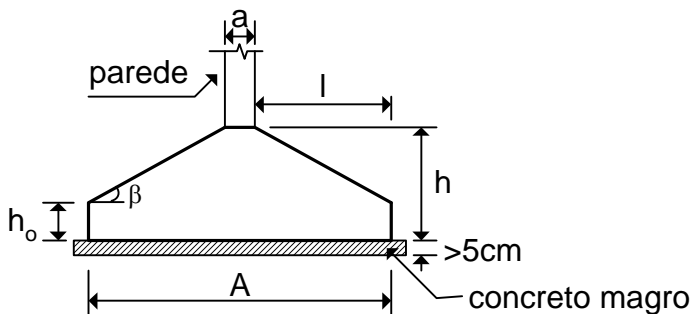


Fig. 8.4.1 - Sapata corrida sob parede

Para que a sapata possa ser considerada rígida^(13,15), sua altura h deve ser superior à metade do balanço l . Em função da largura A da sapata e da espessura a da parede, essa condição é dada por

Empregando a formulação do CEB/90 (seção 7.3 do Volume 2), obtém-se a abertura das fissuras $w_k = 0,27 \text{ mm}$, o que é satisfatório até a classe de agressividade III.

8.5 - Sapatas rígidas isoladas

O cálculo das sapatas rígidas isoladas segue um procedimento idêntico ao que foi apresentado para as sapatas corridas sob parede. A principal diferença é que, neste caso, as armaduras são calculadas para as duas direções.

Na fig. 8.5.1, indicam-se as dimensões da sapata sob um pilar.

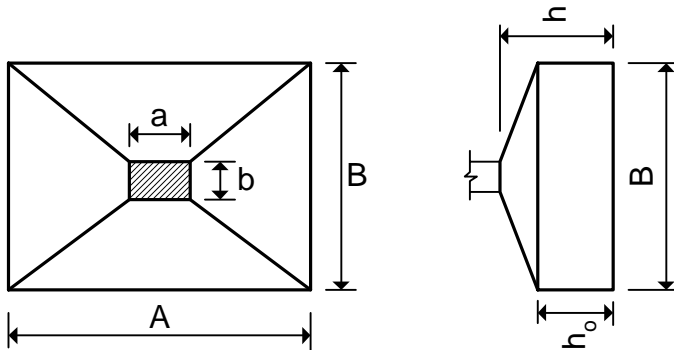


Fig. 8.5.1 - Sapata rígida sob pilar

A área da base da sapata, $S = AB$, é determinada conforme a seção 8.3. Se a carga é centrada, emprega-se a equação (8.3.5).

Conhecida a área S , deve-se fixar uma relação entre os lados A e B . Por exemplo, pode-se adotar

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \quad (8.5.1)$$

onde a e b são as dimensões da seção do pilar.

Com essa restrição, resulta

$$A = \sqrt{\frac{a}{b} S} \quad ; \quad B = \sqrt{\frac{b}{a} S} \quad (8.5.2)$$

8.6 - Sapatas contínuas sob pilares

Esse tipo de sapata deve estar sempre associado a uma viga central de grande rigidez, capaz de distribuir as cargas concentradas dos pilares. A sapata, propriamente dita, pode ser rígida ou flexível.

Na fig. 8.6.1, representa-se uma sapata contínua sob três pilares, possuindo uma viga central.

O grande problema relativo ao cálculo de sapatas contínuas sob pilares consiste na determinação da distribuição das reações do solo no sentido longitudinal da sapata. Conforme foi mostrado na seção 8.3, esse problema pode ser resolvido considerando-se a sapata como uma viga sobre base elástica. Na prática, podem-se considerar, também, as distribuições uniformes e triangulares indicadas na fig. 8.3.6.

A distribuição uniforme fornece os maiores momentos fletores longitudinais e, portanto, é a favor da segurança para o cálculo da viga. Porém, se a viga é flexível e o solo é pouco deformável, deve-se adotar uma distribuição triangular para verificar a pressão no solo.

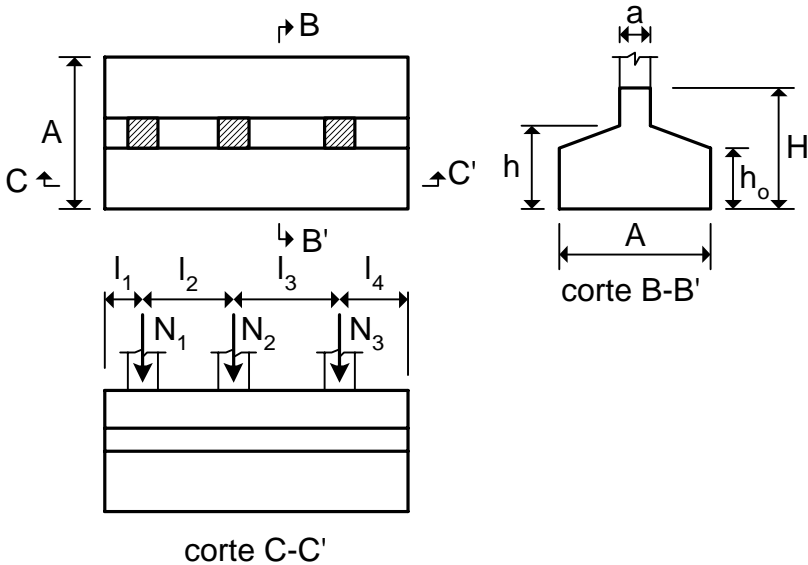


Fig. 8.6.1 - Sapata contínua sob três pilares

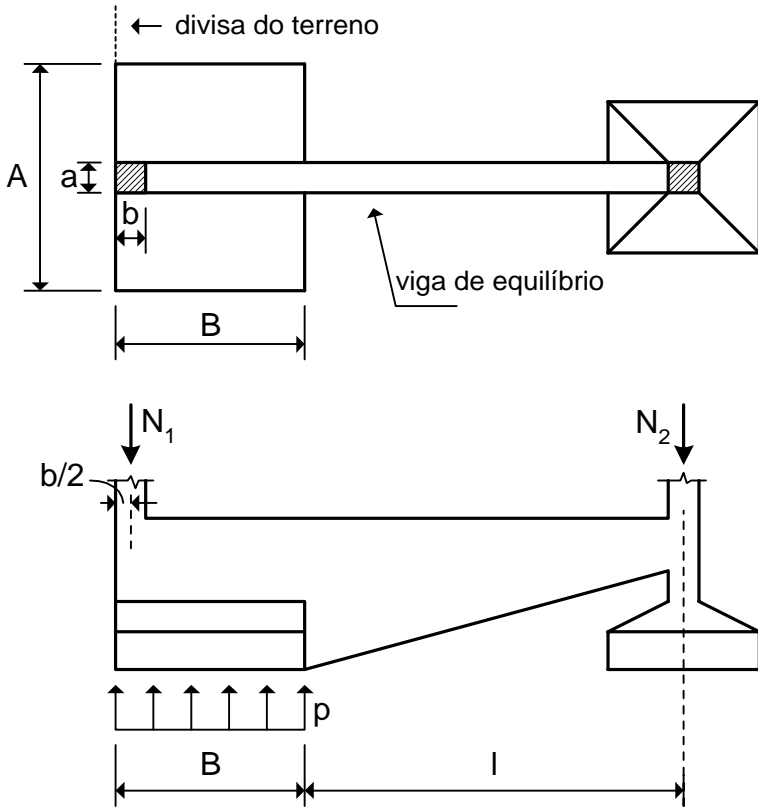


Fig. 8.7.1 - Sapata de divisa com viga de equilíbrio

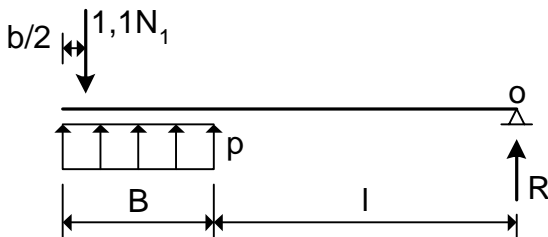


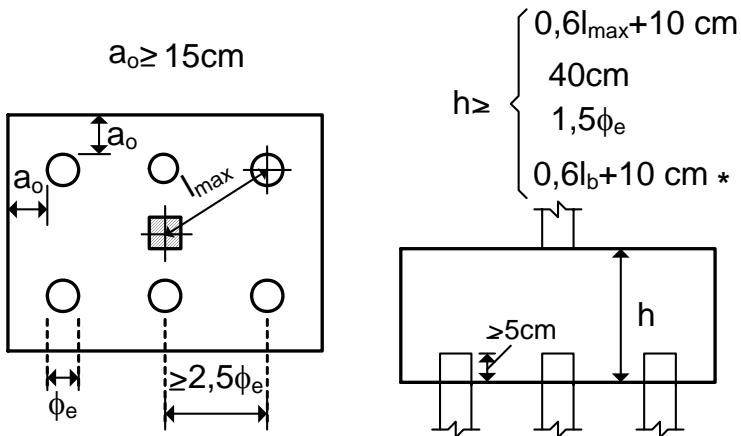
Fig. 8.7.2 - Modelo de cálculo da viga de equilíbrio

comportamento, muito menos em relação aos demais parâmetros geométricos do bloco, como se verifica nas referências [13,15,17,25].

A norma espanhola EHE[15], por exemplo, classifica como rígidos os blocos cuja altura h é maior ou igual a $0,5l_{o,max}$, onde $l_{o,max}$ é a distância do eixo da estaca mais afastada até a face do pilar. Essa classificação é coerente com aquela adotada para as sapatas, bem como com o procedimento de cálculo das lajes à punção, onde se admite a ocorrência de fissuras inclinadas com um ângulo $\theta = 26,6^\circ$, ou seja, $tg\theta = 1/2$ (ver seção 7.5).

Entretanto, como se demonstra mais à frente, para garantir que as bielas de compressão tenham uma inclinação mínima $tg\theta \geq 1/2$, é necessário adotar a relação $h \geq 0,6l_{max} + 10 \text{ cm}$, sendo l_{max} a distância da estaca mais afastada até o centro do pilar.

Na fig. 8.8.1, são indicadas as regras práticas para a determinação da geometria dos blocos, adaptadas das referências [13,15,17,25], com a modificação sugerida para a altura h . Deve-se salientar que a adoção de valores maiores para a altura do bloco é sempre favorável, tanto na redução das armaduras, quanto na segurança das bielas de compressão, como se verifica pelo desenvolvimento apresentado a seguir.



* Nota: adotar $l_{b,nec} + 10 \text{ cm}$ para bocas sobre uma estaca

Fig. 8.8.1 - Geometria dos blocos rígidos

Na fig. 8.8.9, indicam-se as armaduras de um bloco sobre quatro estacas.

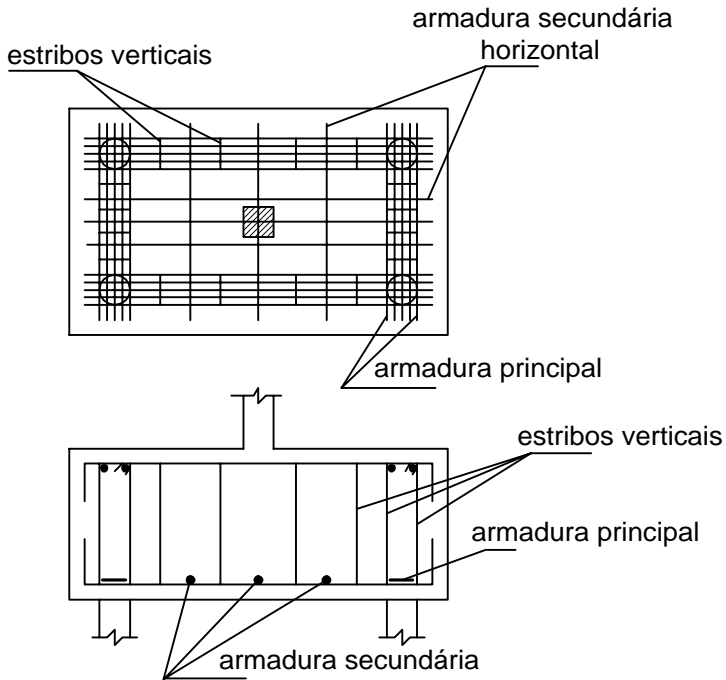


Fig. 8.8.9 - Armaduras de bloco sobre quatro estacas

8.9 - Sapatas e blocos flexíveis

Para as sapatas e blocos flexíveis, pode-se aplicar a teoria geral de flexão. As armaduras principais são obtidas através de um dimensionamento à flexão simples. A resistência às tensões tangenciais deve ser comprovada em relação ao esforço cortante e em relação ao puncionamento. A seguir, apresenta-se o procedimento de projeto recomendado pela norma espanhola EHE⁽¹⁵⁾.

Para o cálculo da armadura de flexão, define-se uma seção de referência S_1 , como indicado na fig. 8.9.1. A altura útil d desta seção de referência é igual à altura útil da sapata ou do bloco na face do pilar ou da parede.

Se as equações (8.9.2) e/ou (8.9.3) não forem atendidas, o elemento de fundação deve ser provido de armadura transversal. Em virtude dessas verificações, é conveniente que as sapatas e os blocos flexíveis possuam altura constante.

No caso de blocos sobre estacas, deve-se verificar o puncionamento junto ao pilar e junto às estacas isoladas mais solicitadas. Quando várias estacas estão próximas, os seus perímetros críticos podem se superpor, como indicado na fig. 8.9.5. Neste caso, consideram-se a envoltória dos perímetros críticos e a reação transmitida pelo grupo de estacas.

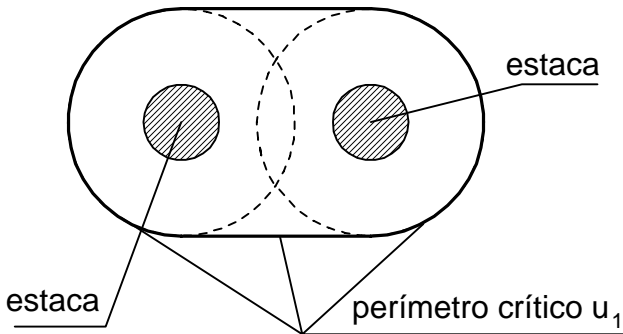


Fig. 8.9.5 - Perímetro crítico para um grupo de estacas

8.10 - Vigas e placas sobre base elástica

Conforme foi apresentado na seção 8.6, as sapatas contínuas sob pilares podem ser calculadas de modo aproximado, admitindo-se que as reações do terreno se distribuem uniformemente. No caso mais geral, pode-se admitir que as pressões sob a sapata possuam distribuições uniformes ou triangulares por trechos, como mostrado na fig. 8.3.6.

Uma análise mais coerente desse problema consiste em considerar a sapata apoiada em um solo elástico. No sentido transversal, a distribuição das reações do solo é uniforme. A distribuição das reações no sentido longitudinal é obtida através da análise de uma viga sobre base elástica.

Na fig. 8.10.1, representa-se uma viga com rigidez à flexão EI apoiada em um solo com módulo de reação k e submetida a uma carga genérica $p(x)$.

O módulo de reação $k = k_a B$, onde B é a largura da viga e k_a é igual à pressão que é necessário aplicar ao solo para que o mesmo sofra um afundamento unitário. Por exemplo, se ao aplicar sobre o solo uma pressão igual a 2 kN/cm^2 o afundamento verificado for igual a 1 cm , o coeficiente k_a será igual a 2 kN/cm^3 . Logo, o módulo de reação k é expresso em kN/cm^2 .

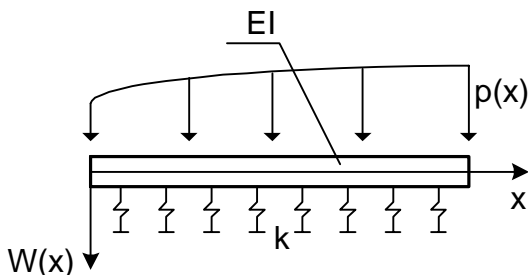


Fig. 8.10.1 - Viga sobre base elástica

A equação diferencial de equilíbrio da viga sobre base elástica é dada por

$$EI \frac{d^4 W}{dx^4} + kW = p(x) \quad (8.10.1)$$

A solução dessa equação diferencial, juntamente com as condições de contorno, fornece os deslocamentos transversais $W = W(x)$ do eixo da viga. Encontrado W , obtêm-se os esforços solicitantes na viga por simples diferenciação. As reações do solo sob a viga são iguais a $kW(x)$.

Algumas soluções analíticas para problemas particulares podem ser encontradas na referência [26]. Nos casos gerais de carregamento e condições de contorno, torna-se necessário o emprego de métodos numéricos, como o método das diferenças finitas e o método dos elementos finitos.

esforços solicitantes na laje são obtidos isostaticamente para as duas direções⁽¹³⁾.

Nos casos de fundações em placas, devem-se verificar com cuidado os possíveis recalques diferenciais que possam produzir uma inclinação do edifício. Para evitar esse problema, a fundação deve ser projetada de forma que a resultante das cargas transmitidas pela estrutura passe o mais perto possível do centro da placa.

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 2 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 [29], 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 ultrapasse ou que o calor a atravesse em quantidade suficiente para gerar combustão no lado oposto ao incêndio inicial. Segundo o EC2 [30], 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 APMC [31].

Tabela 9.1.1 – Tempo requerido de resistência ao fogo de elementos estruturais (conforme o APMC [31])

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		

9.2 – Combinação das ações em situação de incêndio

Para a análise estrutural na situação de incêndio, devem-se considerar as combinações excepcionais das ações no estado limite

incêndio, seja capaz de suportar pelo menos 70% do carregamento normal de cálculo F_{dn} . Empregando-se uma análise linear, isto equivale a exigir que os esforços resistentes de cálculo $R(T)$, considerando as resistências dos materiais à temperatura T , sejam no mínimo iguais a 70% dos esforços solicitantes de cálculo em situação normal de uso.

9.3 - Distribuição de temperatura na estrutura

O primeiro passo na análise estrutural em situação de incêndio consiste na determinação da distribuição de temperatura na estrutura. O problema é apresentado na fig. 9.3.1, para o caso de condução de calor unidimensional ao longo da espessura de uma laje ou de uma parede.

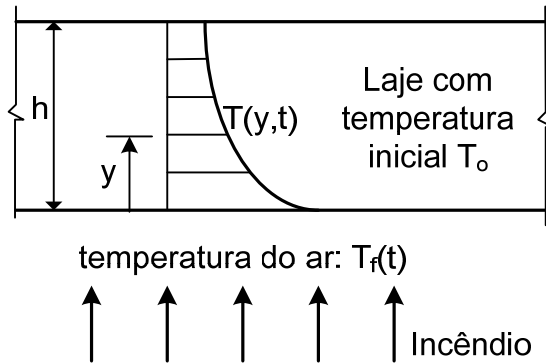


Fig. 9.3.1 – Condução de calor em uma laje

Para o caso unidimensional, a equação diferencial da transferência de calor é dada por

$$\frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) - \frac{\partial}{\partial t} (c\rho T) = 0 \quad (9.3.1)$$

onde k_y , c e ρ são a condutividade térmica, o calor específico e a massa específica do material e $T = T(y,t)$ é a temperatura, a qual depende da coordenada espacial y e do tempo t .

O coeficiente de redução da tensão de escoamento do aço, k_s , é dado por

$$k_s = \frac{f_{yk,T}}{f_{yk}} \quad (9.4.2)$$

onde $f_{yk,T}$ é a tensão de escoamento característica na temperatura T °C e f_{yk} é a tensão de escoamento característica na temperatura de 20 °C.

Na fig. 9.4.2, apresentam-se as variações de k_s , conforme a NBR-15200.

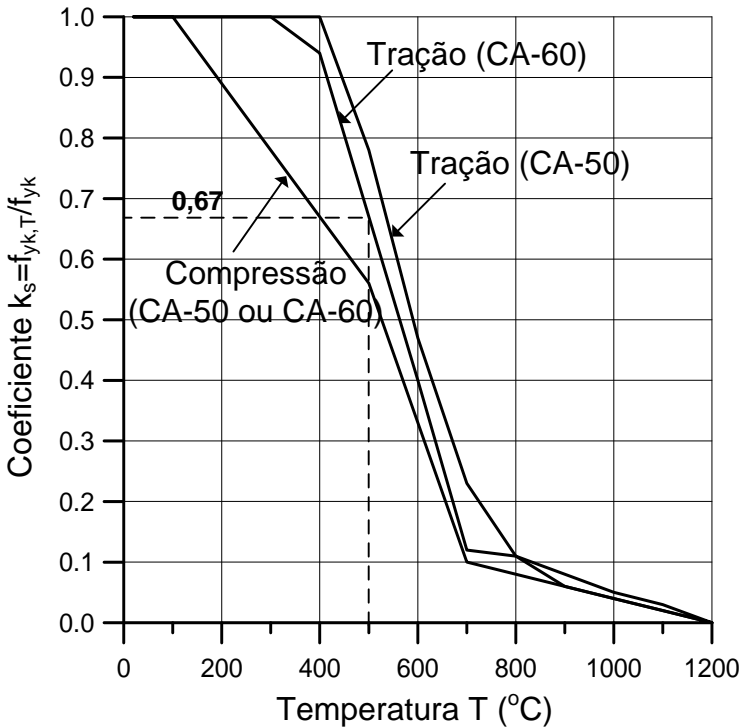


Fig. 9.4.2 – Fator de redução da resistência do aço de armadura passiva em função da temperatura

- calcular a temperatura média na zona comprimida, integrando a equação (9.3.3). Com essa temperatura, obter o coeficiente k_c da fig. 9.4.1;
- verificar se a equação (9.6.2) é atendida. Em caso contrário, variar x_i e repetir o passo anterior até a convergência;
- calcular o momento de ruína M_{di} com o emprego da equação (9.5.3), fazendo $Z_i = d - 0,4x_i$.

Na fig. 9.6.2, apresentam-se as variações da relação M_{di}/M_{dn} em função do tempo para diversos valores do TRRF. Para cada TRRF, considera-se o parâmetro d' mínimo exigido pelo EC2, conforme indicado na tabela 9.5.2. Observa-se que, em todos os casos, resulta $M_{di} > 0,7M_{dn}$ para a duração do incêndio considerada, o que mostra que os procedimentos das normas de projeto ficam a favor da segurança.

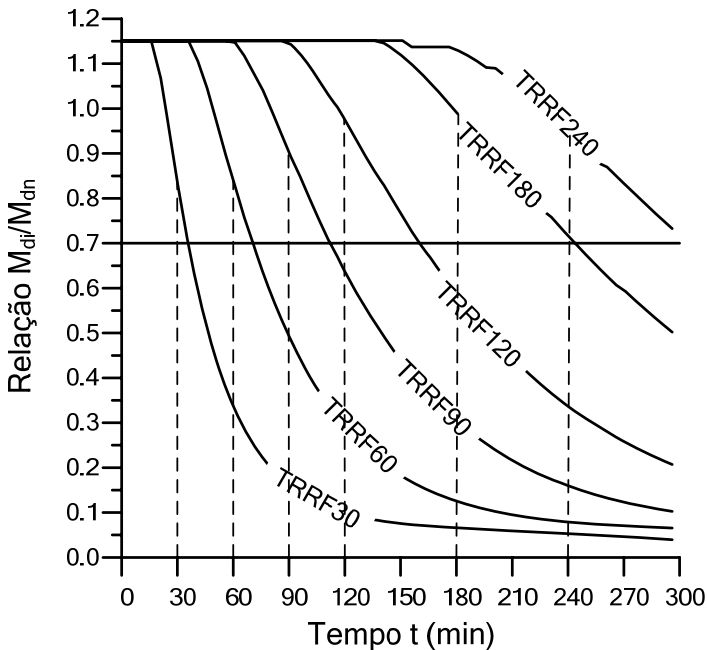


Fig. 9.6.2 – Variação de M_{di}/M_{dn} em função do tempo de exposição ao incêndio

Tabela 9.7.9 – Dimensões mínimas para tirantes

TRRF (min)	Combinações de b_{\min}/d' (mm/mm)	
	1	2
30	80/25	200/10
60	120/40	300/25
90	140/55	400/45
120	200/65	500/45

De acordo com a NBR-15200, devem ser consideradas as seguintes observações:

a) na elaboração das tabelas foi considerada a condição de fogo por baixo da laje. Para vigas e nervuras, considerou-se fogo nas faces laterais e na face inferior;

b) na verificação de vigas de largura variável, deve ser considerada a largura no nível do centroide da armadura longitudinal;

c) para vigas com talão, deve-se considerar para a largura o menor valor entre a largura do talão e sua altura média;

d) no cálculo das espessuras mínimas e distâncias à face do concreto (d'), pode-se considerar o revestimento, respeitadas as seguintes prescrições:

- revestimentos aderentes de argamassa de cal e areia têm 67% de eficiência em relação ao concreto;

- revestimentos aderentes de argamassa de cimento e areia têm 100% de eficiência em relação ao concreto;

- revestimentos à base de gesso, vermiculita ou fibras com desempenho equivalente, desde que aderentes, têm 250% de eficiência em relação ao concreto; isto é, podem-se multiplicar suas espessuras por 2,5 antes de somá-las à dimensão do elemento estrutural revestido.

e) os valores mínimos de d' apresentados nas tabelas são suficientes para limitar a temperatura nas armaduras passivas (aços para concreto armado). Para armaduras ativas (aços para concreto protendido), esses limites devem ser acrescidos de 10 mm, para barras, e de 15 mm, para fios e cordoalhas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6118: Projeto de Estruturas de Concreto*. Rio de Janeiro, 2003.
2. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB Design Manual on Cracking and Deformations*. Lausanne, 1985.
3. FUSCO, P. B. *Estruturas de Concreto: Solicitações normais*. Rio de Janeiro: Ed. Guanabara Dois, 1981.
4. SANTOS, L. M. *Cálculo de Concreto Armado*. v.1, 2. ed., São Paulo: Ed. LMS Ltda., 1983.
5. GUERRIN, A.; LAVAUR, R. C. *Tratado de Concreto Armado*. v.3, São Paulo: Hemus Editora Ltda.
6. POLILLO, A. *Dimensionamento de Concreto Armado*. v.4, 1.ed., Rio de Janeiro: Ed. Científica, 1979.
7. SOUZA, V. C. M.; CUNHA, A. J. P. *Lajes em Concreto Armado e Protendido*. Niterói: EDUFF, 1994.
8. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6120: Cargas Para o Cálculo de Estruturas de Edificações*. Rio de Janeiro, 1980.
9. ROCHA, A. M. *Curso Prático de Concreto Armado*. v.3, 18. ed., São Paulo: Livraria Nobel S.A., 1983.
10. LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. *Construções de Concreto*. v.3, Rio de Janeiro: Interciência, 1978.
11. BELLUZZI, O. *Ciencia de la Construcción*. v.2. Madrid: Aguilar, 1971.
12. LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. *Construções de Concreto*. v.2, Rio de Janeiro: Interciência, 1978.
13. JIMENEZ MONTOYA, P.; GARCIA MESEGNER, A.; MORAN CABRE, F. *Hormigón Armado*. v.1, Barcelona: Gustavo Gili, 1979.

- 14.COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB-FIP Model Code 1990*. Published by Thomas Telford, London, 1993.
- 15.COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. *Instrucción de Hormigón Estructural, EHE*. Madrid, 2007.
- 16.ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-5626: Instalação Predial de Água Fria*. Rio de Janeiro, 1998.
- 17.FUSCO, P. B. *Técnica de Armar as Estruturas de Concreto*. São Paulo: PINI, 1995.
- 18.KALMANOK, A. S. *Manual Para Calculo de Placas*. Montevideo: Editora Inter Ciencia, 1961.
- 19.SZILARD, R. *Theory and Analysis of Plates: classical and numerical methods*. New Jersey: Prentice-Hall Inc., 1974.
- 20.ZIENKIEWICZ, O. C. *The Finite Element Method*. 3. ed., McGraw-Hill, 1977.
- 21.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>.
- 22.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>.
- 23.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>.
- 24.EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Final draft, Dec., 2003.
- 25.GUERRIN, A.; LAVAU, R. C. *Tratado de Concreto Armado*. v.2, São Paulo: Hemus Editora Ltda.
- 26.HETÉNYI, M. *Beams on Elastic Foundation*. Michigan: University of Michigan, Ann Arbor, 1946.

27. ARAÚJO, J. M. *Análise não-linear de vigas em base elástica*. Revista Vector, Rio Grande: FURG, v.2, p.31-42, 1988.
28. TIMOSHENKO, S. P.; WOINOWSKY-KRIEGER, S. *Theory of Plates and Shells*. McGraw-Hill, 1970.
29. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-15200: Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio*. Rio de Janeiro, 2004.
30. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design*. Final draft, Dec., 2003.
31. INTERNATIONAL COMMITTEE ON CONCRETE MODEL FOR ASIA. *Asian Concrete Model Code: Design for Fire Actions*. ACMC-L3-004. Tokyo, June, 2007.
32. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-8681: Ações e Segurança nas Estruturas*. Rio de Janeiro, 2003.