

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

**DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO
GEOMÉTRICO E ESTRUTURAL DE SAPATAS E
ESTACAS**

WESLEY CHRISTIANN GOULART COELHO

ÍNDICE

<u>ITEM</u>	<u>DESCRIÇÃO</u>	<u>FOLHA</u>
1	INTRODUÇÃO	3
2	OBJETIVO	3
3	PROGRAMAS UTILIZADOS	4
4	DESENVOLVIMENTO	4
5	CONCLUSÃO	47
6	NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS	48
7	ANEXO	49

1 INTRODUÇÃO

Fundação é o elemento estrutural que transmite para o terreno as ações atuantes na estrutura. Ela precisa fazer a transferência e a distribuição com segurança às ações da superestrutura ao solo, de maneira que não provoquem recalques diferenciais prejudiciais ao sistema estrutural. Conforme a NBR 6122:2010 as fundações podem ser divididas nas seguintes classes:

- Fundação superficial – em que o elemento de fundação em que a ação é transmitida predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação e quando a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente e inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

- Fundação profunda – elemento de fundação que transmite as ações ao terreno pela base, por sua superfície lateral ou a combinação das duas e que assente em uma profundidade superior o dobro da menor dimensão em planta e no mínimo 3 m.

As sapatas pertencem à classe de fundações superficiais, em que elementos posicionados em níveis próximos da superfície do terreno, construídos em concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração não sejam resistidas pelo concreto, mas sim pelo emprego de barras de aço.

As sapatas podem ser projetadas como isoladas, associadas ou combinadas, com vigas de equilíbrio, corridas para pilares, corridas sob carregamento contínuo e para pilares pré-moldados.

As estacas pertencem à classe de fundações profundas, são elementos estruturais que são enterrados no solo, providenciam estabilidade. Elas são usadas em fundações de edificações, em marinas, terminais portuários, etc. Podendo ter várias formas, e ser em construídas de vários materiais conforme a sua utilização.

São fabricadas de madeira, aço, concreto e materiais compósitos. Em obras portuárias a forma mais habitual é um tubo, que depois de cravado no fundo do mar são cheias de concreto.

2 OBJETIVO

Esse trabalho tem como objetivo desenvolver o dimensionamento geométrico, geotécnico e estrutural de sapatas e estacas.

3 PROGRAMAS UTILIZADOS

MUDADOS

EXCEL 2010

4 DESENVOLVIMENTO

O Dimensionamento geotécnico, geométrico e estrutural foram realizados utilizando através de planilhas do Excel e do software Mudados.

4.1 Dimensionamento Geotécnico de Sapatas

4.1.1) Capacidade de Carga

A máxima capacidade de carga de um solo a máxima tensão que ele pode suportar sem se romper. A ruptura física ou geral envolve a curva tensão x deformação onde pode ser percebida a existência de uma tensão máxima que não pode ser excedida e, a partir da qual a deformação ocorre contínua. Em alguns casos em solos menos resistentes a ruptura física ou geral não ocorre. A tensão vai aumentando juntamente com as deformações, sem que um valor máximo possa ser estabelecido.

O mecanismo de ruptura geral foi estabelecido por Terzaghi, para fundações diretas, que estabeleceu o modelo e a equação matemática correspondente. Já o mecanismo de ruptura local ainda não foi estabelecido, nem quantificado matematicamente, porém, segundo Terzaghi ele pode ser estudado pela teoria proposta para ruptura geral desde que a resistência do solo seja reduzida conforme as seguintes relações:

$$c_{\text{corrigida}} = 2/3 c \quad \text{e} \quad \phi_{\text{corrigido}} = \arctg(2/3 \operatorname{tg}\phi)$$

onde, c e ϕ são respectivamente a coesão e o ângulo de atrito interno do solo.

A figura 1 mostra curvas tensão x deformação, as de números 1 e 2 correspondentes a ruptura geral e a 3 ruptura local.

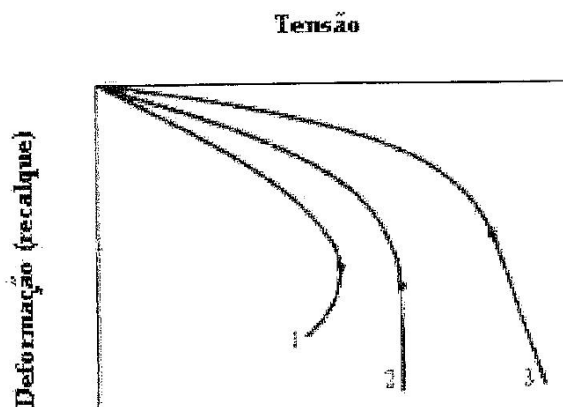


Figura 1- Curvas Tensão x deformação. Ruptura geral, curvas 1 e 2, Ruptura Local, curva 3

4.1.2) Cálculo da Capacidade de Carga

Depois do modelo proposto por Terzaghi e, com formas similares a equação que ele obteve, outros autores vêm desenvolvendo equações para o calculo da capacidade de carga de fundações diretas.

Primeiramente será apresentado a proposta de Hansen(1970). Em sua proposta a capacidade de carga q_0 é formada pela soma de três parcelas:

A primeira depende da resistência por **coesão** do solo e é igual:

$$cN_c s_c d_c i_c$$

A segunda depende da sobrecarga (pressão efetiva de peso de terra atuante no nível de apoio da fundação) e é igual a:

$$qN_q s_q d_q i_q$$

A última depende da resistência por atrito do solo e é igual:

$$0,5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Assim

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0,5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad \text{equação 1}$$

onde:

c = coesão do solo;

Φ = ângulo de atrito interno do solo;

q = sobrecarga (pressão efetiva de peso de terra atuante na cota de apoio da fundação);

B = largura (menor dimensão da fundação);

γ = peso específico do solo de apoio da fundação;

N_c, N_q, N_γ = fatores de capacidade de carga (dependem exclusivamente de Φ)

s_c, s_q, s_γ = fatores de forma (dependem da forma da fundação);

d_c, d_q, d_γ = fatores de profundidade (dependem da profundidade de apoio da fundação);

i_c, i_q, i_γ = fatores de inclinação (dependem da inclinação da carga aplicada à fundação);

Os **fatores de capacidade de carga** podem se calculados pelas equações:

$$N_q = \text{tg}^2 (45 + \Phi/2) e^{\pi \text{tg}\Phi} \quad \text{equação 2}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot\Phi \quad \text{equação 3}$$

$$N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \text{tg}\Phi \quad \text{equação 4}$$

Os fatores de forma, profundidade e inclinação são calculados como a seguir:

Fatores de forma

Fatores de profundidade

$$s_c = 1 + (N_q/N_c) * (B/L)$$

$$d_c = 1 + 0,4D/B$$

$$(D \leq B) \quad \text{equações 5 e 6}$$

$$d_c = 1 + 0,4^{tg^{-1}(D/B)} \quad (D > B) \quad \text{equações 6}^a$$

$$s_q = 1 + (B/L)tg\Phi \quad d_q = 1 + 2tg\Phi (1 - \text{sen}\Phi)^2 (D/B) \quad (D \leq B) \quad \text{equações 7 e 8}$$

$$d_q = 1 + 2tg\Phi (1 - \text{sen}\Phi)^2 tg^{-1}(D/B) \quad (D > B) \quad \text{equações 8}^a$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4(B/L) \quad d_\gamma = 1,00 \quad \text{para qualquer } \Phi \quad \text{equações 9 e 10}$$

Obs: nas equações 6a e 8a os arcos devem ser expressos em radianos

Fatores de inclinação

$$i_c = i_q - (1 - i_q) * (N_q - 1) \quad \text{equação 11}$$

$$i_q = [1 - 0,5H / (V + A_f c \cotg \Phi)]^5 \quad \text{equação 12}$$

$$i_\gamma = [1 - 0,7H / (V + A_f c \cotg \Phi)]^5 \quad \text{equação 13}$$

M = momento

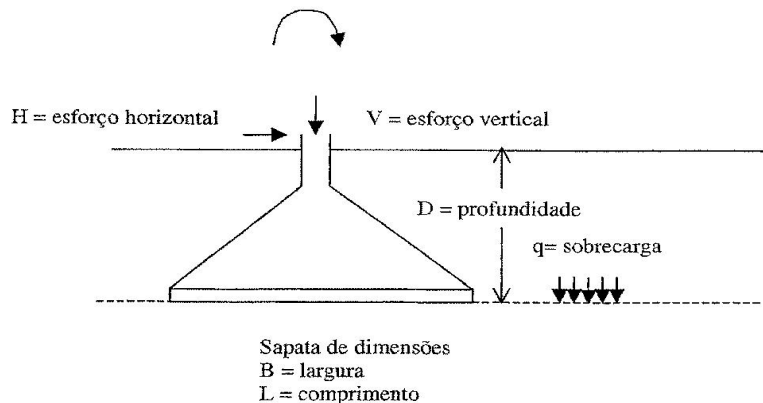


Figura 2 – Esquema da nomenclatura adotada

A existência de momento aplicado à fundação implica na excentricidade da carga vertical

$$e = M/V \quad \text{onde } e = \text{excentricidade}$$

No cálculo da capacidade de carga, existindo excentricidades, as dimensões reais de fundação (B x L) deverão ser corrigidas:

$$B_{\text{corrigido}} = B - 2e_B \quad \text{onde } e_B = \text{excentricidade na direção da largura } B; \quad \text{equação 14}$$

$$L_{\text{corrigido}} = L - 2e_L \quad \text{onde } e_L = \text{excentricidade na direção do comprimento } L; \quad \text{equação 15}$$

Nestas condições

$$A_f = B_{\text{corrigido}} * L_{\text{corrigido}} \quad \text{onde } A_f = \text{área efetiva da fundação.} \quad \text{equação 16}$$

A existência de esforço horizontal implica na existência de um momento

$$M = H * D$$

A compatibilidade do esforço horizontal é dada por:

$$H \leq cA_f + Vtg\delta \quad \text{onde} \quad \text{equação 17}$$

$$\delta = (2/3) \Phi \quad \text{é o ângulo de atrito do solo com a fundação} \quad \text{equação 18}$$

A presença do nível d'água no subsolo será considerada como a seguir:

— Se situado acima da cota de assentamento da fundação ($h < D$), considerá-lo no cálculo da sobrecarga (pressão efetiva do peso de terra), tomando o peso específico submerso do solo abaixo do NA, ao invés de seu peso específico natural (γ).

— Se ocorrendo no nível de apoio da fundação, até uma profundidade máxima igual à largura corrigida da fundação, abaixo da mesma ($D \leq h \leq D + B_{\text{corrigido}}$), utilizar como o peso específico do solo de apoio de fundação, no cálculo da parcela de atrito da capacidade de carga, o valor interpolado entre o peso específico submerso deste solo e o seu peso específico natural, variando proporcionalmente com sua distância ao nível de apoio da fundação, em relação à distância máxima.

— Se ocorrendo abaixo da cota de apoio da fundação, a uma distância igual ou superior à sua largura corrigida ($h > D + B_{\text{corrigido}}$) considera-se que não tenha nenhuma influência na capacidade de carga calculada.

Para o caso particular de $\Phi = 0$ a equação 1 se escreve:

$$q_u = 5,14 c (1 + s + d - i) + q$$

equação 19

$$\text{onde } s = 0,2 B/L$$

equação 20

$$d = 0,4 D/B$$

equação 21

$$d = 0,4 \text{tg}^{-1} (D/B)$$

equação 21^a

$$i = 0,5 - 0,5 \text{ Raiz}(1 - H/Af c)$$

equação 22

Obs: na equação **21a** o **arco** deve estar expresso em **radiano**

4.1.4 Cálculo do Recalque

O recalque de uma fundação direta é calculado por:

$$s = q \cdot B \cdot (1 - \mu^2) \cdot I \cdot \alpha / E$$

equação 23

Em que: q = tensão aplicada ao solo pela fundação

B = largura da fundação (menor fundação)

μ = módulo de Poisson do solo

E = módulo de elasticidade do solo

I = fator de influência dado na figura em anexo para **fundações rígidas**

α = fator de embutimento obtido na figura em anexo

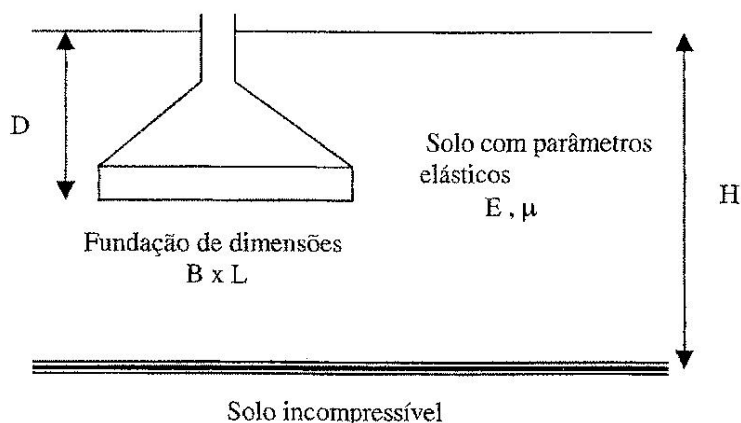


Figura 3 - Dados para cálculo de recalque de fundação

A equação 23 calcula o recalque de uma única camada de solo. No caso mais geral em muitas camadas, deve-se aplicar o princípio da superposição dos efeitos, conforme ilustrado na figura abaixo para o caso de 2 camadas.

Os valores de s_1, s_2, s_3 correspondem a uma só camada e podem ser calculados através da equação 23. O coeficiente de embutimento α , obtido na figura 3, em função de D, B e L , aplica-se os três termos e s é o recalque procurado da fundação apoiada sobre 2 camadas.

Ainda temos:

αs_1 = recalque da camada 1

$(\alpha s_2 - \alpha s_3)$ = recalque da camada 2

4.1.5) Cálculo da Tensão Admissível

A tensão admissível para fundações diretas pode ser feita teoricamente, através dos critérios de ruptura e recalque, aplicados sobre os valores da capacidade de carga e recalque estimados. Podendo ser estimada através de critérios empíricos, baseados no SPT.

4.1.5.1) Tensão Admissível calculada por processos teóricos

Após a obtenção da capacidade de carga por um processo teórico, aplica-se um coeficiente de segurança mínimo de 3 e posteriormente é feita a verificação do recalque para essa pressão. Se o recalque for inferior ou igual ao recalque admissível este valor será a pressão admissível, caso contrário a pressão admissível será a que conduzir a um recalque no máximo igual ao admissível.

4.1.5.2) Tensão admissível avaliada através do SPT

$$q_{\max} = N/5 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Observações:

A) O intervalo de validade do SPT visa impedir o apoio fundações diretas em solos moles ou fofos e, ainda limitar o valor máximo de q_{\max} em 4kg/cm^2 .

B) Abaixo de cota de apoio da fundação não ocorrem solos de menor valor de N que o adotado.

C) Pressupõe-se que as sondagens disponíveis sejam confiáveis.

D) Abaixo da cota de apoio da fundação não existem solos porosos ou colapsíveis, cuja quebra da estrutura poderá provocar recalque consideráveis. Ainda deve ser verificado que a fundação não deverá se apoiar em aterros, a não ser aqueles compactados e construídos sob absoluto controle de forma e garantir de materiais indesejáveis, como matéria orgânica e lixo.

4.2 Dimensionamento Geométrico de Sapatas

O dimensionamento geométrico de sapatas compreende a fixação da sua geometria, incluindo forma e dimensões, em função da tensão admissível no terreno de apoio.

4.2.1) Pressão aplicada ao terreno

4.2.1.1) Fundações Retangulares ou quadradas

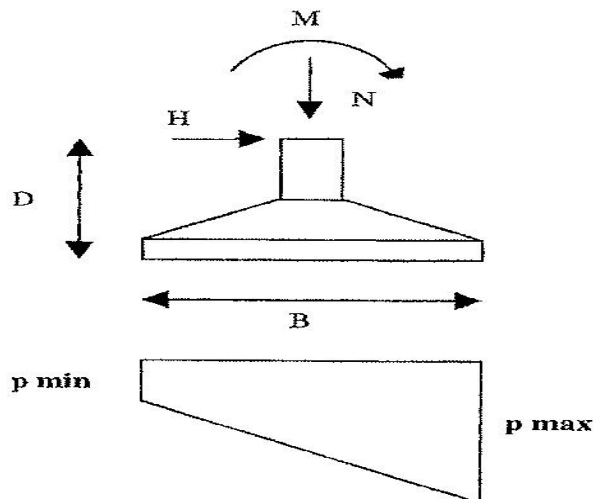


Figura 4 - Esquema de cálculo de sapatas

A pressão P que é aplicada ao terreno por uma fundação de dimensões B (largura) por L (comprimento), suportando uma carga normal N , um momento Fletor M e uma carga horizontal H , atuando na direção paralela a B , pode ser calculado por:

$$P = N/(B*L)*(1 +/- 6*e/B) \quad \text{equação 24}$$

onde e = excentricidade da carga normal

$$e = Mt/M \quad \text{equação 25}$$

sendo Mt = momento total atuante

$$Mt = M + H*D \quad \text{equação 26}$$

Os valores máximo, mínimo e médio de pressão valem:

$$p_{max} = N/(B * L) * (1 + 6*e/B) \quad \text{equação 27}$$

$$p_{min} = N/(B*L) * (1 - 6*e/B) \quad \text{equação 28}$$

$$p_{med} = N/(B*L) \quad \text{equação 29}$$

A seguir é realizado o estudo da variação de p com e

1) Quando $e = 0$ (implica $Mt = 0$) $p_{max} = p_{min} = p_{med} = N/(B*L)$ equação 30

2) Quando $e < B/6$ valem as relações 4,5 e 6

3) Quando $e = B/6$ $p_{max} = 2*N/(B*L)$ equação 31

$p_{min} = 0$ equação 32

$p_{med} = N/(B*L)$ equação 33

4) Quando $e > B/6$ $p_{min} < 0$ equação 34

Neste caso a relação 1 não pode ser aplicada por não ser viável admitir a existência de tração na interface fundação – terreno de apoio. Nestas condições a manutenção do equilíbrio estático exige que:

$$(p_{max}*3u)/2 = N \text{ e portanto}$$

$$P_{max} = 2*N/(3*u) \quad \text{equação 35}$$

$$\text{onde } u = (B/2) - e \quad \text{equação 36}$$

Através do gráfico da figura 4 permite visualizar a variação de pmax com e, percebendo-se que para pequenas excentricidades ($e \leq B/6$), o valor de pmax cresce linearmente até o máximo do dobro do valor inicial ($e = 0$). Quando o valor da excentricidade ultrapassa B/6 o crescimento de pmax torna-se muito rápido tendendo a um valor infinito quando $e = B/2$.

Com isso pode-se concluir que é extremamente perigoso utilizar excentricidades superiores a B/6, devido a pequenas variações da excentricidade poderem provocar enormes variações na pressão máxima no solo, eventualmente atingindo sua capacidade de carga e causando a ruptura da fundação.

A equação 24 pode ser generalizada para o caso de dupla excentricidade, ou seja, atuação de momentos nas direções B e L, tomando a forma:

$$P = N/(B*L)*(1 +/- 6e_B /B +/- 6 e_L/L)$$

onde e_B = excentricidade na direção B = M_{tB}/N

e_L = excentricidade na direção L = M_{tL}/N

sendo M_{tB} = momento total atuando na direção B

M_{tL} = momento total atuando na direção L

4.2.2) Critérios Básicos

O dimensionamento geométrico das sapatas, além dos conceitos anteriormente explicitados deve levar em conta os seguintes critérios básicos:

1) A fundação deverá ser centrada com a resultante das cargas permanentes, ou seja, o centro de gravidade da seção de apoio da fundação deve coincidir com o ponto de aplicação da carga permanente.

2) A pressão máxima a ser transmitida ao terreno não deverá exceder à pressão admissível no mesmo, a não ser no caso já mencionado anteriormente de excentricidade devida a cargas acidentais, onde até 30% de acréscimo na pressão admissível poderá ser aceito, desde que a pressão média, não exceda a pressão admissível.

3) São adotadas seções de apoios retangulares ou quadradas.

4) A NBR 6122 recomenda que não adote dimensão inferior para sapatas.

5) No caso de seções retangulares não se recomenda que a relação comprimento/largura (L/B), seja superior 2,5.

4.2.3) Sapatas Associadas

Na medida do possível devem ser dimensionadas como sapatas isoladas, uma para cada pilar. Porém, quando dois pilares estão muito próximos, as vezes não é possível o dimensionamento de sapatas isoladas para os mesmos, face a interferência física de uma com a outra. Neste caso, costuma-se associar os dois pilares em uma única sapata dita então sapata associada ou viga de fundação. A associação é feita conforme a figura 5.

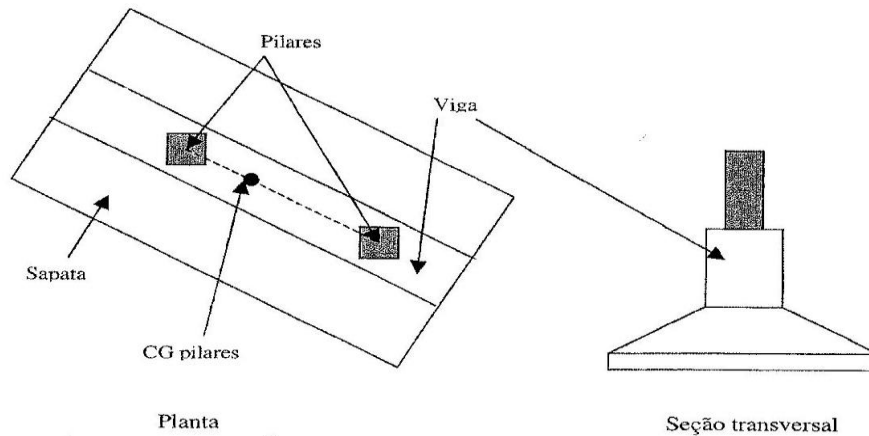


Figura 5 – Sapata Associada

Quando o pilar interno em que será fixado uma das extremidades da alavanca, situa-se próximo ao pilar de divisa, poderá ser mais adequada a criação de uma sapata associada, recebendo os dois pilares.

Neste caso poderá ocorrer duas situações:

- a) O pilar junto à divisa tem carga inferior à do pilar interno; (Centro de gravidade dos pilares situa-se ao pilar interno e a associação através de sapata retangular é possível).
- b) O pilar junto à divisa tem carga superior à do pilar interno; (Centro de gravidade dos pilares situa-se mais próximo do pilar junto a divisa e associação através de sapata retangular não é possível. Adota-se sapata trapezoidal ou composta).

4.2.4) Pilares situados junto a divisas

No caso de pilares situados junto a divisas, a impossibilidade de construir no terreno vizinho, implicando que a fundação do pilar seja excêntrica.

Geralmente, esta excentricidade será muito elevada, face às pequenas dimensões dos pilares quando comparadas com as da fundação, implicando em que a resultante das cargas fique fora do terço médio da seção da fundação.

4.2.4.1) Viga Alavanca

A viga Alavanca consiste em absorver a excentricidade, conforme esquema da figura 6

Sendo

N1 – carga atuante no pilar junto à divisa

N2 – carga atuante no ponto de fixação da outra excentricidade da viga alavanca

R – reação do solo na fundação do pilar junto à divisa.

e – excentricidade

d – braço da alavanca

b – largura do pilar junto à divisa

B – largura da fundação do pilar junto à divisa

Podendo escrever:

$$e = (B - b)/2$$

equação 37

$$R = N1 + N1*e/d$$

equação 38

A reação negativa (tração) na outra extremidade da alavanca valerá $R' = - N1*e/d$, exigindo, em consequência que $N2 > R'$

Usualmente, no dimensionamento da fundação do pilar interno, considera-se um alívio no valor de $N2$, igual a 50% de R' .

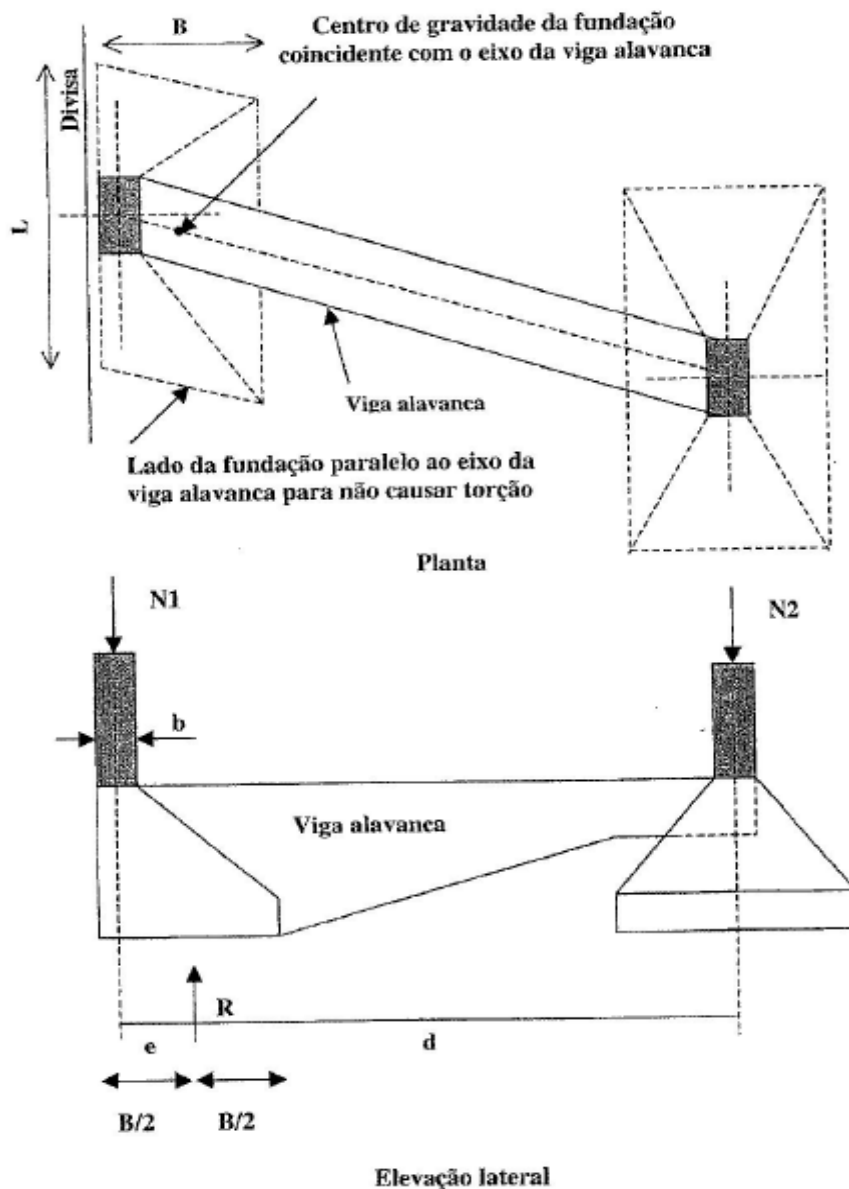


Figura 6 – Pilar junto à divisa com viga alavanca – solução típica

O problema é resolvido por tentativas, através da fixação de um valor inicial para B, calculando-se então e pela relação 37 e R pela 38. Calcula-se a seguir a área necessária para a fundação do pilar junto à divisa e o comprimento resultante da fundação:

$$S_{nec} = R/p_{adm} \quad \text{Relação 39}$$

$$L = S_{nec}/B \quad \text{Relação 40}$$

Checa-se $L/B \leq 2,5$ Ok, caso não atenda aumenta-se o valor inicialmente fixado para B e recalcula-se até que $L/B \leq 2,5$.

Uma maneira de diminuir o número de tentativas é exposto a seguir:

- 1) Calcula-se $S_{inic} = N1/p_{adm}$
- 2) Admitindo $L/B = 2$, calcula-se $B = (S_{inic}/2)^{1/2}$
- 3) Calcula-se e e R pelas relações 37 e 38
- 4) Calcula-se S_{nec} e L pelas relações 39 e 40
- 5) Checa-se se $L/B \leq 2,5$.
- 6) Caso positivo é adotado os valores de B e L já calculados
- 7) Caso negativo aumenta-se B e recalcula-se L até que $L/B \leq 2,5$. A altura da fundação é definida no cálculo estrutural, pois será a mesma altura da viga alavanca.

4.3) Dimensionamento Estrutural de Sapatas

4.3.1) Sapatas Isoladas

4.3.1.1) Método das Bielas

O método das Bielas pode ser definido a partir das duas vigas em balanço mostradas na figura 7

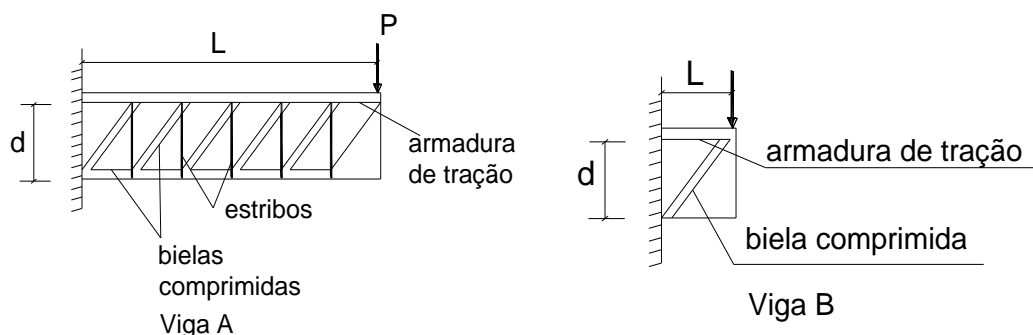


Figura 7 – Vigas em Balanço – Flexão e Cisalhamento

Pode ser constatado que a diferença entre as duas vigas da figura consiste na ausência de estribos na viga B, que acontece em função da existência de uma única biela comprimida.

A viga B funciona como “mão francesa” sendo dimensionado como uma treliça e a viga A que é dimensionada à flexão e ao cisalhamento. A seguir será mostrado o uso deste método para o dimensionamento de sapatas corridas e isoladas.

4.3.1.1.1) Sapatas Corridas

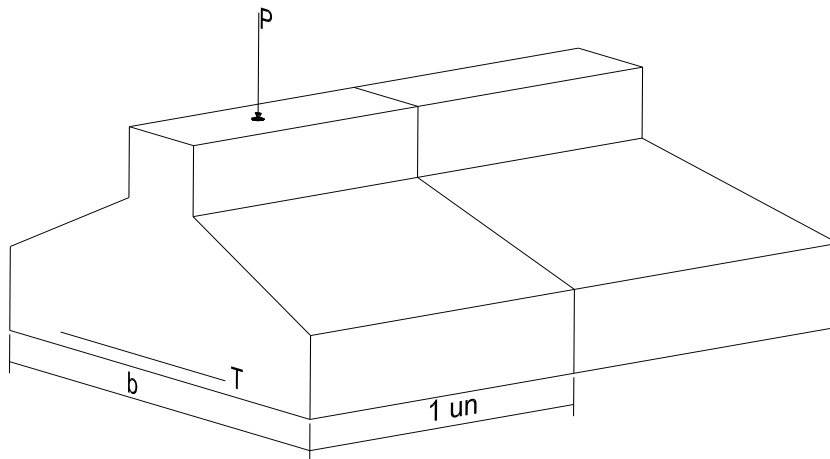


Figura 8 – Sapata Corrida

Para o dimensionamento estrutural da sapata corrida através deste método é feito inicialmente o cálculo de sua altura útil. Posteriormente, o cálculo da armadura a ser colocada no fundo da sapata.

$$d \geq \begin{cases} (b - b_0)/4 & , \text{ em que } \sigma_a = 0,85 f_{ck}/1,96 \\ 1,44 \sqrt{P/\sigma_a} \end{cases}$$

$$T = P(b - b_0)/8d$$

$$A_s = 1,61T/f_{yk} \text{ em que } 1,61 = \gamma_r \gamma_s = 1,4 \times 1,15$$

4.3.1.1.2) Sapatas Isoladas

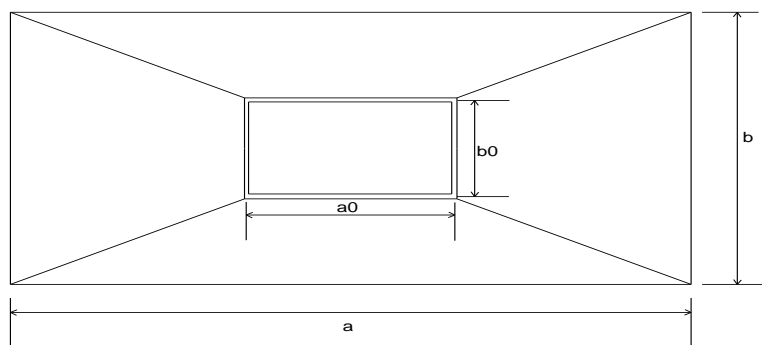


Figura 9 – Sapata Isolada

Igualmente para o dimensionamento estrutural da sapata isolada através deste método é feito inicialmente o cálculo de sua altura útil. Posteriormente, o cálculo das armaduras a serem colocadas no fundo da sapata.

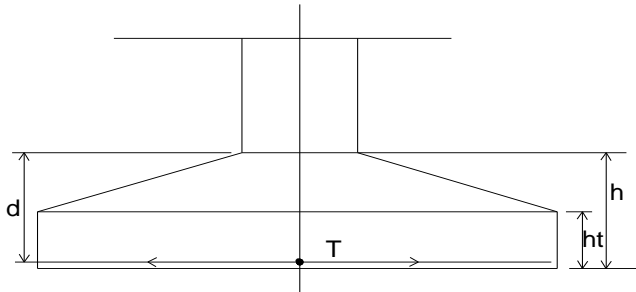


Figura 10 – Sapata Isolada

$$d \geq \begin{cases} a - a_0/4 \\ b - b_0/4 \\ 1,44 \sqrt{P/\sigma_a} \text{ em que } \sigma_a = 0,85 f_{ck}/1,96 \end{cases}$$

$$T_x = P(a - a_0)/8d$$

$$T_y = P(b - b_0)/8d$$

$$A_{sx} = 1,61 T_x/f_{yk}$$

$$A_{sy} = 1,61 T_y/f_{yk}$$

4.3.1.2) Critério da ACI-318/63

4.3.1.2.1) Sapatas corridas

Quando a sapata for flexível, ou seja, quando $\alpha \leq 45^\circ$, é possível assimilar a estrutura como peça de balanços invertidos carregados pela pressão do terreno. Determinam-se o momento e a cortante máximos, por metro linear de sapata, pelas seguintes expressões:

$$M = 1/8 \sigma_s (b - b_0^2)$$

$$Q = (b - b_0 - h) \sigma_s / 2$$

em que:

M = Momento Fletor, por metro de sapata;

σ_s = Tensão aplicada ao solo;

b = Largura da sapata;

b0 = Largura do pilar (corrido);

h = altura da sapata.

O momento calculado é admitido na face da parede, se a mesma for de concreto, ou entre o eixo do muro e a face, quando o mesmo for de alvenaria. O cortante é obtido em uma seção distante da face igual a $0,5h$.

4.3.1.2.1) Sapatas isoladas

Os momentos fletores e cortantes máximos são obtidos nas seções xx e yy das figuras 11 e 12 pelas expressões:

$$M_x = a (b - b_0)^2 \sigma_s$$

$$M_y = b (a - a_0)^2 \sigma_s$$

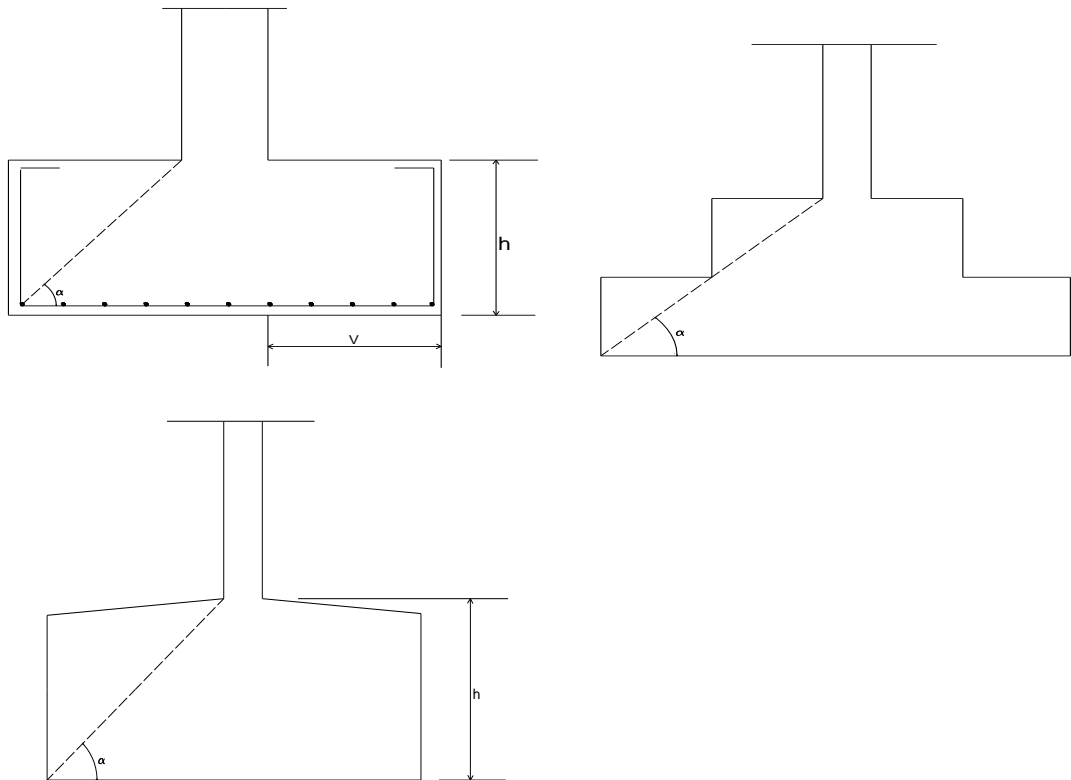


Figura 11 – Sapata Isolada

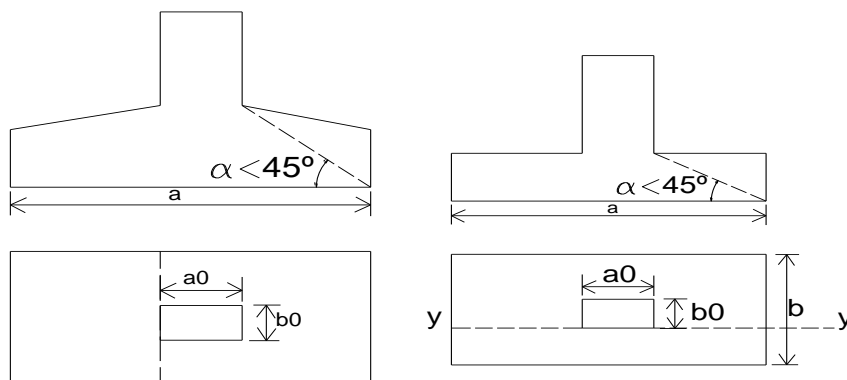


Figura 12 – Sapata Isolada

Para a verificação da punção, as consideradas estão a $h/2$ da face do pilar. (Figura 13)

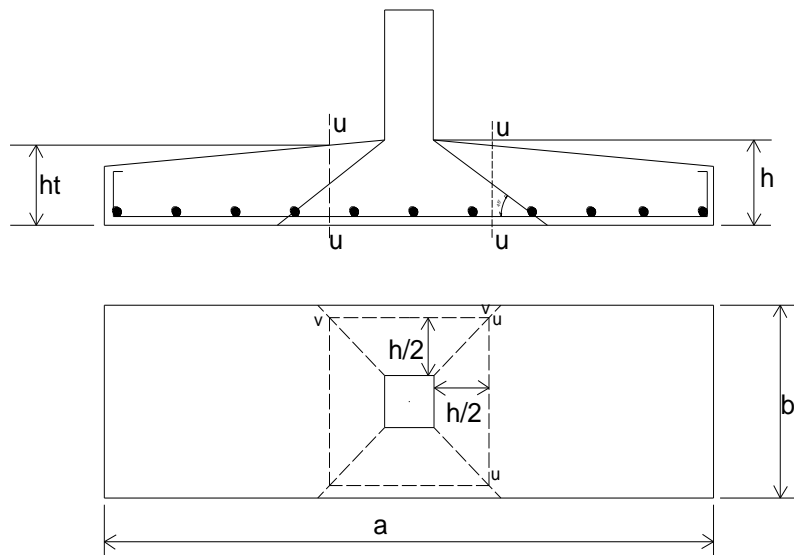


Figura 13 – Armadura de Sapata Isolada

A tensão de corte (punção) é dada por:

$$\tau = Q/b_1h_1$$

É importante observar que:

a) Os momentos fletores para a determinação da sapata são determinados nas seções críticas seguintes:

- Na face do pilar ou parede de alvenaria.
- A 0,25 da face do pilar ou parede de alvenaria.

b) Nas sapatas isoladas calcula-se o momento nas duas direções principais

c) A armadura de distribuição, nas sapatas corridas, vale 1/8 da armadura principal.

d) A armadura para sapatas isoladas de forma retangular é disposta da seguinte maneira (Figura 14):

- As barras paralelas à maior dimensão da sapata distribuem-se uniformemente ao longo da menor dimensão.
- As barras paralelas à menor dimensão devem ser concentradas em uma faixa de valor igual à menor dimensão, e o restante com armadura

$$A_{sfc} = ((2/(a/b) + 1)A_{sft})$$

- É recomendado comprovar a resistência utilizadas pela verificação do cisalhamento na seção da base do pilar, cujo valor é atendido pelo comprimento de ancoragem de armadura a partir da referida seção.

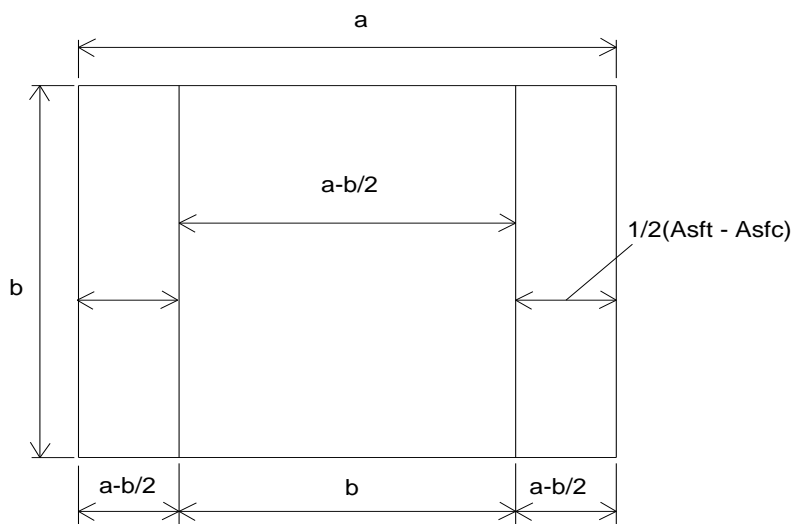


Figura 14 – Detalhe de armação de Sapata Isolada

- As seções críticas onde são verificadas as tensões de cisalhamento devido a flexão estão situadas a uma distancia d das seções críticas adotadas para o cálculo do momento fletor.(figura 15)

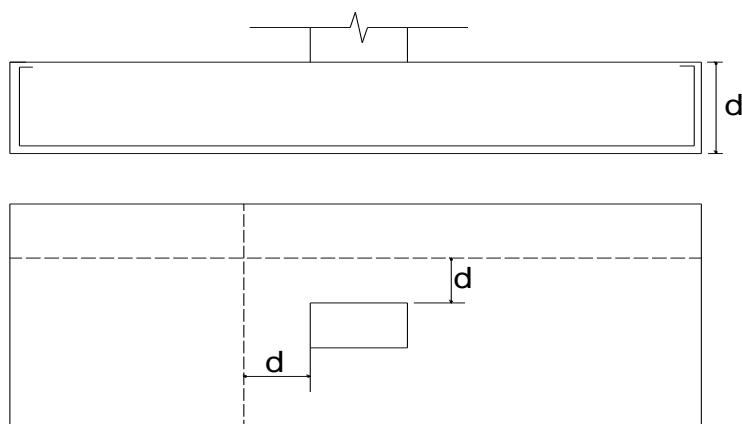


Figura 15 – Seções Críticas

$$\tau = Q/b' \times h'$$

em que

$$Q = \sigma_s \cdot A_{ABCD}$$

O valor de τ deve ser menor que $0,15 \sqrt{f_{c,28}}$ (MPa) adotando $f_{c,28} = 4/3 f_{ck}$

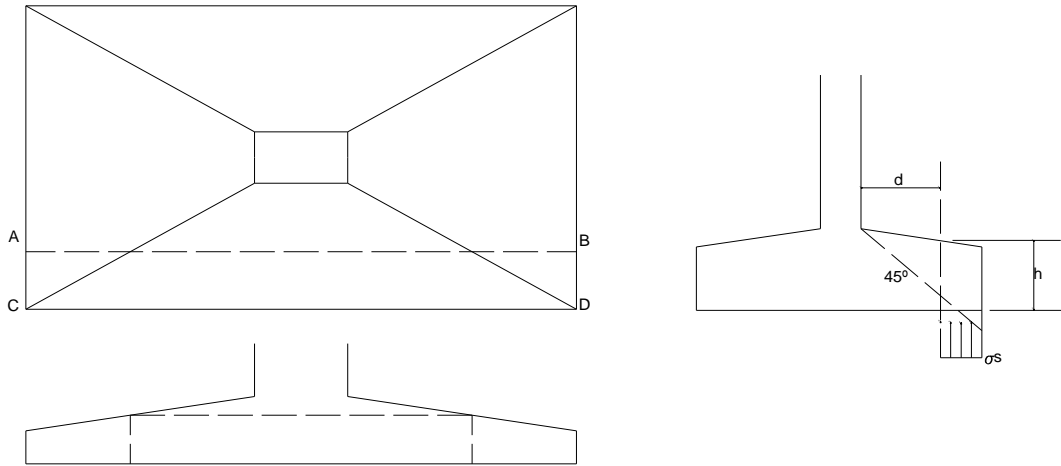


Figura 16 – Tensão de Cisalhamento

Para verificação das tensões de cisalhamento devido ao puncionamento, as seções a analisar situam-se a uma distância $d/2$ das seções críticas adotados para o momento fletor.

$$\tau = Q/b_1h_1$$

$$Q = S_{ABCD}$$

$$b_1 = AB$$

$$\tau \leq 0,3 \sqrt{f_{c28}} \text{ (MPa)}$$

4.3.2) Sapatas Associadas

Para este tipo de sapata, normalmente se trabalha como se fosse uma sapata rígida, no plano perpendicular ao eixo da viga. Desse modo, o cálculo é igual a já mostrado no item 4.3.1.1. A viga é calculada pelo procedimento de viga isostática sobre dois apoios.

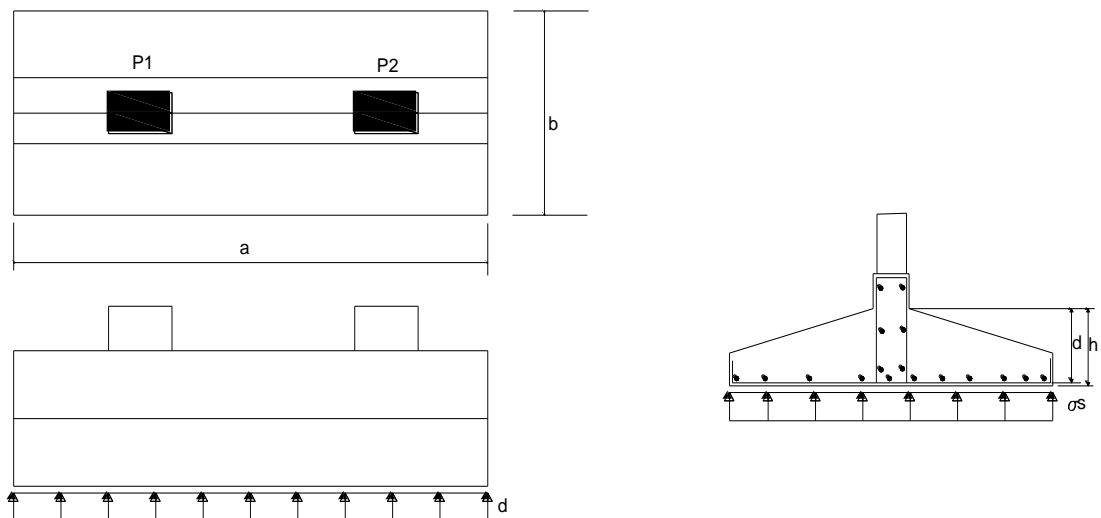


Figura 18 – Sapatas Associadas

4.3.3) Viga de Equilíbrio ou Viga Alavanca

A sapata da divisa é dimensionada da mesma forma que para sapata associada, ou seja, como se fosse uma sapata rígida no plano perpendicular ao eixo da viga alavanca.

A viga-alavanca é normalmente feita com seção variável, usando-se estribos e ferros dobrados para absorver o cisalhamento.

4.4) Dimensionamento Geotécnico de Estacas

A resistência das estacas é manifestada através de duas parcelas: uma devida ao atrito lateral do solo adjacente e outra pela resistência de ponta do solo subjacente. Ainda é de conhecimento que as resistências do tipo passiva são superiores às em repouso e, estas são superiores às ativas, concluindo que para uma mesma condição do solo, comprimento e dimensão, as estacas cravadas apresentam maior capacidade de carga que as em repouso e as escavadas.

Dentro de um mesmo tipo de estaca, cravada ou escavada a capacidade de carga também depende do processo executivo, dimensão e natureza do solo.

4.4.1) Capacidade de Carga

A capacidade de carga das estacas, interpretada como a soma de uma resistência por atrito lateral mais uma resistência de ponta é definida como a máxima carga que a fundação pode suportar.

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu} \quad \text{onde:}$$

Q_u = capacidade de carga na estaca.

Q_{lu} = capacidade de carga por atrito lateral

Q_{pu} = capacidade de carga por resistência de ponta.

A máxima carga que uma fundação profunda pode suportar corresponderá à sua carga de ruptura física, assim entendida como a máxima carga para a qual não se consegue mais nenhum incremento, com ocorrência contínua e incessante de deformações. Em geral é admitido como 10% do diâmetro da fundação, no caso de estaca cravada ou escavada em solos argilosos, e, de até 30 % no caso de fundações escavadas em solos arenosos.

4.4.2) Carga Admissível

A carga admissível das estacas segue os critérios de ruptura e recalque. Ultimamente tem-se empregado as denominadas semi-empíricas, que permitem o cálculo direto admissível,

com base em correlações diversas disponíveis, através da experiência acumulada no estudo do comportamento de várias fundações já executadas, em provas de carga de comprovação.

4.4.3) Fórmulas Semi-Empíricas

Muitas fórmulas semi-empíricas são utilizadas para o dimensionamento das fundações.

As convenções utilizadas para as fórmulas são as seguintes:

ARGS: Argila Siltosa;

ARGA: Argila Arenosa;

SAG: Silte Argiloso;

SAR: Silte Arenoso;

AREA: Areia Argilosa;

ARS: Areia Siltosa;

ARE: Areia;

ARP: Areia com Pedregulhos;

L: Comprimento da Estaca;

P: Perímetro da estaca;

d_p: diâmetro da ponta da estaca;

s_p: área da ponta da estaca;

Q_u: Capacidade de Carga Total da Estaca;

Q_{lu}: Capacidade de Carga por atrito lateral;

Q_{pu}: Capacidade de Carga por resistência de ponta;

Q_{adm}: Carga admissível na estaca;

N: valores de SPT medidos em sondagens de reconhecimento à percussão;

I: intervalo de medição do SPT nas sondagens (usualmente 1.00 m).

4.4.3.1) Fórmula de Pedro Paulo Costa Velloso

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu}$$

$$Q_{adm} = Q_u / 2,5$$

$$Q_{lu} = \alpha_1 * \lambda_1 * p * L / (L - 1) \sum (f_s * 1)$$

$$Q_{pu} = \alpha_p * \lambda_p * \beta * s_p * 0,5 * [(q_p) \text{ med. Acima} + (q_p) \text{ med. abaixo}]$$

f_s = adesão solo-estaca

I = comprimento de estaca com adesão **f_s**;

q_p: resistência do solo na ponta da estaca;

$\alpha_1, \alpha_p, \lambda_1, \lambda_p, \beta$ são parâmetros, a seguir apresentados;

$\Sigma (f_s * 1) =$ soma dos valores do atrito lateral calculados ao longo do fuste da estaca

(q_p) med. acima = média dos valores q_p calculada em um intervalo $(8 * dp)$ acima da ponta da estaca.

(q_p) med. abaixo = idem $(3,5 * dp)$ abaixo da ponta da estaca;

$\beta = 1,016 - 0,016 dp/dc$ onde $dc =$ diâmetro do cone holandês = 3,6 cm

Os valores de adesão f_s e resistência de ponta q_p foram ajustados por Velloso com base em dados obtidos da Refinaria Duque de Caxias e Açominas, como mostrado a seguir:

Refinaria Duque de Caxias

$$f_s = C_s * N$$

$$q_p = C_p * N$$

Açominas

$$f_s = 1,21 * N^{0,74} \quad (\text{tf/m}^2)$$

$$q_p = 47 * N^{0,96} \quad (\text{tf/m}^2)$$

É recomendado que N seja superior a 40.

Os valores de C_s e C_p são apresentados na tabela em anexo;

4.4.3.2) Fórmula de Aoki-Velloso

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu}$$

$$Q_{adm} = Q_u / 2,0$$

$$Q_{lu} = p * L / [(L-1) * F2] * \Sigma (f_s * 1)$$

$$Q_{pu} = (s_p / F1) * q_p$$

$$q_p = K * N$$

$$f_s = \alpha * q_p = \alpha * K * N$$

$\alpha, K, F1, F2,$ são parâmetros mostrados no anexo

$\Sigma (f_s * 1) =$ soma dos valores $(\alpha * K * N)$, calculados ao longo do fuste da estaca.

É recomendado que N seja superior a 40.

4.4.3.3) Fórmula de Decourt-Quaresma

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu}$$

$$Q_{adm} = (Q_{lu} / 1,3) + (Q_{pu} / 4)$$

$$Q_{lu} = p * L / (L-1) * \Sigma (f_s * 1)$$

$$Q_{pu} = s_p * q_p$$

$$f_s = (\beta * N / 3 + \beta)$$

$$q_p = \alpha * K * N$$

$\alpha, \beta, K,$ são parâmetros mostrados no anexo.

É recomendado que N for menor 3 utilize 3 e se for maior que 50, utilize 50.

4.4.3.4) Fórmula de Alonso

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu}$$

$Q_{adm} = (Q_{lu}/2,0)$ ou $Q_{adm} = (Q_{pu}/0,8)$, considerar o que for menor

$$Q_{lu} = 0,662 * p * L * f_s$$

$$Q_{pu} = s_p * q_p$$

$$f_s = \alpha * N_{s,médio}$$

$$q_p = 0,5 * [(\beta * N)_{med.acima} + (\beta * N)_{med.abaxo}]$$

α , β , são parâmetros apresentados no anexo.

N_{smedio} = média dos valores de N (SPT) ao longo do fuste da estaca.

$(\beta * N)_{med. acima}$ = média dos valores $(\beta * N)$ calculada em um intervalo $(8 * dp)$ acima da ponta da estaca.

$(\beta * N)_{med. abaixo}$ = idem $(3.0 * dp)$ abaixo da ponta da estaca.

É recomendado que N seja superior a 40.

No caso em que as medições de torque forem disponíveis (ensaio SPTT) a fórmula de Alonso pode ser escrita como:

$$Q_{lu} = \alpha * p * L * f_{smed} \quad \text{onde:}$$

f_{smed} = média das adesões f_s ao longo do fuste da estaca (comprimento L), sendo

$$f_s = (10 * T_{max}) / (0,42 * h - 0,032) \quad (t/m^2)$$

em que h = penetração do amostrador em cm

A resistência de ponta é calculada pela mesma relação já mostrada anteriormente, em função do SPT, caso não tenha sido obtido o valor de T_{min} :

Caso contrário faz-se $N = T_{min}$ e

$$Q_{pu} = s_p * 0,5 * [(\beta * T_{min})_{med. acima} + (\beta * T_{min})_{med. abaixo}] \quad \text{onde}$$

$(\beta * N)_{med. acima}$ = média dos valores $(\beta * N)$ calculada em um intervalo $(8 * dp)$ acima da ponta da estaca.

$(\beta * N)_{med. abaixo}$ = idem $(3.0 * dp)$ abaixo da ponta da estaca.

É recomendado que se T_{min} for superior a 40 kgm utilize $T_{min} = 40$ kgm

4.4.3.4) Fórmula dos Coeficientes Médios

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu}$$

$Q_{adm} = Q_u / 2$ para estacas cravadas

$Q_{adm} = Q_u / 2$ ou $Q_{adm} = (Q_{lu} / 0,8)$, considerado o menor valor, para estacas escavadas, raiz e hélice contínua.

$$Q_{lu} = p * L * f_s \text{ onde}$$

f_s = adesão média ao longo da estacas

$$f_s = \Sigma(C_s * N) / (L - 1)$$

C_s = coeficientes médios de atrito lateral

$\Sigma(C_s * N)$ = soma dos produtos ($C_s * N$), computados ao longo do fuste da estaca.

$$Q_{pu} = s_p * q_p$$

$$q_p = 0,5 * [(C_p * N)_{\text{med.acima}} + (C_p * N)_{\text{med. abaixo}}]$$

$(C_p * N)_{\text{med. acima}}$ = média dos valores $(C_p * N)$ calculada em um intervalo $5 d_p$ acima da ponta da estaca

$(C_p * N)_{\text{med. abaixo}}$ = idem $5 d_p$ abaixo da ponta da estaca

É recomendado que N seja superior a 3 e inferior a 4

4.5) Dimensionamento Estrutural de Estacas

O Dimensionamento estrutural de estacas como elemento estrutural é feito de maneira que elas sejam capazes de absorver os esforços que estão submetidas em trabalho e transmitir ao solo.

Será feito análise das estacas pré-moldadas de concreto armado, as estacas metálicas e estacas de concreto moldadas no solo.

4.5.1) Estacas pré-moldadas de concreto armado

As estacas pré-moldadas podem ser de concreto adensado ou concreto centrifugado.

O dimensionamento delas não é somente para cargas de trabalho, mas também para as solicitações que acontecem com elas durante o transporte, manuseio e cravação.

4.5.1.1) Dimensionamento para cargas de trabalho

Primeiro Caso: Estaca solicitada por cargas normais

Esse é normalmente o caso para estacas pré-moldadas, pois os fabricantes as dimensionam a partir deste esforço de trabalho.

A consideração inicial é que elas estejam totalmente enterradas não ocorrendo efeito de 2ª ordem o que permitido conforme a NBR 6122:2010.

Contudo pode ser adotado o calculo conforme a NBR 6118 em seu item 4.1.13. D

$$N_d = 0,85 \times f_{ck} / \gamma_c \times A'c + f_{yck} / \gamma_s \times A's$$

Onde:

$$N_d = \gamma_f \times (1 + 6/h) \times N, \text{ sendo } N \text{ carga normal de compressão em serviço}$$

γ_f = coeficiente de majoração das cargas = 1,4

h = menor lado do retângulo mais estreito circunscrito a seção (cm)

$$(1 + 6/h) \geq 1,1$$

N = carga normal de serviço

f_{ck} = Tensão característica do concreto a compressão

Para efeito de cálculo deverá ser menor ou igual a 25 MPa ou menor ou igual a 35 Mpa para estacas pré-moldadas em usina, com controle sistemático da resistência e ensaios especiais de concreto.

γ_c = coeficiente de minoração da resistência do concreto = 1,4 ou 1,3 para estacas em usina, com controle sistemático da resistência e ensaios especiais de concreto.

A_c = área de concreto comprimido

A_s = área de ferragem comprimida

γ_s = coeficiente de minoração da resistência do aço = 1,15

f_{yk} = tensão característica do aço à compressão

$$f_{yk}/\gamma_s = f_{ycd}$$

$$f_{ycd} = \varphi \times f_{yd}$$

$$\text{Para aços tipo A: } \varphi = (E_s/f_{yd}) \times \varepsilon's \leq 1$$

$$\text{Para aços tipo B: } \varphi = (E_s/f_{yd}) \times \varepsilon's \leq 0,7$$

Caso contrário:

$$\varphi = \gamma + \sqrt{\gamma^2 + 45} \varepsilon's + 0,45$$

$$\gamma = 0,7 - 22,5 f_{yd}/E_s$$

f_{yd} = tensão de cálculo de aço a tração = $f_{yk}/1,15$

E_s = módulo de deformação longitudinal do aço = 210.000 Mpa

$\varepsilon's$ = deformação específica do concreto para seção totalmente comprimento = 2‰

Armadura Transversal

Esta armadura é constituída por estribos com diâmetro superior a 5 mm.

O espaçamento é definido pela flambagem das barras da armadura longitudinal

e = espaçamento entre estribos \leq a) 30 cm

b) menor dimensão externa da peça

c) 21 Φl e 340 $\Phi t^2/\Phi l$ (aços CA 25 e 32)

d) 12 Φl e 190 $\Phi t^2/\Phi l$ (aços CA 40,50 e 60)

Os válidos “c” e “d” são válidos quando os estribos tem f_{yk} não inferior ao da armadura longitudinal, em caso contrário eles serão reduzidos na proporção dos valores de f_{yk} .

Onde Φt = diâmetro da armadura transversal

Φl = diâmetro da armadura longitudinal

Obs)

1) As Limitações $340 \Phi t^2 / \Phi l$ ou $190 \Phi t^2 / \Phi l$ são atendidas quando fazemos $\Phi t \geq \Phi l / 4$ e atendemos as limitações $e \geq 21 \Phi l$ ou $12 \Phi l$.

2) De maneira geral aplicam-se todas as restrições e recomendações da NBR 6118 quanto aos pilares.

Caso a carga normal solicitante seja de tração, apenas a armadura contribui para a resistência da peça, e a sua área é obtida de:

$$A_s = 1,4 \times N_t / f_{yd} \quad N_t = \text{carga de tração em serviço}$$

A fissuração deverá ser verificada. Sendo a verificação seja feita pelo critério do tirante fictício adotado pelo CEB por ser um procedimento padrão, independente do tipo de esforço que solicita a armadura.

$$A_{sf} = k \times A_{s,calc}$$

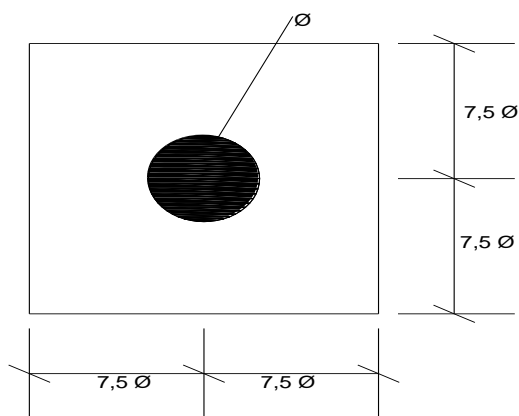
$$k' = f(\rho_R) \quad k'' = f(f_{ck})$$

Sendo $k = k'$ ou $k = k''$ adotando o menor dos dois valores tendo ρ_R e f_{ck} , os valores de k' e k'' podem ser obtidos em tabelas montadas em função das preconizações, da NBR 6118.

$$\rho_R = A_s / A_{cr}$$

onde A_s = armadura calculada

A_{cr} = somatório das áreas dos tirantes fictícios de cada barra de A_s



Obs: Nós catálogos de estacas comerciais, os fabricantes costumam indicar as cargas de tração as suas estacas resistem. Para o caso de cargas de compressão, nas estações comerciais, somos obrigados a seguir as indicações dos fabricantes, por que geralmente elas não indicam as armaduras utilizadas nas estacas.

Segundo Caso: Estaca Solicitada por força cortante ou momento

As estacas podem ter aplicadas em suas “cabeças”, cargas horizontais (cortantes) ou momentos fletores. O equilíbrio destes esforços é feito através da contenção lateral do solo, ficando as estacas solicitadas por esforços forças cortantes e momentos fletores.

Após a definição dos esforços solicitantes, as estacas serão dimensionadas como mostrado a seguir:

a) Para “M e N”

São utilizados tabelas ou programas para a flexão normal composta. Deve ser observado que quando falamos em flexão normal composta para seção circular não existe dúvida, porém quando usamos seções poligonais poderíamos pensar em utilizar a flexão oblíqua, sendo obrigado a nós a definirmos os dois momentos. Caso fizermos dessa maneira deveremos assumir que a estaca uma determinada posição relativa na sua cravação, podendo ser arriscado. Dessa maneira o que se pode fazer é adotar como a seção de calculo, a seção de circulo inscrito na seção poligonal.

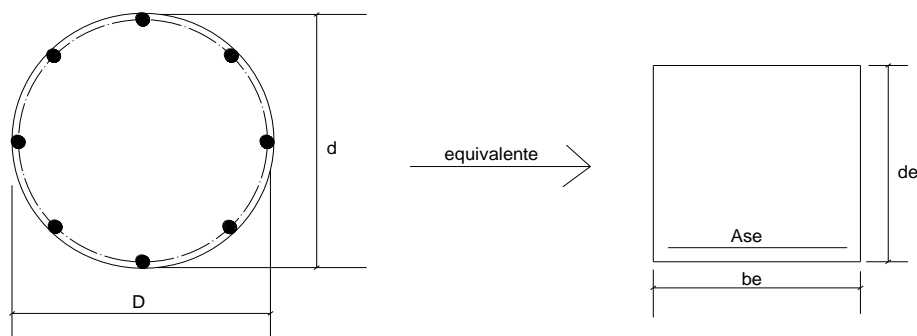
Em casos em que a direção de flexão é facilmente definida, esta simplificação não tem a menor necessidade de ser feita, trabalhando-se então com a seção geométrica real da estaca.

No caso $N = 0$, teremos o caso da flexão simples.

b) Para “V”

A verificação ao cisalhamento é feito pelos critérios da NBR 6118 para seções retangulares. Nos casos de seção circular ou em anel e CEB nos dão condições de transformar esta seção, em seções retangulares equivalentes para efeito de cisalhamento, conforme a seguir:

- Seção circular plena: (armadura uniformemente distribuída)



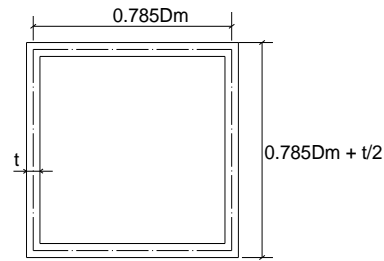
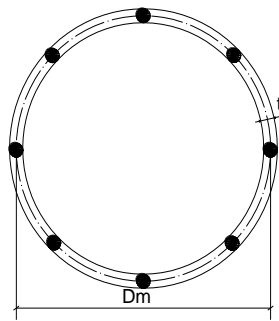
$$b_e = 0,9 D$$

$$d_e = 0,45 D + 0,64 (d - D/2)$$

$$\rho_1 = A_{se} / b_e \cdot d_e$$

A_{se} = área total da armadura longitudinal

- Seção em anel



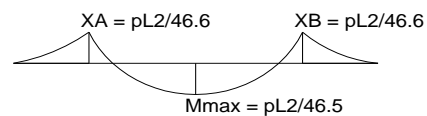
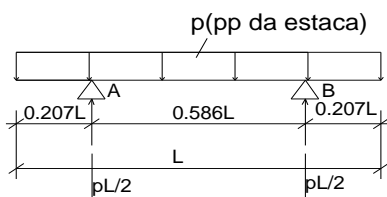
Obs: Nas estacas pré-moldadas comerciais, os fabricantes as dimensionam para cargas normais de compressão, fazendo com que sua resistência não seja boa para absorção de esforços de flexão normal composta.

4.5.1.2) Dimensionamento para cargas de transporte e manuseio

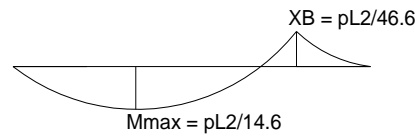
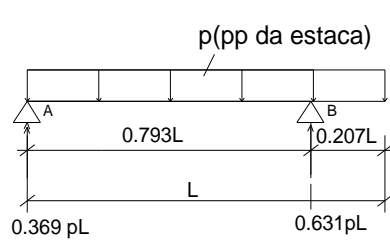
As estacas pré-moldadas durante a estocagem e o transporte são apoiadas em dois pontos intermediários de seu comprimento. Durante o seu manuseio, elas são apoiadas em dois pontos, mas sendo um deles de suas extremidades. Por isso, no projeto, devemos realizar o dimensionamento das estacas para resistirem os esforços solicitantes que surgem dessas condições de vigas bi apoiados; sendo o carregamento o seu peso próprio. Os pontos de “pega” das estacas devem estar bem definidos em seus “corpos”, sendo comum o uso de ganchos para esse fim.

Os modelos estruturais mais comuns são:

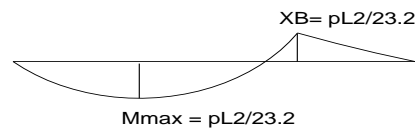
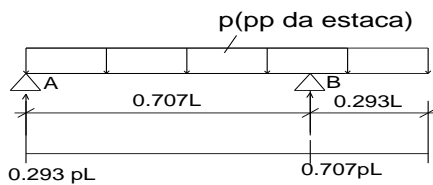
a)



b)



c)



d) Devemos lembrar que o momento máximo possível é $M = pL^2/8$ que corresponde a um apoio em cada extremidade ou um apoio no centro.

4.5.1.3) Dimensionamento para cargas de cravação

Durante a cravação das estacas por percussão ocorre um desenvolvimento de tensões em função da energia transmitida pelo martelo no momento de impacto. Estas tensões, em função do peso do martelo e principalmente da velocidade no momento do impacto, costumam ser bastante elevado sendo fator preponderante no dimensionamento das estacas ou limitador do centro de cravação, principalmente no caso presente de estacas de concreto, pois o material apresenta tensões admissíveis relativamente baixas se comparadas, com estacas de aço.

Será apresentado a seguir a formulação de Ferruccio Gambini(Manual dei Piloti SCAC-1986):

Notação: M = peso de martelo (kgf)

W = peso do capacete (kgf)

C = altura do corpo de prova (m)

T = altura do coxim ou torta (m)

D = diâmetro da estaca (m)

E = espessura da parede (m)

H = altura da queda do martelo (m)

A formulação objetiva encontrar a tensão máxima de compressão na estaca, que será comparada com uma tensão de referência de valor máximo igual a “ f_{ck} ” do concreto da estaca.

Sequência de Cálculo:

$$H' = H \left(\frac{M}{M + W} \right)^2 \quad (\text{Altura Equivalente})$$

$$V = \sqrt{2} \cdot H' \cdot 9,81 \quad (\text{velocidade no impacto})$$

$$A = \pi [D^2 - (D - 2E)^2] / 4 \quad (\text{seção da estaca})$$

$P = 2450 \times 3800 \times A$ onde 2450 é a densidade do concreto e 3800 a velocidade da onda (m/s)

$$K = C / 8 \times 10^8 + T / 2 \times 10^8$$

$$K' = 1/K$$

$$K'' = 0,6 K' \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \quad I = \sqrt{M \cdot k''}$$

$$R = P/I \quad F = 0,86 (1 - e^{-1,12R})$$

$$S = (V \cdot I \cdot F / A) \cdot 10^{-5} \quad \text{Tensão de máxima de compressão}$$

$$S \leq f_{ck} \quad S \text{ em kgf/cm}^2$$

4.5.2) Estacas de aço

4.5.2.1) Dimensionamento para cargas de trabalho

Para as estacas de aço, o cálculo é feito na maioria das vezes na escolha da seção transversal que sob os esforços mantém as tensões abaixo de um valor limite.

Desse modo:

Primeiro Caso: Estacas solicitadas por cargas normais

$$N = S_{red} \times \sigma_{adm}$$

Onde N = carga normal de serviço

S_{red} = área da seção transversal do perfil já deduzidos 1,5 mm de espessura em todo o contorno a fim de considerar a possível corrosão.

$$\sigma_{adm} = 0,6 \sigma_e \quad (\text{ASTM A36 } \sigma_e = 250 \text{ Mpa})$$

Um critério bastante difundido e de fácil utilização é o de se trabalhar com a seção plena do perfil e redução da tensão admissível.

Assim:

$$N = S_{red} \times \sigma_{red}$$

Onde:

N = carga normal de serviço

S_{real} = área real do perfil

$$\sigma_{red} = 80 \text{ Mpa} \quad (\text{tensão admissível reduzida para ASTM A36})$$

Obs: o valor de $\sigma_{red} = 80 \text{ Mpa}$ nos conduz a uma relação interessante entre a força normal admissível de serviço e o peso do perfil, que é dado por:

Peso por metro por perfil em kgf = N (em tf)

4.5.2.2) Dimensionamento para carga de cravação

No caso de estacas metálicas é apresentada a formulação descrita na publicação do AÇO MINAS – “ESTACAS EM PERFIS DE AÇO”.

$$\sigma = \sqrt{\rho \times M \times h / S(L/E + \alpha S/A_c)} \quad \sigma \leq \sigma_e \text{ (Tensão de escoamento)}$$

Onde: ρ = rendimento do martelo (queda livre adotar 0,75)

σ = tensão de cravação (kgf/cm²)

L = comprimento da estaca (cm)

A_c = seção de envelope da estaca ou do capacete (cm²)

α = característica do capacete (de aço com coxim = $0,3 \times 10^{-2} \text{ cm}^3/\text{kgf}$)

M = peso do martelo (kgf)

h = altura da queda (cm)

S = área da seção da estaca (cm²)

E = módulo de deformação longitudinal ($2,1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$)

Fórmula simplificada

$$\rho \times M \times h \leq 3,6 W_p$$

Sendo $W_p = 78,5 \text{ kN/m}^3$

Obs:1) Dificilmente a tensão de cravação será fator determinante de projeto.

2) As tensões devidas ao transporte e manuseio são irrelevantes

3) Em anexo as tabelas com as características dos perfis

4.5.3) Estacas moldadas in loco

As estacas moldadas in loco são dimensionadas para as cargas de trabalho. A execução impõe limitações de seção e de detalhes de armadura, para realizar o dimensionamento estrutural é válido o que foi exposto no item 4.5.1. Porém devem ser observadas algumas limitações e recomendações da NBR 6122:

a) Estacas sem revestimento

Concretagem a seco = $f_{ck} \leq 14 \text{ Mpa}$

Concretagem com tremonha à seco ou submersa $f_{ck} \leq 16 \text{ Mpa}$

Em qualquer devemos utilizar $\gamma_f = 1,4$; $\gamma_c = 1,6$

b) Estacas com revestimento recuperável

$f_{ck} \leq 16 \text{ Mpa}$; $\gamma_c = 1,6$ $\gamma_f = 1,4$

Para estacas STRAUSS $f_{ck} \leq 12 \text{ Mpa}$

c) Estacas com revestimento perdido

É válido as mesmas recomendações utilizadas para tubulão a are comprimido com camisa metálica.

$$f_{ck} \leq 18 \text{ Mpa ;}$$

$$\text{Na ruptura: } \gamma_f = 1,4; \gamma_c = 1,5; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{Na utilização: } \gamma_f = 1,0; \gamma_c = 1,3; \gamma_s = \infty$$

Obs:1) As estacas moldadas in loco podem ser em concreto simples e não estão incluídas as estacas “escavadas” e as estacas injetadas, devem ser estudadas a parte.

4.6) Exemplos

4.6.1) Trabalho Prático

De maneira a ilustrar os dimensionamentos que foram estudados neste trabalho, será feito a resolução as quatro questões da Disciplina de Estruturas de Fundação. Além disso, foi completado com o dimensionamento estrutural de Sapatas e Estacas.

1ª) Questão

Para uma sapata com superfície de contato de 2,5 x 4m, assentada sobre argila arenosa, com SPT = 6 golpes (constante), com embutimento de 1m (assentamento na cota -1m) e suportando com carga de 1000 kN, pede-se:

a) Calcular o recalque considerando que a camada incompressível esteja nas seguintes cotas: -2,5 m, -5m; -7,5m. -10 m; -12,5 m e 15 m;

b) verificar a existência de alguma tendência para o valor do recalque com aumento da espessura da camada

c) Fazer o dimensionamento estrutural da sapata*

2ª Questão

Para uma sapata com superfície de contato de 2,5 x 4m, assentada sobre argila arenosa, com SPT = 6 golpes (constante), com embutimento de 1m(assentamento na cota -1m) e suportando uma carga de 1000 kN, pede-se:

a) calcular o recalque considerando que a camada incompressível esteja na cota -17m e que exista ainda camada de argila mole (SPT = 1 golpe) de 2m de espessura, iniciando-se na cota -2,5m;

b) refazer os cálculos supondo que a camada de argila mole inicie nas cotas;

c) analisar os resultados e comentar.

3ª Questão

Calcular a tensão admissível no solo, por processo teórico, e as dimensões da seção de contato de uma sapata retangular rígida com embutimento igual a 1,5 m e solicitada por uma carga normal de 800 kN. O perfil do sub-solo é o indicador na figura abaixo. Considerar o recalque admissível seja igual a 2 cm. Além disso, fazer o dimensionamento estrutural*.



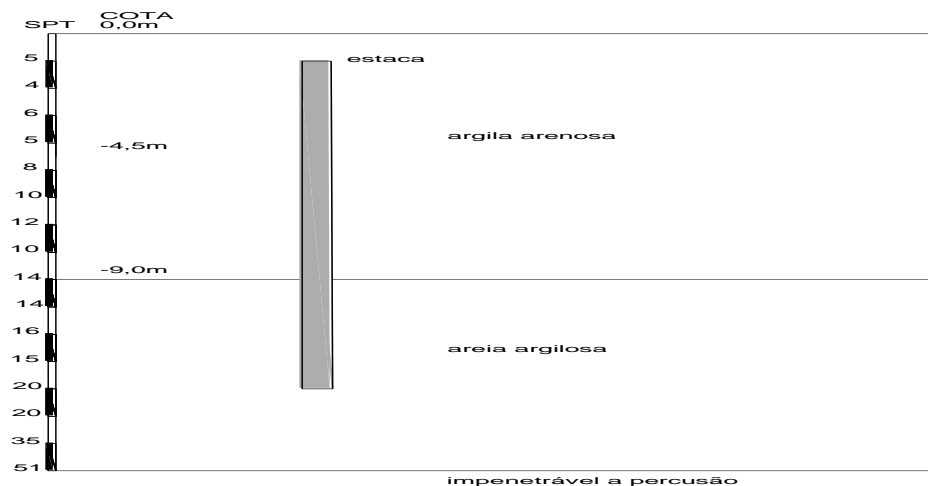
Obs: Os coeficientes de segurança são: p/ capacidade de carga $\rightarrow \gamma = 3$;

p/ recalques $\rightarrow \gamma = 1,5$;

4ª Questão

Considerando o perfil de solo mostrado na figura x, calcular a capacidade para estacas, com comprimentos iguais a 12 m (cota -1m a -13m), dos seguintes tipos:

- Pré-moldada de concreto ($\Phi = 50$ cm);
- Hélice contínua ($\Phi = 50$ cm);
- Trado Mecânico ($\Phi = 50$ cm);



Obs: 1) Utilizar todos os processos descritos na apostila do professor Ernane;

2) Fazer Tabela Resumo dos resultados de maneira e facilitar comparação.

3) Fazer o cálculo usando o software mudados.*

4) Fazer o dimensionamento estrutural das estacas

* Itens acrescentados ao Trabalho Prático da Disciplina de Estrutura de Fundações

Resolução

1ª) Questão

Conforme o equação mostrada na parte teórica deste trabalho temos :

$$S = q B (1 - \mu^2) I \alpha / E$$

$$B \times L = 2,5 \text{ m} \times 4 \text{ m}$$

$$SPT = 6$$

$$D = 1 \text{ m}$$

Carregamento na Sapata = 100 tf.

$$q = 100 / (2,5 * 4) = 10 \text{ tf/m}^2$$

$\mu = 0,1$ Valor minimo para argila saturada (mais conservador) segundo apostila do Prof Ernani

$$E = 210 \times 6 = 1260 \text{ tf/m}^2$$

$$D / (LB)^{1/2} = 0.32 \leq 1$$

$$L/B = 4/2.5 = 1.6 \Rightarrow \alpha = 0,92$$

a)

- $H = -2,5 \text{ m}$

$$L/B = 4/2.5 = 1.6 \text{ e } H/B = 1 \Rightarrow I = 0,65$$

$$S_{2,5} = 10 * 2,5 * (1 - 0,1^2) * 0,65 * 0,92 / 1260 = 0,0117 \text{ m} = 1,17 \text{ cm}$$

- $H = -5,0 \text{ m}$

$$L/B = 1.6 \text{ e } H/B = 2 \Rightarrow I = 0,85$$

$$S_{5,0} = 10 * 2,5 * (1 - 0,1^2) * 0,85 * 0,92 / 1260 = 0,0154 \text{ m} = 1,54 \text{ cm}$$

- $H = -7,5 \text{ m}$

$$L/B = 1.6 \text{ e } H/B = 3 \Rightarrow I = 0,97$$

$$S_{7,5} = 10 * 2,5 * (1 - 0,1^2) * 0,97 * 0,92 / 1260 = 0,0175 \text{ m} = 1,75 \text{ cm}$$

- $H = -10,0 \text{ m}$

$$L/B = 1.6 \text{ e } H/B = 4 \Rightarrow I = 1$$

$$S_{10,0} = 10 * 2,5 * (1 - 0,1^2) * 1 * 0,92/1260 = 0,0181 \text{ m} = 1,81 \text{ cm}$$

- $H = -12,5 \text{ m}$

$$L/B = 1.6 \text{ e } H/B = 5 \Rightarrow I = 1.05$$

$$I = 1,14$$

$$S_{12,5} = 10 * 2,5 * (1 - 0,1^2) * 1,05 * 0,92/1260 = 0,0189 \text{ m} = 1,89 \text{ cm}$$

- $H = -15,0 \text{ m}$

$$I = 1,07$$

$$S_{15,0} = 10 * 2,5 * (1 - 0,1^2) * 1.07 * 0,92/1260 = 0,0193 \text{ m} = 1,93 \text{ cm}$$

Tabela Resumo

H(m)	S(cm)
-2,5	1,17
-5,0	1,54
-7,5	1,75
-10,0	1,81
-12,5	1,89
-15,0	1,93

b) De acordo com os resultados nota-se que o valor de recalque cresce com o aumento da profundidade da camada incompressível.

Entretanto nota-se também que o valor do recalque tende a 2 cm, a medida que aumenta-se a profundidade da camada incompressível o valor de H aumenta elevando os valores H/B o que resulta em valores de I situados na parte final da curva do gráfico do fator de influência. Ou seja, a medida que H / B atinge um valor considerável o aumento de H não altera muito o valor do recalque.

c) O dimensionamento estrutural será feito segundo o método das bielas já citado neste trabalho, porém adotando pilar com seção 20 x 30 e AÇO CA 50, $f_{ck} = 15\text{MPa}$

$$d \geq \begin{cases} 4,00 - 0,3/4 = 0,925 \text{ m} \\ 2,50 - 0,2/4 = 0,575 \text{ m} \\ 1,44 \times \sqrt{100 / \sigma_a} = 650 = 0,85 \times 1500 / 1,96 = 650 \text{ tf/m}^2 = 0,60 \text{ m} \end{cases}$$

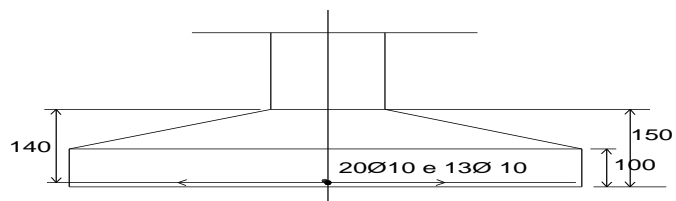
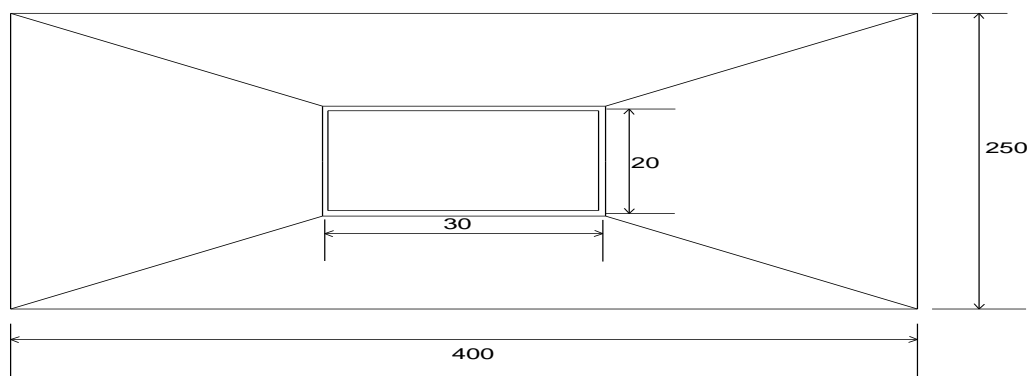
Admitindo 5 cm de recobrimento, a altura da sapata será $h = 100 \text{ cm}$

$$T_x = 100 \times (4,00 - 0,3)/8 \times 1,00 = 46,25 \text{ tf}$$

$$T_y = 100 \times (2,50 - 0,2)/8 \times 1,00 = 28,75 \text{ tf}$$

$$A_{sx} = 1,61 \times 46,25/5 = 15 \text{ cm}^2 \text{ ou seja, } 20 \Phi 10 \text{ mm}$$

$$A_{sy} = 1,61 \times 28,75/5 = 10 \text{ cm}^2 \text{ ou seja, } 13 \Phi 10 \text{ mm}$$



2ª Questão

$$B = 2,5 \text{ m } L = 4,0 \text{ m}$$

$$D = 1 \text{ m}$$

Carregamento na Sapata = 100 tf.

$$q = 100 / (2,5 * 4) = 10 \text{ tf/m}^2$$

$$\mu \text{ argila arenosa} = 0,1$$

$$\mu \text{ argila mole} = 0,5 \text{ (Apostila Ernani)}$$

$$E \text{ argila arenosa} = 210 \times 6 = 1260 \text{ tf/m}^2$$

$$E \text{ argila mole} = 210 \times 1 = 210 \text{ tf/m}^2 \text{ considerando uma argila arenosa mole } N=1$$

$$L/B = 1,6 \Rightarrow \alpha = 0,92$$

a)

$$s = \alpha * ((s_1 + (s_2 - s_3) + (s_4 - s_5)))$$

$$s_1 = 10 * 2,5 * (1 - 0,1^2) * 0,65 / 1260 = 0,0127 \text{ m}$$

$$s_2 = 10 * 2,5 * (1 - 0,5^2) * 0,85 / 210 = 0,0758 \text{ m}$$

$$s_3 = 10 * 2,5 * (1 - 0,5^2) * 0,65 / 210 = 0,0580 \text{ m}$$

$$s_4 = 10 * 2,5 * (1 - 0,1^2) * 1,05 / 1260 = 0,0206 \text{ m}$$

$$s_5 = 10 * 2,5 * (1 - 0,1^2) * 0,85 / 1260 = 0,0166 \text{ m}$$

$$s = 0,92 * (0,0127 + 0,0758 - 0,0580 + 0,0206 - 0,0166) = 0,032 \text{ m} = 3,2 \text{ cm}$$

b)

• H = -5 m

$$s = \alpha * ((s_1 + (s_2 - s_3) + (s_4 - s_5)))$$

$$s_1 = (10 * 2,5 * (1 - 0,1^2) * 0,85 / 1260) = 0,0167 \text{ m}$$

$$s_2 = (10 * 2,5 * (1 - 0,5^2) * 0,95 / 210) = 0,0848 \text{ m}$$

$$s_3 = (10 * 2,5 * (1 - 0,5^2) * 0,85 / 210) = 0,0758 \text{ m}$$

$$s_4 = (10 * 2,5 * (1 - 0,1^2) * 1,05 / 1260) = 0,0206 \text{ m}$$

$$s_5 = (10 * 2,5 * (1 - 0,1^2) * 0,95 / 1260) = 0,0187 \text{ m}$$

$$s = 0,92 * (0,0167 + 0,0848 - 0,0758 + 0,0206 - 0,0187) = 0,025 \text{ m} = 2,5 \text{ cm}$$

• H = -10 m

$$s = \alpha * ((s_1 + (s_2 - s_3) + (s_4 - s_5)))$$

$$s_1 = (10 * 2,5 * (1 - 0,1^2) * 1 / 1260) = 0,0196$$

$$s_2 = (10 * 2,5 * (1 - 0,5^2) * 1,02 / 210) = 0,0911$$

$$s_3 = (10 * 2,5 * (1 - 0,5^2) * 1 / 210) = 0,0893$$

$$s_4 = (10 * 2,5 * (1 - 0,1^2) * 1,05 / 1260) = 0,0206$$

$$s_5 = (10 * 2,5 * (1 - 0,1^2) * 1,02 / 1260) = 0,0200$$

$$s = 0,92 * (0,0196 + 0,0911 - 0,0893 + 0,0206 - 0,0200) = 0,02 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

• h = -15 m

$$s = \alpha * ((s_1 + (s_2 - s_3)))$$

$$s_1 = (10 * 2,5 * (1 - 0,1^2) * 1,04 / 1260) = 0,021$$

$$s_2 = (10 * 2,5 * (1 - 0,5^2) * 1,05/210) = 0,0937$$

$$s_3 = (10 * 2,5 * (1 - 0,5^2) * 1,04/210) = 0,0928$$

$$s = 0,92 * (0,021 + 0,0937 - 0,0928) = 0,02 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

c) Conforme observado nos resultados a influencia de uma camada de solo mole sobre o recalque é importante quando esta camada não é muito profunda. A medida que a camada de solo mole teve sua profundidade aumentada foi possível observar que sua influencia sobre o recalque total diminuiu. Sendo assim constata-se que camadas de solo mole muito profundas não influenciam muito no recalque total. Entretanto, camadas de solo mole próximas a superfície aumentam consideravelmente o recalque.

3ª Questão

Areia siltosa medianamente compacta SPT = 6

$$\gamma = 1,80 \text{ t/m}^3$$

$$c = 0$$

$$\Phi = 15 + (20 * 6)^{1/2} = 26^\circ$$

$$E = 210 * 6 = 1260 \text{ tf/m}^2$$

$$\mu = 0,25$$

Argila Arenosa rija SPT = 12

$$\gamma = 2,0 \text{ t/m}^3$$

$$c = 12 \text{ t/m}^2$$

$$\Phi = 0$$

$$E = 210 * 12 = 2520 \text{ tf/m}^2$$

$$\mu = 0,2$$

- Área da sapata

$$Q_{adm} = N/5 = 6/5 = 1,2 \text{ kgf/cm}^2 = 12 \text{ tf/m}^2$$

$$Q_{adm} = V / (B * L) \Rightarrow B * L = 80/12 = 6,67 \text{ m}^2$$

Considerando sapata retangular com relação $L=2B$

$$2 * B * B = 6,67 \Rightarrow B = 1,83 \text{ m } L = 2B = 3,65$$

Adotando-se $B = 1,90 \text{ m}$ e $L = 3,80 \text{ m}$ e Área =

- Cálculo da capacidade de carga (q_u)

$$q = 1,80 \times 1,5 = 2,7 \text{ tf/m}^2$$

- Fatores de capacidade de carga

$$N_q = \text{tg}^2 * (45^\circ + 26^\circ/2) * e^{\pi \text{tg} 26^\circ} = 11,8$$

$$N_\gamma = 1,5 * (11,8 - 1) * \text{tg} 26^\circ = 7,9$$

- Fatores de Forma

$$S_q = 1 + (1,90/3,80) * \text{tg} 26^\circ = 1,24$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 * (1,9/3,8) = 0,8$$

- Fatores de profundidade

$$d_q = 1 + 2 * \text{tg} 26^\circ * (1 - \text{sen} 26^\circ)^2 (1,5/1,90) = 1,24$$

$$d_\gamma = 1,00$$

- Fatores de inclinação

$$i_q = 1,0, \text{ pois } H = 0$$

$$i_\gamma = 1,0, \text{ pois } H = 0$$

$$q_u = q * N_q * S_q * d_q * i_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma * d_\gamma * i_\gamma$$

$$q_u = 2,7 * 11,8 * 1,24 * 1,24 * 1,0 + 0,5 * 1,8 * 1,9 * 7,9 * 0,8 * 1,0 * 1,0 = 60 \text{ tf/m}^2$$

$$\text{Critério de ruptura: } q_s = 60/3 = 20 \text{ t/m}^2$$

- Cálculo Recalque

$$D/(L*B)^{1/2} = 1,5/(3,8*1,90)^{1/2} = 0,56 < 1 \text{ e } L/B=2 \Rightarrow \alpha = 0,83$$

$$H/B = 4,5/1,90 = 2,4 \text{ e } L/B = 2 \Rightarrow I = 1,0$$

$$H/B = 9/1,90 = 4,73 \text{ e } L/B = 2,0 \Rightarrow I = 1,15$$

$$\text{Recalque areia: } \alpha s_1 = 20 * 1,90 * (1 - 0,25^2) * 1,0 * 0,83 / 1260 = 0,023 \text{ m} = 2,3 \text{ cm}$$

$$\text{Recalque argila: } \alpha (s_2 - s_3) = 20 * 1,90 * (1 - 0,2^2) * (1,15 - 1) * 0,83 / 2520 = 0,002 \text{ m} = 0,2$$

cm

$$S = 2,3 + 0,2 = 2,4 \text{ cm}$$

$$S_{adm}/1,5 = 2/1,5 = 1,33 \text{ cm}$$

Como $2,4 > S_{adm} = 1,33$ o valor da tensão admissível deve ser calculado considerando o recalque $s = 1,33 \text{ cm}$

$$s = \alpha s_1 + \alpha (s_2 - s_3)$$

$$0,0133 = q * 1,90 * (1 - 0,25^2) * 1,0 * 0,83 / 1260 + q * 1,90 * (1 - 0,2^2) * (1,15 - 1) * 0,83 / 2520$$

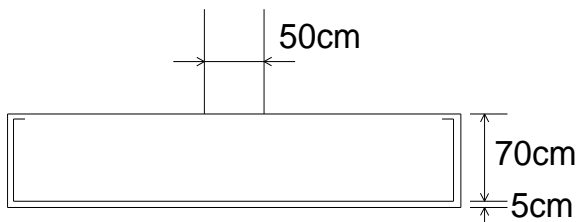
$$q = 0,0133/0,001263 = 10,5 \text{ tf/m}^2$$

O dimensionamento estrutural será feito segundo o método do ACI -318/63 já citado neste trabalho, porém adotando pilar com seção 25 x 50 e AÇO CA 50, $f_{ck} = 15 \text{ MPa}$ e $\sigma_s = 0,12 \text{ MPa}$

a) Dimensões da Sapata

As dimensões já foram definidas anteriormente, sendo igual a:

$$a = 3,80 \text{ m e } b = 1,90 \text{ m}$$



b) Verificação do cisalhamento devido à flexão

$$\tau_{adm} = 0,15 \sqrt{f_{c,28}} \text{ (MPa)}$$

$$f_{c,28} = 4/3 \cdot 15 = 20 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = 0,15 \sqrt{20} \text{ (MPa)} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$Q_1 = S_{ABCD} \times \sigma_s = 0,95 \times 1,90 \times 0,12 = 0,22 \text{ MN}$$

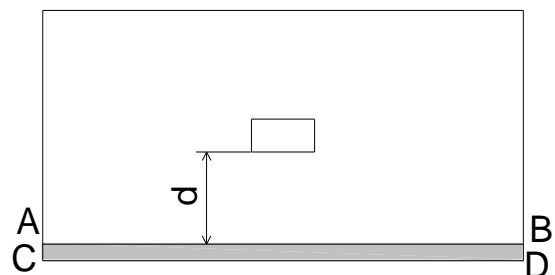
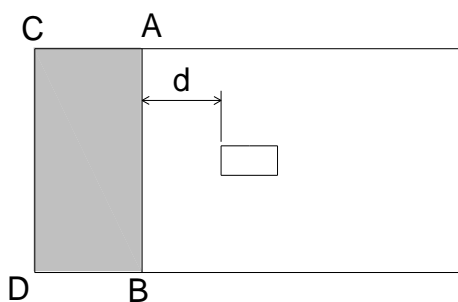
$$Q_2 = S_{ABCD} \times \sigma_s = 0,13 \times 3,80 \times 0,12 = 0,06 \text{ MN}$$

$$b = 3,80 \text{ m}$$

$$d = 0,70 \text{ m}$$

$$\tau_1 = 0,22/1,90 \times 0,70 = 0,17 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_2 = 0,06/3,80 \times 0,70 = 0,02 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0,67 \text{ MPa}$$



c) Verificação do cisalhamento devido ao puncionamento

$$\tau_{adm} = 0,30 \sqrt{f_{c,28}} \text{ (MPa)}$$

$$\tau_{adm} = 0,30 \sqrt{20} \text{ (MPa)} = 1,34 \text{ MPa}$$

$$Q_1 = S_{ABCD} \times \sigma_s = 1,30 \times 0,12 = 0,16 \text{ MN} = 160 \text{ kN}$$

$$b'_1 = AC = 2,00 \text{ m}$$

$$d = 0,70 \text{ m}$$

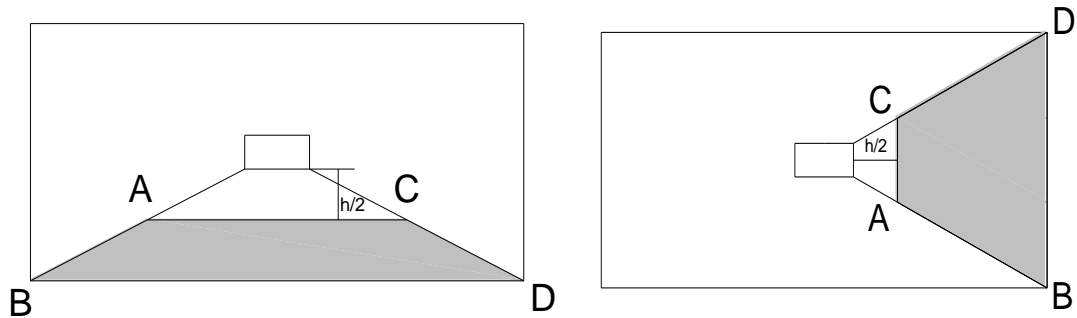
$$\tau_1 = 0,16 / 2,00 \times 0,70 = 0,11 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$Q_2 = S_{ABCD} \times \sigma_s = 1,60 \times 0,12 = 0,19 \text{ MN} = 190 \text{ kN}$$

$$b'_2 = AC = 0,63 \text{ m}$$

$$d = 0,70 \text{ m}$$

$$\tau_2 = 0,19 / 0,63 \times 0,70 = 0,43 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0,67 \text{ MPa}$$



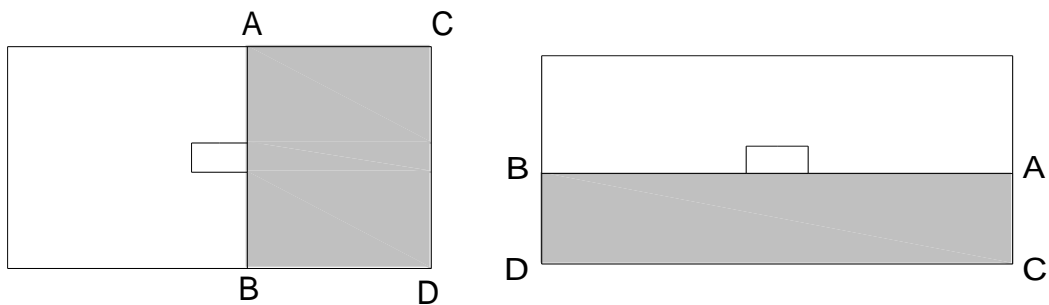
d) Dimensionamento à flexão

$$M_{12} = S_{ABCD} \times \sigma_s + AC/2 = 0,83 \times 3,80 \times 0,12 \times 0,83/2 = 0,16 \text{ MN.m} = 160 \text{ kN.m}$$

Com esse momento chega-se a uma armação de $10,05 \text{ cm}^2$, ou seja, $9 \Phi 12,5 \text{ mm}$ na maior direção da sapata.

$$M_{12} = S_{ABCD} \times \sigma_s + AC/2 = 1,65 \times 1,90 \times 0,12 \times 1,65/2 = 0,31 \text{ MN.m} = 310 \text{ kN.m}$$

Com esse momento chega-se a uma armação de $19,48 \text{ cm}^2$, ou seja, $16 \Phi 12,5 \text{ mm}$, na menor direção da sapata.



4ª Questão

a) Estaca Pré-moldada de Concreto ($\phi = 50 \text{ cm}$)

$$L = 12 \text{ m}$$

$$d_p = 0,50 \text{ m}$$

$$p = \pi * 0,5 = 1,57 \text{ m}$$

$$s_p = (\pi * 0,5^2/4) = 0,196 \text{ m}^2$$

Conforme exemplo da apostila do Professor Ernani a resistência devido ao primeiro metro de estaca foi desprezada.

• Fórmula de Pedro Paulo da Costa Velloso

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu}$$

$$Q_{lu} = \alpha_1 * \lambda_1 * p * L/(L - 1) \Sigma (f_s * l)$$

$$Q_{pu} = \alpha_p * \lambda_p * \beta * s_p * 0,5 * ((q_p)_{\text{med. acima}} + (q_p)_{\text{med. Abaixo}})$$

$$\text{Pré-moldada : } \alpha_1, \alpha_p = 1,0 \text{ e } \lambda_1, \lambda_p = 1,0$$

$$\beta = 1,016 - 0,016 * dp/dc = 1,016 - 0,016 * 50/3,6 = 0,79$$

$$8 * d_p = 4 \text{ m}$$

$$3,5 * d_p = 1,75 \text{ m}$$

$$Q_{lu} = 1 * 1 * 1,57 * (12/(12-1)) * ((4+6+5+8+10+12+10) * 0,63 + (14+14+16+15) * 0,85) =$$

145 tf

$$(C_p * N)_{\text{med. acima}} = ((14 + 14 + 16 + 15) * 45 / 4 = 664 \text{ tf/m}^2$$

$$(C_p * N)_{\text{med. abaixo}} = (20 + 20) * 45 / 2 = 900 \text{ tf/m}^2$$

$$Q_{pu} = 1 * 1 * 0,79 * 0,196 * 0,5 * (664 + 900) = 121 \text{ tf}$$

$$Q_u = 145 + 121 = 266 \text{ tf}$$

• Fórmula de Aoki- Velloso

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu}$$

$$Q_{lu} = p * L/(L - 1) * F_2 * \Sigma (f_s * l)$$

$$Q_{pu} = (s_p / F_1) * q_p$$

$$q_p = K * N$$

$$f_s = \alpha * q_p = \alpha * K * N$$

$$\text{Pré-moldada : } F_1 = 1,75 \text{ e } F_2 = 3,50$$

$$\text{Argila Arenosa : } \alpha = 2,4 \%, K = 35 \text{ tf/m}^2$$

$$\text{Areia Argilosa : } \alpha = 3,0 \%, K = 60 \text{ tf/m}^2$$

$$Q_{lu} =$$

$$(1,57 * 12 / (12 - 1) * 3,5) * ((0,024 * 35) * (4 + 6 + 5 + 8 + 10 + 12 + 10) + (0,03 * 60) * (14 + 14 + 16 + 15)) =$$

75 tf

$$Q_{pu} = (0,196 / 1,75) * 60 * 20 = 134 \text{ tf}$$

$$Q_u = 75 + 134 = 209 \text{ tf}$$

- **Fórmula de Decourt-Quaresma**

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu}$$

$$Q_{lu} = p * L / (L - 1) * \sum (f_s * l)$$

$$Q_{pu} = s_p * q_p$$

$$f_s = (\beta * N / 3 + \beta)$$

$$q = \alpha * K * N$$

Pré moldada : $\alpha = 1$, $\beta = 1$ e $K = 35$

$$Q_{lu} = 1,57 * (12 / 12 - 1) * (1 * (4 + 6 + 5 + 8 + 10 + 12 + 10 + 14 + 14 + 16 + 15) / 3 + 11 * 1) = 84 \text{ tf}$$

$$Q_{pu} = 0,196 * (1 * 35 * (15 + 20 + 20) / 3) = 126 \text{ tf}$$

$$Q_u = 84 + 126 = 210 \text{ tf}$$

- **Fórmula de Teixeira**

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu}$$

$$Q_{lu} = p * L * f_s$$

$$Q_{pu} = s_p * q_p$$

$$f_s = \beta * N_{s \text{ medio}}$$

$$q_p = 0,5 * ((\alpha * N)_{\text{med. acima}} + (\alpha * N)_{\text{med. abaixo}})$$

Pré moldada : $\beta = 0,4$

Areia argilosa : $\alpha = 30,0$

$$Q_{lu} = 1,57 * 12 * 0,4 * (4 + 6 + 5 + 8 + 10 + 12 + 10 + 14 + 14 + 16 + 15) / 11 = 78 \text{ t}$$

$$4 * d_p = 2 \text{ m}$$

$$1 * d_p = 0,5 \text{ m}$$

$$Q_{pu} = 0,196 * 0,5 * (30 * (16 + 15) / 2 + (30 * 20 / 1)) = 104 \text{ tf}$$

$$Q_u = 78 + 104 = 182 \text{ tf}$$

- **Fórmula de Alonso**

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu}$$

$$Q_{lu} = 0,662 * p * L * f_s$$

$$Q_{pu} = s_p * q_p$$

$$f_s = \alpha * N_{s \text{ medio}}$$

$$q_p = 0,5 * ((\beta * N)_{\text{med. acima}} + (\beta * N)_{\text{med. abaixo}})$$

Pré-Moldada : $\alpha = 0,67$ e Areia argilosa : $\beta = 20,0$

$$Q_{lu} = 0,662 * 1,57 * 12 * 0,67 * (4+6+5+8+10+12+10+14+14+16+15)/11 = 87 \text{ tf}$$

$$8 * d_p = 4 \text{ m}$$

$$3 * d_p = 1,5 \text{ m}$$

$$Q_{pu} = 0,196 * 0,5 * (((20*(14+14+16+15))/4+(20*(20+20))/2)) = 68 \text{ tf}$$

$$Q_u = 86 + 68 = 154 \text{ tf}$$

• **Fórmula dos Coeficientes Médios (José Ernani da Silva Silveira)**

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu}$$

$$Q_{lu} = p * L * f_s$$

$$Q_{pu} = s_p * q_p$$

$$f_s = \Sigma(C_s * N) / (L - 1)$$

$$q_p = 0,5 * ((\beta * N)_{\text{med. acima}} + (\beta * N)_{\text{med. abaixo}})$$

Areia Argilosa : $C_s = 0,54$ e $C_p = 29,98$

Argila Arenosa : $C_s = 0,44$

$$Q_{lu} = 1,57 * 12 * (0,44*(4+6+5+8+10+12+10) + 0,54*(14+14+16+15))/11 = 96 \text{ tf}$$

$$5 * d_p = 2,5 \text{ m}$$

$$Q_{pu} = 0,196 * 0,5 * (29,98 * (14 + 16 + 15)/3 + 29,98 * (20 + 20 + 35)/3) = 118 \text{ tf}$$

$$Q_u = 96 + 118 = 214 \text{ tf}$$

QUADRO RESUMO

a) Estaca Pré-moldada de Concreto ($\phi = 50 \text{ cm}$)

Autor	$Q_{lu}(\text{tf})$	$Q_{pu}(\text{tf})$	$Q_u(\text{tf})$
Pedro Paulo Costa Velloso	145	121	266
Aoki-Velloso	75	134	209
Decourt-Quaresma	84	126	210
Teixeira	78	104	182
Alonso	86	68	154
Ernani	96	118	214
Média	94	112	206

Como os cálculos para os demais tipos de estacas são análogos aos realizados pois muda-se apenas os coeficientes correspondentes ao tipo de estaca calculada (α , K, F1, F2, etc...) serão apresentados apenas os quadro resumo.

b) Estaca Hélice Contínua ($\phi = 50$ cm)

Autor	$Q_{lu}(tf)$	$Q_{pu}(tf)$	$Q_u(tf)$
Pedro Paulo Costa Velloso	123	61	184
Aoki-Velloso	66	117	183
Decourt-Quaresma	67	63	130
Teixeira	78	69	147
Alonso	84	68	152
Ernani	86	73	159
Média	84	75	159

c) Estaca tipo Trado Mecânico ($\phi = 50$ cm)

Autor	$Q_{lu}(tf)$	$Q_{pu}(tf)$	$Q_u(tf)$
Pedro Paulo Costa Velloso	72	61	133
Aoki-Velloso	44	78	122
Decourt-Quaresma	42	63	105
Teixeira	78	69	147
Alonso	72	68	143
Ernani	66	73	139
Média	63	68	132

Ao se comparar os resultados por diferentes métodos nota-se que na média eles fornecem valores próximos de capacidade de carga sendo uns mais otimistas e outros mais pessimistas. É importante ressaltar que ao se comparar os resultados para diferentes tipos de estacas nota-se que os métodos que fornecem os valores mais conservadores variam conforme o tipo de estaca. Isso provavelmente acontece pois a princípio cada método foi desenvolvido para um tipo de estaca e depois foi adaptado a outros tipos modificando seus coeficientes. Sendo assim, acredito que este exercício mostra claramente que esses métodos são apenas valores de referência determinados empiricamente sendo fundamental que o engenheiro reflita caso a caso sobre o valor de capacidade de carga a ser considerado.

3) Foi elaborado a 4ª Questão letra A no software Mudados, mostrando o cálculo da capacidade de carga da estaca pré-moldada de concreto para o caso do AOKI VELOSO, pois é único que possui cadastrados dados da estaca que foi calculada no item a desta questão.

<p>Wesley Coelho Programa Estaca Mudados http://www.mudados.com.br - e-mail : renato.mudados@ig.com.br Cliente : rms Página : 1</p>										
<p>Número de Ordem da Estaca: 1 Tipo da Estaca: PRÉMOLDADA DE CONCRETO Coeficiente FI = 1,75 Coeficiente FS = 3,5 Identificação da Estaca: 1 Identificação do Furo de Sondagem: Fator de Multiplicação para Correção da Resistência de Ponta: Espessura do diâmetro multiplicado por 7 acima do ponto considerado. Espessura do diâmetro multiplicado por 3,5 abaixo do ponto considerado. Diâmetro da ou Largura da Estaca = 300 mm Volume da Base da Estaca = 0 litros Área da Base da Estaca = 1969,5 cm² Perímetro do Fuste da Estaca = 157,08 cm Número de Golpes na cota superior da Estaca = 5 (SPT) Intervalo do Ensaio de Penetração = 1 m Coeficiente de Segurança a Ruptura para a Ponta da Estaca 3 Coeficiente de Segurança a Ruptura para a Lateral da Estaca 1,5</p>										
<p>TABELA de DADOS e RESULTADOS</p>										
CAMADA	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	K (kgf/cm ²)	ALFA (%)	GOLPES (SPT)	PROFUND. (m)	CAPACIDADE DE PONTA	CAPACIDADE LATERAL	DE CARGA NA RUPTURA	AXIAL EM SERVIÇO	DA ESTACA EM À TRAÇÃO
1	ARGILA ARENOSA	3,50	2,40	5	1	19,63	1,88	21,52	7,8	1,26
2	ARGILA ARENOSA	3,50	2,40	4	2	19,63	3,58	23,21	8,92	2,38
3	ARGILA ARENOSA	3,50	2,40	6	3	21,6	5,46	27,06	10,54	3,64
4	ARGILA ARENOSA	3,50	2,40	8	4	24,12	7,53	31,66	13,06	5,02
5	ARGILA ARENOSA	3,50	2,40	8	5	28,05	9,98	38,03	16	6,65
6	ARGILA ARENOSA	3,50	2,40	10	6	30,85	13,27	44,23	19,2	8,92
7	ARGILA ARENOSA	3,50	2,40	12	7	36,46	17,52	53,98	23,93	11,68
8	ARGILA ARENOSA	3,50	2,40	10	8	40,95	21,67	62,62	28,1	14,44
9	AREIA ARGILOSA	6,00	3,00	14	9	80,78	31,36	112,15	47,94	20,91
10	AREIA ARGILOSA	6,00	3,00	14	10	87,82	42,67	130,49	57,62	25,45
11	AREIA ARGILOSA	6,00	3,00	16	11	97,13	54,79	151,92	68,9	31,53
12	AREIA ARGILOSA	6,00	3,00	18	12	99,86	67,91	167,77	78,16	34,87
13	AREIA ARGILOSA	6,00	3,00	20	13	106,37	81,45	187,81	89,75	39,2

Os valores de capacidade de carga encontrados foram :

$$Q_{pu} = 106,37 \text{ tf} \text{ e } Q_{lu} = 81,45 \text{ tf} \text{ e } Q_u = 187,72 \text{ tf}$$

4) Cálculo estrutural da estaca pré-moldada

$$N_d = 0,85 \times f_{ck} / \gamma_c \times A'c + f_{yck} / \gamma_s \times A's$$

$$N_d = 1,4 \times (1 + 6/100) \times 10 = 14,84 \text{ kN}$$

$$14,84 = 0,85 \times 3,0 / 1,4 \times 0,0625 + 48,3 / 1,15 \times A's$$

$$f_{yck} = 0,96 \times 1,15 \times 43,5 = 48,3 \text{ kN/cm}^2$$

$$A's = 0,351 \text{ cm}^2 \text{ 45 } \Phi 10$$

$$\Phi t = 6,3 \text{ mm c/ 12cm (L = 1,80 m)}$$

Armadura Transversal

e = espaçamento entre estribos \leq a) 30 cm

b) 100 cm

c) $12 \times 1 \text{ e } 190 (0,63^2/1) = 12 \text{ cm e } 75 \text{ cm}$

5 CONCLUSÃO

Neste Trabalho de Conclusão consegui um melhor aprofundamento no dimensionamento de sapatas e estacas. Através do exemplo 1, verifiquei que à medida que se aumenta a profundidade da camada incompressível o valor de H aumenta elevando os valores de H/B, ou seja, a que estes valores atingem um valor considerável o aumento de H não altera muito o valor do recalque. No exemplo 2, pode ser verificado que à medida que a camada de solo mole teve sua profundidade aumentada a influência sobre o recalque total diminui. Com isso constatei que camadas de solo mole profundas não influenciaram no recalque total, porém em camadas de solo próximos a superfície aumenta consideravelmente o recalque. No exemplo 4,

pode ser constatado que os resultados de capacidade de cargas por diferentes métodos, se verificaram que na média eles fornecem valores próximos. Ainda pode ser ressaltado que ao se comparar os resultados para diferentes tipos de estacas que alguns métodos fornecem valores conservadores conforme o tipo de estaca. Enfim, através deste trabalho que para o correto dimensionamento de estrutura de fundações, devemos escolher um método que atenda a normalização vigente e que possa ser utilizado a qualquer momento que precisarmos.

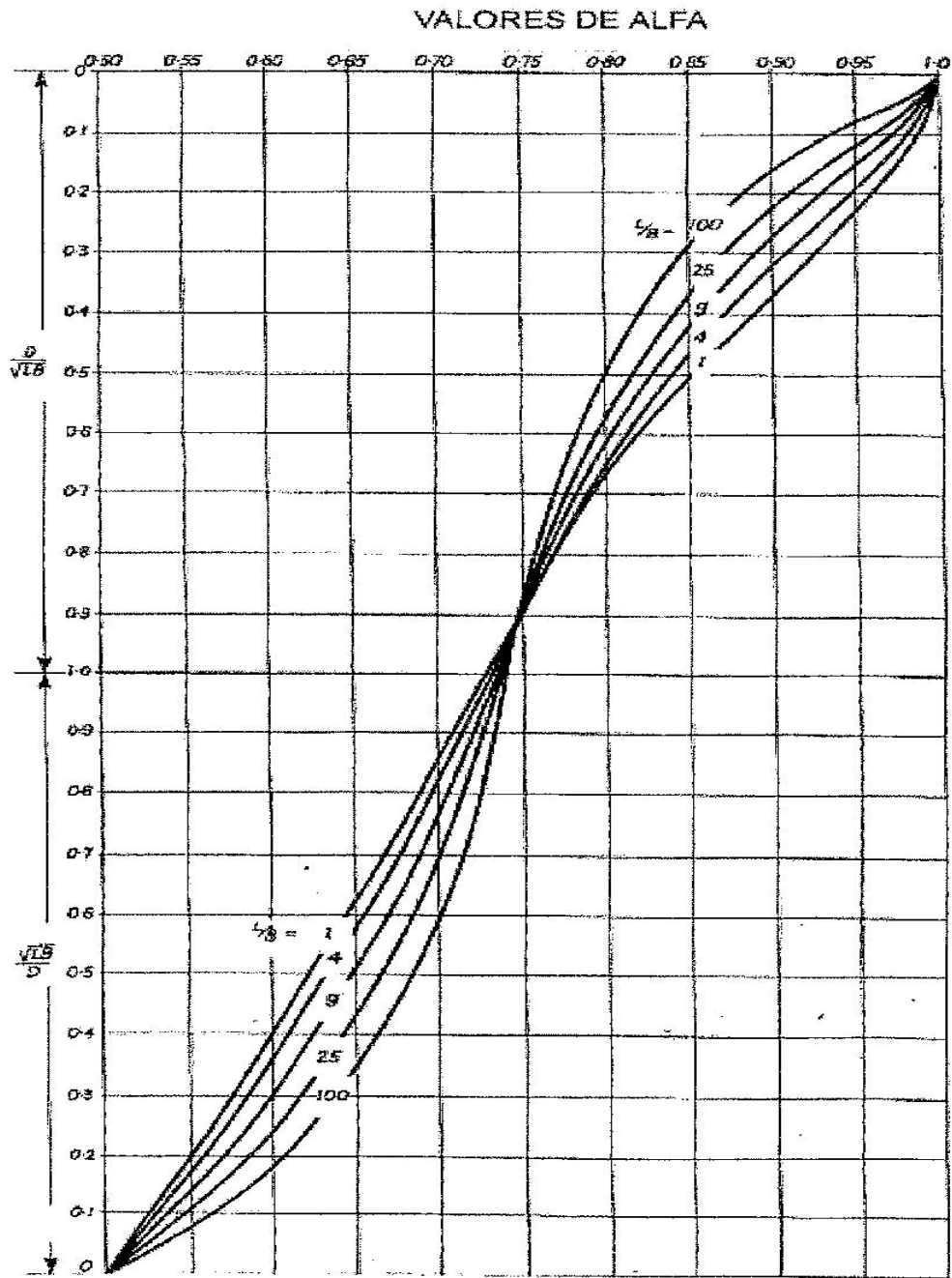
6 NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS

- NBR 6118 / 2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento.
- NBR 6122/2010 – Projeto e Execução de Fundações
- NBR-8681 / 2003 – Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento
- Apostila do Curso de Especialização em Estruturas – Projeto de Estruturas de Concreto II dos Professores: Ney Amorim Silva, José Miranda Tepedino e Ronaldo Azevedo Chaves
- Apostila do Curso de Concreto Armado (NBR 6118/2003): Estudo das lajes - Professor Jefferson S. Camacho – UNESP.

- SILVA, Edja Laurindo da; VANDERLEI, Romel Dias; GIONGO, José Samuel. Concreto Armado: Projeto Estrutural de sapatas isoladas, UFScar, 2008.

- <http://pt.wikipedia.org/wiki/Estaca>

7 ANEXO

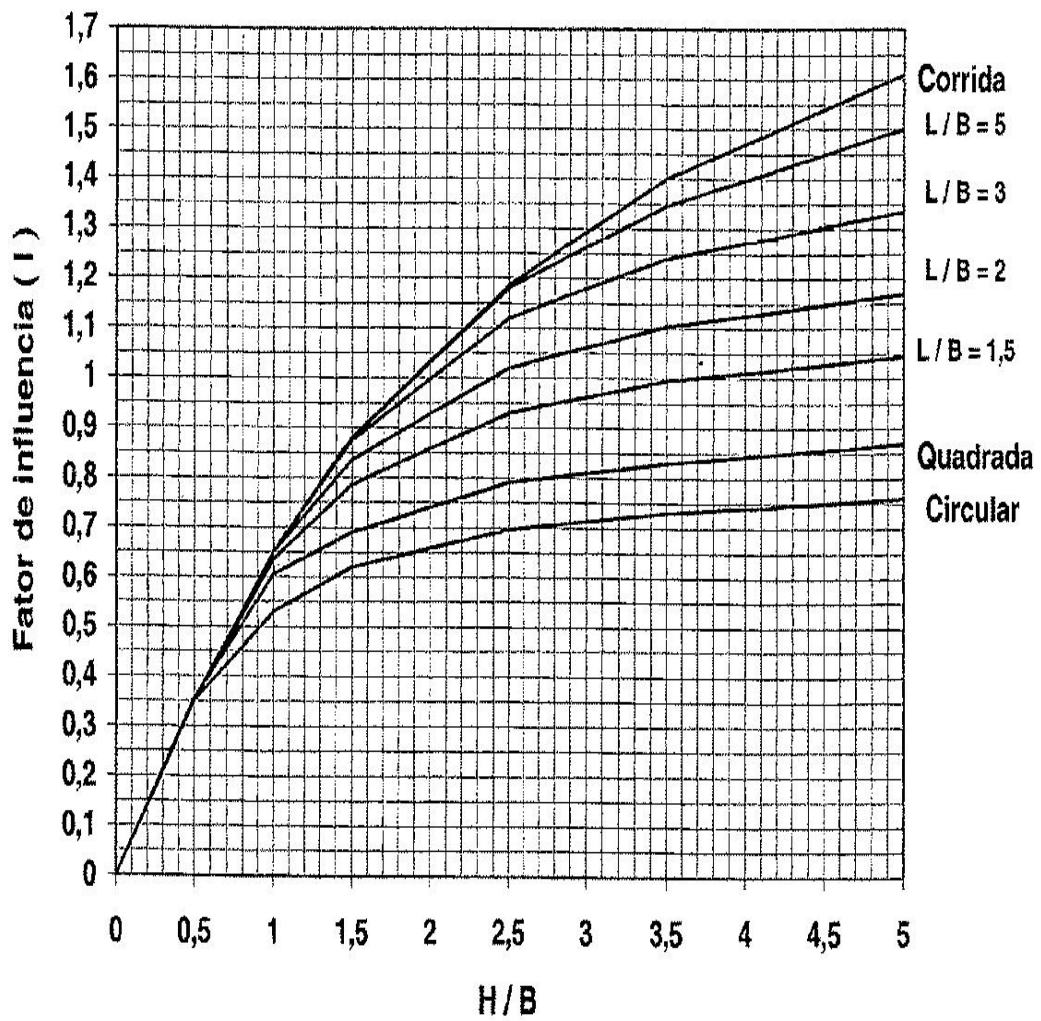


Fator de Influência - fundação rígida

H = espessura da camada recalçável

B = largura da fundação (raio se circular)

L = comprimento da fundação



TIPO DE ESTACA	α_1	α_p
Pré-moldada (concreto ou aço)	1,00	1,00
Franki	1,00	1,00
Hélice Contínua	0,85	0,50
Escavadas sem revestimento	0,50	0,50
Escavadas com revestimento ou lama	0,70	0,50
Raiz	0,90	0,50

TIPO DO CARREGAMENTO	λ_1	λ_p
Compressão	1,00	1,00
Tração	0,75	0,00

TIPO DO SOLO	C_s (t/m ²)	C_p (t/m ²)
ARGS	0,63	25,00
ARGA	0,63	25,00
SAG	0,70	30,00
SAR	0,80	40,00
AREA	0,85	45,00
ARS	0,85	50,00
ARE	0,50	60,00
ARP	0,50	60,00

TIPO DA ESTACA	F1	F2
Pré-moldada (concreto ou aço)	1,75	3,50
Franki	2,50	5,00
Hélice Contínua	2,00	4,00
Escavadas sem revestimento	3,00	6,00
Escavadas com revestimento ou lama	3,00	5,00
Raiz	2,00	4,00

TIPO DO SOLO	α(%)	K (t/m²)
ARGS	4,00	22,00
ARGA	2,40	35,00
SAG	3,40	23,00
SAR	2,20	55,00
AREA	3,00	60,00
ARS	2,00	80,00
ARE	1,40	100,00
ARP	1,40	100,00

TIPO DO SOLO	K (t/m²)
ARGS	11,00
ARGA	12,00
SAG	20,00
SAR	25,00
AREA	35,00
ARS	35,00
ARE	40,00
ARP	40,00

TIPO DE ESTACA	ARGS		ARGA		SAG		SAR		AREA		ARS		ARE		ARP	
	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β
Prem.(concreto/aço)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Franki	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Hélice Continua	0,85	1,00	0,85	1,00	0,60	1,00	0,60	0,90	0,50	0,80	0,50	0,80	0,50	0,70	0,50	0,70
Esc. s/revestimento	0,85	0,80	0,85	0,80	0,60	0,65	0,60	0,65	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Esc. c/revestimento	0,85	0,90	0,85	0,90	0,60	0,75	0,60	0,75	0,50	0,60	0,50	0,60	0,50	0,60	0,50	0,60
Raiz	0,85	1,30	0,85	1,30	0,60	1,20	0,60	1,20	0,50	1,10	0,50	1,10	0,50	1,00	0,50	1,00

TIPO DE ESTACA	β (t/m ²)	TIPO DE SOLO							
		α (t/m ²)							
		ARGS	ARGA	SAG	SAR	AREA	ARS	ARE	ARP
Prem.(concreto/aço)	0,40	11,0	21	16	26	30	36	40	44
Franki	0,50	10,0	16	12	21	24	30	34	38
Hélice Continua	0,40	10,0	13	11	16	20	22	27	31
Esc. s/revestimento	0,40	10,0	13	11	16	20	22	27	31
Esc. c/revestimento	0,40	10,0	13	11	16	20	22	27	31
Raiz	0,60	10,0	14	11	16	19	22	26	29

TIPO DE ESTACA	α (t/m ²)	TIPO DE SOLO							
		β (t/m ²)							
		ARGS	ARGA	SAG	SAR	AREA	ARS	ARE	ARP
Prem.(concreto/aço)	0,67	10,0	10,0	15,0	15,0	20,0	20,0	20,0	20,0
Franki	0,67	10,0	10,0	15,0	15,0	20,0	20,0	20,0	20,0
Hélice Continua	0,65	10,0	10,0	15,0	15,0	20,0	20,0	20,0	20,0
Esc. s/revestimento	0,56	10,0	10,0	15,0	15,0	20,0	20,0	20,0	20,0
Esc. c/revestimento	0,59	10,0	10,0	15,0	15,0	20,0	20,0	20,0	20,0
Raiz	0,67	10,0	10,0	15,0	15,0	20,0	20,0	20,0	20,0

TIPO DE ESTACA	ARGS		ARGA		SAG		SAR		AREA		ARS		ARE		ARP	
	Cs	Cp	Cs	Cp	Cs	Cp	Cs	Cp	Cs	Cp	Cs	Cp	Cs	Cp	Cs	Cp
Prem (concreto/aço)	0,45	12,51	0,44	16,00	0,46	16,91	0,50	24,93	0,54	29,98	0,53	34,14	0,45	39,59	0,45	40,39
Franki	0,46	11,54	0,46	13,97	0,47	15,24	0,51	22,29	0,55	26,98	0,54	30,68	0,46	35,60	0,46	36,40
Hélice Continua	0,41	9,21	0,41	10,67	0,42	11,17	0,45	15,59	0,47	18,56	0,46	20,63	0,38	24,15	0,38	24,95
Esc. s/revestimento	0,33	9,21	0,33	10,67	0,32	11,17	0,34	15,59	0,35	18,56	0,34	20,63	0,30	24,15	0,30	24,95
Esc. c/revestimento	0,37	9,21	0,37	10,67	0,36	11,17	0,39	15,59	0,41	18,56	0,40	20,63	0,35	24,15	0,35	24,95
Raiz	0,55	9,21	0,55	10,67	0,56	11,17	0,57	15,59	0,60	18,36	0,59	20,63	0,51	23,95	0,51	24,95