

Dimensionamento de fundações profundas



Urbano
Rodríguez
Alonso

Blucher

3ª edição

Urbano Rodriguez Alonso

Engenheiro civil

Professor aposentado da Faculdade de Engenharia
da Fundação Armando Alvares Penteado

Professor aposentado da Escola de Engenharia da
Universidade Presbiteriana Mackenzie

Dimensionamento de fundações profundas

3ª edição

Dimensionamento de fundações profundas

© 2019 Urbano Rodriguez Alonso

1ª edição – 1988

2ª edição – 2012

3ª edição – 2019

Editora Edgard Blücher Ltda.

Blucher

Rua Pedrosa Alvarenga, 1245, 4º andar

04531-012 – São Paulo – SP – Brasil

Tel.: 55 11 3078-5366

contato@blucher.com.br

www.blucher.com.br

Segundo o Novo Acordo Ortográfico, conforme 5. ed. do *Vocabulário Ortográfico da Língua Portuguesa*, Academia Brasileira de Letras, março de 2009.

É proibida a reprodução total ou parcial por quaisquer meios sem autorização escrita da editora.

Todos os direitos reservados pela Editora Edgard Blücher Ltda.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Angélica Ilacqua CRB-8/7057

Alonso, Urbano Rodriguez

Dimensionamento de fundações profundas / Urbano Rodriguez Alonso. – 3. ed. – São Paulo : Blucher, 2019.

164 p.

Bibliografia

ISBN 978-85-212-1386-4 (impresso)

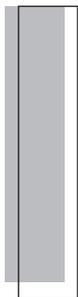
ISBN 978-85-212-1387-1 (e-book)

1. Fundações (engenharia) I. Título

18-2175

CDD 624.15

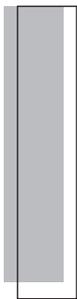
Índices para catálogo sistemático:
1. Engenharia de fundações 624.15
2. Fundações : Engenharia 624.15



CONTEÚDO

Capítulo 1 – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Dimensionamento na compressão.....	2
1.3 Dimensionamento na tração.....	9
1.4 Dimensionamento na flexão simples e composta	9
1.5 Exercícios resolvidos.....	14
1.6 Referências.....	20
Capítulo 2 – CÁLCULO DE ESTAQUEAMENTO	23
2.1 Generalidades	23
2.2 Critério de cálculo	24
2.3 Método de Schiel	24
2.4 Método de Nökkentved	28
2.5 Exercícios resolvidos.....	33
2.6 Referências.....	43
Capítulo 3 – USO SIMULTÂNEO DE ESTACAS E TIRANTES.....	45
3.1 Generalidades	45
3.2 Considerações sobre o conceito de rigidez.....	45
3.3 Distribuição das cargas nas estacas e nos tirantes.....	48
3.4 Exercícios resolvidos.....	51
3.5 Referências.....	54
Capítulo 4 – ESTACAS CARREGADAS TRANSVERSALMENTE NO TOPO....	55
4.1 Generalidades	55
4.2 Coeficiente e módulo de reação horizontais.....	56
4.3 Modelo de Winkler (COEFICIENTE DE MOLA HORIZONTAL).....	58

4.4	Variação do módulo de reação com a profundidade	59
4.5	Considerações sobre o projeto.....	62
4.6	Equação diferencial de uma estaca longa	63
4.7	Método das diferenças finitas.....	64
4.8	Métodos analíticos.....	65
4.9	Métodos que utilizam o conceito de módulo de reação	68
4.10	Considerações do engastamento da estaca no bloco	74
4.11	Solução de uma estaca curta.....	76
4.12	Coefficientes de segurança à ruptura	78
4.13	Exercícios resolvidos.....	82
4.14	Referências.....	89
Capítulo 5 – ESTACAS CARREGADAS TRANSVERSALMENTE EM PROFUNDIDADE.....		91
5.1	Generalidades	91
5.2	Métodos para se estimar a tensão horizontal.....	93
5.3	Métodos para reduzir o carregamento nas estacas	107
5.4	Exercícios resolvidos.....	109
5.5	Referências.....	113
Capítulo 6 – ATRITO NEGATIVO		115
6.1	Generalidades	115
6.2	Atrito negativo provocado por amolgamento da camada compressível	117
6.3	Atrito negativo provocado por sobrecargas.....	118
6.4	Métodos para estimar o atrito negativo	119
6.5	Procedimentos para tentar reduzir o atrito negativo	122
6.6	Carga admissível.....	123
6.7	Exercícios resolvidos.....	124
6.8	Referências.....	129
Capítulo 7 – ESTIMATIVA DE RECALQUES.....		131
7.1	Generalidades	131
7.2	Método proposto por Aoki e Lopes.....	131
7.3	Curva carga-recalque.....	139
7.4	Exercícios resolvidos.....	140
7.5	Referências.....	146
APÊNDICE A – CONVERSÃO DE UNIDADES.....		149



1

DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

1.1 GENERALIDADES

A capacidade de carga de uma estaca é obtida como o menor dos dois valores:

- a) resistência estrutural do material da estaca.
- b) resistência do solo que lhe dá suporte.

Para a obtenção da resistência referente a b , podem-se usar os métodos de cálculo de transferência de carga, como os propostos por Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e outros. Esses métodos podem ser encontrados nas referências ao final do capítulo e deixarão de ser abordadas por serem de conhecimento amplo em nosso meio técnico. Assim, será abordado apenas o aspecto da resistência estrutural, conforme se segue.

Se a estaca estiver submetida apenas a cargas de compressão que lhe imponham tensões médias inferiores a 5 MPa, não haverá necessidade de armá-la, a não ser que o processo executivo exija alguma armadura. Se, porém, a tensão média ultrapassar esse valor, a estaca deverá ser armada no trecho que essa tensão for superior a 5 MPa até a profundidade na qual a transferência de carga, por atrito lateral, diminua a compressão no concreto para uma tensão média inferior a 5 MPa. Cabe lembrar que a transferência de carga corresponde à parcela de atrito lateral (PL) resistida pelo solo ao longo do fuste e calculado pelos métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, ou outros, como já dissemos.

O dimensionamento do trecho comprimido da estaca com tensão superior a 5 MPa ou de qualquer outro segmento da mesma, sujeito a outros esforços (tração, flexão, torção ou cortante), deverá ser feito de acordo com o disposto na norma NBR 6118, adotando-se os valores para resistência característica do concreto e os coeficientes de majoração das cargas e mineração das resistências indicados naquela norma e na NBR 6122 da ABNT. Na Tab. 1.1 apresenta-se um resumo dos valores propostos por essas normas.

No caso das estacas com revestimento metálico perdido e totalmente enterrado em solo natural, pode-se levar em conta a contribuição da resistência desse revestimento desde que se desconte 1 a 3,2 mm sua de espessura, conforme a Tabela 5 da NBR 6122:2010. Como, porém, o comportamento estrutural na ruptura de uma seção desse tipo de estacas é diferente do comportamento sob a ação das cargas em serviço, há necessidade de se verificar a resistência estrutural no estado-limite de ruptura (quando se leva em conta a contribuição do revestimento metálico e os coeficientes indicados na Tab. 1.1) e no de utilização (quando se despreza totalmente a contribuição do revestimento metálico e se adota $\gamma_f = 1$ e $\gamma_c = 1,3$). No caso de existir base alargada, a armadura de transição entre o fuste e a base será feita apenas no estado-limite de ruptura. Como nos itens 2.1.2 e 2.2.2 do livro *Exercícios de Fundações* (ref. 2) existem exemplos de dimensionamento deste tipo de estacas, deixaremos de apresentar outros exemplos neste capítulo.

Tabela 1.1 Valores básico recomendados: NBR 6122:2010.				
Tipos de estacas	f_{ck} MP_a	γ_f	γ_s	γ_c
1. Estacas moldadas "in loco"				
Hélice contínua	20	1,4	1,15	1,8
1.1 Tipo de broca	15	1,4	1,15	1,9
1.2 Tipo Strauss	15	1,4	1,15	1,9
1.3 Tipo Franki	20	1,4	1,15	1,8
1.4 Escavadas com uso de fluido	20	1,4	1,15	1,8
1.5 Microestacas	20	1,4	1,15	1,8
2. Estacas pré-moldadas				
2.1 Sem controle sistemático do concreto	25	1,4	1,15	1,4
2.2 Com controle sistemático do concreto	35	1,4	1,15	1,3
3. Tubulões				
3.1 Não revestidos	20	1,4	1,15	1,8
3.2 Revestidos com camisa de concreto	20	1,4	1,15	1,5
3.3 Revestidos com camisa de aço (ver item 8.6.4.2 da NBR 6122:2010)				

1.2 DIMENSIONAMENTO NA COMPRESSÃO

O Cálculo estrutural de uma estaca sujeita a compressão com tensão média superior a 5 MPa é feito a partir das prescrições da NBR 6118, atendendo-se ao coeficiente mínimo de segurança global igual a 2. Segundo a NBR 6122, quando as estacas ou tubulões forem submetidos as cargas de compressão e tiverem sua cota de arrasamento acima do nível do terreno, levada em conta a eventual erosão, ou atravessarem solos moles devem ser verificadas à flambagem.

Para o caso particular das estacas metálicas imersas em solo mole, mesmo que a cota de arrasamento estiver no nível do terreno (ou abaixo dele) a carga crítica de flambagem (carga de ruptura) pode ser estimada pela expressão de Bergflet, citada por Velloso (ref. 15):

$$N_{crit} = k \sqrt{C.E.I.}$$

onde: k é um coeficiente variável entre 8 e 10

C é a coesão não drenada da argila

E é o módulo de elasticidade do material da estaca

I é o menor momento de inércia da seção transversal da estaca

Outras considerações sobre a flambagem de estacas poderão ser obtidas na referência bibliográfica 4.

Se for constatado que a ruptura não ocorrerá por flambagem, o cálculo poderá ser feito conforme item 4.1.1.3 da NBR 6118, majorando-se a carga de compressão na proporção $(1 + 6/h)$ mas não menor que 1,1, em que h , medido em centímetros, seja o menor lado do retângulo mais estreito circunscrito à seção da estaca.

A expressão a adotar será:

$$N_d(1 + 6/h) = 0,85 A_c \cdot fcd + A_s' \cdot fyd$$

em que: $N_d = \gamma_f \cdot N$

$$fcd = fck / \gamma_c$$

$$fyd = fyk / \gamma_s \text{ ou } 0,2\% E_s$$

A armadura mínima a adotar será 0,5% A , em que A é a área da seção transversal da estaca. (Para aplicação, ver 2º Exercício.)

No caso de estacas parcialmente enterradas, o comprimento de flambagem pode ser obtido adotando-se o modelo de Davisson e Robinson (ref. 7). Segundo esses autores, a estaca poderá ser substituída por outra equivalente com comprimento total L_e , como se mostra esquematicamente na Fig. 1.1. O valor de η_h poder ser obtido na Tab. 4.3 do Cap. 4.

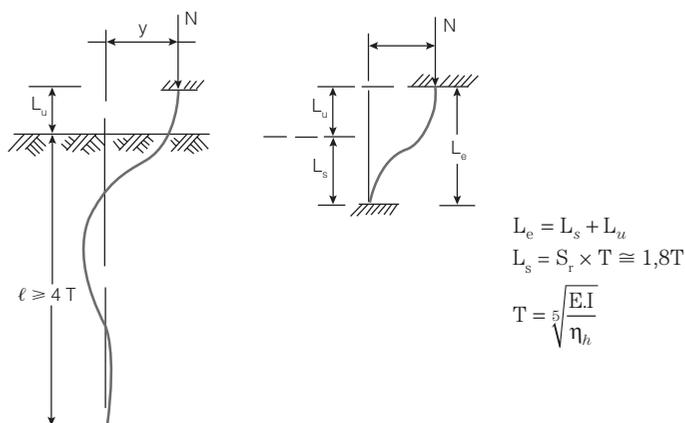


Figura 1.1 – Obtenção do comprimento de flambagem L_{fe} .

Conhecido o valor do comprimento de flambagem L_{fl} , o cálculo é feito de acordo com o item 4.1.1.3 da NBR 6118, ou seja, calcula-se o índice de esbeltez dado por:

$$\lambda = \frac{L_{fl}}{i}$$

em que $i = \sqrt{I/A}$, sendo I o momento de inércia da seção da estaca e A , a área de sua seção transversal.

Se $\lambda \leq 40$, o cálculo é feito pelo processo simplificado, como já se expôs acima.

Para $40 < \lambda \leq 90$, o cálculo será feito introduzindo-se os momentos de segunda ordem dados por:

$$M_{1d} = \gamma_f \times N (0,015 + 0,03h)$$

em que h tem a mesma significação já exposta anteriormente. A relação $h/30$ não será adotada inferior a 2 cm.

$$M_{2d} = \gamma_f \cdot N \cdot \frac{L_{fl}^2}{30} \cdot \frac{1}{r}$$

em que $\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(\partial + 0,5)}$

$$\partial = \frac{\gamma_f \cdot N}{A \cdot f_{cd}}, \text{ porém não inferior a } 0,5.$$

A peça será então dimensionada à flexão composta com uma carga normal de compressão $N_d = \gamma_f N$, em que γ_f é obtido na Tab. 1.1 e um momento

$$M_d = M_{1d} + M_{2d}$$

No caso de $90 < \lambda \leq 200$, o cálculo será feito de maneira análoga, porém adotando-se

$$\gamma_f = 1,4 + 0,01(\lambda - 90)$$

Em nenhum caso se poderá ter $\lambda > 200$.

Para o dimensionamento à flexão composta usam-se os ábacos existentes, por exemplo, nos livros de Pfeil ou de Montoya (refs. 12 e 13). Para o caso de seções circulares maciças, podem ser usados os ábacos das Figs. 1.2 a 1.5, extraídas dos apontamentos de aulas do professor Lobo B. Carneiro. (Para aplicação, ver 3º Exercício.)

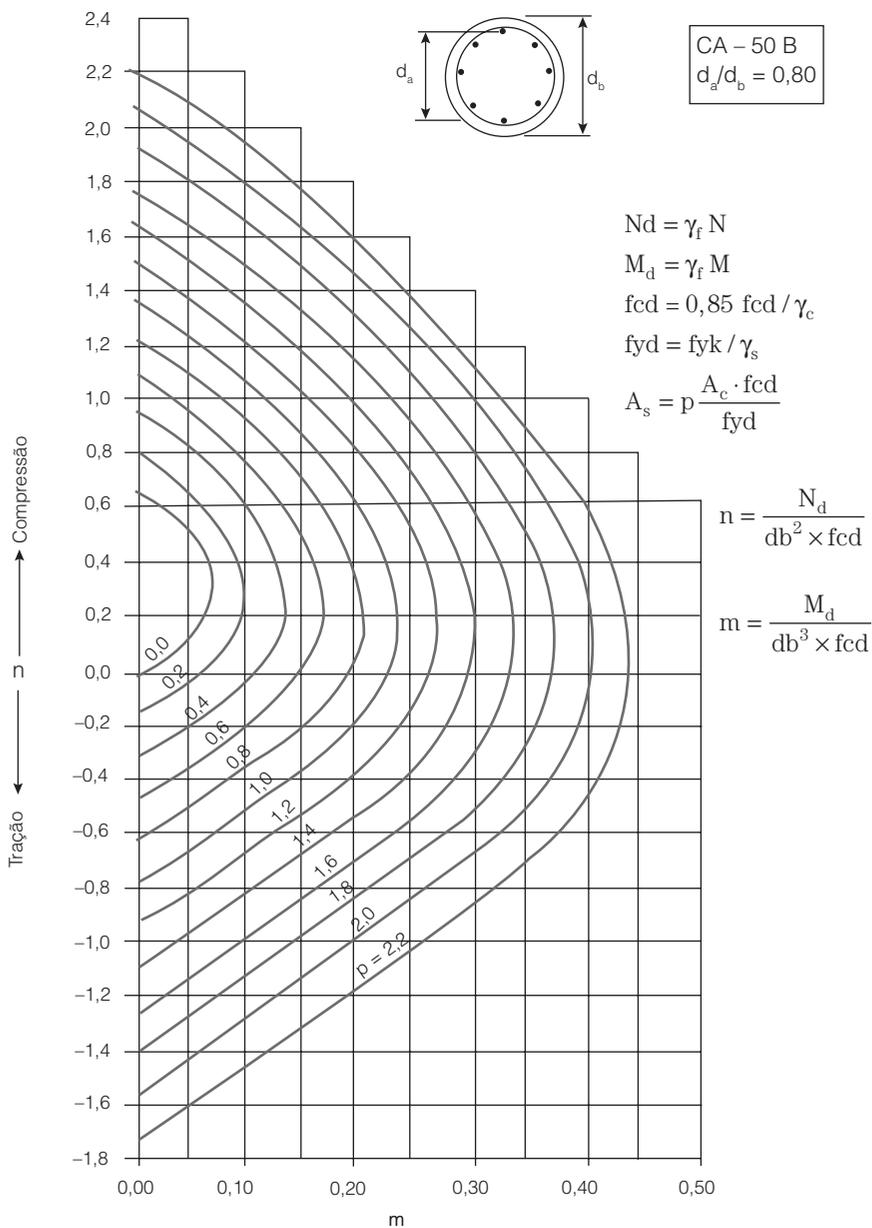


Figura 1.2

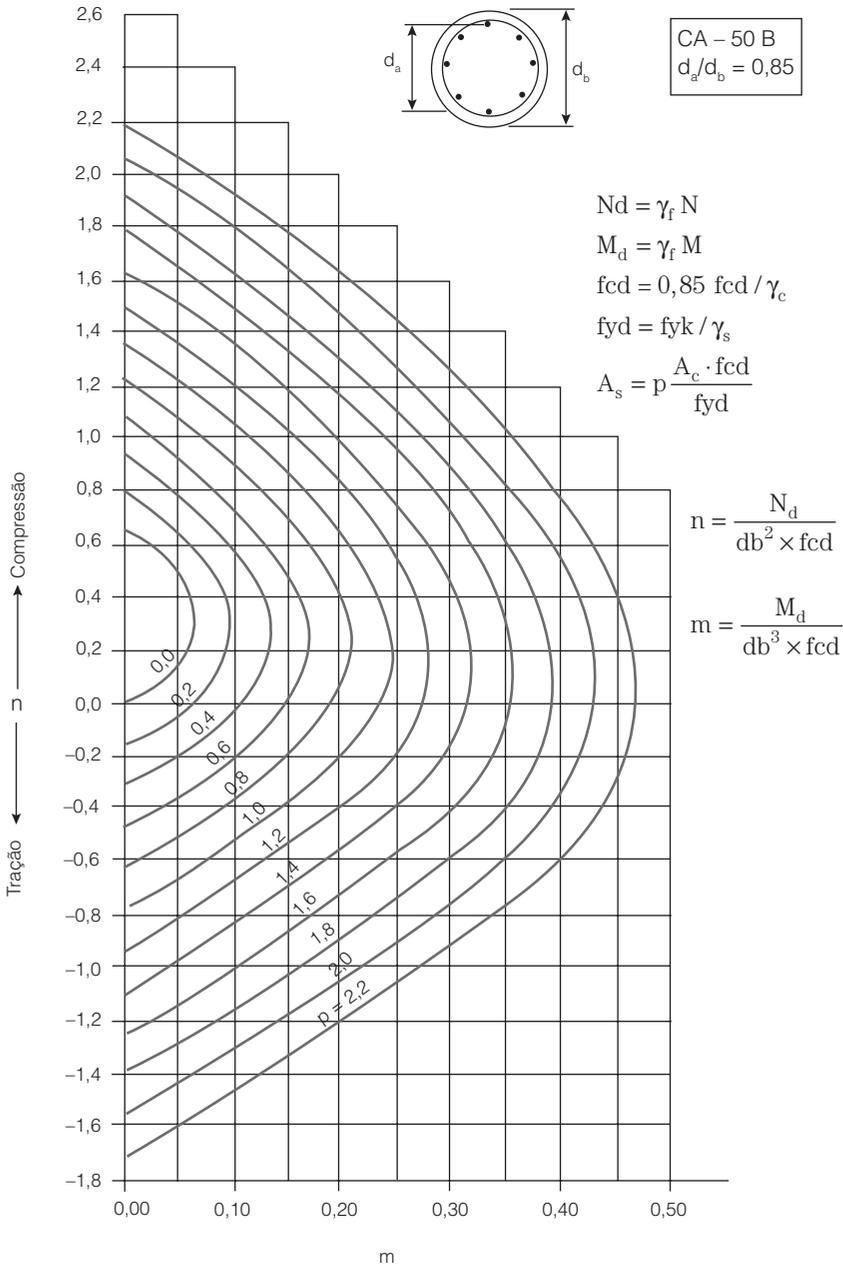


Figura 1.3

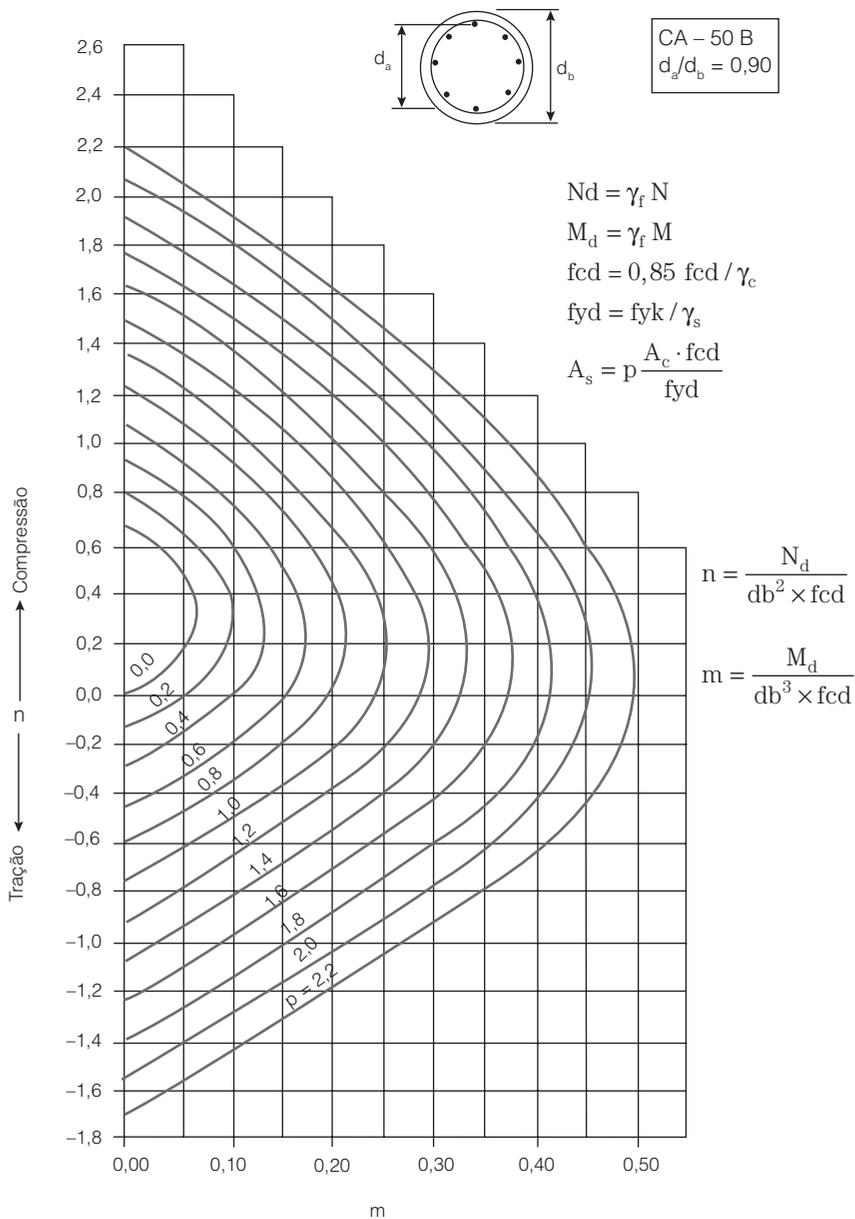


Figura 1.4

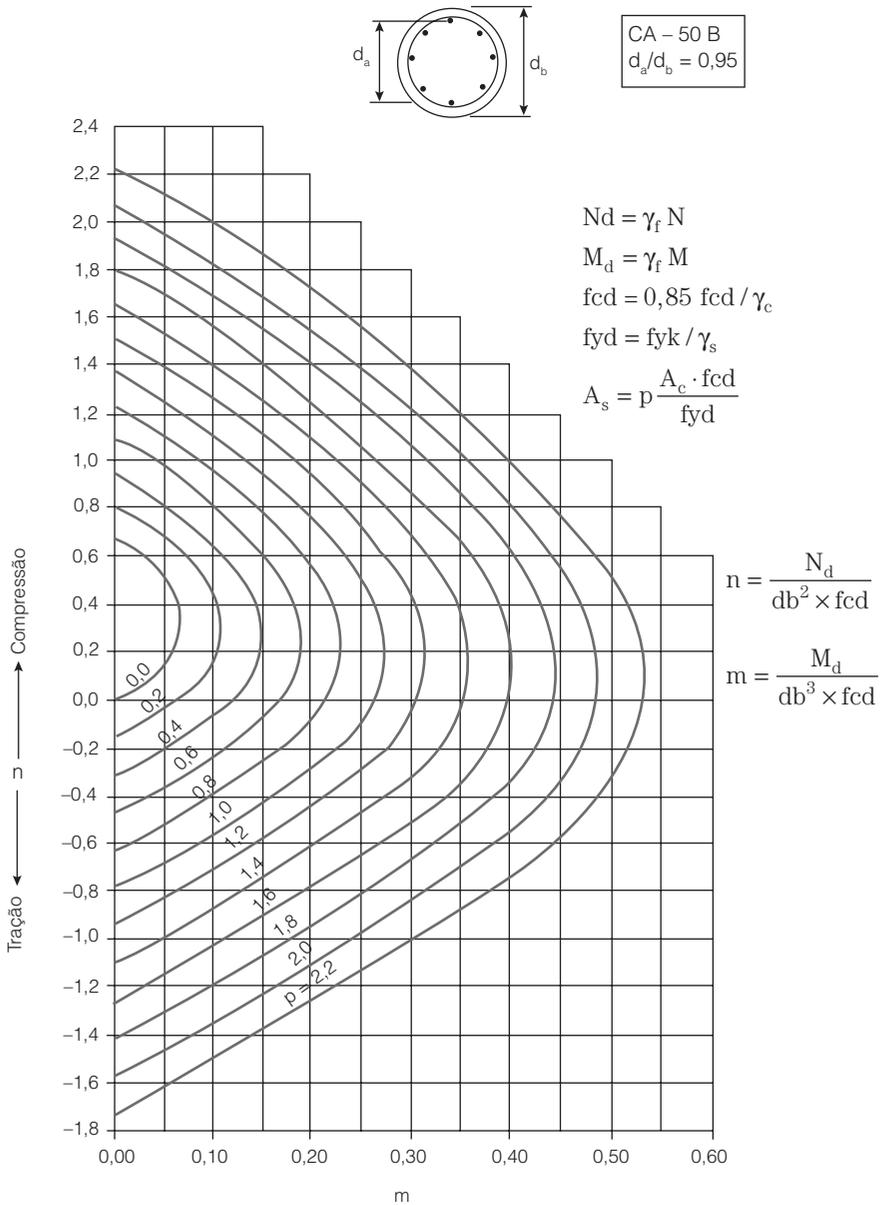


Figura 1.5

1.3 DIMENSIONAMENTO NA TRAÇÃO

Para este caso, a estaca será sempre armada, sendo a seção da armadura condicionada pela abertura máxima permitida para as fissuras.

Como geralmente a taxa dessa armadura nas estacas é reduzida, pode-se usar a fórmula simplificada do item 4.2.2 da NBR 6118:

$$\omega = \frac{\varnothing}{2\eta_b - 0,75} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_s^2}{E_s \cdot ftk}$$

em que:

\varnothing é o diâmetro, em mm, das barras tracionadas

η_b é o coeficiente de aderência, nunca superior a 1,8

E_s é o módulo de elasticidade do aço, ou seja, 210.000 MPa

σ_s é a tensão máxima atuante no aço tracionado para garantir a abertura prefixada das fissuras

ftk é a resistência característica do concreto à tração, ou seja,

$$ftk = \frac{fck}{10} \text{ para } fck \leq 20 \text{ MPa}$$

$$ftk = 0,06 fck + 0,7 \text{ para } fck > 20 \text{ MPa}$$

os valores de ω são:

1. para estacas não protegidas em meio agressivo (fissuras até 0,1 mm)
2. para estacas não protegidas em meio não agressivo (fissuras até 0,2 mm)
3. para estacas protegidas (fissuras até 0,3 mm)

Uma aplicação pode ser vista no 4º Exercício.

1.4 DIMENSIONAMENTO NA FLEXÃO SIMPLES E COMPOSTA

A flexão numa estaca pode ser decorrente de esforços devido ao manuseio e ao transporte (caso de estacas pré-moldadas) ou da própria estrutura.

Se a estaca for de seção circular, o cálculo é feito usando-se os ábacos de flexão composta já citados. Se a estaca é de seção quadrada ou retangular, usam-se as tabelas de vigas existentes nos livros que tratam do dimensionamento de vigas retangulares, como, por exemplo, a Tab. 1.2. Cabe ressaltar que a armadura de flexão não deverá ser inferior a 0,15% A.

Um aspecto importante no dimensionamento desse tipo de solicitação refere-se ao cortante. Se a estaca é de seção quadrada ou retangular, esse dimensionamento não tem maiores dificuldades e é feito seguindo-se o prescrito na NBR 6118, ou seja:

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w \cdot d} \leq \begin{cases} 0,25 fcd \\ 4,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

em que $V_d = \gamma_f \cdot V$, sendo V o cortante na seção considerada.

A seção da armadura, em cm^2/m , quando se usam estribos de dois ramos, é dada por

$$A_s = \frac{100}{f_y d} \cdot b_w \cdot \tau_d$$

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

$$\tau_c = \psi_1 \sqrt{f_c k}$$

sendo $\psi_1 = 0,07$ para taxa de armadura igual ou inferior a 0,1% e 0,14 para taxa de armadura igual ou superior a 1,5%, interpolando-se linearmente entre esses dois valores.

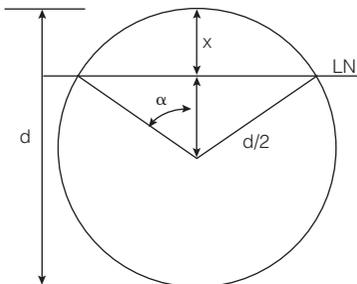
Na Tab. 1.3 apresenta-se o valor de A_s em cm^2/m para os estribos de dois ramos em função do diâmetro dos mesmos. A armadura mínima de cortante é dada por $A_{s/s} = 0,14\% bw$. Como a Tab. 1.3 foi elaborada para $s = 1$ m, ou seja, 100 cm, a armadura mínima, por metro de estaca, será então $A_s = 0,14 bw$, em que bw é expresso em cm. (Para aplicação, ver 5º Exercício.)

Quando a estaca é de seção circular, não existe um roteiro preestabelecido na norma para esse cálculo. O cálculo proposto a seguir é aproximado e foi exposto ao autor pelo professor Lauro Modesto dos Santos, conforme se segue:

- calcula-se a tensão $\tau_{wd} = \frac{\gamma_f \cdot V}{a^2}$, em que a é o lado do quadrado inscrito à seção circular da estaca.
- procura-se, por tentativas, a posição da linha neutra. Para este cálculo podem-se usar, por exemplo, as tabelas do livro do professor Lauro Modesto (ref. 11). Para o uso destas tabelas, impõe-se um valor para β_y e obtendo-se os valores de β , β' e K correspondentes.

Para a obtenção dos valores β e β' , usam-se as Tabs. I 55 a I 61 e para obtenção de K as Tabs. I 79 e I 81 da referência bibliográfica 11.

- calcula-se $\Omega = \beta' - K\beta$
- se $|\Omega| = \mu = \frac{\gamma_f \cdot M}{\sigma_{cd} \cdot A \cdot d}$ então o valor adotado para β_y é o real.
- finalmente, calcula-se a porcentagem de barras tracionadas conforme esquema e cálculos abaixo:



$$x = \beta_x d$$

porcentagem de armadura tracionada

$$\rho = \frac{360^\circ - 2\alpha}{360^\circ} \cdot n$$

em que n é o número total de barras longitudinais existentes na estaca.

- conhecida a porcentagem ρ , o cálculo é análogo ao exposto para seção retangular, em que se calculam os valores de τ_c , τ_d e $\tau_{sw/s}$ conforme já exposto acima. (Para aplicação, ver 6º Exercício).

Tabela 1.2 Cálculo de armadura simples em peças retangulares.

Cálculo de A_s

$$\mu = \frac{Md}{bd^2 fcd} \rightarrow \phi \rightarrow A_s = \frac{Md}{\phi \cdot d \cdot fyd}$$

β	ϕ	μ	Limites	β	ϕ	μ	Limites
0,06	0,976	0,040	A min $\epsilon_s = 0.01$	0,56	0,776	0,296	CA-60A
0,18	0,928	0,114		0,58	0,768	0,303	
0,20	0,920	0,125		0,585	0,766	0,305	
0,20	0,920	0,125	CA-50A	0,60	0,760	0,310	CA-50A
0,22	0,912	0,136		0,62	0,752	0,317	
0,24	0,904	0,148		0,628	0,749	0,320	
0,26	0,896	0,158		0,64	0,744	0,324	
0,28	0,888	0,169	CA-40A	0,66	0,736	0,330	CA-40A
0,30	0,880	0,180		0,679	0,728	0,337	
0,32	0,872	0,190		0,68	0,728	0,337	
0,34	0,864	0,200		0,70	0,720	0,343	
0,36	0,856	0,210	CA-32	0,72	0,712	0,349	CA-32
0,38	0,848	0,219		0,725	0,710	0,350	
0,40	0,840	0,228		0,74	0,704	0,354	
0,42	0,832	0,238		0,76	0,696	0,360	
0,438	0,825	0,246	CA-60B	0,779	0,688	0,365	CA-24
0,44	0,824	0,247	CA-50B	0,78	0,688	0,365	CA-50B
0,46	0,816	0,255		0,80	0,680	0,370	
0,462	0,815	0,256		0,82	0,672	0,375	
0,48	0,808	0,264	CA-40B	0,84	0,664	0,379	CA-40B
0,489	0,804	0,264		0,86	0,656	0,384	
0,50	0,800	0,272	CA-40B	0,88	0,648	0,388	CA-40B
0,52	0,792	0,280		0,90	0,640	0,392	
0,54	0,784	0,288		0,92	0,632	0,395	

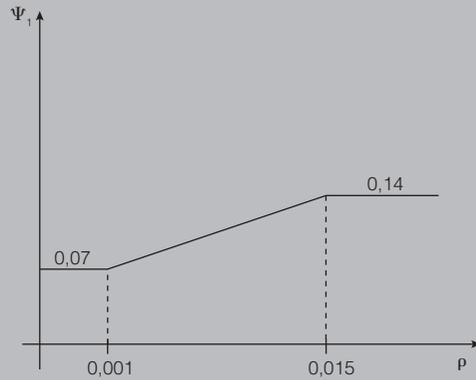
Tabela 1.3 Valores de A_{sw} em cm^2/m para estribos de dois ramos.
Roteiro de cálculo (unidades em MPa).

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w \cdot d} \leq \begin{cases} 0,25 fcd \\ 4,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

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

$$\tau_c = \psi_1 \sqrt{fck}, \text{ em que } \psi_1 \text{ é dado ao lado}$$

$$A_{sw} = \frac{100}{f_y d} \times b_w \times \tau_d \text{ (com } b_w \text{ em cm)}$$



Espaçamento (cm)	Diâmetro (mm)				
	5	6,3	8	10	12,5
5	7,12	12,68	–	–	–
6	5,94	10,60	16,50	23,80	42,20
7	5,08	9,05	14,10	20,40	36,20
8	4,44	7,92	12,40	17,80	31,70
9	3,96	7,04	11,00	15,80	28,20
10	3,56	6,33	9,90	14,30	25,30
11	3,24	5,76	9,00	13,00	23,00
12	2,96	5,28	8,25	11,90	21,10
13	2,74	4,87	7,61	11,00	19,50
14	2,54	4,52	7,07	10,20	18,10
15	2,38	4,22	6,60	9,50	16,90
16	2,22	3,96	6,19	8,91	15,80
17	2,10	3,73	5,82	8,38	14,90
18	1,98	3,52	5,50	7,92	14,10
19	1,88	3,33	5,21	7,50	13,30
20	1,78	3,17	4,95	7,13	12,70
25	1,42	2,53	3,96	5,70	10,10
30	1,18	2,11	3,30	4,75	8,45
35	1,00	1,81	2,83	4,07	7,24

Tabela 1.4 Área da seção de armadura A_s (cm²).

Bitola \emptyset		Número de fios ou de barras												
Fios (mm)	Barras (mm)	Dímetro (pol)	Peso linear (kgf/m)	μ perimetro (cm)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3,2	-	-	0,06	1,00	0,08	0,16	0,24	0,32	0,40	0,48	0,56	0,64	0,72	0,80
4	-	-	0,10	1,25	0,125	0,25	0,375	0,50	0,625	0,75	0,875	1,00	1,125	1,25
5	5	$\cong 3/16$	0,16	1,60	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
6,3	6,3	$\cong 1/4$	0,25	2,00	0,315	0,63	0,945	1,26	1,575	1,89	2,205	2,52	2,835	3,15
8	8	$\cong 5/16$	0,40	2,50	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
10	10	$\cong 3/8$	0,63	3,15	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00
-	12,5	$\cong 1/2$	1,00	4,00	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50
-	16	$\cong 5/8$	1,60	5,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00
-	20	$\cong 3/4$	2,50	6,30	3,15	6,30	9,45	12,60	15,75	18,90	22,05	25,20	28,35	31,50
-	25	$\cong 1$	4,00	8,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
-	32	$\cong 1 1/4$	6,30	10,00	8,00	16,00	24,00	32,00	40,00	48,00	56,00	64,00	72,00	80,00

1.5 EXERCÍCIOS RESOLVIDOS

1º *Exercício*: calcular a carga crítica de flambagem de uma estaca metálica I 12" × 5 1/4" (60,6 kg/m) cravada através de uma camada de argila mole que apresenta coesão de 10 kPa.

Solução:

Segundo o catálogo da Companhia Siderúrgica Nacional a estaca acima apresenta $I_{\min} = 563 \text{ cm}^4$. Adotando-se $k = 9$ e $E = 210\,000 \text{ MPa}$, tem-se:

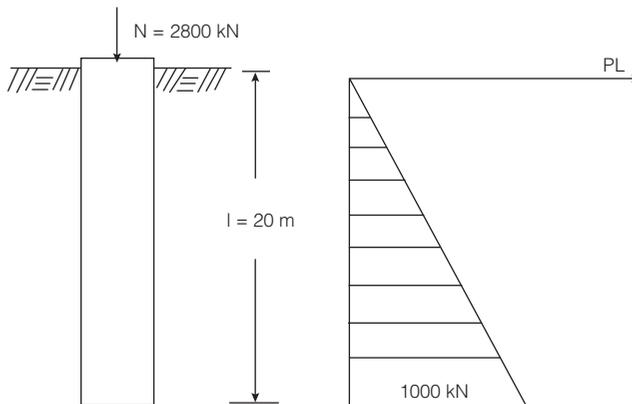
$$N_{\text{crit}} = 9\sqrt{10 \times 210\,000 \times 10^3 \times 563 \times 10^{-8}} \therefore$$

$$N_{\text{crit}} = 979 \text{ kN}$$

Se for adotado um coeficiente de segurança 2, a carga máxima de trabalho, do ponto de vista estrutural, não poderia ser superior a $N = 979/2 \cong 490 \text{ kN}$, valor praticamente igual à metade daquele que se obteria sem considerar a flambagem, onde é comum se adotar $\sigma = 12 \text{ kN/cm}^2$. Neste caso teríamos:

$$N_{s/fl} = \bar{\sigma} \cdot A = 12 \times 77,3 \cong 930 \text{ kN.}$$

2º *Exercício*: Dimensionar a armadura de uma estaca maciça com diâmetro de 30 cm sujeita a uma carga de compressão em seu topo de 2.800 kN e com um diagrama de transferência de carga para o solo, conforme indicado abaixo. Adotar concreto com $f_{ck} = 16 \text{ MPa}$ e aço CA 50.



Solução:

Inicialmente, será verificado se a tensão na estaca é superior a 5 MPa, quando então se calculará o trecho que necessitará ser armado.

$$N = 2.800 \text{ kN}$$

$$A = \frac{\pi \times 0,3^2}{4} \cong 0,0707 \text{ m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} N = 2.800 \text{ kN} \\ A = \frac{\pi \times 0,3^2}{4} \cong 0,0707 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \sigma = \frac{2.800}{0,0707} = 39.590 \text{ kN/m}^2 \text{ ou } 39,6 \text{ MPa}$$

Como a tensão σ_c ultrapassou 5 MPa, há necessidade de armar a estaca até a profundidade em que esse valor não seja ultrapassado.

Assim

$$\frac{N - PL}{A} = 5 \text{ MPa} \therefore$$

$$\frac{2.800 - PL}{0,5} = 5.000 \therefore PL = 300 \text{ kN.}$$

ou seja, a estaca deverá ser armada até a profundidade

$$z = \frac{20}{1.000} \times 300 = 6 \text{ m}$$

Para simplificar os cálculos, será adotada uma armadura constante correspondente à carga máxima de compressão, com $\lambda \leq 40$, pois a estaca está totalmente enterrada.

$$\gamma_f \cdot N \cdot \left(1 + \frac{6}{h}\right) = 0,85 A_c \cdot fcd + A'_s fyd$$

em que

$$\gamma_f = 1,4$$

$$1 + \frac{6}{h} = 1 + \frac{6}{80} = 1,075 \text{ adotado } 1,1$$

$$fcd = 16 \div 1,4 = 11,4 \text{ MPa} = 11.400 \text{ kN/m}^2$$

$$fyd = \begin{cases} \frac{500}{1,15} \cong 435 \text{ MPa} \\ 0,2\% E_s = 0,2\% \times 210.000 = 420 \text{ MPa ou } 420.000 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$1,4 \times 2.800 \times 1,1 = 0,85 \times 0,5 \times 11.400 + A'_s \cdot 2.000 \therefore$$

$A'_s < 0$ usar armadura mínima

$$A'_s \text{ min} = \frac{0,5}{100} \times 5.000 = 25 \text{ cm}^2, \text{ sejam } 8 \phi 20 \text{ mm}$$

3º *Exercício*: Dimensionar a armadura da estaca pré-moldada vazada: cada ao lado sendo conhecidos:

concreto da estaca $fck = 30 \text{ MPa}$

aço Ca 50 $A_{fyk} = 500 \text{ MPa}$

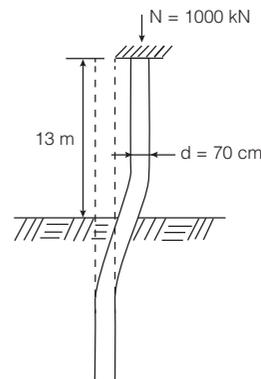
diâmetro externo da estaca = 70 cm

espessura da parede = 11 cm

coeficiente de reação do solo $nh = 0,55 \text{ MN/m}^3$

trecho enterrado da estaca > 4 T

topo engastado, com translação



Solução:

$$T = (EI / nh)^{1/5} = (21.000 \times 0,00918 / 0,55)^{1/5}$$

$$\therefore T = 3,23 \text{ m}$$

$$L_s = 1,8 \quad T \cong 5,80 \text{ m}$$

$$L_{fl} = 13 + 5,80 = 18,80 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_{fl}}{i} = \frac{1.880}{21,2} = 80 < 90$$

$$M_{1d} = 1,4 \times 1.000 \times (0,015 + 0,03 \times 0,7) \cong 50 \text{ kN.m}$$

$$f_{cd} = \frac{30}{1,3} = 23 \text{ MPa (controle sistemático do concreto)}$$

$$f_{yd} = \begin{cases} \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} \\ \frac{0,2}{100} \times 210.000 = 420 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\partial = \frac{1,4}{0,2039} \times \frac{1.000}{23.000} = 0,3 \text{ adotado } \partial \text{ min} = 0,5$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{0,7(0,5 + 0,5)} = 0,0071 \text{ m}^{-1}$$

$$M_{2d} = 1,4 \times 1.000 \cdot \frac{18,80^2}{10} \cdot 0,0071 = 352 \text{ kN.m}$$

$$M_d = M_{1d} + M_{2d} = 402 \text{ kN.m}$$

A estaca será então dimensionada para o par de valores

$$\left. \begin{array}{l} N_d = 1,4 \times 1.000 = 1.400 \text{ kN} \\ M_d = 402 \text{ kN.m} \end{array} \right\} e = \frac{402}{1.400} \cong 0,30 \text{ m}$$

Usando-se a Tabela 6.2 de Pfeil (ref. 13) tem-se

$$\left. \begin{array}{l} \partial_1 = \frac{1.400 \times 10^{-3}}{0,85 \times 23 \times 0,7^2} = 0,15 \\ \partial_1 \frac{e}{d} = 0,21 \times \frac{0,3}{0,7} = 0,09 \end{array} \right\} \text{abaco 6.4} \rightarrow \omega \cong 0,2$$

$$\rho = 0,2 \frac{23}{420} = 0,011 \text{ ou } 1,1 \%$$

$$A_s = 0,011 \times \frac{\pi \cdot 70^2}{4} \cong 43 \text{ cm}^2 \rightarrow 14 \phi 20 \text{ mm}$$

4º *Exercício*: Dimensionar a armadura de uma estaca pré-moldada de 12 m de comprimento, diâmetro externo de 50 cm e parede de 9 cm para as etapas de manipulação e transporte, e para a fase final trabalhando à compressão de 1.300 kN ou 180 kN de tração.

Adotar $f_{ck} = 30$ MPa e controle sistemático.

Solução:

Na fase de transporte e manipulação, admitir-se-á que a sollicitação mais crítica seja quando a estaca for levantada pelo terço de seu comprimento, conforme esquema abaixo:



$$A_c = \frac{\pi}{4} (0,5^2 - 0,32^2) = 0,116 \text{ m}^2$$

$$q = 0,116 \times 25 = 2,9 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{2,9 \times 4^2}{2} = 23,2 \text{ kN.m}$$

Para se levar em conta efeitos de impacto, aumentaremos esse momento 30% ou seja:

$$M \cong 30 \text{ kN.m}$$

$$f_{cd} = \frac{30}{1,3} = 23 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \begin{cases} \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} \\ \frac{0,2}{100} \times 210.000 = 420 \text{ MPa} \end{cases}$$

Usando-se, por exemplo, o ábaco de Montoya (ref. 12)

$$\left. \begin{aligned} \partial &= 0 \\ \mu &= \frac{1,4 \times 30 \times 10^{-3}}{0,116 \times 0,5 \times 23} = 0,031 \end{aligned} \right\} \omega = 0,07$$

$$A_s = 0,07 \times 1.160 \times \frac{23}{420} = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín.} = \frac{0,5}{100} \times 1.160 = 5,8 \text{ cm}^2$$

O dimensionamento para a fase final, trabalhando à compressão de 1.300 kN, será feito como pilar curto ($\lambda < 40$), pois a estaca estará totalmente enterrada e supõe-se que o cálculo mostrou que a mesma não flambará.

$$\begin{aligned}\gamma_f \cdot (1 + 6/h) \cdot N &= 0,85 A_c f_{cd} + A_s' f_{yd} \\ 1,4 \times 1,12 \times 1.300 \times 10^{-3} &= 0,85 \times 0,116 \times 23 + A_s' \times 420 \\ \therefore A_s' &= \text{mín.} = 5,8 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Finalmente, o cálculo para a estaca trabalhando à tração será feito admitindo-se meio agressivo não protegido, ou seja, $\omega = 1$ (fissuras com abertura máxima de 0,1 mm).

$$\begin{aligned}f_{tk} &= 0,06 \times 30 + 0,7 = 2,5 \text{ MPa} \\ \eta_b &= 1,5\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}1 &= \frac{\phi}{2 \times 1,5 - 0,75} \cdot \frac{3\sigma_s^2}{210.000 \times 2,5} \therefore \\ \sigma_s &= \frac{627}{\sqrt{\phi}} \\ \phi &\text{ em mm} \\ \sigma_s &\text{ em MPa}\end{aligned}$$

Se adotarmos barras $\phi = 10$ mm, a tensão de tração máxima será:

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{627}{\sqrt{10}} \cong 198 \text{ MPa} \\ A_s &= \frac{N_{tk}}{\sigma_s} = \frac{180 \times 10^{-3}}{198} = 0,91 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \text{ ou } 9,1 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Conclusão:

A armadura que atende simultaneamente a todas as fases de carregamento da estaca será

$$A_s = 9,1 \text{ cm}^2 \rightarrow 12 \phi 10 \text{ mm}$$

5º *Exercício:* Dimensionar a armadura de uma estaca de seção quadrada de 30 × 30 cm sujeita a um momento $M = 45$ kNm e a um cortante $Q = 40$ kN, sabendo-se que a mesma será confeccionada com concreto de $f_{ck} = 20$ MPa e aço CA 50 A.

Solução:

O cálculo da armadura de flexão será feito usando-se a Tab. 1.2 e o da armadura de cortante a Tab. 1.3.

armadura de flexão:

$$\begin{aligned}f_{cd} &= 20 / 1,4 = 14 \text{ MPa} \\ f_{yd} &= \begin{cases} \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} \\ \frac{0,2}{100} \times E_s \cong 420 \text{ MPa} \end{cases} \\ \left. \begin{aligned} b &= 0,3 \text{ m} \\ d &= 0,27 \text{ m} \end{aligned} \right\} bd^2 f_{cd} \cong 0,3 \text{ MN m}\end{aligned}$$

$$\mu = \frac{1,4 \times 45 \times 10^{-3}}{0,3} = 0,21 \rightarrow \varphi = 0,856$$

$$A_s = \frac{1,4 \times 45 \times 10^{-3}}{0,856 \times 0,27 \times 420} \cong 0,0007 \text{ m}^2 \text{ ou } 7 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 16 \text{ mm}$$

armadura mínima $0,15\% \times 30^2 = 1,35 \text{ cm}^2$

armadura de cortante:

$$\tau_{wd} = \frac{1,4 \times 40 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,69 \text{ MPa} < \begin{cases} 0,25 f_{cd} \\ 4,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{4 \times 2}{30 \times 27} \cong 0,01 \rightarrow \psi_1 \cong 0,11$$

$$\tau_c = 0,11 \sqrt{16} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\tau_d = 1,15 \times 0,69 - 0,44 = 0,36 \text{ MPa}$$

$$A_{sw} = \frac{100}{420} \times 30 \times 0,36 = 2,6 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Armadura mínima $A_s = 0,14 \times 30 = 4,2 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \varnothing 6,3 \text{ c } 15 \text{ cm}$

6º Exercício: Dimensionar a armadura de uma estaca circular maciça com 80 cm de diâmetro, sujeita a um momento $M = 600 \text{ kN.m}$ e a um cortante 180 kN , sabendo-se que a mesma será confeccionada com concreto de $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ e aço CA 50 A.

Solução:

Os valores de f_{cd} e f_{yd} são os mesmos do exercício anterior.

$$A_c = \pi \times 0,8^2 / 4 \cong 0,5 \text{ m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} n = 0 \\ m = \frac{1,4 \times 10^{-3}}{0,8^3 \times 11,4} = 0,14 \end{array} \right\} p = 0,5$$

$$A_s = 0,5 \cdot \frac{5.000 \times 11,4}{420} = 68 \text{ cm}^2 \rightarrow 14 \phi 25 \text{ mm}$$

Armadura mínima $0,15\% \times 5.000 = 7,5 \text{ cm}^2$

Armadura de cortante:

Lado do quadrado inscrito $a = 80\sqrt{2}/2 = 56,5 \text{ cm}$

$$\tau_{wd} = \frac{1,4 \times 180 \times 10^{-3}}{0,565^2} = 0,79 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cd} = 0,8 f_{ck} / \gamma_c \cong 11,5 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{1,4 \times 600 \times 10^{-3}}{11,5 \times 0,5 \times 0,8} \cong 0,20$$

Determinação de ρ por tentativas até que $|\Omega| = \mu$.

O cálculo foi feito usando-se as Tabelas da ref. 11. Após várias tentativas, adotamos $\beta_v = 0,25$.

Tab. I 55: $\beta = 0,196$ e $\beta' = 0,029$

Tab. I 80 : $K = 1,309$ e $\beta_x = 0,3125$

$$\Omega = 0,029 - 1,309 \times 0,196 = -0,228 \cong -0,23$$

$$x = 0,3125 \times 80 = 25 \text{ cm}$$

$$\cos \alpha = 15/40 \therefore \alpha \cong 68 \therefore 2\alpha = 136^\circ$$

$$\text{barras tracionadas } \frac{360 - 136}{360} \times 14 \cong 9 \text{ barras}$$

$$\rho = \frac{9 \times 5}{5.000} = 0,009 \rightarrow \psi_1 \cong 0,10$$

$$\tau_c = 0,1\sqrt{20} \cong 0,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_d = 15 \times 0,79 - 0,4 = 0,51 \text{ MPa}$$

$$A_{sw} = \frac{100}{420} \times 56,5 \times 0,51 = 6,86 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Armadura mínima:

$$A_s = 0,14 \times 56,5 = 7,9 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \varnothing 10 \text{ c } 18 \text{ cm}$$

1.6 REFERÊNCIAS

- [1] ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) – NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado – (antiga NB1); NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações (antiga NB51).
- [2] Alonso, U. R. *Exercícios de Fundações*. Blucher Ltda.
- [3] Alonso, U. R. Estimativa da transferência de carga de estacas escavadas a partir do SPT. *Revista Soios e Rochas*, abril e agosto – 1983.
- [4] Alonso, U. R. “Reavaliação do Problema de Flambagem de Estacas”. *Revista de Engenharia da FAAP* – nov. 1988.
- [5] Aoki, N & Velloso D. *An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles*. V P.C.S.M.F.E., Buenos Aires, 1975.
- [6] Bortulucci, A. A e outros “Programa para Cálculo de Capacidade de Carga em Estacas. Fórmulas Empíricas – MICROGEO 88 – S.P. 23 a 26 out. 88.
- [7] Davisson, M.T. e Robinson K. E. *Bending and Buckling of Partially Embedded Piles*. II. P.C.S.M.F.E., São Paulo, 1963.
- [8] Décourt. L. & Quaresma A. R. Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT. VI C.B.M.S.E.F., Rio de Janeiro, 1978.
- [9] Décourt, L. “Prediction of Bearing Capacity of Piles Based Exclusively on N Values of SPT” 2nd European Symposium on Penetration Testing – Amsterdam – 1982.

-
- [10] MSX “Linguagem Basic” Editora Aleph.
- [11] Modesto dos Santos, L. “Cálculo de Concreto Armado” – Volume 2, Editora LMS Ltda.
- [12] Montoya, P. J. *Hormigon Armado*. Editora Gustavo Gili S. A.
- [13] Pfeil, W. *Dimensionamento de Concreto Armado à Flexão Composta*. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.
- [14] Philipponnat, G. “Método Prático de Cálculo de Estacas Isoladas com Emprego do Penetrômetro Estático” – Tradução dos engenheiros Nelson S. Godoy e Nelcio Azevedo Jr para a ABMS, julho 1986.
- [15] Velloso, D. A. “Fundações em Estacas” – Publicações de Firma – Estacas Franki.
- [16] Velloso, P. P. “Dados para a Estimativa do Comprimento de Estacas em Solo” – Ciclo de Palestras Sobre Estacas Escavadas – Clube de Engenharia – Rio de Janeiro – 1981.

Dimensionamento de fundações profundas

3ª edição

Este livro é destinado aos engenheiros civis que projetam fundações e estruturas. Complementa os critérios básicos expostos no livro *Exercícios de fundações*, do mesmo autor.

O livro está dividido em 7 capítulos abrangendo o dimensionamento estrutural, com ênfase em problemas de flambagem, cálculo de estaqueamentos, uso simultâneo de estacas e tirantes, esforços horizontais em estacas (à superfície e em profundidade), atrito negativo e estimativa de recalques. Ao final de cada capítulo, apresenta-se um resumo da bibliografia consultada. Para melhor clareza dos temas, são apresentados exercícios resolvidos, dentro da mesma linha didática que caracteriza o autor.

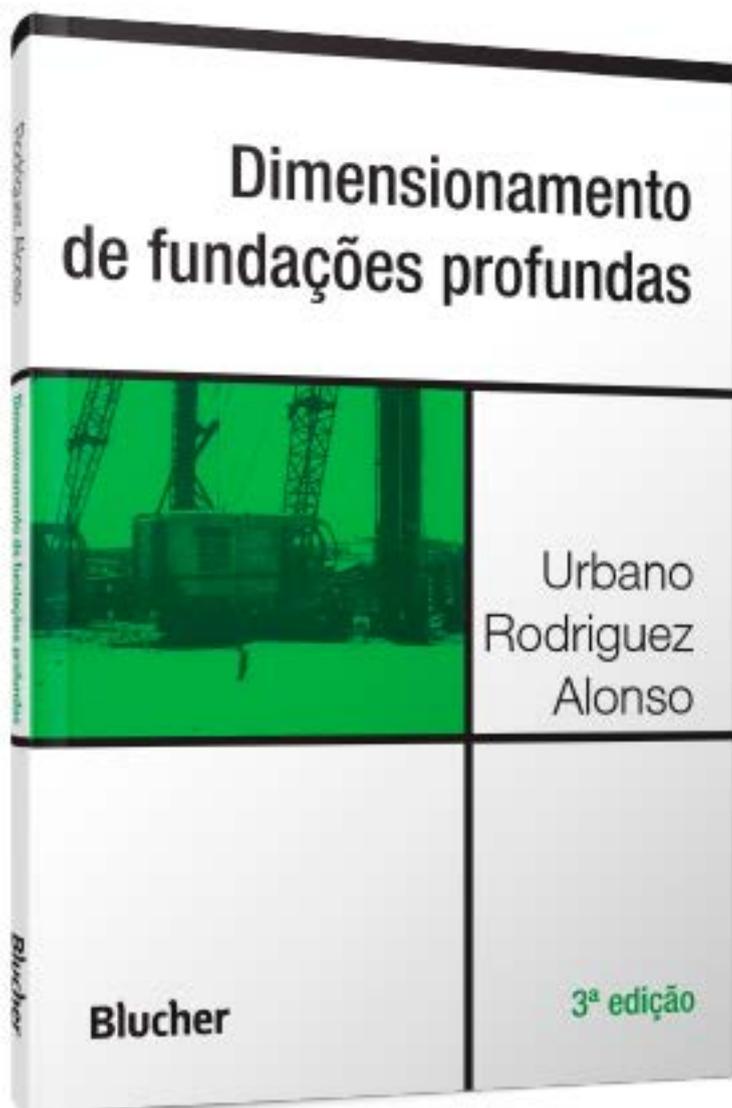
www.blucher.com.br

ISBN 978-85-212-1386-4



9 788521 213864

Blucher



Clique aqui e:

VEJA NA LOJA

Dimensionamento de Fundações Profundas

Urbano Rodriguez Alonso

ISBN: 9788521213864

Páginas: 158

Formato: 17x24 cm

Ano de Publicação: 2019

Peso: 0.290 kg
