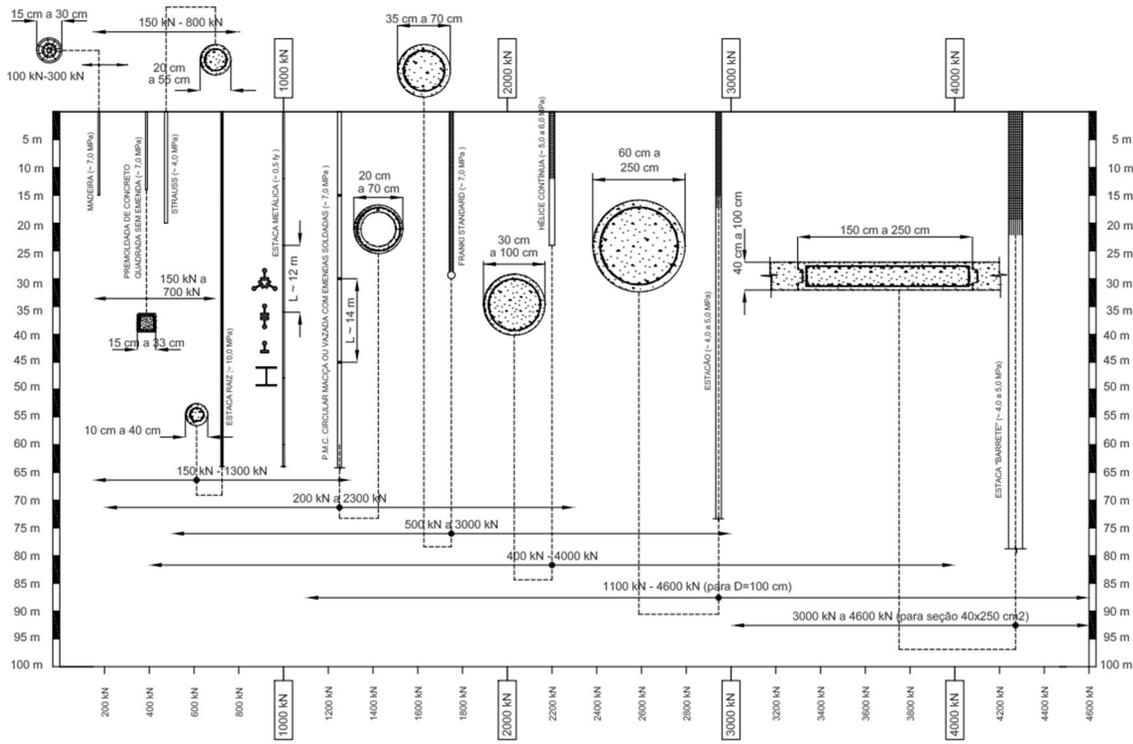




ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica



FUNDAÇÕES PROFUNDAS

1. INTRODUÇÃO

Os elementos estruturais de fundações são também chamados de estruturas geotécnicas, e têm a função de transmitir esforços de uma estrutura para o solo. As fundações pode ser rasas, profundas ou especiais – quando combinam conceitos de fundações rasas e profundas.

As fundações profundas são definidas pela NBR 6122 (2019) como:

“elementos de fundação que transmitem a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m; quando não for atingido o limite de oito vezes, a denominação é justificada. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.”

As estacas se diferenciam dos tubulões por serem executadas “inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja trabalho manual em profundidade [1].”

Nos tubulões, por outro lado, ocorre trabalho manual em profundidade, o que traz grande insalubridade, sobretudo se a escavação for abaixo do N.A., quando se faz necessário uso de ar-comprimado. Porém, mesmo a céu aberto, a execução de um tubulão traz diversos riscos, que tornam essa solução empregada apenas em casos excepcionais. A figura abaixo ilustra os elementos de um tubulão executado a céu aberto.

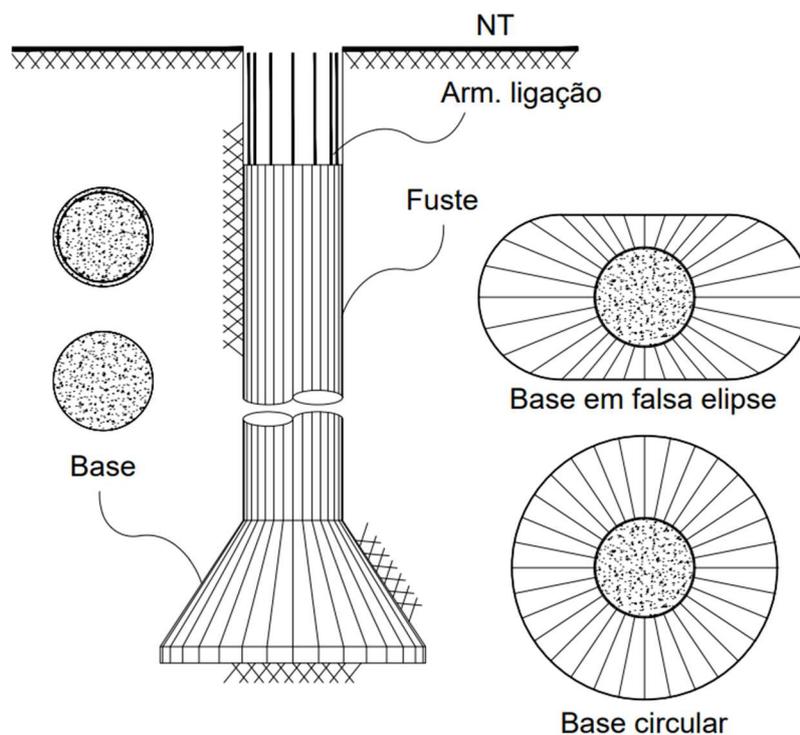
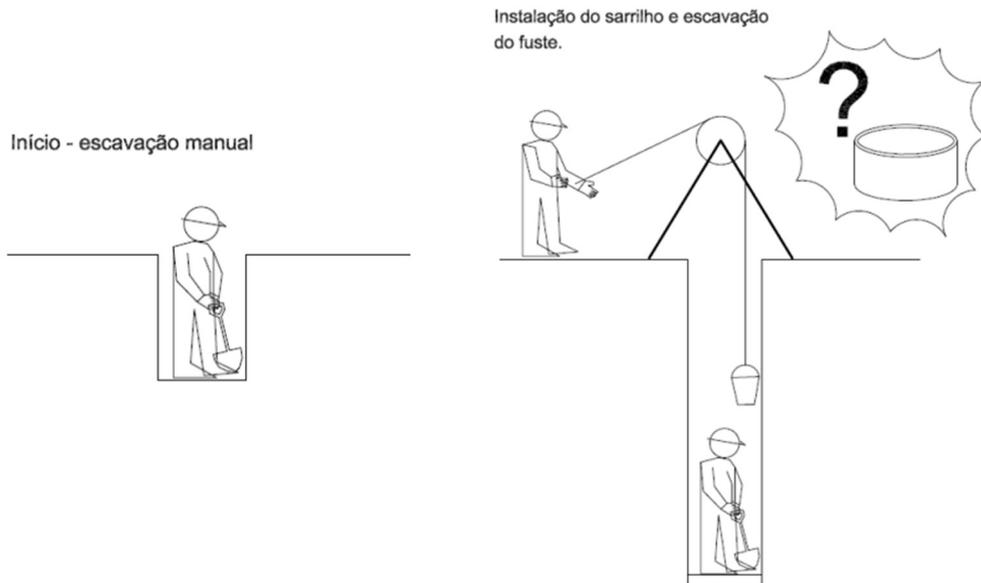


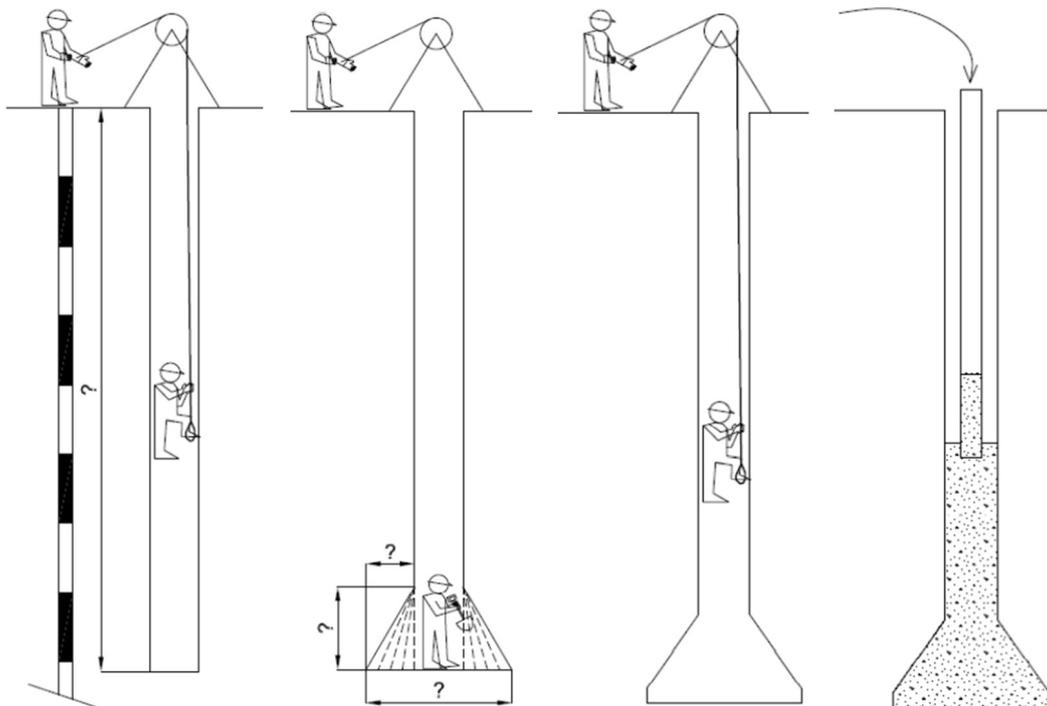
Figura 1 – Elementos de um tubulão a céu aberto.

PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES

A execução de um tubulão a céu aberto envolve a escavação do fuste, o alargamento da base e a concretagem do elemento. A figura abaixo ilustra.



- (b) – Escavação do fuste: começando com escavação manual, seguida da instalação do sarrilho e prosseguimento da escavação do fuste do tubulão. Deve-se usar revestimento (escoramento) o qual pode ser feito com anéis de concreto, anéis metálicos telescópicos e, em alguns casos, com elementos de papelão.



- (b) – Primeira descida do engenheiro para checagem da cota de base e das propriedades do solo na base, confrontando-o com a sondagem mais próxima. Confirmadas a cota e as propriedades do solo de base, faz-se o alargamento de base, manualmente, na forma de tronco de cone. Feito o alargamento da base, ocorre a segunda descida do engenheiro para checagem da geometria e liberação da concretagem.

Figura 2 – Fases de execução de um tubulão a céu aberto.

O uso de fundações profundas geralmente se mostra uma boa solução em casos como os apresentados abaixo (VESIC, 1977).

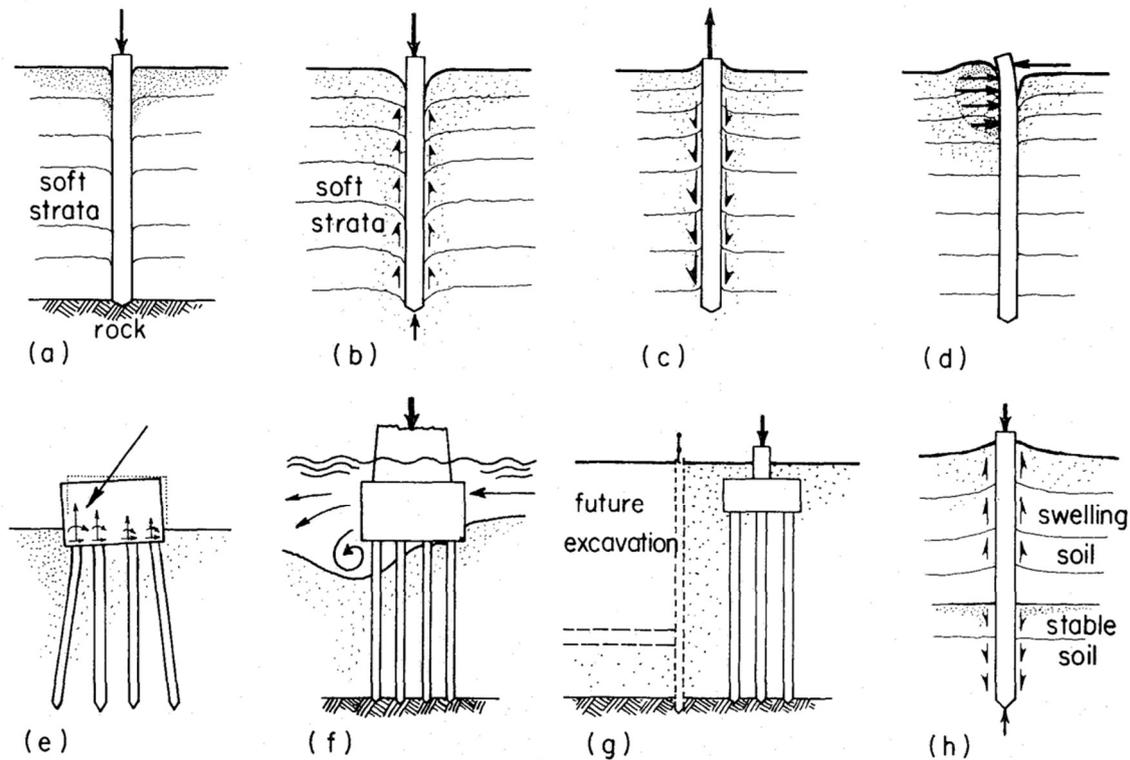


Figura 3 – Situações nas quais a fundação por estacas é adequada: (a) a (c) solo de boa capacidade a grande profundidade; (d) e (e) grandes esforços horizontais; (f) risco de erosão; (g) futuras escavações vizinhas; (h) solos superficiais suscetíveis a variações sazonais; [11].

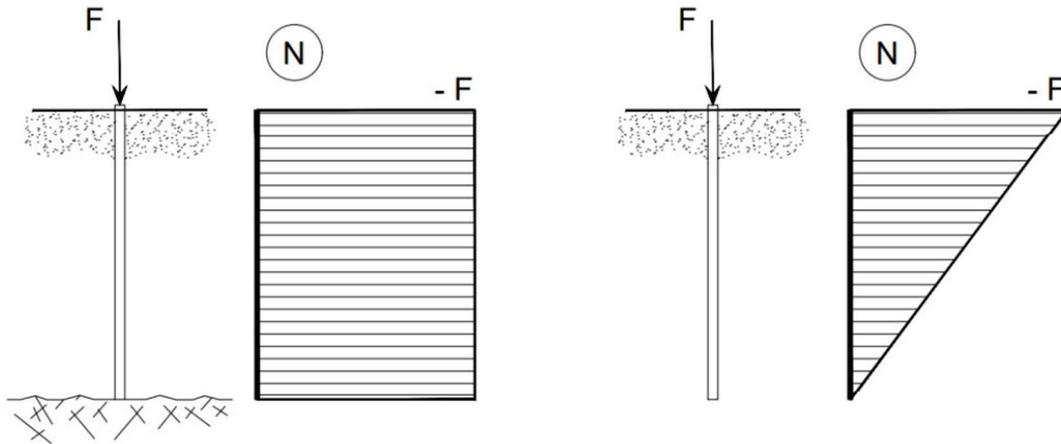
Pensando na figura 3.a, tem-se provavelmente a situação mais simples e imediata. O solo (ou rocha) resistente está a uma profundidade grande e a estaca é usada para transferir a carga até tal camada. Nesse caso, a estaca irá trabalhar aproximadamente como uma continuação da estrutura. Além disso, nesse caso, a estaca irá virtualmente transmitir toda a força por tensões (sobretudo normais) pela sua extremidade, ou “ponta” (o termo “base” é mais empregado para sapatas e tubulões) – por vezes usa-se o termo **estaca de ponta (point-bearing pile)** para tal situação.

No caso 3.b., a situação apresenta uma diferença importante, pois a ponta de estaca não alcançou uma camada significativamente mais resistente. Nesse caso, a estaca estaria transmitindo o esforço através do fuste, por cisalhamento na interface entre o fuste e a estaca do solo, ao longo do comprimento. Nesses casos é comum se usar o termo **atrito lateral** para esse mecanismo de transmissão de esforço e se usar o termo **estaca de atrito (friction pile)** ou **ainda estaca flutuante** para tal situação.

A situação 3.c., por sua vez, expressa uma situação de tração e nesse caso a transferência de esforço ocorre apenas por atrito lateral. Nos casos (d) a (g)

observa-se que ocorrerá também tensões normais que podem ser significativas sendo transmitidas através da interface entre o fuste da estaca e o solo.

As situações (a) e (b) implicam em diagramas de força normal idealizados na figura abaixo.



Sobre as **estacas de ponta** e **estacas de atrito**, VESIC (1973), diz:

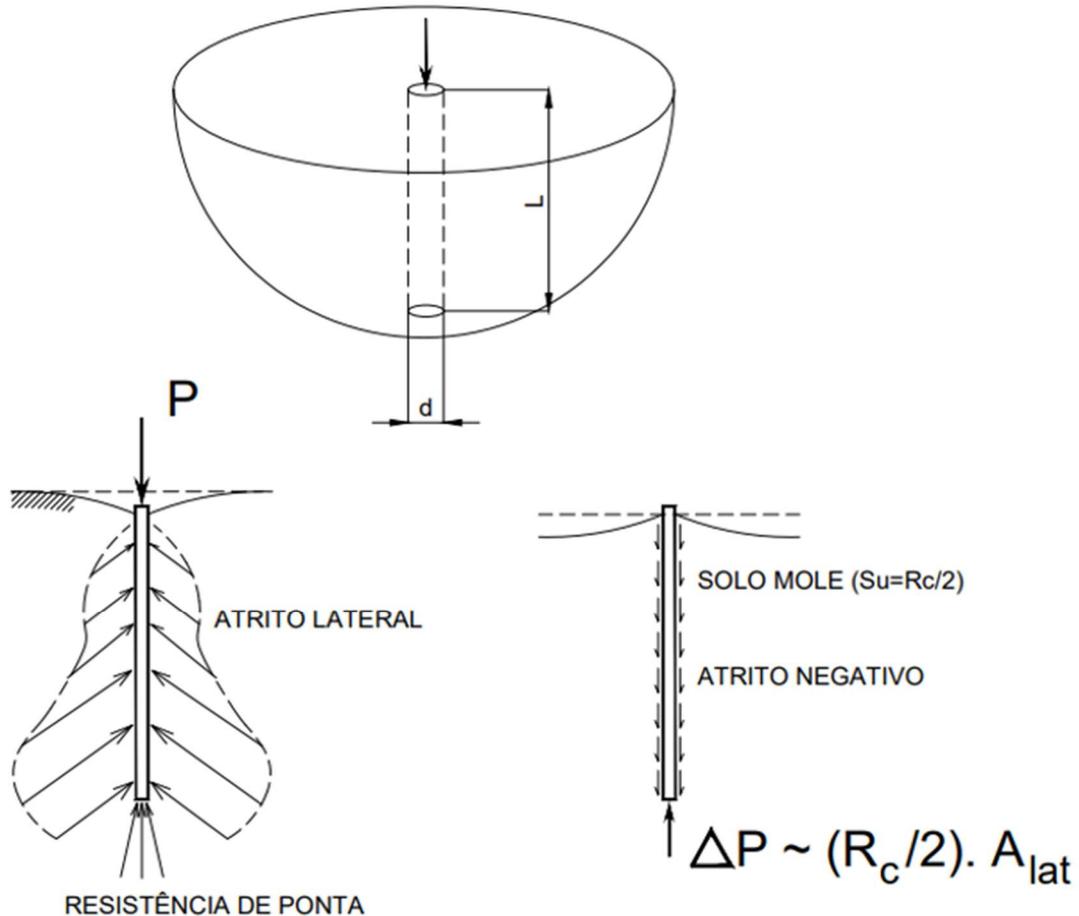
** The distinction between point-bearing piles and friction piles, common among practitioners, is somewhat arbitrary in the sense that all piles transmit loads simultaneously along their shafts and at their points. It would be more accurate to distinguish between predominantly point-bearing and predominantly friction piles. Strictly speaking, the use of these terms is justified only when either shaft load or point load is neglected in design.*

Nas estacas indicadas nas figuras (d) a (g) as solicitações não axiais ganham mais importância – no caso (e) o uso de estacas inclinadas pode ser usado para reduzir bastante a flexão das estacas.

Finalmente, o caso da figura 3.h., tem-se uma solução diferente, porém bastante comum de **atrito negativo**, que é definido na NBR 6122 [1], como:

“atrito lateral que solicita estacas ou tubulões quando o recalque do solo adjacente é maior do que o recalque dos elementos de fundação. Esse fenômeno ocorre no caso de o solo estar em processo de adensamento, provocado pelo seu peso próprio, por sobrecargas lançadas na superfície, por rebaixamento do lençol freático, pelo amolgamento da camada mole compressível decorrente de execução de estaqueamento, etc.”

Logo, quando ocorre atrito negativo, o esforço axial na estaca será acrescido de um valor, digamos, ΔP . A figura abaixo ilustra os conceitos de transferência de esforços da estaca para o maciço, para o caso de solicitação axial. Além disso, ilustra mais o fenômeno de atrito negativo, com uma estimativa simplificada para avaliação do valor.



2. TIPOS DE ESTACAS

As estacas podem ser classificadas quanto ao material ou quanto ao método de instalação.

Com relação ao material, usualmente são empregados:

- Estacas de madeira;
- Estacas de aço:
 - Perfis laminados;
 - Perfis soldados;
 - Trilhos;
- Estacas de concreto:
 - Pré-moldadas:
 - Concreto armado convencional;
 - Concreto armado centrifugado;
 - Concreto protendido;
 - Segmentadas (mega);
 - Moldadas no local:
 - Broca;
 - Strauss;
 - Franki;

- Hélice contínua;
- Escavadas de grande capacidade de carga:
 - Estacões;
 - Barretes;
- Estacas mistas, combinando-se materiais;
- Estacas especiais:
 - Estacas raiz;
 - Microestacas;
 - Colunas de JG ou CCP;

Há ainda uma classificação geral que leva em conta o método de instalação, que diferencia:

- Estacas de deslocamento:
 - Estacas de grande deslocamento lateral: pré-moldadas, Franki
 - Estacas de pequeno deslocamento lateral: metálicas H ou I;
- Estacas de substituição:
 - Estacas sem deslocamento lateral: Strauss, escavadas em geral;

Essa classificação geral é importante pois considera os diferentes efeitos do processo usado para “instalação” da estaca. Numa estaca de substituição, a escavação produz alívio nas tensões horizontais no perímetro. Na cravação ocorre aumento da compactação do solo. A figura abaixo ilustra de forma simplificada os dois efeitos.

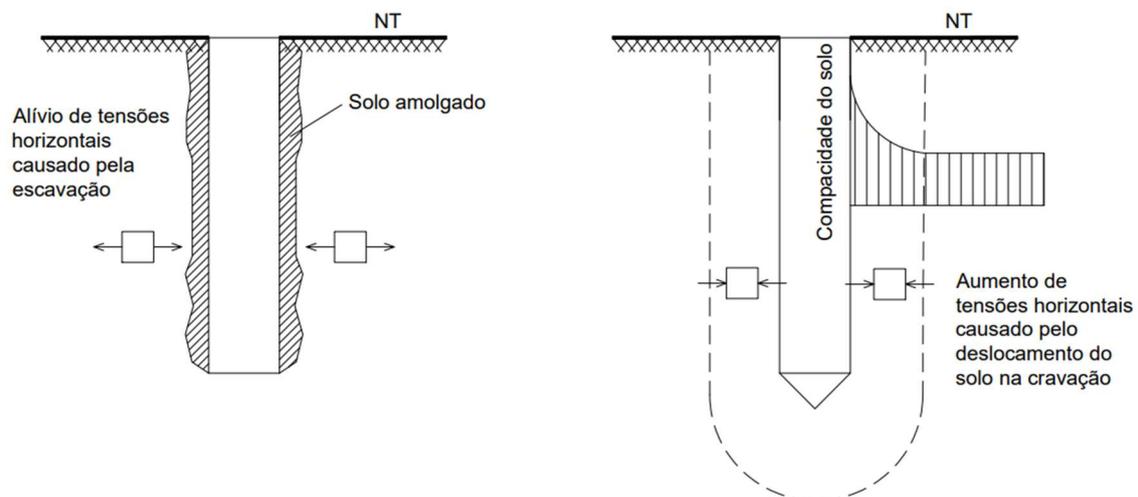


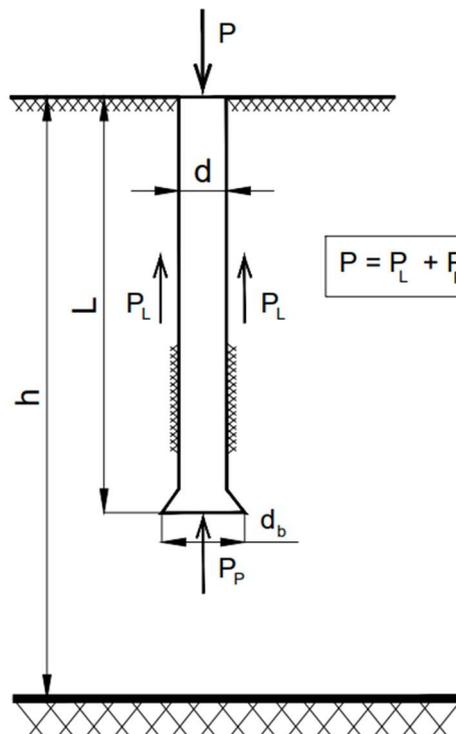
Figura 4 – Efeitos do método de instalação da estaca no maciço – adaptado a partir de VESIC (1977): estaca de substituição e estaca de deslocamento.

3. ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTACAS DE FUNDAÇÃO SUBMETIDAS A CARREGAMENTO AXIAL

3.1. ESTACAS ISOLADAS

A figura abaixo ilustra os elementos básicos para que se possam iniciar algumas considerações acerca do comportamento de estacas de fundação submetidas a carregamento axial, destacando-se:

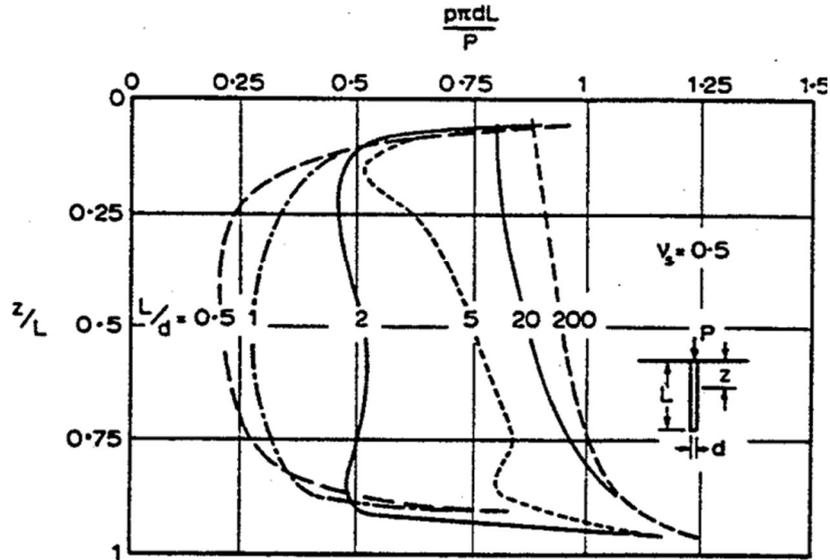
- O maciço, com a identificação da superfície e da profundidade em que se encontra um estrato muito rígido, muitas vezes chamado de fronteira rígida;
- A estaca, com comprimento, diâmetro do fuste e diâmetro da base (ou ponta);
- O maciço e a estaca devem ser caracterizados ainda por parâmetros mecânicos:
 - No caso de se usar a Teoria da Elasticidade, os parâmetros são: E_p , A , E_s , ν_s , o Onde:
 - E_p = módulo de elasticidade do material da estaca;
 - A = área da estaca (quando não for circular);
 - E_s = módulo de elasticidade do maciço;
 - ν_s = coeficiente de Poisson do maciço;



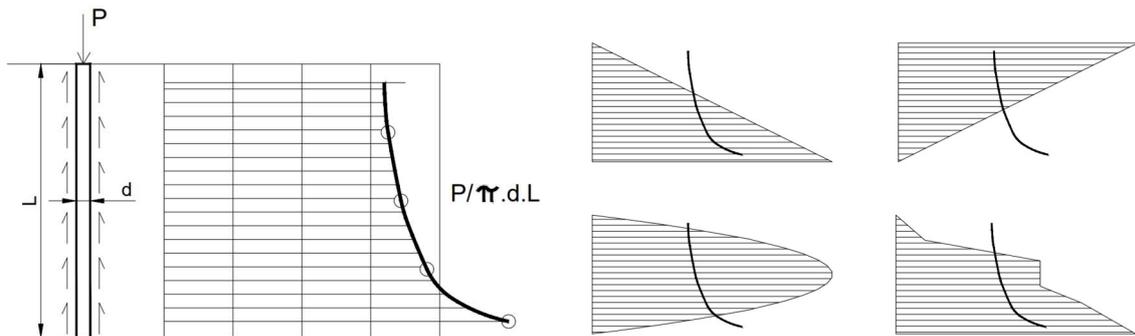
Uma consideração usual é a de que a carga aplicada (P) é resistida por componentes de atrito lateral (P_L) e de ponta (P_P).

Uma forma de se estudar o problema analiticamente é com aplicação da Teoria da Elasticidade. Abaixo serão discutidas algumas soluções interessantes, apresentadas de forma gráfica em Poulos & Davis (Cap.13).

Na primeira tem-se a distribuição das tensões de cisalhamento (atrito lateral) para uma estaca de diâmetro d e comprimento L , submetida a carregamento axial. A estaca é considerada incompressível e o maciço elástico, homogêneo, isotrópico e semi-infinito.

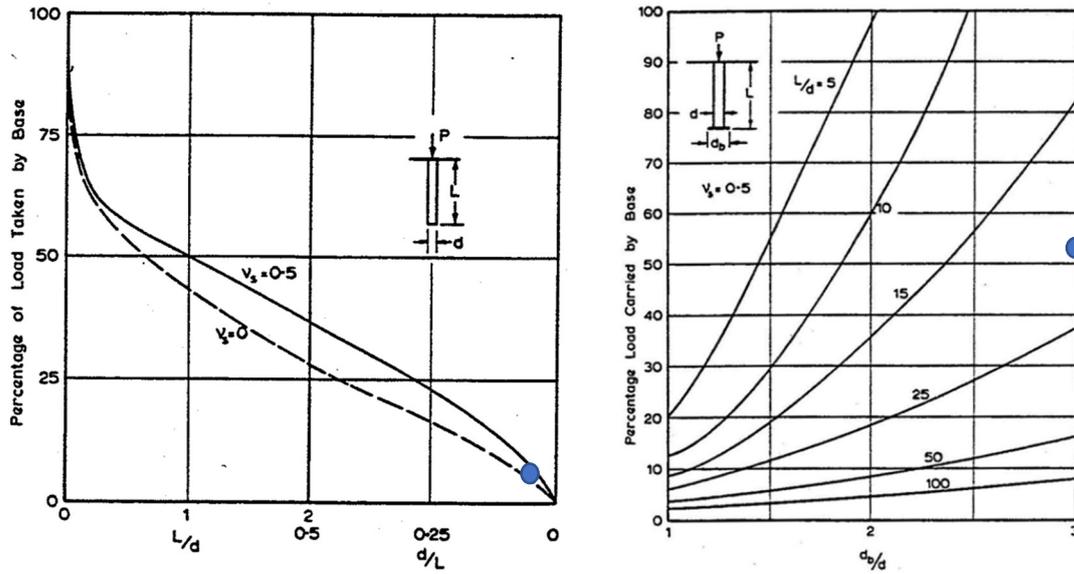


Com base nessa solução, considerando uma estaca com $L/d=20$, a tensão de atrito lateral fica superior à média na parte inferior da estaca apenas. Naturalmente, em um maciço não homogêneo a distribuição do atrito lateral pode ocorrer de diversas formas, como aquelas idealizadas na figura abaixo.



Na segunda solução, abaixo à esquerda, apresenta-se a parcela da carga que será aplicada na ponta da estaca. Por essa solução, uma estaca com $L/d=20$ teria carga de ponta da ordem de $10\%P$. Essa parcela de carga que vai para a ponta da estaca pode ser bastante afetada por aumento de diâmetro da base da estaca. Isso pode ser visto na outra solução abaixo, à direita: com $d_b/d=3$, a carga na ponta chega a mais de $50\%P$ para uma estaca com a mesma relação $L/d=20$.

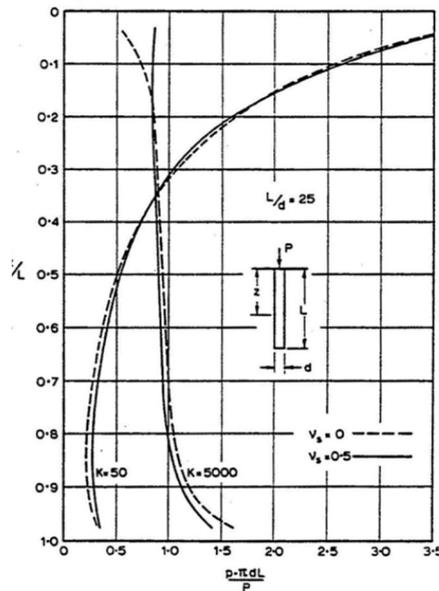
PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES



Quando se analisa uma estaca compressível, deve-se usar a rigidez relativa

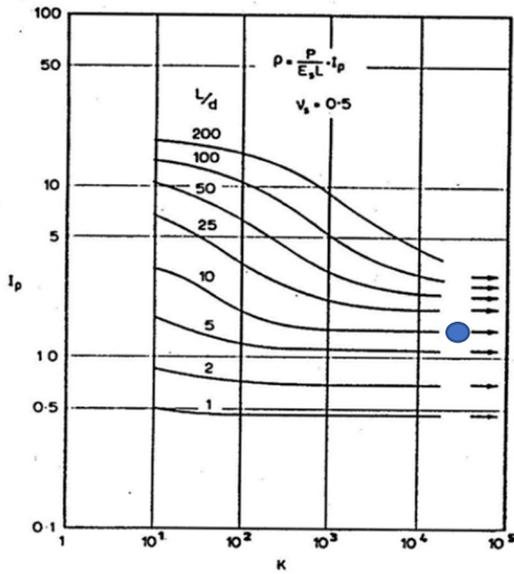
$$k = \frac{E_p}{E_s} \times \frac{4A}{\pi d^2}$$

Na figura abaixo, vê-se o efeito da compressibilidade sobre a distribuição do atrito lateral. Constata-se que numa estaca muito flexível ($k = 50$) o atrito se concentra mais no topo.

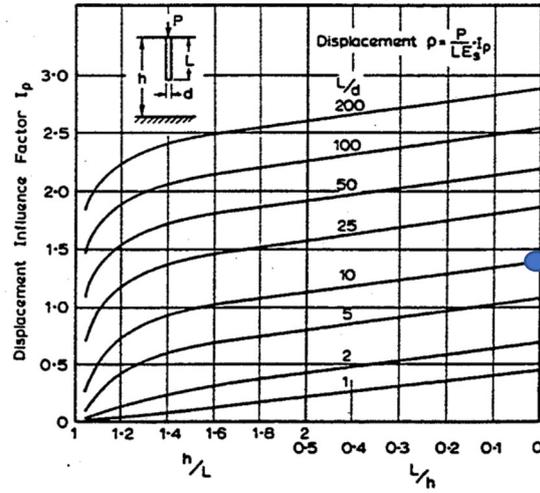


Os deslocamentos de uma estaca em maciço semi-infinito podem ser estimados pelas figuras abaixo para $\nu_s = 0,5$.

PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES

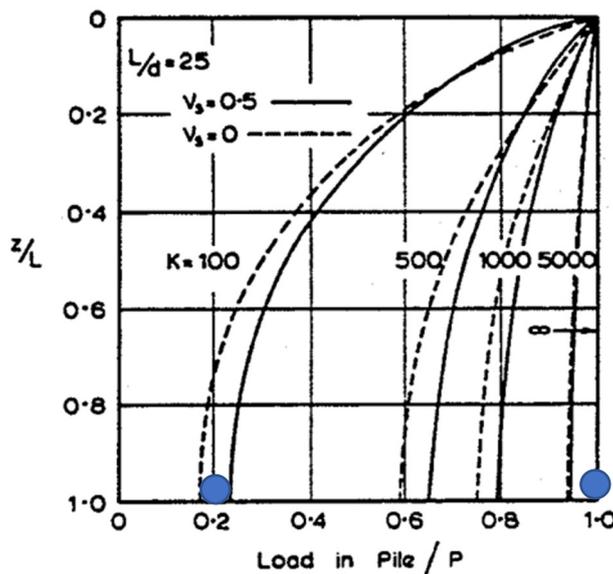


Estaca compressível/macício semi-infinito

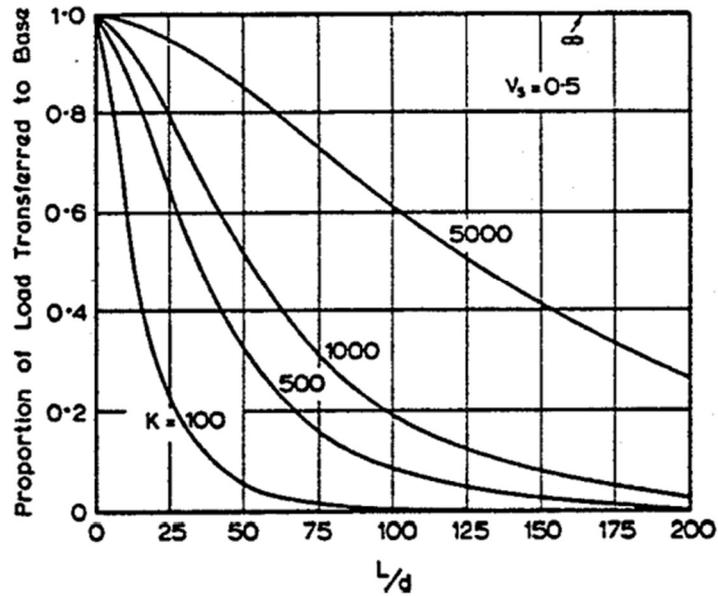


Estaca incompressível/macício finito ($v_s = 0,5$)

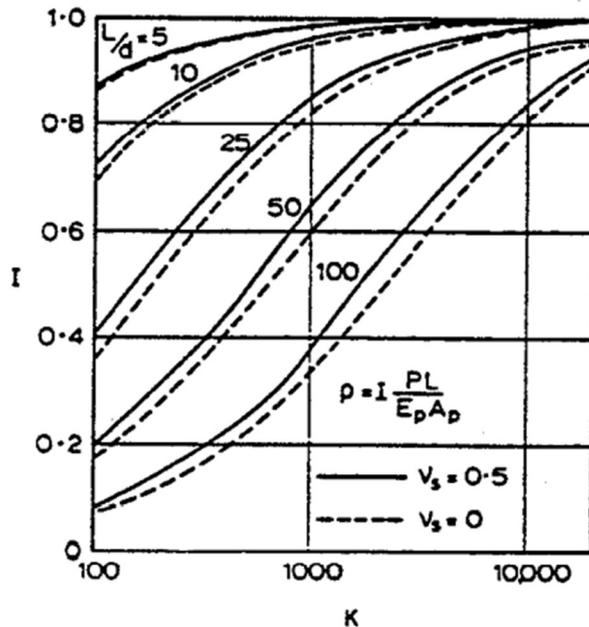
As soluções para estacas de ponta ($h = L$) podem ser vistas abaixo para uma estaca com $L/d = 25$. Em primeiro lugar, apresenta-se a distribuição do atrito lateral, observando-se que apenas em estacas muito rígidas em relação ao maciço (k elevado) tem-se a força normal constante na estaca. Em estacas com $k = 100$, pela teoria da elasticidade, a parcela de ponta resultaria em cerca de 20%P nessa situação.



Abaixo se apresenta a variação da carga de ponta com a relação L/d para $v_s = 0,5$.



Finalmente, abaixo se encontra a solução para o deslocamento numa estaca de ponta, com o parâmetro I em função de L/d e de k .



Feitas as devidas ressalvas para a aplicabilidade da teoria da elasticidade às estruturas geotécnicas (*) em geral, e ao problema de estacas isoladas carregadas axialmente podem ser extraídas algumas conclusões, tais como:

- A transferência de carga numa estaca flutuante ($h > L$), é influenciada pela rigidez relativa k , sendo que valores mais altos de k tornam a distribuição um pouco mais uniforme; uma estaca mais flexível, por sua vez, tende a concentrar mais o atrito no topo;
- O alargamento da base de uma estaca flutuante ($h > L$) aumenta a parcela de carga transferida pela ponta;

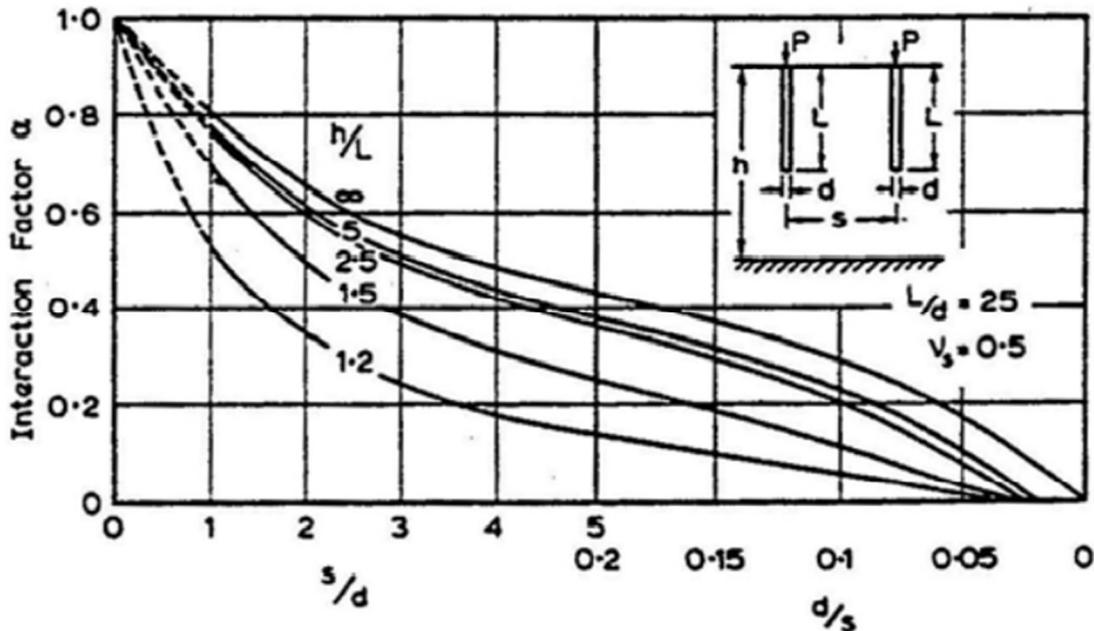
- Os deslocamentos são influenciados de forma significativa pela rigidez relativa k e pela relação L/d ;
- Numa estaca flutuante ($h > L$), ao contrário do que ocorre numa barra comprimida no topo e apoiada na base, os deslocamentos são inversamente proporcionais ao comprimento da estaca;
- Numa estaca de ponta ($h = L$)

(*) A propósito, é interessante pensar na aplicabilidade da mesma teoria a estruturas de concreto armado ou de madeira, onde em geral há menos questionamentos.

Diversas outras soluções podem ser vistas em Poulos & Davis, Cap. 13.

3.2. GRUPOS DE ESTACAS

Estacas próximas apresentam interação que demandam considerações, algumas dessas já estudadas com a teoria da elasticidade. Por exemplo, o aumento de deslocamento vertical de uma estaca devido a uma estaca adjacente, idêntica, pode ser expressa pelo fator α dado abaixo em função da distância s entre estacas para $L/d = 25$ e $\nu_s = 0,5$.



Com uso do princípio da superposição, pode ser feita a análise para grupos de mais de duas estacas, sendo:

$$\rho_i = \rho_1 \left(\sum_{j=1; j \neq i}^k P_j \alpha_{ij} + P_i \right)$$

Onde:

- ρ_1 = deslocamento da estaca isolada com carga unitária;
- α_{ij} = fator de interação para estacas i e j;
- P_j = carga na estaca j.

A equação acima pode ser escrita para todas as estacas do grupo e complementada com a equação de equilíbrio:

$$P_G = \sum_{j=1}^k P_j$$

Onde:

- P_G é a carga global sobre o grupo de estacas;
- P_j é a carga sobre uma estaca;

É interessante avaliar a solução das equações para dois casos limite:

- Caso de deslocamentos iguais nas estacas, que corresponde à existência de um elemento estrutural rígido, na superfície, ligando as estacas. Nesse caso, calcula-se a distribuição de cargas.
- Caso de cargas iguais em todas as estacas, que corresponde à existência de um elemento estrutural flexível, na superfície, ligando as estacas. Nesse caso, calcula-se a distribuição de deslocamentos.

Tome-se como exemplo três estacas idênticas alinhadas e distantes $s = 3d$ entre si recebendo a carga P_G por um bloco rígido. Admitindo a situação do gráfico acima ($L/d=25$ e $v_s = 0,5$, com $h/L=\infty$), tem-se no caso de deslocamentos iguais nas estacas, $P_1 = P_3 = 0,29P$ e $P_2 = 0,42P$.

4. DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS – ELU

4.1. GENERALIDADES

Os princípios básicos do dimensionamento de estacas são:

- O material da estaca não pode sofrer solicitações excessivas;
- Deve haver um fator de segurança adequado no ELU;
- Os deslocamentos devem ficar dentro de limites toleráveis;

Isso implica na necessidade de dimensionamento estrutural do elemento e no dimensionamento geotécnico do conjunto formado pela estaca e o solo.

4.2. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

O dimensionamento estrutural deve ser feito considerando todas as fases da vida útil do elemento. Então, no caso das estacas pré-fabricadas, o manuseio, transporte e cravação devem ser considerados também.

Para a situação final, após a instalação da estaca, e no caso de solicitações axiais, para estacas de substituição, o dimensionamento é feito com base na tabela abaixo da NBR 6122.

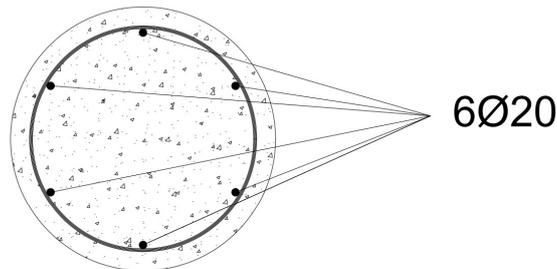
Tipo de estaca	f_{ck} máximo de projeto	γ_f	γ_c	γ_s	Comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco) e % de armadura mínima		Tensão média atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa
					Armadura mínima %	Comprimento útil mínimo m	
Hélice / hélice de deslocamento ^a	20	1,4	1,8	1,15	0,5	4,0	6,0
Escavadas sem fluido	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2,0	5,0
Escavadas com fluido	20	1,4	1,8	1,15	0,5	4,0	6,0
Strauss ^b	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2,0	5,0
Franki ^b	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	---
Tubulões não encamisados	20	1,4	1,8	1,15	0,5	3,0	5,0
Raiz ^{b, c}	20	1,4	1,6	1,15	0,5	Armadura integral	---
Microestacas ^{b,c}	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	---
Estaca trado Vazado Segmentado	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	---
Tipo de estaca	f_{ck}	γ_f	γ_c	γ_s	Armadura %	Comprimento m	Tensão de trabalho (MPa)

- Nestas estacas, o comprimento máximo da armadura é limitado devido ao processo executivo.
- Neste tipo de estaca, o diâmetro a ser considerado no dimensionamento é o diâmetro externo do revestimento.
- O espaçamento entre face de barras deve ser de um diâmetro da barra e no mínimo 20 mm. As taxas máximas de armadura são de 8 % A_c para diâmetros menores ou iguais a 310, e de 6 % A_c para diâmetros iguais ou superiores a 400 mm. As taxas máximas devem ser verificadas na seção de maior concentração de aço (considerando inclusive as emendas por transpasse). Em situações críticas, o dimensionamento pode ser feito em função da área de aço ($f_{yk} \geq 500$ MPa; A_s = área de aço), conforme a seguir: — quando $A_s \leq 6$ % A_c , o dimensionamento deve ser feito considerando a estaca trabalhando como pilar de concreto (a resistência da estaca é formada pela parcela do concreto e pela parcela do aço); — quando $A_s \geq 6$ % A_c , o dimensionamento deve ser feito considerando que todo o esforço solicitante deve ser resistido apenas pelo aço da seção da estaca (a parcela resistente do concreto é desprezada).

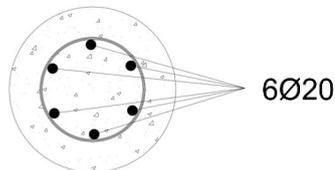
As estacas executadas em solos sujeitos à erosão, imersas em solos muito moles ou que tiverem sua cota de arrasamento acima do nível do terreno, devem ser verificadas quanto aos efeitos de segunda ordem.

Como exemplos de aplicação da tabela da norma, seguem:

- Para uma estaca hélice contínua Φ 70 cm, qual a carga máxima para que se possa prescindir de armadura. Definir armadura construtiva.
 - $\sigma = 6,0$ MPa (limite para prescindir de armadura);
 - $P_{adm,est} = 6000 \text{ kPa} \times 0,385 \text{ m}^2 = 2310 \text{ kN}$ (~ 230 tf);
 - $A_s = 0,5\% \cdot A_c = 19,25 \text{ cm}^2$ ($6\Phi 20$) – $L_{\text{útil,mín}} = 4,0$ m



- Para uma estaca raiz Φ 41 cm, qual a carga estrutural (P_{adm}) para $A_s = 6\Phi 20$ ($18,9 \text{ cm}^2$)?
 - Φ 41 cm $\gg \gg$ $A = 1320 \text{ cm}^2$ ($\rho = 18,9/1320 = 1,43 \%$)
 - $N_{Rd} = 0,85 \times (2,0/1,6) \times (1320 - 18,9) + 18,9 \times 40 = 2138 \text{ kN}$
 - $P_{adm,est} = 2675/1,4 = 1527 \text{ kN} \sim 150$ tf (*)
 - Armadura integral;



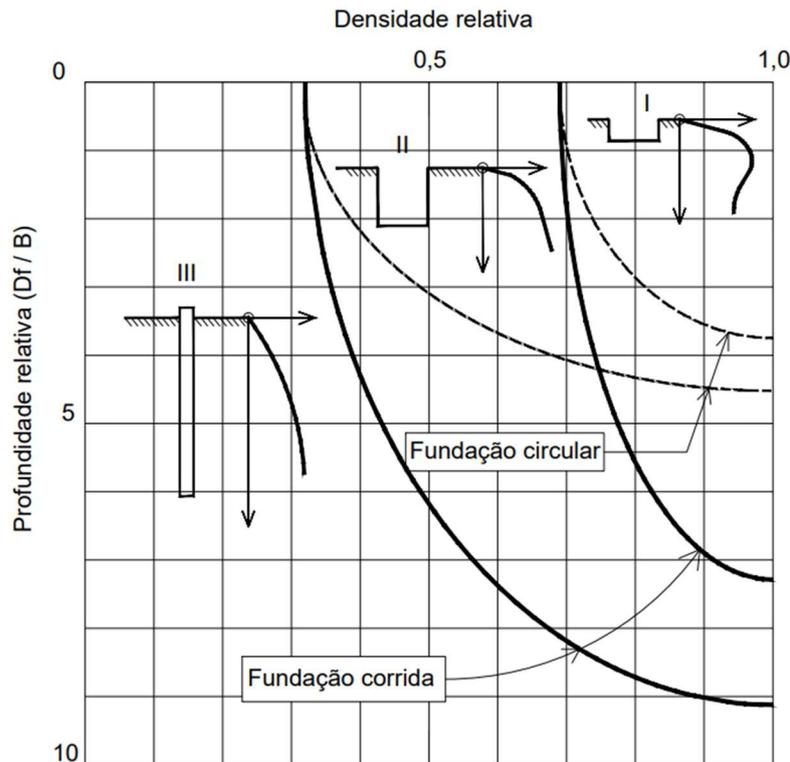
(*) Nos catálogos encontra-se carga de 140 tf.

Na tabela anexa encontram-se domínios de carga ($P_{adm,est}$) e de seções para as estacas usuais. Também são apresentadas algumas características de cada tipo usual de estaca.

4.3. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

Antes de tudo, é interessante conhecer as formas de ruptura, reproduzida abaixo – de acordo com Kézdi (p. 558) – onde se ilustram, em função do embutimento da fundação e da compacidade relativa do solo as seguintes possibilidades:

- I – Ruptura geral;
- II – Ruptura local;
- III – Ruptura por puncionamento;



O gráfico mostra ainda formas típicas de curva carga-recalque e foi publicado por Vesic em 1967, com base em experimentos com estacas em solo arenoso. Para se determinar a resistência geotécnica (R_u), usualmente divide-se R_u em duas parcelas referentes à resistência de ponta (R_p) e a de atrito lateral (R_ℓ). Dessa forma:

$$R_u = R_p + R_\ell$$

A seguir, apresentam-se comentários sobre casos particulares:

a) Estacas em solos coesivos

A prática demonstra que em geral prevalece a resistência lateral (exceção ao caso de estacas curtas com base alargada). A resistência lateral pode ser estimada por:

$R_L = a \times (u \times L)$, onde “ a ” seria a adesão média entre solo e estaca ao longo do comprimento (kPa), função de s_{uL} , a resistência não drenada média ao longo de L (kPa); e “ $u \times L$ ” a área lateral (m^2);

A resistência de ponta pode ser estimada por:

$R_p = A_p \times N_c \times s_c \times s_u$, onde “ A_p ” é a área de ponta ou base (m^2); N_c o fator de capacidade de carga; “ $s_{u,p}$ ” a resistência não drenada da argila na base (kPa); “ s_c ” é um fator de forma;

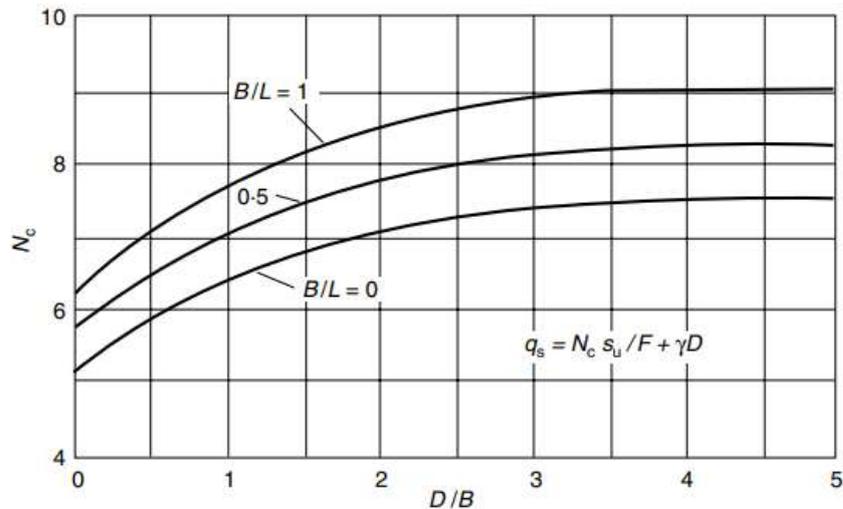


Fig. 4.11 Bearing capacity factor, N_c , for undrained analysis, after Skempton (1951)

Cumprir apresentar ainda alguns comentários sobre a influência do método de instalação da estaca:

Estacas de deslocamento:

- A cravação afeta muito a adesão entre solo e estaca, por vários motivos, p.ex.: amolgamento, folgas entre o solo e a estaca, levantamento do solo;
- A adesão poderá ser recuperada com o tempo após a cravação com “cicatrização” do solo;
- A adesão é afetada pela presença de outros solos sobre a argila (Tomlinson, 1969);

Estacas de substituição:

- Os processos de perfuração podem perturbar de forma significativa a estrutura do solo;
- A água do concreto pode ser absorvida pelo solo;

Por fim, valores aproximados de R_L e R_P podem ser estimados por:

– Em estacas cravadas:

- $a \sim 0,4 \cdot s_{uL}$ a $1,25 \cdot s_{uL}$ (ver Simons & Menzies, 2001);
- $S_c = 1$ para estaca de seção constante e $1,2$ para seção variável;

– Em estacas de substituição:

- $a \sim 0,45 \times s_{uL}$;
- $S_c = 0,75$ ($B > 1$ m) e $0,8$ ($B < 1$ m);

Conhecido R_u , faz-se $P_{adm} = R_u/FS$. O fator de segurança normalmente varia entre 1,5 e 3,0, podendo ser adotado com valores diferentes para R_L e R_P , como por exemplo:

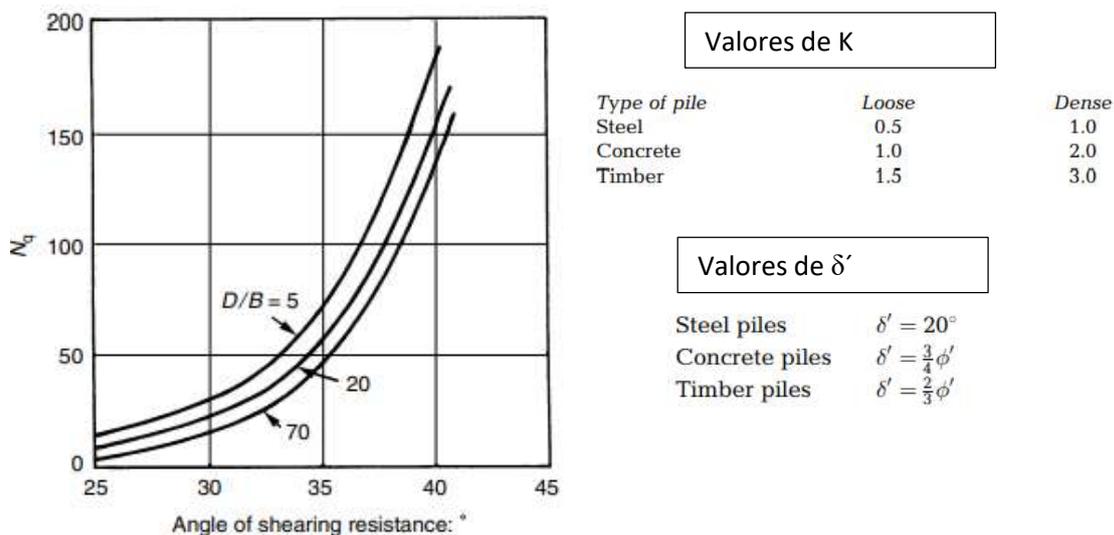
- $P_{adm} = (R_L + R_P)/(FS_{global})$, mas não menor que $(R_L/FS_L) + (R_P/FS_P)$;
- $FS_{global} = 2$ (estacas de substituição) e 2,5 (estacas cravadas ou de substituição com base alargada com $B < 2m$);
- $FS_L = 1,5$ para estacas cravadas e para estacas de substituição
- $FS_P = 3$ para estacas cravadas e estacas de substituição com $B > 2m$;

b) Estacas em solo granular.

Há preponderância da resistência de ponta. A resistência total pode ser estimada com uso de métodos semi-empíricos baseados em ensaios SPT ou CPT ou por equação análoga à de Terzaghi para capacidade de carga de fundações rasas.

- Adequação da equação de Terzaghi:
 - $R = R_p + R_L$
 - $R_p = A_p \times p' \times (N_q - 1)$ com N_q dado pela expressão clássica ou pelo gráfico abaixo se a estaca penetra 5D a 6D na areia;
 - $R_L = A_L \times k \times p'_{méd} \times \tan \delta'$;

Com valores de N_q e δ' relacionados abaixo.



Valores de N_q , K (Broms, 1965) e δ' (Aas, 1966).

c) Métodos semiempíricos clássicos no Brasil

i) Método de Décourt-Quaresma (D.Q.)

PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES

Trata-se de Método baseado em valores de SPT na ponta (N_P) e ao longo do fuste da estaca (N_L).

$$R_P = \alpha_{DQ} \times C \times N_{SPT,PONTA} \times A_P$$

$$R_L = \beta_{DQ} \times 10 \times \left(\frac{N_L}{3} + 1\right) \times u \times L$$

Sendo:

SOLO	TIPO DE ESTACA									
	Escavada		Escavada com bentonita		Hélice contínua		Raiz		Injetada	
	α (DQ)	β (DQ)	α (DQ)	β (DQ)	α (DQ)	β (DQ)	α (DQ)	β (DQ)	α (DQ)	β (DQ)
ARGILA	0,9	0,8	0,9	0,9	0,3	1,0	0,9	1,5	1,0	3,0
SOLO INTERMEDIÁRIO	0,6	0,7	0,6	0,8	0,3	1,0	0,6	1,5	1,0	3,0
AREIA	0,5	0,5	0,5	0,6	0,3	1,0	0,5	1,5	1,0	3,0
α (DQ) = β (DQ) = 1,0 para estacas pré-moldadas, Franki e metálica										

SOLO	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

A carga admissível deve ser obtida com os seguintes fatores de segurança:

$$P_{adm} = \frac{R_P}{4,0} + \frac{R_L}{1,3}$$

ii) Método de Aoki-Velloso (A.V.)

Trata-se de método originalmente baseado em ensaios CPT. Os autores propuseram correlações entre q_c e f_s com N_P e N_L , por meio de dois fatores F_1 e F_2 (que não devem ser confundidos com o fator de segurança), resultando em:

$$R_P = \frac{k \times N_P}{F_1} \times A_P$$

$$R_L = \frac{u}{F_2} \sum_1^n (\alpha \times k \times N_L \times \Delta_L)$$

Devendo-se usar $FS_{global} = 2,0$, de forma que:

$$P_{adm} = \frac{R_P + R_L}{2,0}$$

Os valores de α , k , F_1 e F_2 são apresentados abaixo.

PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES

	SOLO	K (kPa)	α (%)
AREIA	Areia	1000	1,4
	Areia siltosa	800	2,0
	Areia siltoargilosa	700	2,4
	Areia argilosa	600	3,0
	Areia argilosiltosa	500	2,8
SILTE	Silte	400	3,0
	Silte arenoso	550	2,2
	Silte arenoargiloso	450	2,8
	Silte argiloso	230	3,4
	Silte argiloarenoso	250	3,0
ARGILA	Argila	200	6,0
	Argila arenosa	350	2,4
	Argila arenosiltosa	300	2,8
	Argila siltosa	220	4,0
	Argila siltoarenosa	330	3,0

TIPO DE ESTACA	F1	F2 = 2.F1
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada	$1 + D \text{ (m)}/0,8$	2.F1
Escavada	3,0	6,0
Raiz, hélice contínua, ômega	2,0	4,0

d) Exemplos

Seguem alguns exemplos de aplicação dos métodos semiempíricos. Serão aplicados os dois métodos em algumas situações. O fato de resultarem em valores distintos ilustra a complexidade do assunto.

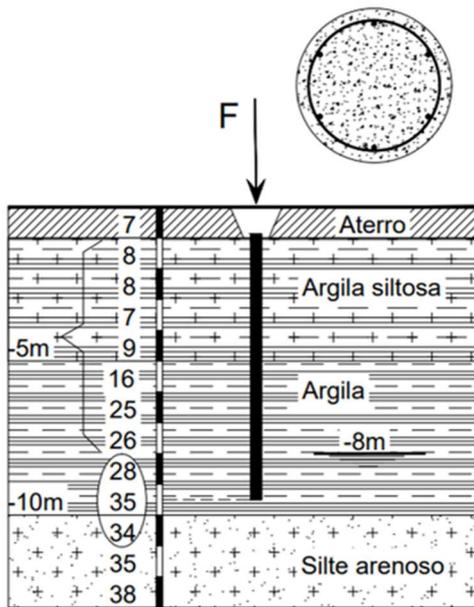
Pegando-se por exemplo uma estaca 30x30, pré-moldada de concreto, com ponta em areia com SPT = 20, obtém-se os valores de R_p de 720 kN e 1309 kN, respectivamente com os métodos de Décourt-Quaresma e Aoki-Velloso, conforme segue abaixo:

$$R_p = 1,0 \times 400 \times 20 \times 0,3 \times 0,3 = 720 \text{ kN}$$

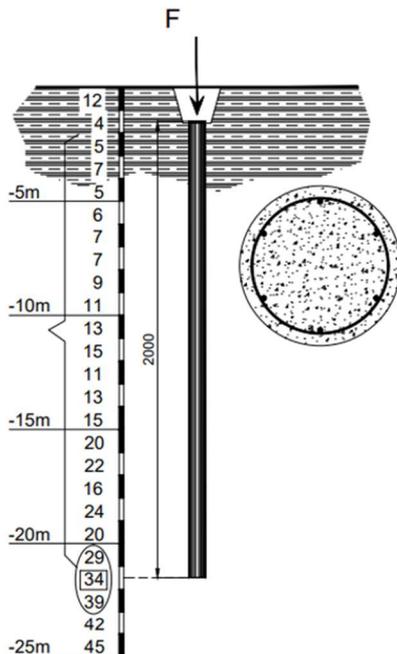
$$R_p = \frac{1000 \times 20}{1 + \frac{0,3}{0,8}} \times 0,3 \times 0,3 = 1309 \text{ kN}$$

Outros exemplos seguem abaixo.

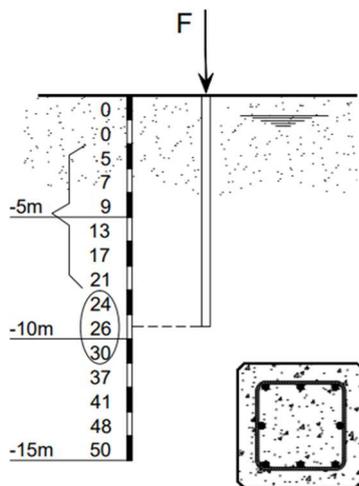
PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES



- Estaca pré-moldada:
 - Seção D50 cm;
 - $P_{adm,est} = 1300 \text{ kN}$;
 - $L_{est} = \text{até } \sim \text{cota } -9,0 \text{ m}$;
- Terreno ao lado;
- $A_p = 0,196 \text{ m}^2$
- $A_L = 1,571 \text{ m}$
- D.Q.:
 - $P_{adm,geot} \sim 1000 \text{ kN}$
 - $P_{adm} = P_{adm,geot} = 1000 \text{ kN}$
- A.V.:
 - $P_{adm,geot} = \sim 900 \text{ kN}$
 - $P_{adm} = P_{adm,geot} = 900 \text{ kN}$



- Estaca hélice contínua:
 - Seção D70 cm;
 - $P_{adm,est} = 2000 \text{ kN}$;
 - $L_{est} = 20 \text{ m}$;
- Silte arenogiloso;(v.SPT);
- $A_p = 0,385 \text{ m}^2$
- $A_L = 2,199 \text{ m}$
- D.Q.:
 - $P_{adm,geot} = 1600 \text{ kN}$
 - $P_{adm} = P_{adm,geot} = 1600 \text{ kN}$
- A.V.:
 - $P_{adm,geot} = 981 \text{ kN} \sim 1000 \text{ kN}$
 - $P_{adm} = P_{adm,geot} = 1000 \text{ kN}$



- Estaca pré-moldada de concreto:
 - Seção 35 x 35;
 - $P_{adm,est} = 800 \text{ kN}$;
 - $L_{est} = 9 \text{ m}$;
- Areia argilosa; $NA \sim NT(v.SPT)$;
- $A_p = 0,1225 \text{ m}^2$
- $A_L = 1,4 \text{ m}$
- A.V.:
 - $P_{adm,geot} = (R_p + R_L)/2$
 $= [(600 \times 26 \times 0,1225)/1,44 + (1,4/2,88) \times 0,03 \times 600 \times 13,7 \times 7]/2$
 $= (1327 + 839)/2 = 1083 \text{ kN}$
 - $P_{adm} = P_{adm,est} = 800 \text{ kN}$

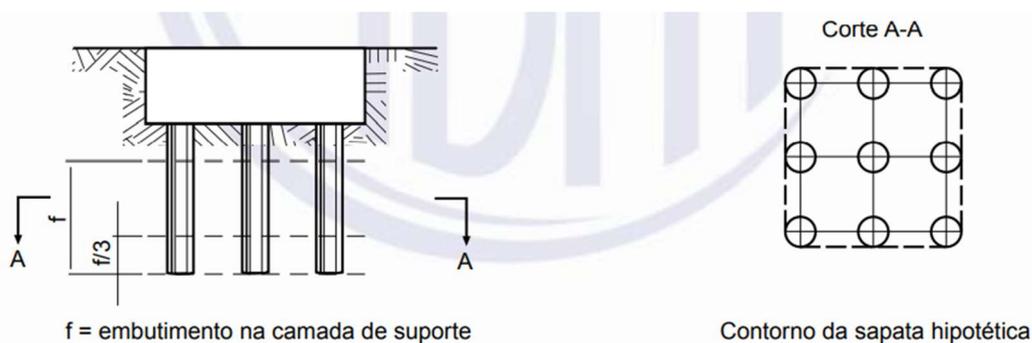
e) Efeito de grupo

Entende-se por efeito de grupo a interação entre as diversas estacas ou tubulões constituintes de uma fundação, no processo de transmissão ao terreno das cargas que lhes são aplicadas [1].

De acordo com a NBR 6122 (2019), a carga admissível ou força resistente de cálculo de um grupo de estacas ou tubulões não pode ser superior à de uma sapata hipotética definida da seguinte forma:

- A sapata teria contorno igual ao do grupo;
- A sapata estaria apoiada numa cota superior à da ponta das fundações, sendo a diferença de cotas igual a 1/3 do comprimento de penetração das fundações na camada de suporte;

A figura abaixo, extraída da norma, ilustra.



O espaçamento mínimo entre os elementos de fundação deve levar em consideração a forma de transferência de carga ao solo e o efeito do processo executivo nos elementos adjacentes. Devem ser feitos o cálculo e a verificação de recalques, que são mais importantes quando houver uma camada mais compressível abaixo da camada onde se apoiam as pontas das estacas ou as bases dos tubulões

4.3. CONSIDERAÇÕES SOBRE VERIFICAÇÕES DE ELS

4.3.1. ESTACAS ISOLADAS

O cálculo de recalques de estacas é muito complexo. Neste item será apresentado um processo apresentado na publicação da ASCE (Design of pile foundations, 1993).

O recalque vertical (ρ) pode ser calculado como sendo:

$$\rho = \rho_s + \rho_{pp} + \rho_{ps}$$

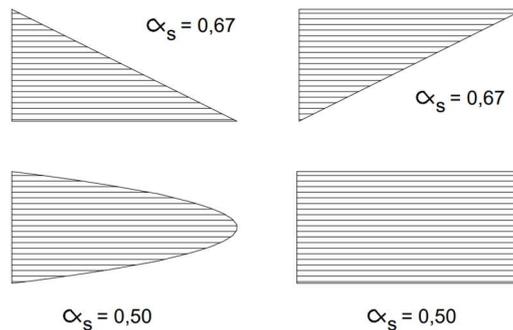
Onde:

- ρ_s = parcela devida ao encurtamento do fuste da estaca;
- ρ_{pp} = parcela devido à carga transmitida pela ponta da estaca;
- ρ_{ps} = parcela da ponta causada pela carga de atrito (P_L);

Os valores de cada parcela são:

$$\rho_s = (P_p + \alpha_s P_L) \times \frac{L}{E_p A}$$

Sendo α_s dado na figura abaixo, de acordo com a transferência de atrito lateral.



Observação: conforme a referência, valores inferiores de α_s podem ocorrer em estacas longas cravadas em solo compacto, chegando a valores de 0,1. O mesmo pode ocorrer em estacas de atrito, longas, em que o atrito se concentra na parte superior da estaca.

$$\rho_{pp} = \frac{C_p P_p}{d}$$

$$\rho_{ps} = \frac{C_s P_L}{L}$$

Os valores de C_p e C_s são dados abaixo.

Tipo de solo	C_p para estaca cravada	C_p para estaca escavada
Areia (fofa a compacta)	0,02 a 0,04	0,09 a 0,18
Argila (rija a mole)	0,02 a 0,03	0,03 a 0,06
Silte (fofo a compacto)	0,03 a 0,05	0,09 a 0,12

$$C_s = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{d}}) \times C_p$$

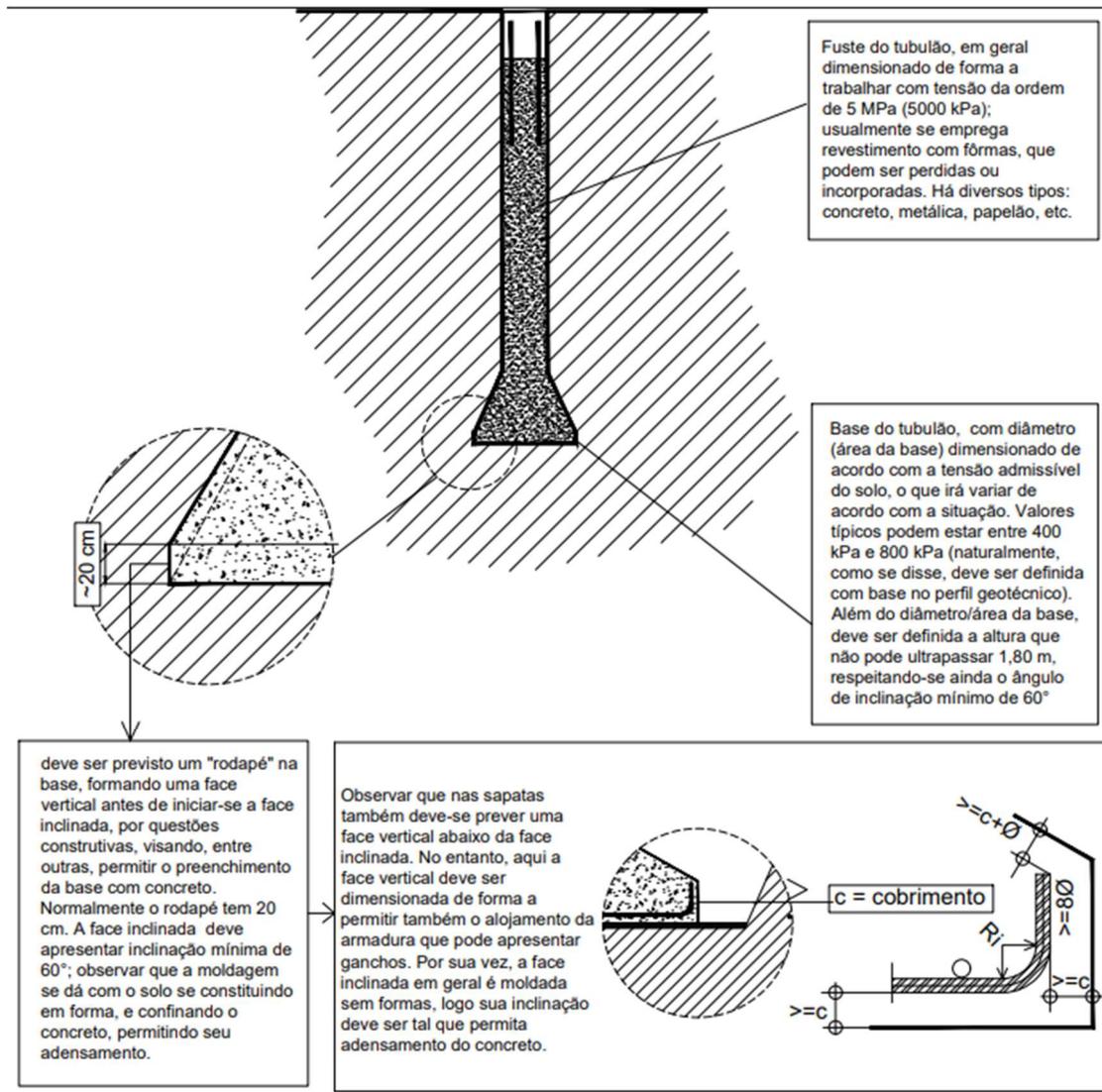
4.3.2. EFEITO DE GRUPO

A interação acarreta uma superposição de tensões, de tal sorte que o recalque do grupo resulta, em geral, diferente daquele do elemento isolado. O mesmo processo explicado quando se tratou de ELU pode ser empregado como aproximação, bem como o procedimento baseado na teoria da elasticidade.

5. PROJETO GEOMÉTRICO

5.1. TUBULÕES

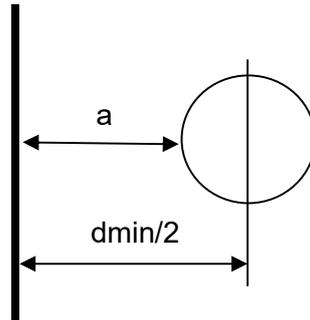
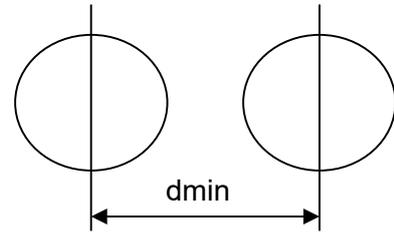
A figura abaixo sintetiza os critérios usuais e os exemplos resolvidos ilustram a aplicação desses critérios.



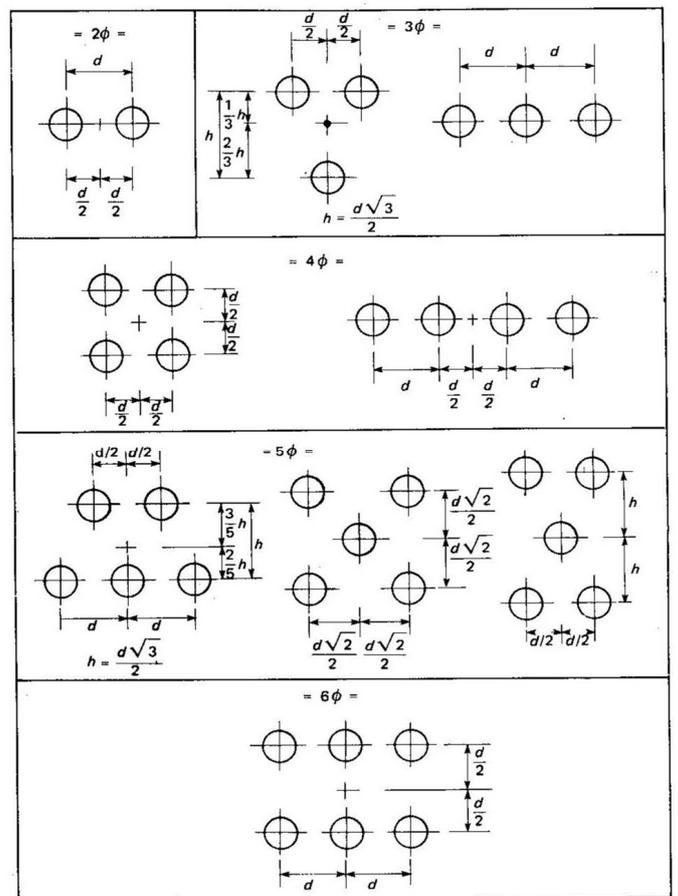
5.2. ESTACAS

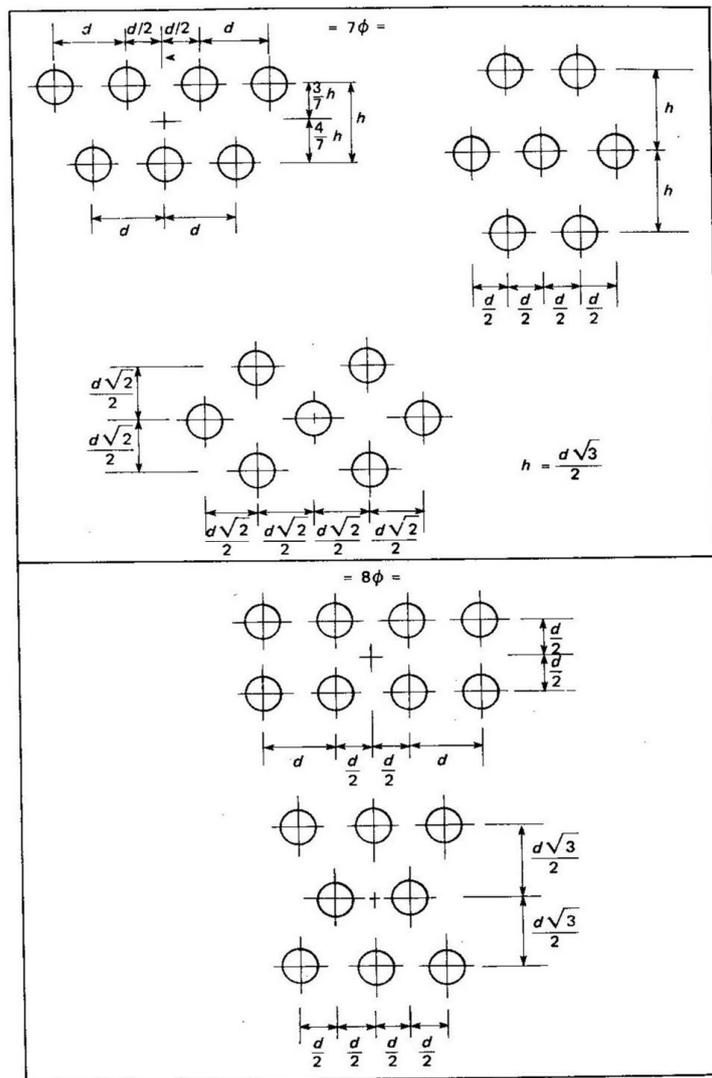
No projeto geométrico deve-se escolher o diâmetro das estacas e definir o número de estacas e o arranjo das estacas para a fundação.

- Número de estacas = carga pilar/ $P_{adm,estaca}$
- $CC=CG$
- Mesmo tipo e diâmetro em um bloco
- Espaçamento:
 - pré-moldadas: $d_{min} = 2,5 \text{ diam.}$
 - Moldadas in loco: $d_{min} = 3,0 \text{ diam.}$
- Distância à divisa: $d_{min}/2$;

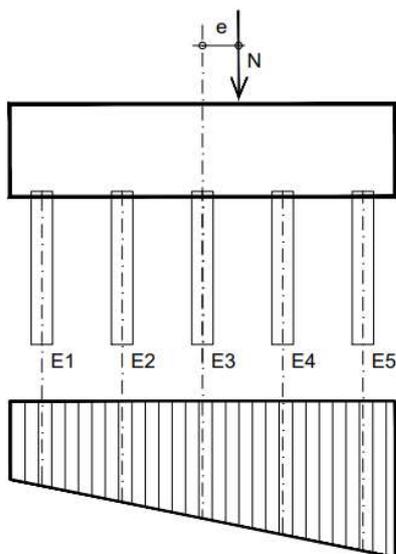


Os arranjos típicos são mostrados abaixo.





Quando há solicitações não axiais (M e V) o procedimento usual é conforme as figuras abaixo, para carga excêntrica e força inclinada.

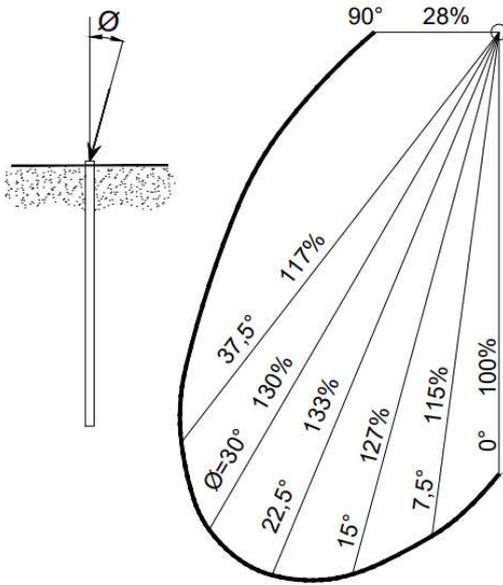


$$\sigma_i = \frac{N}{A} + \frac{N \times e \times y_i}{I}$$

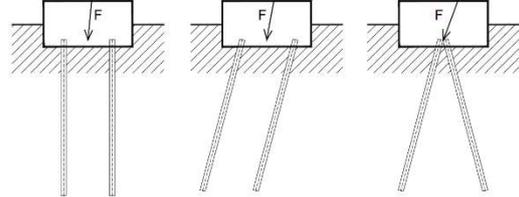
$$A = n \times A_i \quad I = \sum A_i \times y_i^2$$

$$\sigma_i = \frac{N}{n \times A_i} + \frac{N \times e \times y_i}{A_i \sum y_i^2}$$

$$\sigma_i \times A_i = N_i = \frac{N}{n} + \frac{N \times e \times y_i}{\sum y_i^2}$$



- Beresantsev (1961):
 - Estacas verticais $\Phi < 5^\circ$
 - Estacas inclinadas $5^\circ \leq \Phi < 15^\circ$
 - Cavaletes $\Phi \geq 15^\circ$



- Petrasovits & Awads (1968) – testes em modelos reduzidos;
 - L máx = 50 cm;
 - Figura ao lado resume um caso estudado pelos dois autores.

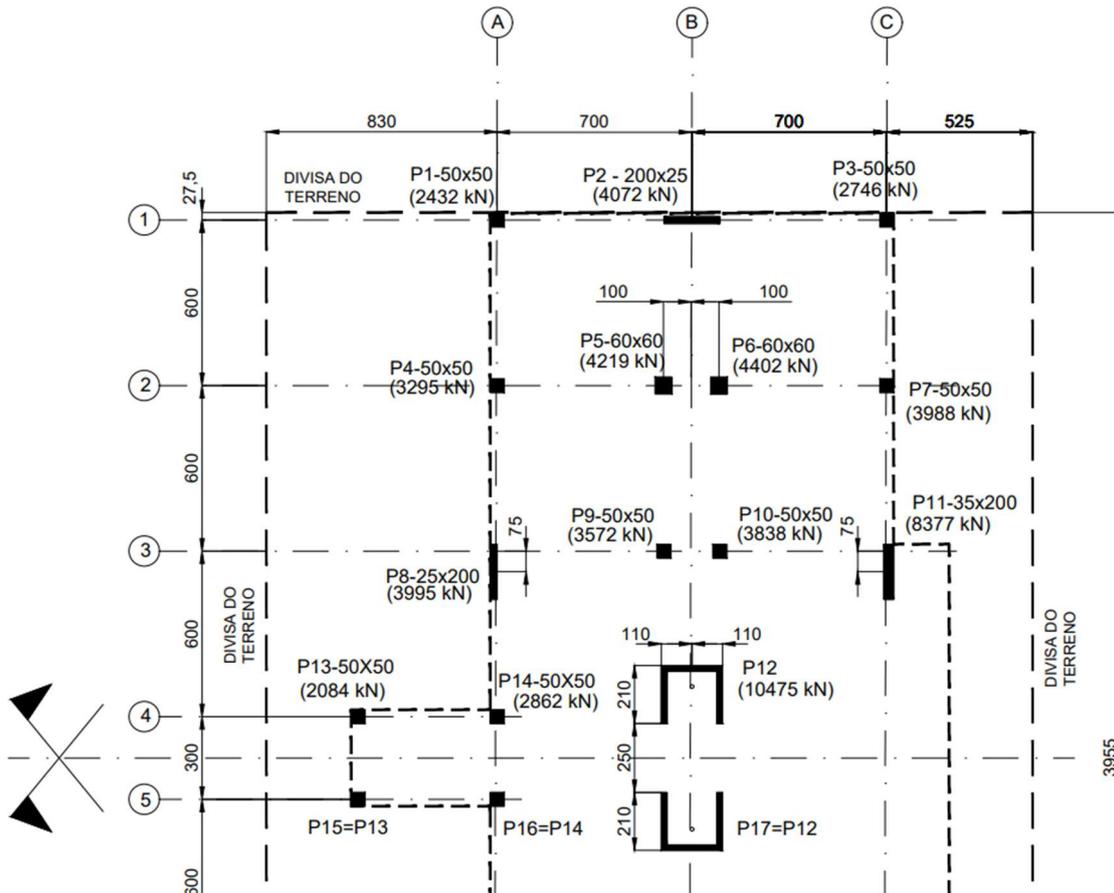
O caso de forças inclinadas será visto na parte da disciplina que trata de contenções.

6. EXERCÍCIOS RESOLVIDOS

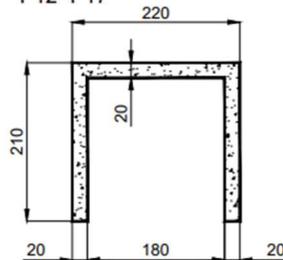
6.1. TUBULÕES A CÉU ABERTO – PROJETO GEOMÉTRICO

Apresentar o projeto geométrico de fundação com tubulões executados a céu aberto para o prédio da Atividade 3, considerando:

- $\sigma_{adm} = 800 \text{ kPa}$;
- Profundidade da base = 8,00 metros abaixo do N.T.;
- Planta abaixo com esforços axiais (*):



DETALHE
DO PILAR
P12=P17



Dimensões em cm

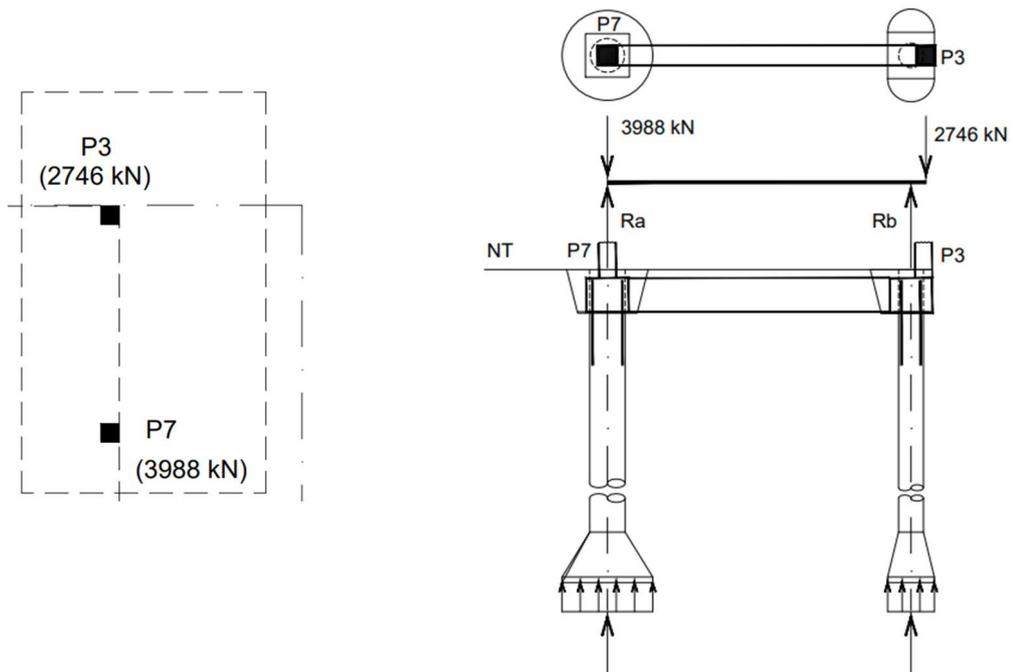
(*) Excepcionalmente, apenas as forças axiais serão consideradas neste exemplo;

SOLUÇÃO

O projeto geométrico será apresentado de forma detalhada para os pilares P3; P9-P10; P11; P12-P17.

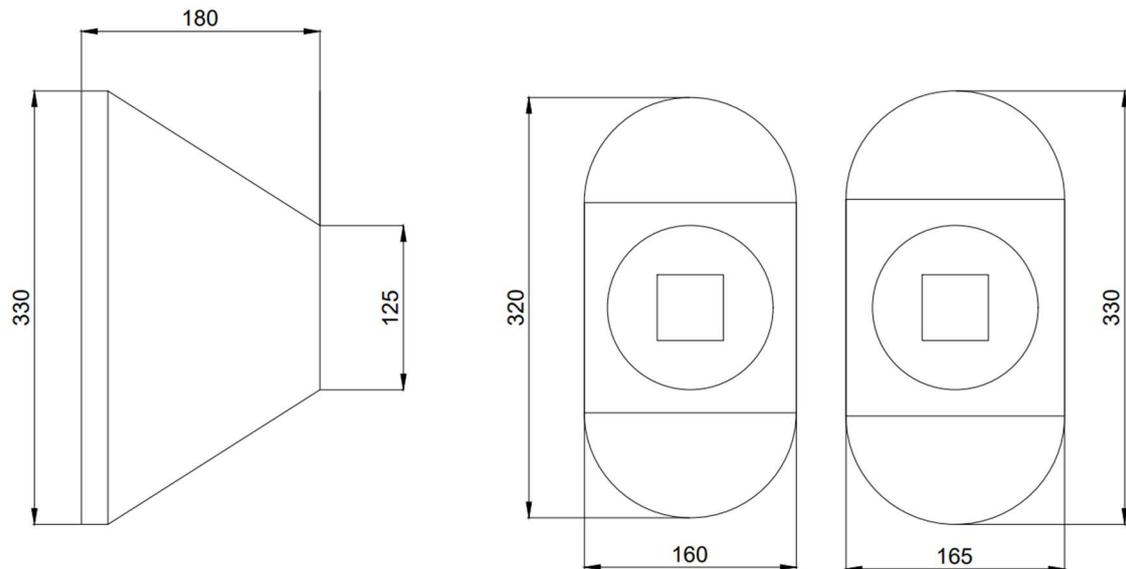
P3

Nesse caso, o pilar fica na divisa. Deve-se buscar solução de fundação por tubulão excêntrico com viga alavanca. O pilar mais próximo é o pilar P3. A base do tubulão do pilar P3 pode ser feita em falsa elipse para reduzir a excentricidade. No pilar P3 deve-se considerar apenas metade do alívio. O esquema de cálculo é mostrado abaixo.



A solução, obtida por tentativas, é mostrada abaixo.

PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES

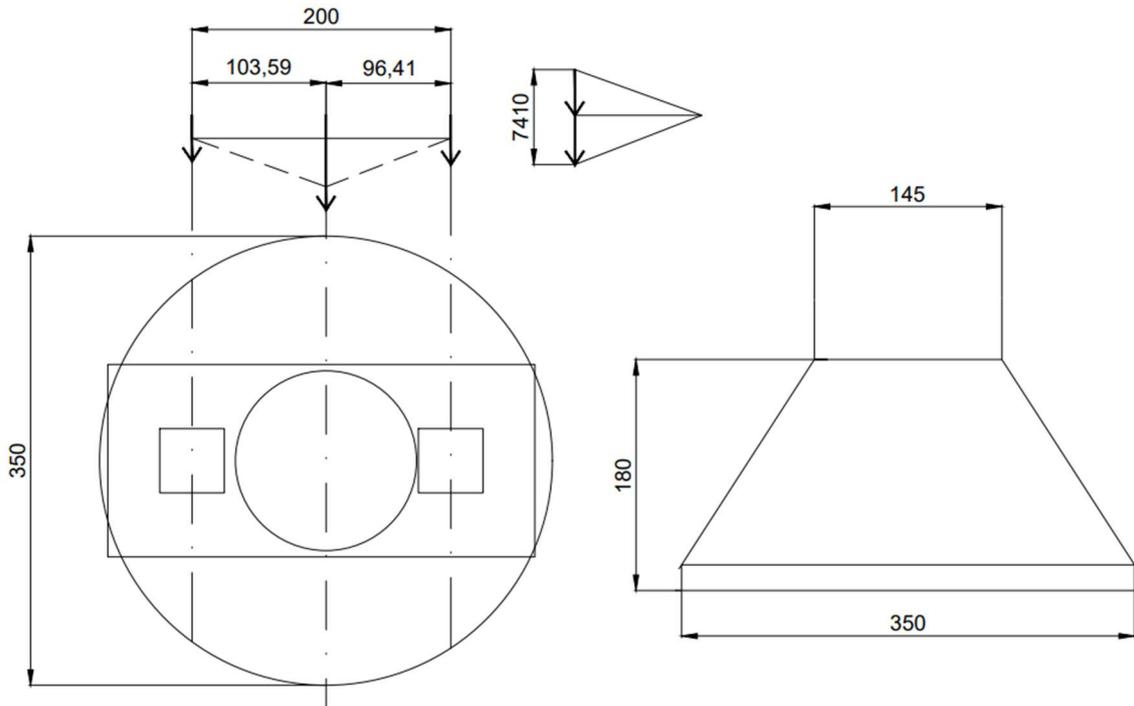


Apenas como ilustração, abaixo se apresenta solução com tubulão isolado. Observar que nesse caso, o fuste resultou em 1,45 m, pelo mesmo motivo – garantir altura da base de 1,80 m.

Qual a melhor solução dentre as duas? Em vez de responder de forma assertiva, é melhor apresentar as vantagens e desvantagens de cada uma:

- Dois tubulões em falsa elipse parece conferirem maior estabilidade sem mobilizar a resistência a flexão na direção paralela ao lado menor da elipse;
- A escavação de dois tubulões traz mais receio à estabilidade do maciço durante a escavação. No caso de execução alternada, a escavação do primeiro tubulão produz alívio de tensão no solo que poderá afetar a estabilidade do maciço durante a escavação, e principalmente o alargamento da base do segundo tubulão;
- Devem ser comparados os volumes de concreto (e de escavação);

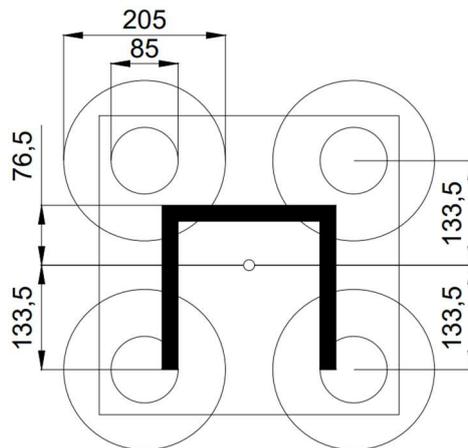
PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES



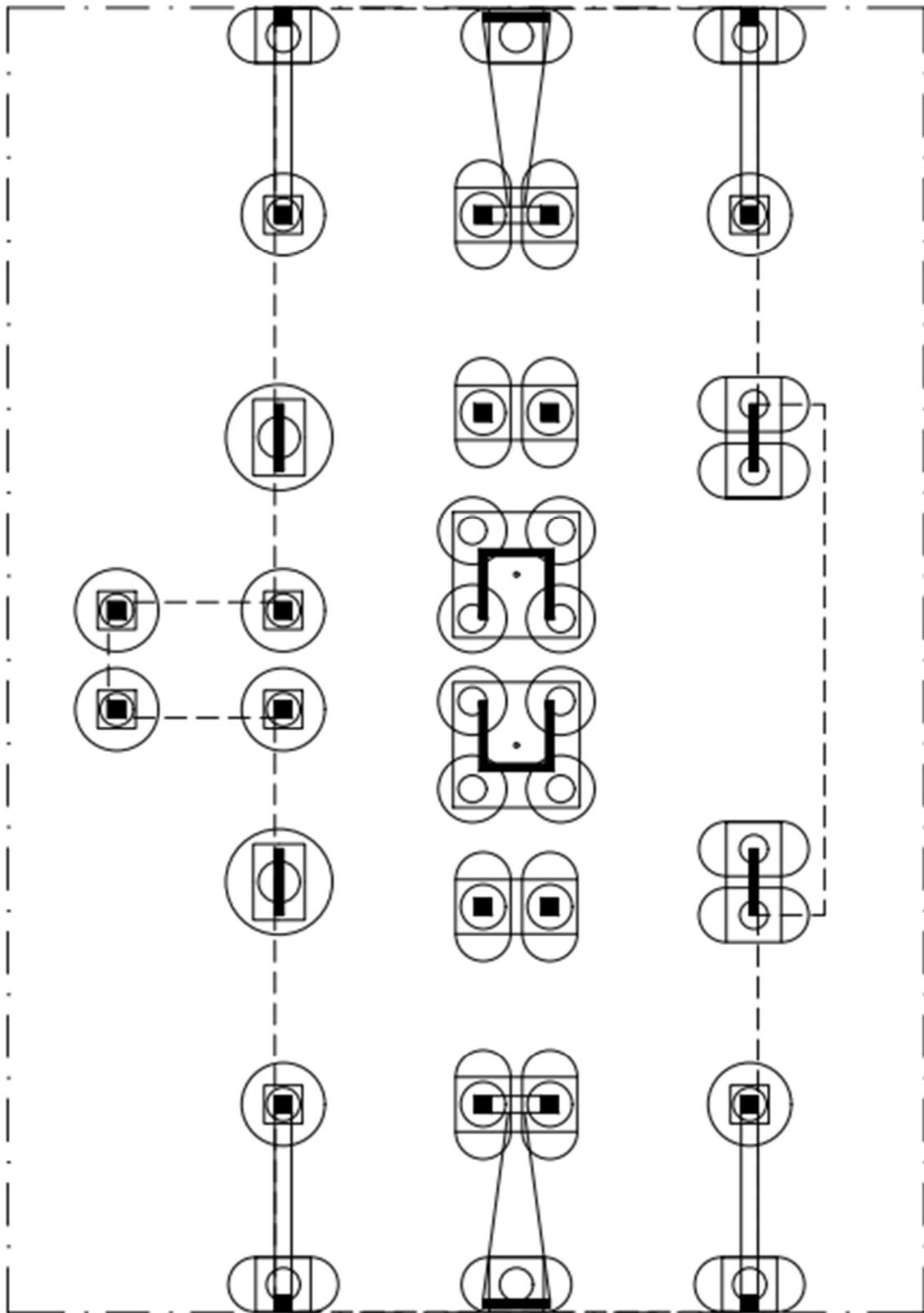
Enfim, todos os aspectos precisam ser considerados para que o engenheiro tome uma decisão da melhor solução.

P12=P17

Seguindo os mesmos critérios anteriores, chega-se à solução abaixo.

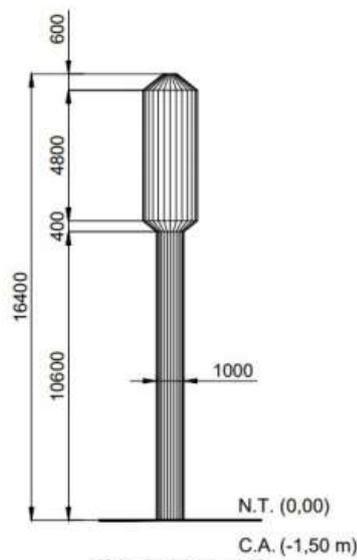


A figura a seguir, ilustra a solução completa.



6.2. ESTACAS – PROJETO GEOMÉTRICO

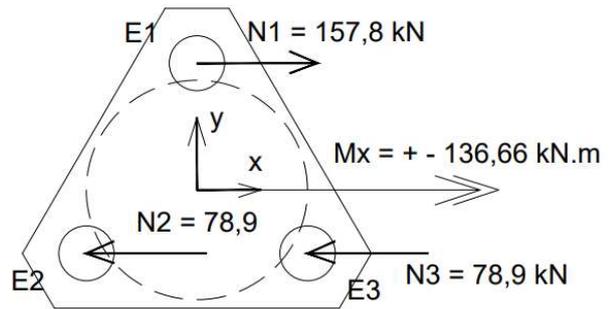
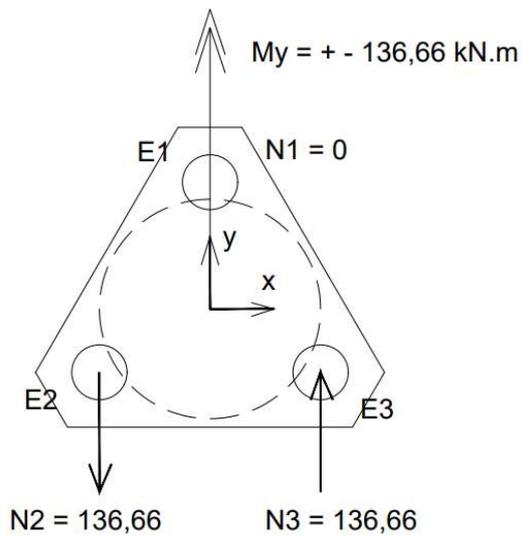
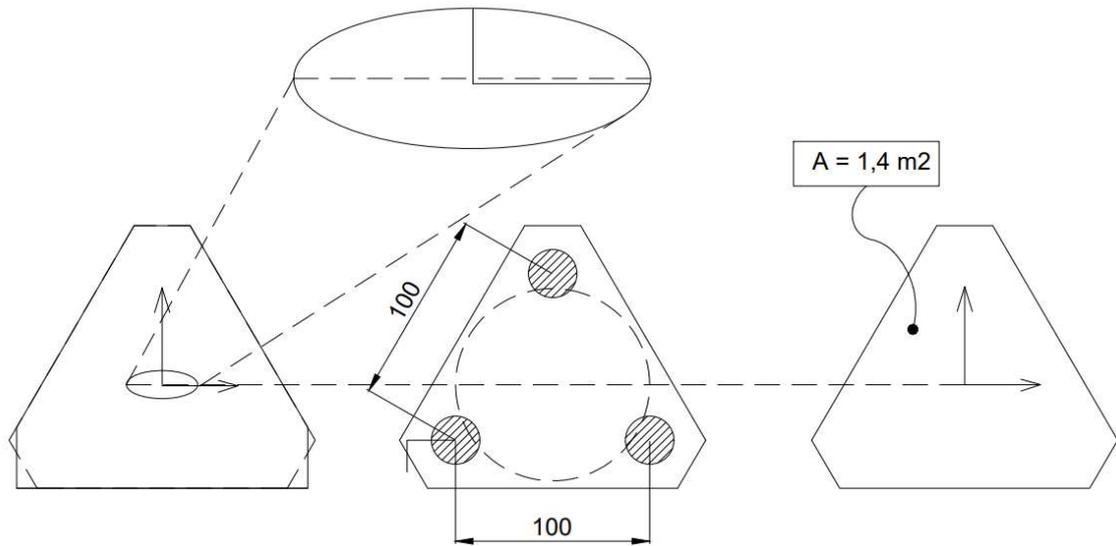
Na fase preliminar do projeto de fundação para um reservatório metálico elevado para armazenamento de 15 m³ de água está sendo estudada solução com estacas. Apresenta-se abaixo um croqui e uma foto para ilustrar a forma da estrutura, que é composta por cilindros e troncos de cone de aço, mais uma escada lateral, excêntrica à estrutura, para uso eventual. Após análise do perfil geotécnico, verificou-se a necessidade de empregar fundações por estaca, com diâmetro de 25 cm e capacidade de 250 kN (compressão). A cota de arrasamento das estacas deverá estar a 1,5 m de profundidade e o topo do elemento de fundação poderá ficar no nível do terreno (NT = cota 0,00). Com base nessas informações, pede-se o projeto geométrico de um bloco sobre estacas de forma a não ocorrer esforços de tração nas estacas.



G1 + G2			Q (água)			Vento		
N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
52,2	0	10,66	150	0	0	0	11,32	126

Esforços na fundação na cota de arrasamento das estacas (C.A.)

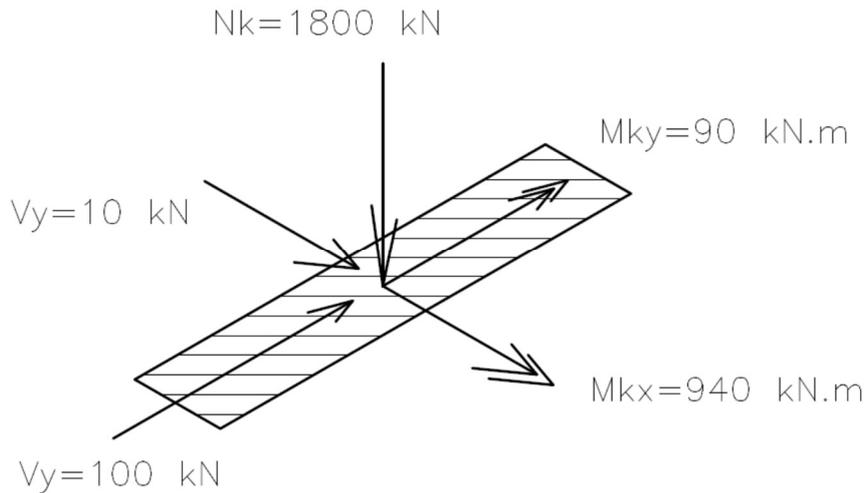
SOLUÇÃO



Estaca	xi (cm)	yi (cm)
1	0,000	0,577
2	-0,500	-0,289
3	0,500	-0,289
$\Sigma xi^2, yi^2$	0,500	0,500

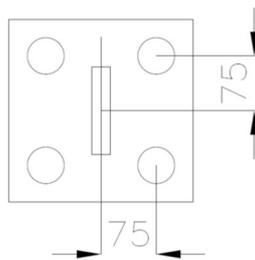
6.3. ESTACAS – SOLICITAÇÕES NÃO AXIAIS / PROJETO GEOMÉTRICO

Um pilar de um edifício de múltiplos pisos tem dimensões de 25x120 e os seguintes esforços: $N_k = 1800 \text{ kN}$; $M_{kx} = \pm 940 \text{ kN.m}$ / $V_{kx} = \pm 100 \text{ kN}$; $M_{ky} = \pm 90 \text{ kN.m}$; $V_{ky} = \pm 10 \text{ kN}$. Após análise das soluções possíveis, optou-se por estacas moldadas no local com diâmetro de 45 cm e tensão de trabalho de 5,0 MPa (compressão) e não se admitiria tração em nenhuma estaca. Efetuar o projeto geométrico de um bloco sobre estacas para o referido pilar. Considere ainda que o pilar está localizado em posição distante das divisas do terreno.



Solução:

- Carga de trabalho da estaca: $A \cdot 5000 \text{ kPa} = 795 \text{ kN} \sim 800 \text{ kN}$;
- Após tentar $e=3D$, testando bloco sobre 4 estacas com desenho abaixo:



$$\sum x_i^2 = 2,25$$

$$X_1 = X_2 = 0.75 \text{ m}$$

$$X_3 = X_4 = -0.75 \text{ m}$$

○ Cargas por estaca:

- $N_{\text{máx,est}} = 1800/4 + 940 \cdot 0,75/2,25 + 90 \cdot 0,75/2,25 = 793 \text{ kN} < 800 \text{ (OK)}$
- $N_{\text{mín,et}} = 1800/4 - 940 \cdot 0,75/2,25 - 90 \cdot 0,75/2,25 = 107 \text{ kN} > 0 \text{ (OK)}$

BIBLIOGRAFIA

[1] ABNT_NBR 6118 (2019). Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

[2] Fundações: teoria e prática. 2 ed. São Paulo: PINI, 1998. Vários autores: HACHICH, W. C.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. O.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S.

[4] BUHDU, M. (2015). Fundações e estruturas de contenção. Rio de Janeiro: LTC, 2015.

[5] PINTO, C. S. (2006). Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas / 3ª. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

[6] ABNT-NBR 8681 (2004). Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

[7] ABNT-NBR 12131 (1992). Estacas – prova de carga estática – método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

REFERÊNCIAS CITADAS NO TEXTO

[8] VESIC, A. S. (1977). Design of pile foundations. Washington, 1977.

[9] KÉZDI, A. Pile foundations. In: Winterkorn: Foundation engineering handbook (pp556-600).

PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES

ANEXO – INFORMAÇÕES SOBRE ESTACAS

PRINCIPAIS TIPOS DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS DISPONÍVEIS NO MERCADO BRASILEIRO (± 2005)

ESTACAS	Tipo	Dimensões (cm)	Carga de trabalho (tf)	eixo-eixo d (cm)	divisa-estaca a (cm)	borda-estaca c (cm)	Comprimentos Disponíveis (m)	Vantagens	Desvantagens
	Madeira	φ 15 a 30	10 a 30	60	30	20	3 a 15	custo baixo; durabilidade abaixo do N.A.; resistência a esforço de cravação e transporte	Apodrece acima do N.A.; necessidade de emendar cabeça com concreto; baixas cargas; preço alto em zona urbana
	Pré-moldada de Concreto	15x15 18x18 23x23	15 20 35	50 60 70	30 30 30	15 20 25	Sem emenda 4 a 10 4 a 14 4 a 14 4 a 14	serve para qualquer solo (exceto com cascalhos grossos e matacões); rapidez de execução; cargas variadas.	custo (em locais distantes dos grandes centros produtores); comprimento pré-determinado (mas permite emendas de boa qualidade); eventual dificuldade no transporte; vibração na cravação; peso dos elementos, necessidade de estocagem.
	Seção Quadrada	26x26 33x33	45 70	75 85	40 40	30 35	6 a 14 emendas soldadas > 14 m		
	Pré-Moldada de Concreto Seção Circular	φ = 20	20	50	30	20	idem	Idem; peso menor; concreto de melhor qualidade.	Idem, mas com custo um pouco maior.
		26	35	65	30	25			
		33	50	75	30	30			
		38	70	90	35	35			
		42	85	100	35	40			
		58	130	125	35	50			
60	160	150	40	60					
70	230	175	40	70					
Perfis de aço	composição de perfis I ou CS; 2I possível; trilhos	~1 tf/cm ² para aço ASTM-A36 / MR-250	variável		20 a 30	qualquer, emendas por solda	serve para qualquer solo (exceto com matacões); grande resistência à cravação; fácil emenda.	custo alto; corrosão quando no solo acima do NA ou em lâmina d'água.	
Brocas	φ = 20	4	60	25	20	3 a 6	Fácil execução; comprimento variável; custo muito baixo.	Qualidade de concreto ruim; baixas cargas; inviável abaixo do N.A. em areias e siltes. Não devem ser feitas em argilas orgânicas moles nem em areias abaixo do NA.	
	25	6	70	25	20				
	30	8	80	25	25				
Escavadas com trado mecânico	φ = 25 30	15 25	75 90	25 30	35 40	3 a 11			
Tipo "Strauss"	φ = 20	15	60	15	20	max. 15 a 20m, depende do equipamento.	custo baixo; comprimento variável; elimina transporte; cargas variáveis;	Baixa qualidade de concreto; estrangulamento do fuste; lavagem do concreto; evitar seu uso em argilas orgânicas moles	
	25	20	75	20	20				
	32	30	90	20	25				
	38	40	115	25	30				
	45	60	135	30	30				
55	80	165	35	35					
Tipo Franki Standard	φ = 35	50	100	60	30	5 a 15 5 a 30 5 a 30 5 a 30	Comprimento variável; Boa qualidade do concreto; suporta grandes cargas pode atravessar solos resistentes.	vibrações elevadas ; desvio do fuste; risco de estrangulamento do fuste em argila orgânica mole; problemas com argilas duras.	
	40	70	120	30	30				
	52	130	150	80	35				
	60	170	180	80	40				
	70	300	210	90	45				

E S T A C A S	TIPO	DIMENSÕES (cm)	CARGA DE TRABALHO (tf)	COMPRIMENTOS DISPONÍVEIS (m)	VANTAGENS	DESVANTAGENS
	Hélice Contínua	Diâmetro 30 a 100	40 a 400	Até 24 m	-Fácil execução; - Alta produtividade; - Não causa vibração; Serve para quase todos os tipos de terreno(exceto com cascalhos grossos e matacões)	- Requer equipamento especial só disponível em SP, Rio, etc.; - Problemas executivos em argilas orgânicas muito moles; -Dificuldade para descer armações muito compridas
	Micro-estaca e Estaca Raiz	Diâmetro 10 a 40	Estimada assumindo-se $\sigma_{adm} conc = 100kgf / cm^2$ cargas de 15 a 130 tf	Função do equipamento de perfuração (há notícias de ser possível atingir até 100 m)	Serve também para serviços de sub-fundação, reforços. Alta carga de trabalho Qualquer tipo de solo e rocha.	Custo muito alto, difícil controle de qualidade. Exige equipamentos especiais e operadores capacitados.
	Estacas Escavadas mecanicamente (abaixo do N.A com auxílio de lama bentonítica)	Circular (estacão) diâmetro de 60 a 250 cm	Calculada assumindo-se $\sigma_{adm} conc = 40$ a $50 kgf / cm^2$ (concreto simples) carga de 80 a 2000 tf.	Função do equipamento de perfuração (há notícias de ser possível atingir até 60 m)	Alta carga de trabalho	Custo alto, problemas executivos podem comprometer comportamentos.
	Estacas "Barrette"	Retangular 40 x 150 60 x 250 50 X 150 70 X 250 30 X 250 80 X 250 40 X 250 100 X 250	Idem acima, cargas até 1250 tf	Idem acima	Idem acima; utiliza os equipamentos para paredes diafragma, permitindo "sinergia" quando há tais paredes na obra.	Idem acima e maior dificuldade para atravessar "solos difíceis".

T U B U L H S	A céu aberto	60 cm (mínimo p/ escavação mecanizada); 70 cm p/ escavação manual	Calculada assumindo-se $\sigma_{adm} conc = 40$ a $50 kgf / cm^2$ (concreto simples)	- Mínimo 4 m - Máximo é função da Geotecnia	custo; facilidade de execução; alta carga de trabalho; permite atravessar qualquer solo ou rocha acima do NA.	condições geotécnicas (N.A, solos sem coesão suficiente, etc.) e execução muito artesanal.
	A ar comprimido	Externo: 120 cm mínimo (corresp. a 80cm interno)	$\sigma_{adm} conc = 60$ a 100 kgf/cm^2 cargas de 500 a 1200 tf	Mínimo ~6m; Máximo ~25m abaixo do N.A.	Serve para qualquer tipo de solo ou rocha e atravessa qualquer obstáculo.	Custo muito alto; condição de trabalho insalubres e de risco; processo demorado (quando o fuste é concretado "in loco".

PEF 3405 - AUXILIAR PARA ESCOLHA DE ESTACA SUJEITA A COMPRESSÃO

(USAR JUNTAMENTE COM TABELAS DOS PRINCIPAIS TIPOS DE ESTACAS)

