

CAPÍTULO 4 - FUNDAÇÕES PROFUNDAS

4.1. DEFINIÇÕES

Segundo a NBR 6122/1996, define-se como fundação profunda aquela que transmite a carga proveniente da superestrutura ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste), ou pela combinação das duas. Além disto, segundo esta referida norma, nas fundações profundas a profundidade de assentamento deve ser maior que o dobro da menor dimensão em planta do elemento de fundação, conforme esquematicamente mostrado na Figura 4.1.

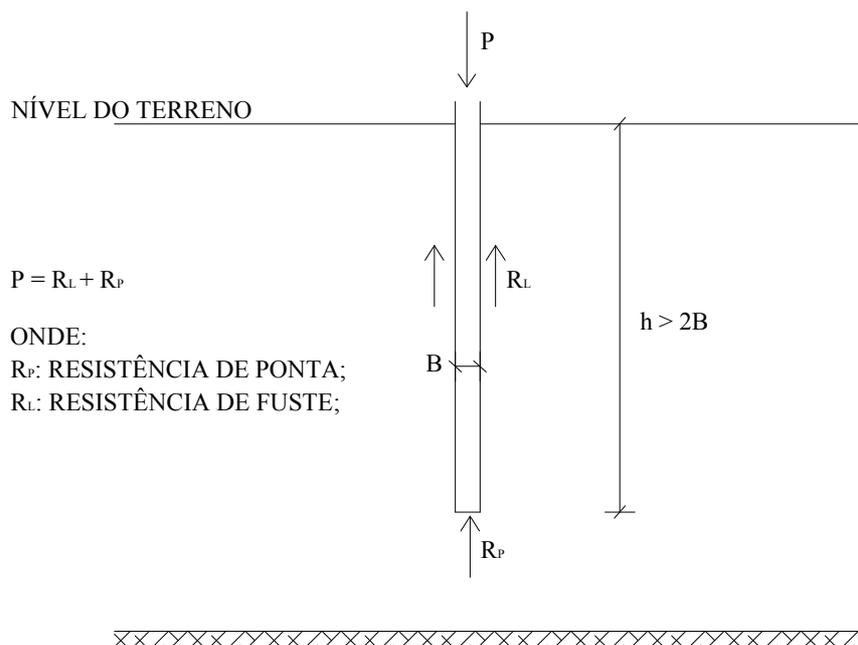


Figura 4.1 – Fundação profunda segundo a NBR 6122/1996

De acordo com a NBR 6122/1996, se enquadram na definição apresentada acima os seguintes elementos:

- Estacas: elemento de fundação profunda executado com o auxílio de ferramentas ou equipamentos sem que haja descida de operário em qualquer fase de execução (cravação a percussão, prensagem, vibração, ou por escavação, etc), podendo ser constituído de madeira, aço, concreto, etc;
- Tubulões: elemento cilíndrico de fundação profunda que, em pelo menos na sua fase final, ocorre descida de operário, podendo ser executado a céu aberto ou a ar comprimido, e ter ou não, a base alargada;
- Caixões: elemento de fundação de forma prismática, concretado na superfície do terreno, e instalado por escavação interna, podendo-se ainda na sua instalação usar, ou não, ar comprimido, e ter, ou não, a sua base alargada.

As fundações profundas são normalmente utilizadas quando os solos superficiais não apresentam capacidade de suportar elevadas cargas, ou estão sujeitos a processos erosivos, e também, quando existe a possibilidade da realização de uma escavação futura nas proximidades da obra.

4.2. FUNDAÇÕES POR ESTACAS

4.2.1. CLASSIFICAÇÃO DAS ESTACAS

Atualmente é grande a variedade de estacas empregadas como elementos de fundação nas obras civis correntes, diferindo-se entre si basicamente pelo método executivo e materiais de que são constituídas.

Vários são os critérios para a classificação das estacas, dentre os quais se destacam:

- Efeito produzido no solo:
 - Grande deslocamento;
 - Pequeno deslocamento;
 - Sem deslocamento;
- Processo de execução:
 - Estacas moldadas in loco:
 - Estacas tipo Franki;
 - Estacas sem lama bentonítica: estacas tipo Strauss, estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal, estacas tipo broca, etc;
 - Estacas tipo hélice contínua;
 - Estacas escavadas com lama bentonítica;
 - Estacas injetadas: microestacas e as estacas-raiz;
 - Estacas pré-moldadas:
 - Estacas de concreto;
 - Estacas de madeira;
 - Estacas metálicas, etc.
- Forma de funcionamento:
 - Estacas de ponta: trabalham basicamente pela resistência de ponta;
 - Estacas de atrito ou flutuante: trabalham somente por atrito lateral desenvolvido no fuste;
 - Estaca mista;
- Forma de carregamento:
 - Estacas de compressão;
 - Estacas de tração;
 - Estacas de flexão;

4.2.2. DEFINIÇÕES E MÉTODOS CONSTRUTIVOS DAS ESTACAS

A seguir são apresentadas as definições, processos executivos, vantagens e desvantagens de alguns dos principais tipos de estacas empregadas no Brasil como elemento de fundação:

a) Estaca tipo Franki

Estaca executada por meio da cravação no terreno de um tubo de ponta fechada, por meio da bucha, e execução de uma base alargada, que é obtida introduzindo-se no terreno certa quantidade de material granular por meio de golpes de um pilão. A estaca do tipo Franki foi introduzida como fundação há mais de 85 anos por Edgard Frankignoul na Bélgica, sendo empregada pela primeira vez no Brasil em 1935, na Casa Publicadora Baptista no Rio de Janeiro (Hachich et al., 1998).

Para a execução das estacas tipo Franki é necessário um bate-estaca, cujas características estão descritas na Tabela 4.1, tubos para revestimento do furo e pilões, cujas principais características estão descritas na Tabela 4.2.

Tabela 4.1 – Características dos bate-estacas (Hachich et al., 1998)

Categoria/Característica	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Altura da torre (m)	13,5	20	30
Peso do guincho (kN)	70 a 100	120 a 150	180
Comprimento dos tubos	30 a 52	30 a 60	30 a 60
Profundidade da estaca	15 a 18	20 a 25	30

Tabela 4.2 – Características dos tubos e pilões (Hachich et al., 1998)

Característica/Tipo	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4	Tipo 5
Diâmetro do tubo (cm)	30	35	40	52	60
Peso do tubo (kN/m)	1,4	1,75	2,25	3,65	4,50
Pilão (kN)	10	15	20	28	35
Diâmetro do pilão (cm)	18	22	25	31	38

A Figura 4.2 apresenta a seqüência de execução das estacas tipo Franki, classificadas como estacas de grande deslocamento, que são:

- Etapa 1: posicionamento do tubo de revestimento e formação da bucha a partir do lançamento de brita e areia no interior do tubo e compactação pelo impacto do pilão fazendo o material aderir fortemente ao tubo;
- Etapa 2: cravação do tubo no terreno por meio da aplicação de sucessivos golpes do pilão na bucha formada na etapa anterior;;
- Etapa 3: terminada a cravação, o tubo é preso à torre do bate-estaca por meio de cabos de aço, para expulsar a bucha e iniciar a execução da base alargada, que se dá pelo apiloamento de camadas sucessivas de concreto quase seco;
- Etapa 4: colocação da armação da estaca, tomando-se o cuidado de garantir a sua ligação com a base alargada;
- Etapa 5: concretagem do fuste, com o lançamento de camadas sucessivas de pequena altura de concreto e recuperação do tubo;
- Etapa 6: Finalização do processo executivo, onde a concretagem do fuste ocorre até 30 cm acima da cota de arrasamento.

A execução das estacas do tipo Franki para ser bem sucedida depende do atendimento ao método executivo, do uso de equipamentos adequados e mão-de-obra especializada e experiente.

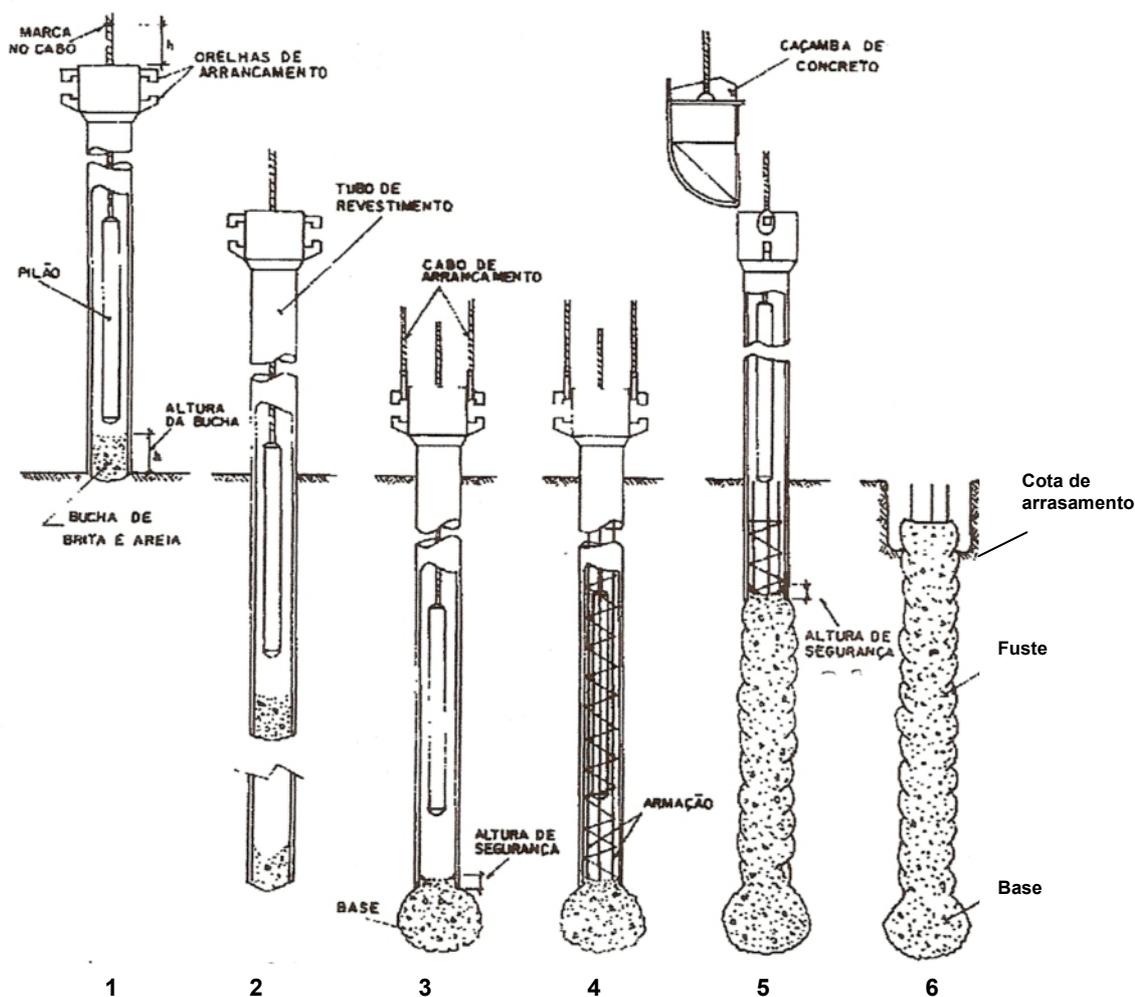


Figura 4.2 – Etapas de execução das estacas tipo Franki

Pelas características do processo executivo, as estacas tipo Franki não são recomendadas para execução em terrenos com matacões, situações em que as construções vizinhas não possam suportar grandes vibrações, e terrenos com camadas de argila mole saturada, devido aos possíveis problemas de estrangulamento do fuste. A Tabela 4.3 apresenta as cargas de trabalho e os valores de carga máxima para as estacas do tipo Franki em função do diâmetro de fuste.

Tabela 4.3 – Cargas usuais e máximas para estacas tipo Franki (Hachich et al., 1998)

Diâmetro (cm)	Tensão (MPa)	Carga usual (kN)	Carga máxima (kN)
35	6,0 a 10,0	600	1000
40		750	1300
52		1300	2100
60		1700	2800

b) Estacas tipo broca

Tipo de fundação profunda executada por perfuração com trado, conforme mostrado na Figura 4.3, e posterior concretagem *in loco*, normalmente com diâmetro variando entre 15

e 25 cm e comprimento de até 6,0 m. As estacas tipo broca são normalmente empregadas para pequenas cargas, conforme pode ser observado na Tabela 4.4, pelas limitações que envolvem o seu processo de execução.

Tabela 4.4 – Cargas usuais e máximas para estacas do tipo broca

Diâmetro (cm)	Tensão (MPa)	Carga usual (kN)	Carga máxima (kN)
15	3,0 a 4,0	50	70
20		100	150
25		150	200

As estacas tipo broca apresentam como vantagem o fato de não provocar vibrações durante a sua execução, evitando desta forma, danos nas estruturas vizinhas, além de poder servir de cortinas de contenção para construção de subsolos, quando executadas de forma justapostas. Entretanto, as principais desvantagens referem-se às limitações de execução em profundidades abaixo do nível d'água, principalmente em solos arenosos, devendo-se também evitar a sua execução em argilas moles saturadas, a fim de evitar possíveis estrangulamentos no fuste da estaca.



Figura 4.3 – Execução de estaca tipo broca

c) Estaca tipo Strauss

Estaca executada por perfuração através de piteira, com uso parcial ou total de revestimento recuperável e posterior concretagem *in loco*.

A execução requer um equipamento constituído de um tripé de madeira ou de aço, um guincho acoplado a um motor (combustão ou elétrico), uma sonda de percussão munida de válvula em sua extremidade inferior, para a retirada de terra, um soquete com aproximadamente 300 kg, tubulação de aço com elementos de 2 a 3 metros de comprimento, rosqueáveis entre si, um guincho manual para retirada da tubulação, além de roldanas, cabos de aço e ferramentas. Entre a Figura 4.4 e a Figura 4.6 são mostrados os equipamentos utilizados para a execução das estacas do tipo Strauss.



Figura 4.4 – Tripé para execução das estacas do tipo Strauss



Figura 4.5 – Conjunto mecanizado utilizado na execução das estacas do tipo Strauss



Figura 4.6 – Execução das estacas do tipo Strauss – cravação da piteira

A estaca tipo Strauss apresenta a vantagem de leveza e simplicidade do equipamento, o que possibilita a sua utilização em locais confinados, em terrenos acidentados ou ainda no interior de construções existentes, com o pé direito reduzido. Outra vantagem operacional é de o processo não causa vibrações que poderiam provocar danos nas edificações vizinhas ou instalações que se encontre em situação relativamente precária.

Para situações em que se tenha a necessidade de se executar a escavação abaixo do nível d'água em solos arenosos, ou no caso de argilas moles saturadas, não é recomendável o emprego das estacas do tipo Strauss por causa do risco de estrangulamento do fuste durante a concretagem, conforme pode ser observado na Figura 4.7.

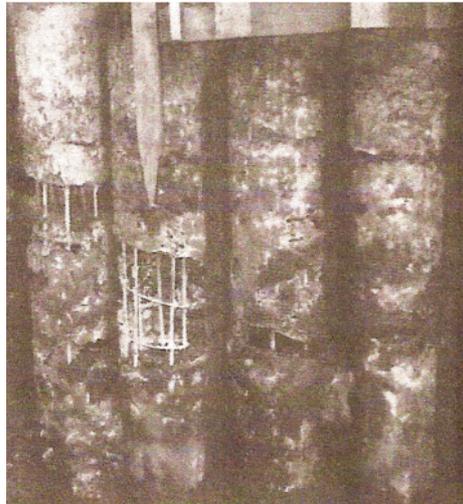


Figura 4.7 – Estaca tipo Strauss com defeitos de concretagem (Hachich et al., 1998)

A Tabela 4.5 apresenta as cargas usuais das estacas tipo Strauss em função do diâmetro utilizado.

Tabela 4.5 – Cargas usuais e máximas para estacas tipo Strauss (Hachich et al., 1998)

Diâmetro (cm)	Tensão (MPa)	Carga usual (kN)	Carga máxima (kN)
25	4,0	200	
32		300 - 350	
38		450	
45		650	

d) Estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal

Este tipo de estaca é executado a partir de uma escavação prévia feita no terreno por um trado helicoidal mecânico onde, posteriormente, é feita a concretagem *in loco*. Pelas características do processo executivo pode-se observar que este tipo de estaca é encontra-se no grupo de estacas que não provocam descolamento do solo durante a sua execução.

O equipamento para execução deste tipo de estaca compreende basicamente um trado helicoidal mecânico, conforme mostrado na Figura 4.8. Em geral o diâmetro das perfuratrizes varia de 0,2 m a 1,7 m, podendo-se executar estacas com profundidades variando de 6,0 a 10 m, conforme o comprimento do trado utilizado.

A execução das estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal consiste basicamente nas seguintes etapas:

- Instalação, nivelamento e posicionamento do trado onde será executada a estaca;
- Perfuração do solo com a haste helicoidal até a cota desejada;

- Remoção da haste, sem girar, fazendo-a girar no sentido contrário ao da perfuração, a cada 2,0 m, para auxiliar a remoção do solo aderido a haste;
- Apiloamento do furo com soquete de concreto fabricado na própria obra;
- Concretagem do furo, empregando-se um funil, com comprimento igual a 5,0 vezes o diâmetro interno do furo, até um diâmetro acima da cota de arrasamento;
- Vibração do concreto nos 2,0 m superiores da estaca;
- Colocação da armadura de ligação, ficando 50 cm acima da cota de arrasamento.



Figura 4.8 – Equipamento para execução das estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal

A vantagem desta técnica consiste na grande mobilidade, versatilidade e produtividade, além do fato de não produzir qualquer tipo de vibração no terreno, e permitir a amostragem do solo escavado. Entretanto, a sua utilização restringe-se a execução de fundações em profundidades acima do nível d'água, e em solos coesivos.

e) Estacas tipo hélice contínua

Tipo de fundação profunda constituída por concreto moldado *in loco*, executada por meio de trado contínuo e injeção de concreto, sob pressão controlada, através da haste central do trado simultaneamente a sua retirada do terreno. A Figura 4.9 mostra o equipamento empregado para execução das estacas do tipo hélice contínua.



Figura 4.9 – Equipamento para execução das estacas do tipo hélice contínua

As fases de execução das estacas tipo hélice contínua, mostradas esquematicamente na Figura 4.10, são:

- Perfuração: cravação da hélice no terreno até a cota determinada no projeto;
- Concretagem simultânea à extração da hélice do terreno: bombeamento do concreto pela haste de forma a preencher completamente o espaço deixado pela hélice que é extraída do terreno sem girar, ou, no caso de terrenos arenosos, girando-se lentamente no sentido da perfuração;
- Colocação da armadura: apesar do método de execução da hélice contínua exigir a colocação da armadura após a sua concretagem, se as estacas forem de compressão, esta armadura pode ser dispensada, segundo a NBR 6122/1996.

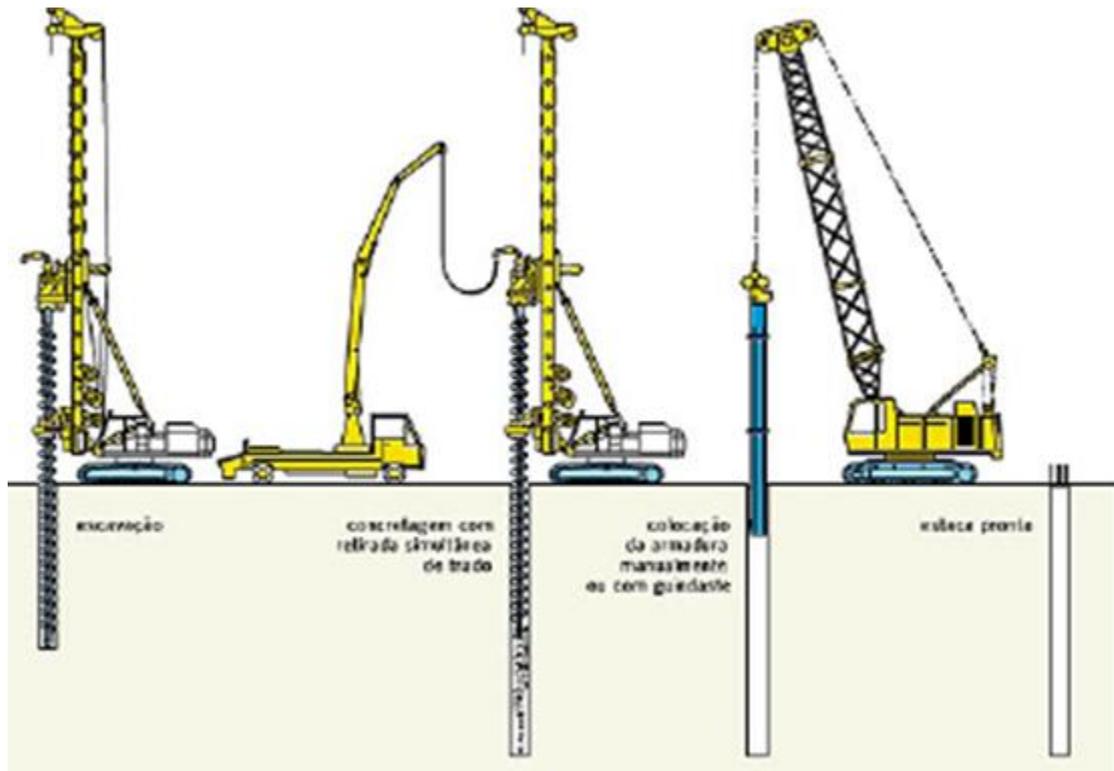


Figura 4.10 – Fases de execução das estacas do tipo hélice contínua

Dentre as principais vantagens deste tipo de estaca destacam-se a elevada produtividade, promovida pela versatilidade de equipamento, que por sua vez leva à economia devido à redução dos cronogramas de obra, pode ser executada na maior parte dos maciços de solo, exceto quando ocorrem matacões e rochas, não produz distúrbios e vibrações típicos dos equipamentos a percussão, controle de qualidade dos serviços executados, além de não causar a descompressão do terreno durante a sua execução. As principais desvantagens estão relacionadas ao porte do equipamento, que necessita de áreas planas e de fácil movimentação, pela sua produtividade exige central de concreto no canteiro de obras, e pelo seu custo é necessário um número mínimo de estacas a se executar para compensar o custo com a mobilização do equipamento.

A Tabela 4.6 apresenta as cargas nominais para as estacas do tipo hélice contínua em função do diâmetro executado.

Tabela 4.6 – Cargas nominais para estacas do tipo hélice contínua (Geosonda, 2006)

Descrição	Unid	Valores							
		35	40	50	60	70	80	90	100
Diâmetro nominal	cm	35	40	50	60	70	80	90	100
Carga máxima	kN	600	800	1300	1800	2400	3200	4000	5000

f) Estacas injetadas

Tipo de fundação profunda executada através de injeção sob pressão de produto aglutinante, normalmente calda de cimento ou argamassa de cimento e areia, com o objetivo de garantir a integridade do fuste ou aumentar a resistência por atrito lateral, de ponta, ou de ambas. A injeção do produto aglutinante pode ser feita durante, ou após a instalação da estaca.

Segundo Hachich et al. (1998), as estacas injetadas diferem dos demais tipos por poderem ser executadas com maiores inclinações (0° a 90°), apresentar resistência de fuste bastante superior, se comparada aos demais tipos de estaca com mesmos diâmetros, e resistir a esforços de compressão e tração, desde que convenientemente armadas, com a mesma

eficiência, pelo fato de resistir à carga de trabalho praticamente apenas por atrito lateral. Dentre as suas aplicações podem ser citadas: estabilização de encostas, reforço de fundações, execução de fundações em terrenos com blocos de rocha ou antigas fundações, execução de fundações em alto mar (“offshore”), etc.

Em função do processo de injeção do agente aglutinante, as estacas injetadas são normalmente divididas em dois grupos:

- Estacas-raiz: são aquelas em que se aplicam injeções de ar comprimido, a baixas pressões (inferiores a 5,0 MPa), imediatamente após a moldagem do fuste e no topo do mesmo, simultaneamente com a remoção do revestimento;
- Microestacas: as injeções são realizadas empregando-se válvulas tipo “manchete” instaladas nas escavações previamente realizadas.

O procedimento de execução das estacas-raiz compreende fundamentalmente quatro etapas, mostradas esquematicamente na Figura 4.11:

- Perfuração do terreno auxiliada por circulação de água;
- Instalação da armadura: barras de aço montadas em gaiolas (Figura 4.12), ou barras simples centralizadas nos furos (Figura 4.13)
- Preenchimento do furo com argamassa:
 - Tubo de injeção (geralmente PVC de 1 ½” ou de 1 ¼”) levado até o final da perfuração;
 - Realização da injeção, de baixo para cima, até que a argamassa, ou calda de cimento, extravase pela boca do tubo de revestimento;
- Aplicação de golpes de ar comprimido e remoção do tubo de revestimento:
 - Vedação da extremidade superior do tubo de revestimento com um tampão metálico rosqueável ligado a um compressor de ar;
 - Aplicação dos golpes de ar comprimido auxiliada por macacos hidráulicos;
 - Remoção simultânea dos tubos de revestimento à medida que são aplicados os golpes de ar comprimido à argamassa existente no interior da perfuração realizada;
 - Correção do nível de argamassa no interior da perfuração;
 - Repetição das operações de retirada e aplicação dos golpes de ar comprimidos.

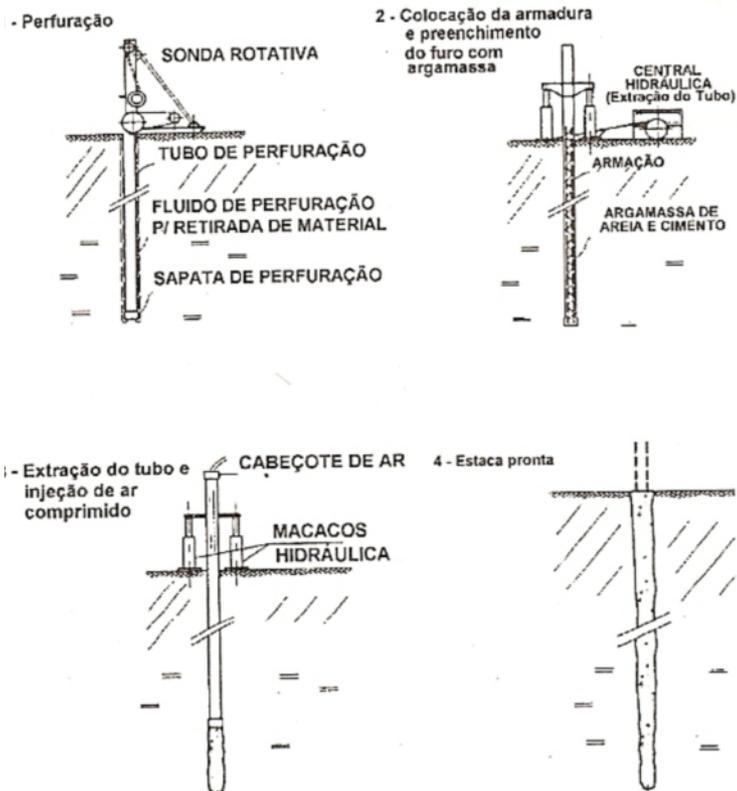


Figura 4.11 – Etapas de execução das estacas-raiz (Hachich et al., 1998)

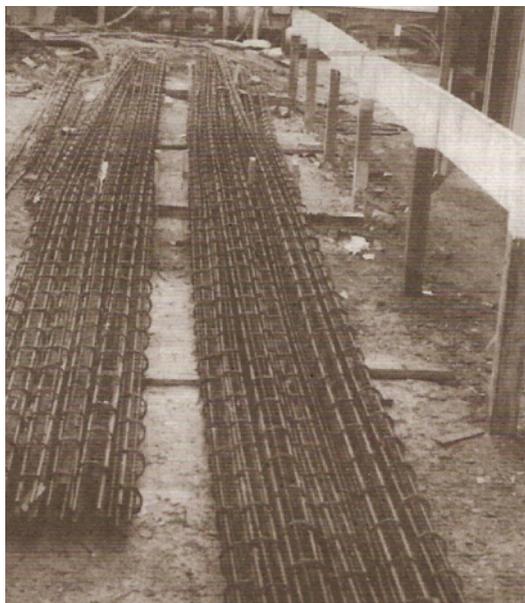


Figura 4.12 – Barras montadas em gaiolas para execução de estacas-raiz (Hachich et al., 1998)

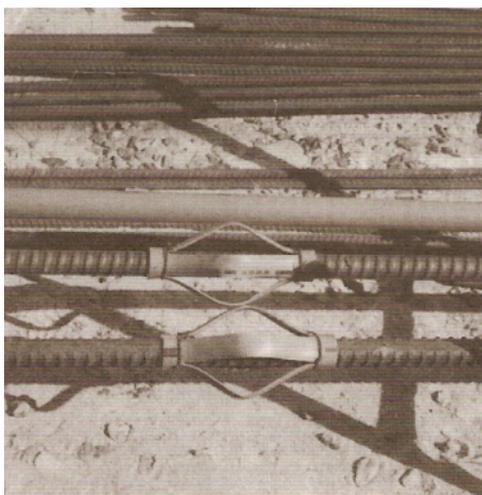


Figura 4.13 – Armadura simples para execução de estacas-raiz com utilização de centralizadores (Hachich et al., 1998)

A execução das microestacas compreende basicamente as seguintes etapas, esquematicamente mostradas na Figura 4.14:

- Perfuração auxiliada por circulação de água (etapa 1): feita de forma similar ao descrito anteriormente para as estacas-raiz;
- Instalação do tubo-manchete (etapa 2): tubo de PVC ou aço (Figura 4.16), no qual são instaladas as válvulas do tipo “manchete” (Figura 4.15 e Figura 4.17), em geral, espaçadas de 1,0 m, para injeção da calda de cimento, ou argamassa de cimento e areia, conforme for o caso;
- Execução da bainha (etapa 3): preenchimento da região interna ao tubo de revestimento e externa ao tubo-manchete, com argamassa cimento e areia, ou calda de cimento, conforme for o caso, e que ocorre simultaneamente com a retirada do tubo de revestimento;
- Injeção da calda de cimento (etapa 4): feita com o auxílio de um tubo dotado de obturador duplo (Figura 4.17) acoplado a um misturador e bomba de injeção, sendo, em geral, iniciada após a bainha ter concluído a pega e iniciado o endurecimento (aproximadamente 12 horas da execução da bainha), e realizada no sentido ascendente, passando-se para a válvula superior quando comprovado que a injeção da válvula inferior já promoveu a suficiente deformação do solo.
- Vedação do tubo-manchete (etapa 5): preenchimento do tubo manchete com calda de cimento ou com argamassa, podendo-se ou não, complementar a armadura existente.

A Tabela 4.7 apresenta as cargas usuais das estacas-raiz em função do diâmetro utilizado.

Tabela 4.7 – Cargas usuais e máximas para estacas tipo Strauss (Hachich et al., 1998)

Diâmetro⁴ (cm)	Tensão (MPa)	Carga usual (kN)	Carga máxima (kN)
17	10,0	300	400
22		500	600
27		700	900
32		1000	110

⁴ Diâmetro do furo

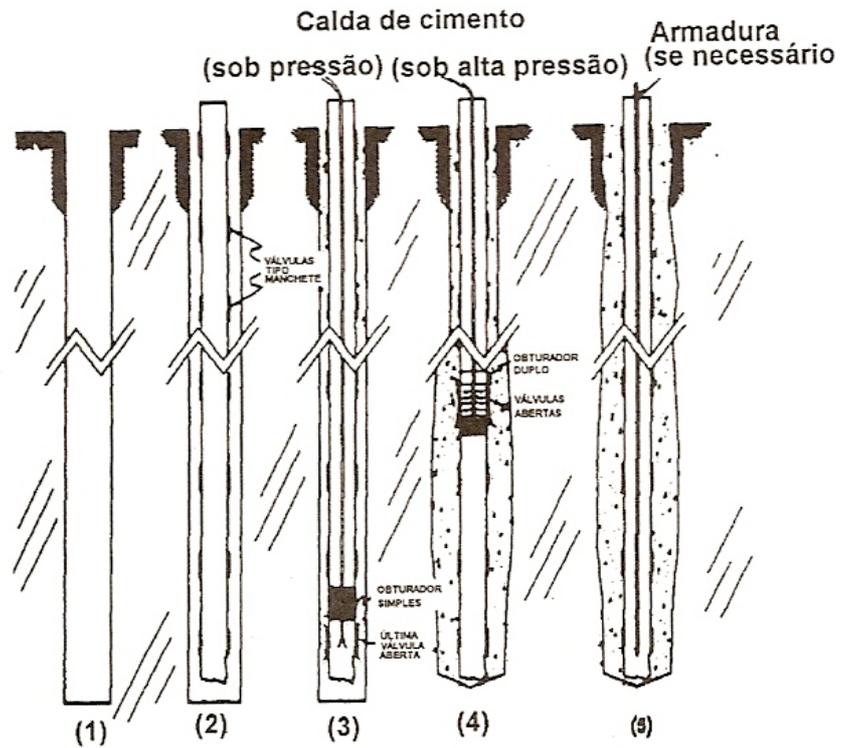


Figura 4.14 – Etapas de execução das microestacas (Hachich et al., 1998)

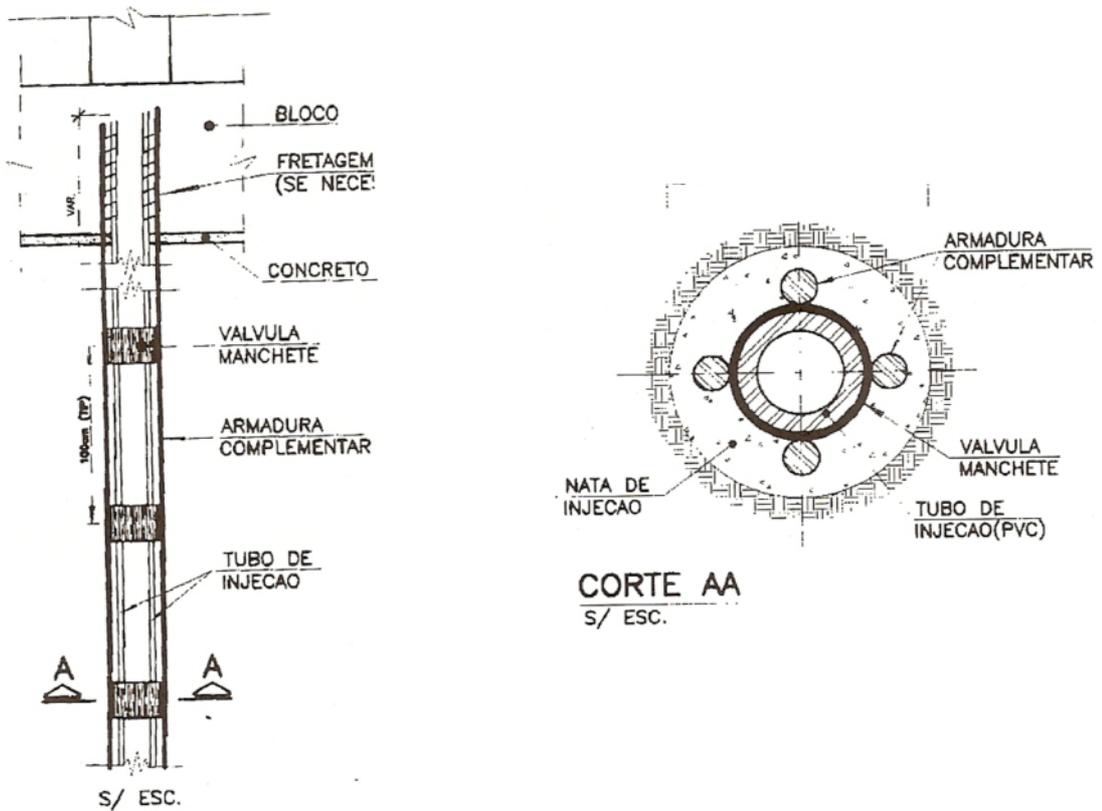


Figura 4.15 – Detalhe esquemático de um tubo-manchete (Hachich et al., 1998)

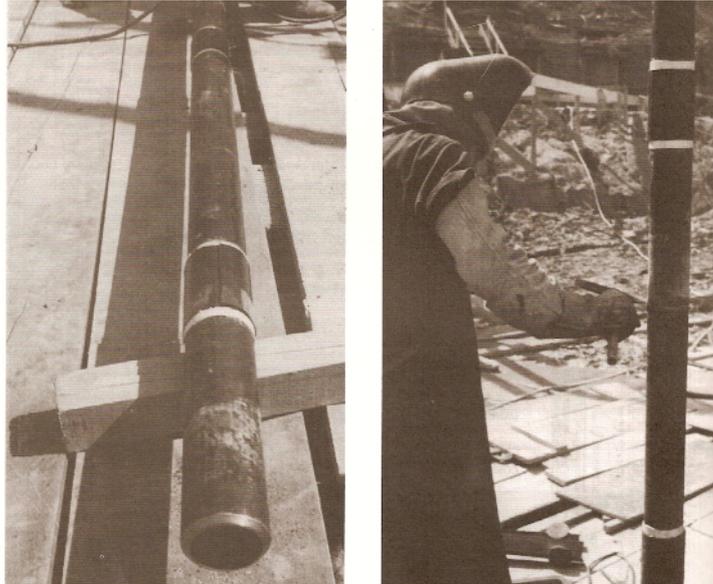


Figura 4.16 – Preparação do tubo-manchete (Hachich et al., 1998)



Figura 4.17 – Teste com água em válvulas-manchete (Hachich et al., 1998)

g) Estacas pré-moldadas

As estacas pré-moldadas caracterizam-se por serem cravadas no terreno por percussão, prensagem ou vibração, podendo ser constituídas por um único elemento estrutural ou pela associação de dois desses materiais, quando será então denominada de estaca mista. Pela natureza do processo executivo este tipo de estacas classifica-se como estacas de grande deslocamento.

As estacas pré-moldadas são ainda subdivididas, conforme o material empregado na sua execução, em:

- Estacas de concreto:
 - Podem ser de concreto centrifugado ou protendido;
 - Exigem controle tecnológico na sua fabricação;
 - Não é recomendado o seu uso em terrenos com matacões ou camadas pedregulhosas;
 - Exige cuidados adicionais durante o transporte;
 - Deve ser feita a verificação de sua integridade antes da sua cravação;
- Estacas de madeira:

- Devem ser de madeira dura, resistente, em peças retas, roliças e descascadas;
- O diâmetro da seção pode variar de 18 a 35 cm e o comprimento de 5,0 a 8,0 m;
- Durante a cravação, as cabeças das estacas devem ser protegidas por um anel cilíndrico de aço destinado a evitar o rompimento ou desgaste da madeira sob a ação do pilão, e se a estaca tiver que atravessar camadas resistentes, as pontas devem também ser protegidas por ponteiras de aço;
- Apresenta vida útil praticamente ilimitada quando mantida permanentemente abaixo do nível d'água;
- Deve receber tratamento para evitar o apodrecimento precoce e o ataque de insetos;
- As madeiras mais utilizadas são os eucaliptos, peroba do campo, maçaranduba, aroeira, etc;
- Estacas metálicas:
 - Apresentam elevada capacidade de suporte, podendo ser utilizadas em solos muito resistentes;
 - São executadas com grande rapidez;
 - As perturbações produzidas no solo durante o processo de cravação são inferiores àquelas produzidas durante a cravação das estacas de concreto e metálicas;
 - Devem ser tomados cuidados adicionais na soldagem dos perfis constituintes de uma mesma estaca, de forma a se garantir uma união eficiente;

As tabelas seguintes apresentam as cargas de trabalho usuais e as dimensões das estacas pré-moldadas de concreto e metálicas.

Tabela 4.8 – Cargas usuais de trabalho para estacas pré-moldadas de concreto (σ = tensão de trabalho) (Hachich et al., 1998)

Tipo de estaca		Dimensão (cm)	Carga usual (kN)	Carga máxima (kN)
Concreto	Vibrada quadrada ($\sigma = 6$ a 9 MPa)	20 x 20	250	350
		25 x 25	400	550
		30 x 30	550	800
		35 x 35	800	1000
	vibrada circular ($\sigma = 9$ a 10 MPa)	ϕ 20	300	400
		ϕ 29	500	600
		ϕ 33	700	800
	Protendida circular ($\sigma = 10$ a 14 MPa)	ϕ 20	250	350
		ϕ 25	500	600
		ϕ 33	700	800
	Centrifugada circular ($\sigma = 9$ a 11 MPa)	ϕ 20	250	300
		ϕ 26	400	500
		ϕ 33	600	750
		ϕ 42	900	1150
		ϕ 50	1300	1700
		ϕ 60	1700	2300

Tabela 4.9 – Cargas usuais de trabalho para estacas de aço cravadas (σ = tensão de trabalho) (Hachich et al., 1998)

Tipo de estaca	Tipo/dimensão	Carga máxima (kN)	Peso/metro (kgf/m)
Trilhos usados ($\sigma = 80$ MPa)	TR 25	200	24,6
	TR 32	250	32,0
	TR 37	300	37,1
	TR 45	350	44,6
	TR 50	400	50,3
	2 TR 32	500	64,0
	2 TR 37	500	74,2
	3 TR 32	750	96,0
Perfis I e H ($\sigma = 80$ MPa)	3 TR 37	900	111,3
	H 6"	400	37,1
	I 8"	300	27,3
	I 10"	400	37,7
	I 12"	600	60,6
	2 I 10"	800	75,4
2 I 12"	1200	121,3	

4.2.3. CRITÉRIOS PARA ESCOLHA DO TIPO DE ESTACA

Segundo Hachich et al., (1998), para a escolha do tipo de estaca a ser utilizada em uma determinada obra devem ser observados os seguintes aspectos:

- Esforços nas fundações, procurando-se distinguir:
 - Nível de cargas nos pilares;
 - Outros esforços (tração e flexão).
- Características do subsolo:
 - Argilas muito moles dificultam a execução de estacas de concreto moldadas *in loco*;
 - Solos muito resistentes são difíceis de serem atravessados por estacas pré-moldadas executadas por cravação;
 - Solos com matacões dificultam a execução de qualquer tipo de estaca;
 - Solos com nível de água elevado dificultam a execução de estacas de concreto moldadas *in loco*;
 - Aterros executados sobre camadas de solo mole, ainda em adensamento, fazem com que seja desenvolvido atrito negativo nas estacas executadas nesta camada;
- Características da obra:
 - Acesso de equipamentos em terrenos acidentados;
 - Limitação de altura para instalação do equipamento;
 - Obras muito distantes dos grandes centros, oneram o custo dos equipamentos;
- Características de construções vizinhas:
 - Tipo e profundidade das fundações;
 - Existência de solos;
 - Sensibilidade a vibrações;
 - Danos já existentes.

4.2.4. CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS

Segundo a NBR 6122/1996, a capacidade de carga de uma fundação profunda, estaca ou tubulão isolado, é definida como a força aplicada sobre o elemento de fundação que provoca apenas recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes, oferecendo simultaneamente segurança satisfatória contra a ruptura do solo ou do elemento de fundação.

Segundo Alonso (1983), o cálculo da capacidade de carga de uma estaca pode ser feito por meio de dois métodos:

- Realização de provas de carga;
- Métodos semi-empíricos, dentre os quais destacam-se o método de Aoki e Velloso (1975), e o método de Decourt e Quaresma (1978).

Nesta apostila serão apresentados apenas os métodos semi-empíricos de Aoki e Velloso (1975) e Decourt e Quaresma (1978), de uso mais corrente na Engenharia de Fundações no Brasil para o cálculo da capacidade de carga, e conseqüentemente, da carga admissível de estacas. Pela própria definição apresentada pela NBR 6122/1996 para as fundações profundas, esquematicamente mostrada na Figura 4.1, a carga de ruptura, ou a capacidade de carga de uma fundação profunda, em estaca, é calculada como:

$$P_R = P_L + P_P$$

Onde:

P_R : carga de ruptura, ou capacidade de carga de uma fundação em estaca;

P_L : parcela da carga de ruptura devido ao atrito lateral solo-estaca desenvolvido ao longo do fuste da estaca (capacidade de carga do fuste);

P_P : parcela da carga de ruptura resistida pela ponta da estaca (capacidade de carga de ponta);

Os valores de P_L e P_P podem ser determinados, respectivamente, por meio das seguintes expressões (Alonso, 1983):

$$P_L = U \sum_i (\Delta l_i r_{L_i})$$

e,

$$P_P = A_P r_P$$

Onde:

r_{L_i} : atrito lateral desenvolvido no contato fuste-solo;

r_P : resistência de ponta;

A_P : área da ponta da estaca;

U : perímetro da seção transversal do fuste;

Δl_i : trecho do fuste onde se admite r_{L_i} constante.

As diferenças básicas existentes entre os diferentes métodos semi-empíricos, mais especificamente entre os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Decourt e Quaresma (1978), consistem na maneira como são determinadas a resistência de ponta (r_P) e a resistência por atrito lateral (r_L).

O método de Aoki e Velloso (1975) foi originalmente desenvolvido a partir de resultados obtidos em ensaios de penetração estática (cone), sendo possível a sua utilização a partir de ensaios de penetração dinâmica (SPT) por meio da utilização de um fator de conversão (K). Por este método, as resistências de ponta (r_P) e lateral (r_L) são calculadas como:

$$r_P = \frac{KN_{SPT}}{F_1},$$

e,

$$r_L = \frac{\alpha K N_{SPT}}{F_2},$$

Onde:

N_{SPT} : valor da resistência à penetração dinâmica obtida no ensaios SPT;

α : relação entre as resistências de ponta e lateral local do ensaio de penetração estática, segundo Vargas (1977) *apud* Schnaid (2000);

K : coeficiente de conversão da resistência de ponta do cone para N_{SPT} ;

F_1 e F_2 : coeficientes de correção das resistências de ponta e lateral;

Os valores de α e K estão apresentados na Tabela 4.10, em função do tipo de solo, e os valores de F_1 e F_2 são apresentados na Tabela 4.11, em função do tipo de estaca.

Tabela 4.10 – Valores dos coeficientes K e α propostos por Aoki e Velloso (Alonso, 1983)

Tipo de solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-siltoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila aerno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

Tabela 4.11 – Valores dos coeficientes F_1 e F_2 propostos por Aoki e Velloso (Alonso, 1983)

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	5,0
Pré-moldadas	1,75	3,7
Escavadas	3,0	6,0

O método de Decourt e Quaresma (1978) consiste num método para a estimativa da capacidade de carga que foi desenvolvido exclusivamente a partir de ensaios SPT. Este método foi originalmente desenvolvido para estacas pré-moldadas de concreto, tendo sido estendido posteriormente para outros tipos de estacas, como as estacas escavadas em geral, hélice contínua e injetadas (Schnaid, 2000).

Segundo o método de Decourt e Quaresma (1978) *apud* Schnaid (2000), as resistências de ponta e lateral são calculadas, respectivamente, pelas seguintes expressões:

$$r_P = \alpha K N_P,$$

e,

$$r_L = \beta \cdot 10 \left(\frac{N_m}{3} + 1 \right),$$

onde:

K: coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor de N_p , dado na Tabela 4.12;
 α e β : determinados em função do tipo de estaca e apresentados na Tabela 4.13 e na Tabela 4.14, respectivamente;
 N_p : média dos valores de N_{SPT} na ponta da estaca, imediatamente acima e abaixo.

Tabela 4.12 – Valores atribuídos à variável K empregada no método de Decourt e Quaresma (Schnaid, 2000)

Tipo de solo	K (kN/m ²)
Argilas	120
Siltos argilosos (solos residuais)	200
Siltos arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

Tabela 4.13 – Valores atribuídos ao coeficiente α empregado no método de Decourt e Quaresma (1978) em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Schnaid, 2000)

Solo/estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Solos intermediários	1,0	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Areias	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

Tabela 4.14 – Valores atribuídos ao coeficiente β empregado no método de Decourt e Quaresma (1978) em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Schnaid, 2000)

Solo/estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,90	1,0	1,5	3,0
Solos intermediários	1,0	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	1,0	0,50	0,60	1,0	1,5	3,0

Uma vez determinada a carga de ruptura (P_R), ou capacidade de carga da estaca, a carga admissível das estacas (\bar{P}) será calculada como:

a) Para estacas Franki, pré-moldadas ou metálicas:

$$\bar{P} \leq \begin{cases} \frac{P_R}{2} \\ P_{\text{estrutural}} \end{cases}$$

b) Para estacas escavadas com a ponta em solo:

$$\bar{P} \leq \begin{cases} P_R / 3,0 \\ P_L / 0,8 \\ P_{\text{estrutural}} \end{cases}$$

Onde:

$P_{\text{estrutural}}$: carga admissível estrutural da estaca.

4.2.5. CÁLCULO DE ESTAQUEAMENTO

Nesta apostila, um estaqueamento é definido como qualquer conjunto de duas ou mais estacas destinadas a receber a carga proveniente da estrutura e transmiti-la ao solo de fundação pelos mecanismos já descritos anteriormente. A Figura 4.18 mostra um estaqueamento formado por um grupo de estacas-raiz.



Figura 4.18 – Estaqueamento formado por um grupo de estacas-raiz

Para o caso do centro de carga coincidir com o centro do estaqueamento, o número de estacas do estaqueamento pode ser calculado como:

$$N = \frac{P_{PILAR}}{\bar{P}}$$

Onde:

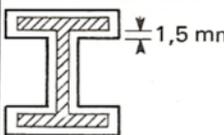
N : número de estacas constituinte do bloco;

P_{PILAR} : carga do pilar;

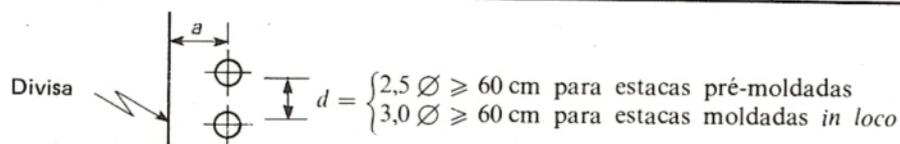
\bar{P} : carga admissível da estaca, determinada como a menor carga necessária para provocar a ruptura do solo, ou do elemento estrutural.

Uma vez determinado o número de estacas, as suas dimensões e a sua carga admissível, o espaçamento mínimo entre estacas pode ser determinado a partir da Tabela 4.15(Alonso, 1983). Segundo Alonso (1983), os valores para o espaçamento mínimo apresentados nesta tabela servem apenas como orientação, devendo ser confirmados em cada caso.

Tabela 4.15 – Espaçamento mínimo adotado entre estacas constituintes de um estaqueamento (Alonso, 1983)

Tipo de estaca		Seção transversal (cm ou pol)	Carga (kN)	d (m)	a (m)	Comprimento normal (m)
Estacas pré-moldadas	Seção de fuste quadrada	15 × 15	150	0,60	0,30	3 a 8
		20 × 20	200	0,60	0,30	3 a 12
		25 × 25	300	0,65	0,35	3 a 12
		30 × 30	400	0,75	0,40	3 a 12
		35 × 35	500	0,90	0,40	3 a 12
		40 × 40	700	1,00	0,50	3 a 12
	Seção de fuste circular	∅ 20	200	0,60	0,30	4 a 10
		∅ 25	300	0,65	0,30	4 a 14
		∅ 30	400	0,75	0,35	4 a 16
		∅ 35	550	0,90	0,40	4 a 16
		∅ 40	700	1,00	0,50	4 a 16
		∅ 50	1 000	1,30	0,50	4 a 16
		∅ 60	1 500	1,50	0,50	4 a 16
	Estaca Strauss	∅ 25	200	0,75	0,20	3 a 12
∅ 32		300	1,00	0,20	3 a 15	
∅ 38		450	1,20	0,25	3 a 20	
∅ 45		600	1,35	0,30	3 a 20	
∅ 55		800	1,65	0,35	3 a 20	
Estacas Franki	∅ 35	550	1,20	0,70	3 a 16	
	∅ 40	750	1,30	0,70	3 a 22	
	∅ 52	1 300	1,50	0,80	—	
	∅ 60	1 700	1,70	0,80	—	
Estacas metálicas	Laminado CSN	I 10 pol × 4 5/8 pol	400	0,75	—	—
		I 12 pol × 5 1/4 pol	600	0,75	—	—
		II 10 pol × 4 5/8 pol	800	1,00	—	—
		II 12 pol × 5 1/4 pol	1 200	1,00	—	—
	Perfil composto		Área útil × 120 MN/m ²	1,00 a 1,50	—	—

	∅ (cm)	d (m)	Área (m ²)	Perímetro (cm)	N máx. (kN)		
					$\sigma_c = 3$ MPa	$\sigma_c = 4$ MPa	$\sigma_c = 5$ MPa
Estaca escavadas	80	1,60	0,50	2,51	1 500	2 000	2 500
	100	1,80	0,79	3,14	2 400	3 000	4 000
	120	2,00	1,13	3,77	3 400	4 500	5 600
	150	2,30	1,77	4,71	5 300	7 000	8 800
	180	2,60	2,55	5,65	7 600	10 100	12 700



A disposição das estacas em um estaqueamento deve ser feita, sempre que possível, de forma a se conduzir a blocos com o menor volume possível. Alonso (1983) apresenta algumas orientações para a formação dos blocos de estacas, ou estaqueamentos:

- a) A distribuição das estacas deve ser feita, sempre que possível, em torno do centro de carga do pilar e de acordo com os blocos padronizados apresentados na Figura ????:

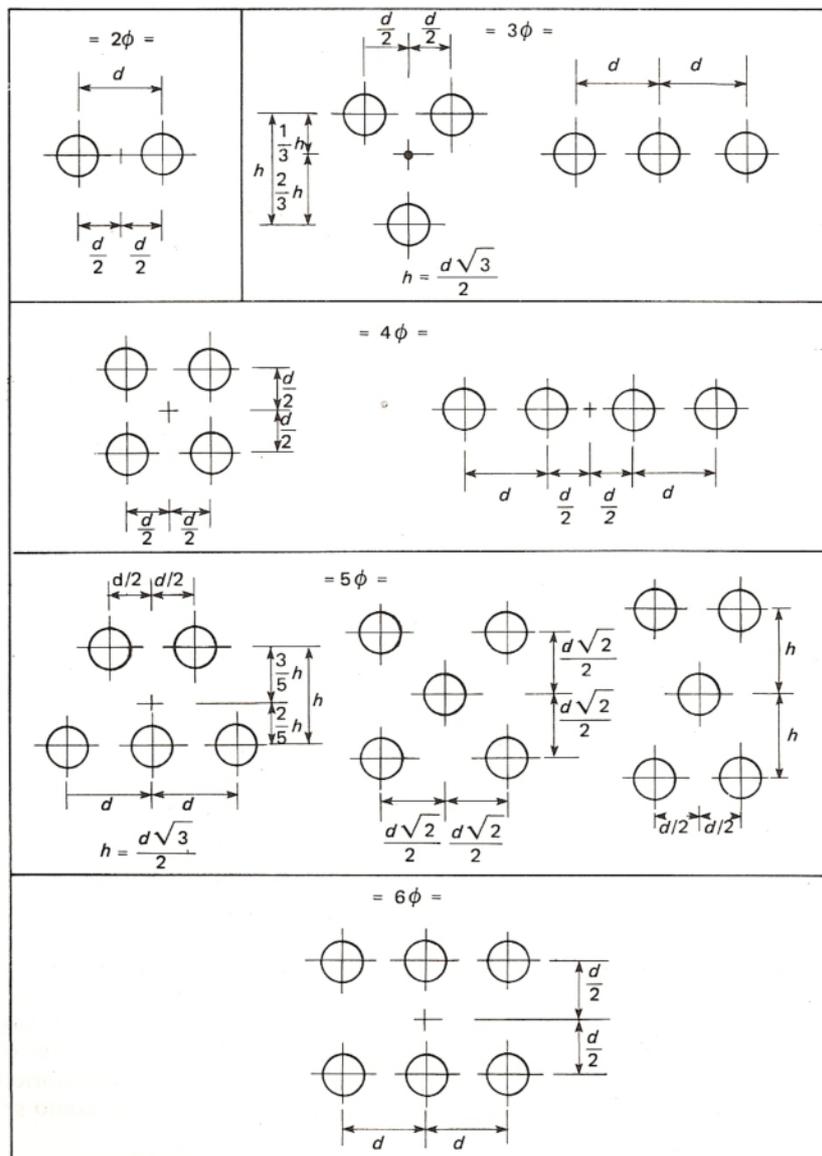


Figura 4.19 – Estaqueamentos padronizados compostos por até 6 estacas (Alonso, 1983)

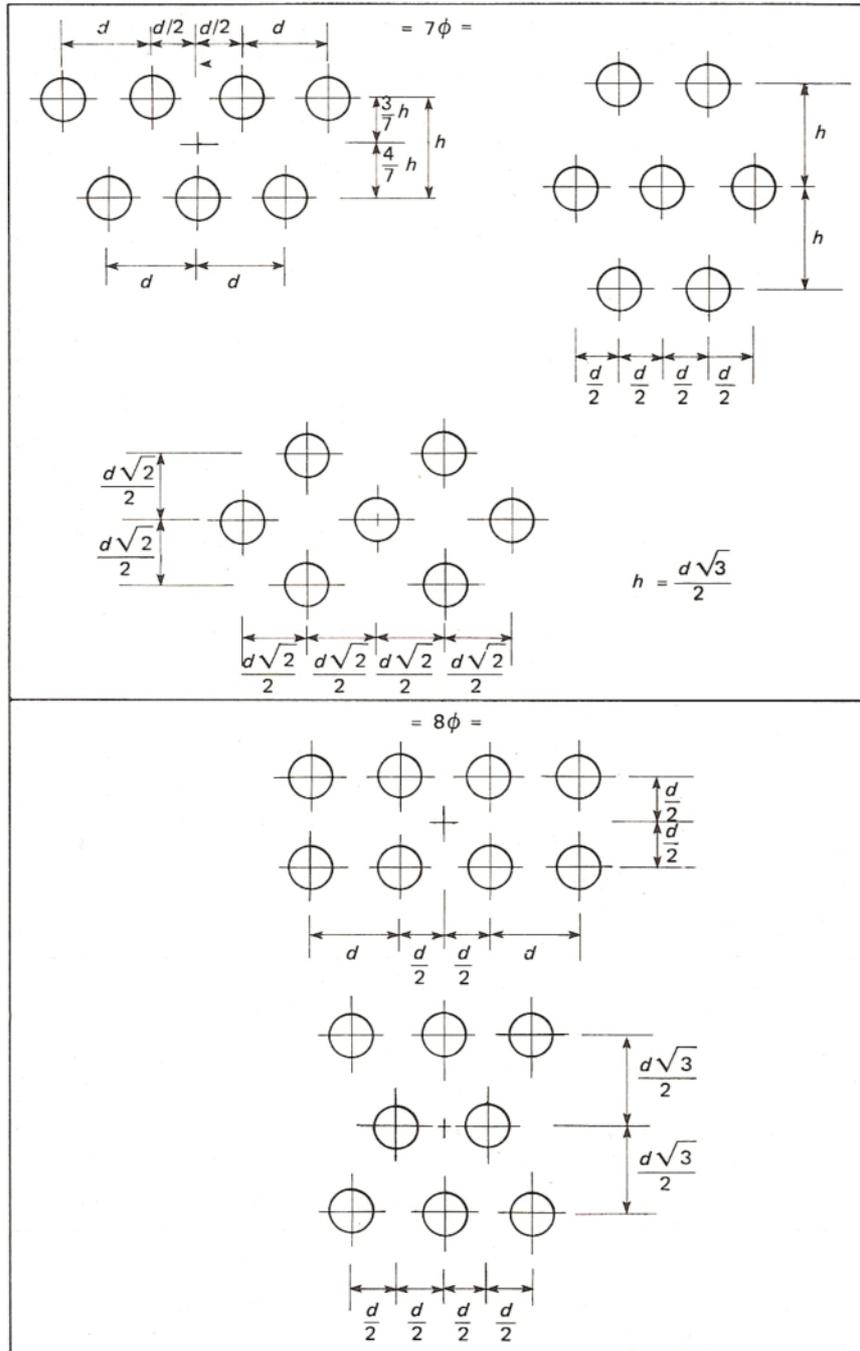


Figura 4.20 – Estaqueamentos padronizados compostos de 7 a 8 estacas (Alonso, 1983)

- b) O espaçamento mínimo entre estacas (Tabela 4.15) deve ser obedecido entre estacas do mesmo estaqueamento e entre estaqueamentos vizinhos:

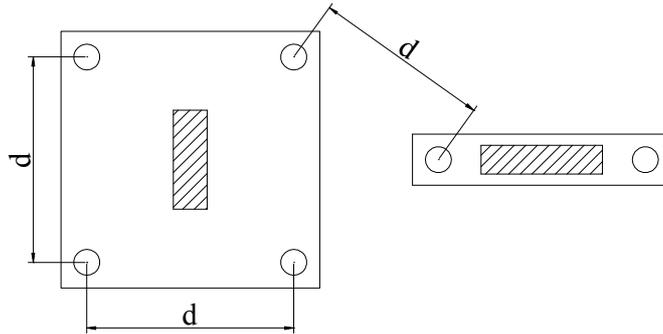


Figura 4.21 – Espaçamento entre estaqueamentos vizinhos

- c) A distribuição do pilar deve ser feita, sempre que possível, no sentido da maior dimensão do pilar, conforme Figura 4.21, devendo-se evitar a configuração apresentada na Figura 4.22:

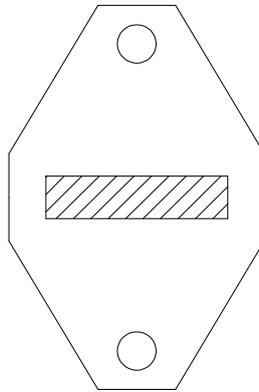


Figura 4.22 – Estaqueamento feito segundo a menor direção do pilar (menos recomendável)

- d) No caso de um bloco com mais de um pilar, o estaqueamento adotado deverá ter o seu centro coincidente com o centro de carga dos pilares;
 e) No caso de blocos com duas estacas para dois pilares, deve-se evitar a posição da estaca embaixo dos pilares:

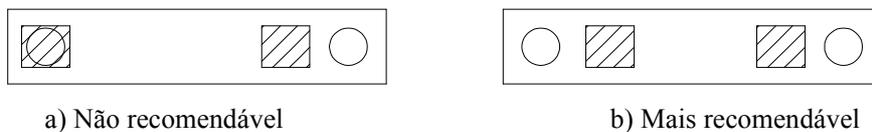


Figura 4.23 – Estaqueamento com pilar sobre estaca

- f) É recomendável que para blocos de até duas estacas ocorra a sua amarração com outros blocos da obra;
 g) Blocos submetidos a carga vertical e momentos:

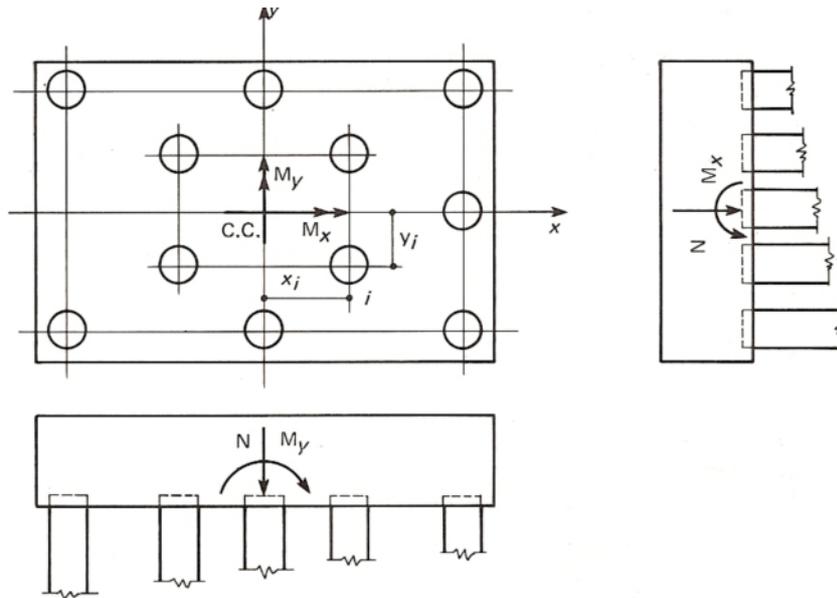


Figura 4.24 – Estaqueamento submetido a carga vertical e momentos segundo as direções x e y

Para a situação mostrada na Figura 4.24, a carga em cada estaca é calculada somando-se separadamente os efeitos da carga vertical e dos momentos. Para isto é necessário que os eixos x e y sejam os eixos principais de inércia, e que as estacas sejam verticais, do mesmo tipo, diâmetro e comprimento. A carga atuante em cada estaca para a situação mostrada na Figura 4.24 é dada pela seguinte expressão:

$$P_i = \frac{P_{PILAR}}{N} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2}$$

Onde:

P_i : carga atuante na estaca i;

P_{PILAR} : carga vertical do pilar;

N: número de estacas do estaqueamento;

M_x : momento transmitido pelo pilar na direção x;

M_y : momento transmitido pelo pilar na direção y;

x_i e y_i : coordenadas da estaca i, segundo as direções x e y, respectivamente.

4.3. FUNDAÇÕES POR TUBULÕES

Os tubulões são elementos de fundação profunda executados a partir da concretagem de uma escavação (revestida ou não) aberta no terreno, em que ocorre descida de operário pelo menos na sua fase final, dividindo-se em dois tipos básicos: os tubulões a céu aberto e os tubulões a ar comprimido.

4.3.1. TUBULÕES A CÉU ABERTO

Os tubulões a céu aberto são elementos estruturais de fundação profunda construídos a partir da concretagem realizada em um poço aberto no terreno, geralmente dotado de base alargada (Alonso, 1983), conforme pode ser visto na Figura 4.25.



Figura 4.25 – Tubulão a céu aberto com base alargada

Os tubulões a céu aberto são normalmente executados acima do nível d'água natural ou rebaixado, ou, em casos especiais, em terrenos saturados onde seja possível bombear a água sem riscos de desmoronamento. No caso do carregamento atuar apenas na direção vertical não há necessidade de se armar o tubulão, sendo necessário, neste caso, apenas uma ferragem de topo para a ligação do mesmo com o bloco de coroamento, conforme esquematicamente mostrado na Figura 4.26.

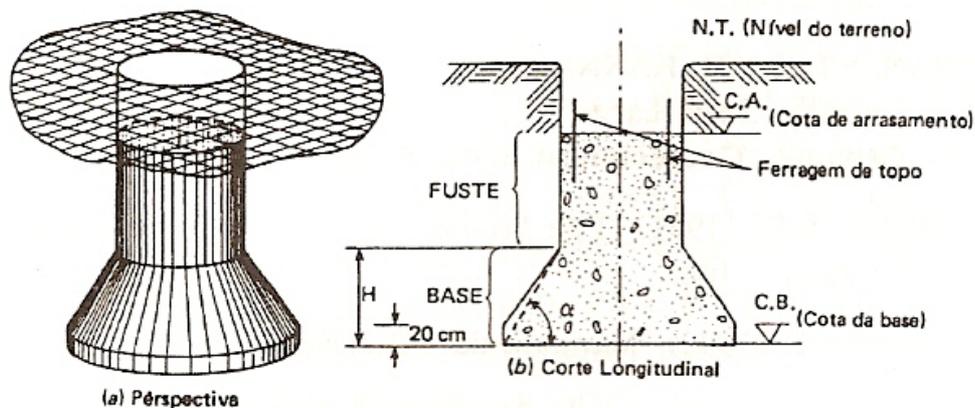


Figura 4.26 – Tubulão a céu aberto

O fuste do tubo normalmente é de seção circular, conforme pode-se observar na Figura 4.27, adotando-se 70 cm como diâmetro mínimo (para permitir a entrada e saída de operários), porém a projeção da base poderá ser circular, ou em forma de falsa elipse. Neste último caso, a relação a/b deverá ser menor que 2,5.

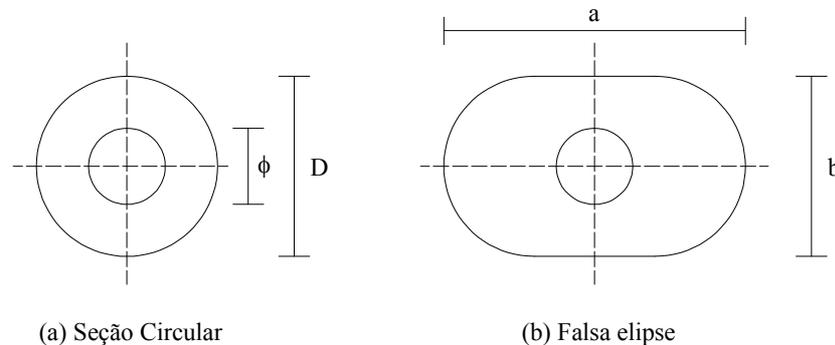


Figura 4.27 – Tubulões a céu aberto de seção circular e falsa elipse

A área da base do tubulão é calculada a partir da seguinte expressão, na qual tanto o peso próprio do tubulão, quanto o peso próprio são desprezados:

$$A_b = \frac{P}{\sigma_s}$$

Onde:

A_b : área da base do tubulão, se seção circular ou na forma de falsa elipse;

P : carga vertical aplicada ao tubulão;

σ_s : tensão admissível do solo.

A área do fuste é calculada de forma análoga a um pilar sob carga centrada cuja área de ferro seja nula:

$$\gamma_f P = \frac{0,85 A_f f_{ck}}{\gamma_c}$$

Onde:

A_f : área do fuste de seção circular;

P : carga vertical aplicada ao tubulão;

f_{ck} : resistência característica aos 28 dias para o concreto utilizado na execução do tubulão;

γ_f, γ_c : coeficiente de majoração das cargas aplicadas e de minoração da resistência do concreto, que segundo a NBR 6122/1996, valem respectivamente, 1,4 e 1,6.

O valor do ângulo α mostrado na Figura 4.26 pode ser obtido a partir da Figura 3.3 para o cálculo da altura dos blocos de fundação. Entretanto, para tubulões a céu aberto normalmente adota-se α igual a 60° , o que resulta na seguinte expressão para o cálculo da altura da base do tubulão:

$$H = 0,866 (D - \phi),$$

ou,

$$H = 0,866 (a - \phi),$$

quando a base for uma falsa elipse.

A NBR 6122/1996 recomenda que o valor de H deva ser no máximo igual a 2,0m, a não ser que sejam tomados cuidados especiais para garantir a estabilidade do solo.

4.3.2. TUBULÕES A AR COMPRIMIDO

Os tubulões a ar comprimido, com camisa de concreto, ou de aço, são utilizados quando se deseja executar tubulões em solos onde haja água e não seja possível o seu esgotamento devido ao perigo de desmoronamento das paredes da escavação.

Neste tipo de tubulão, a pressão máxima de ar comprimido empregada é de 3,4 atm (340 kPa, ou aproximadamente 34 mca), razão pela qual estes tubulões têm sua profundidade limitada a aproximadamente 30 m abaixo do nível d'água. É importante ressaltar que no caso de utilização de ar comprimido, em qualquer etapa de execução dos tubulões, deve-se observar que o equipamento deve permitir que se atendam rigorosamente os tempos de compressão e descompressão prescritos pela boa técnica e pela legislação vigente, só se admitindo trabalhos sobre pressões superiores a 150 kPa quanto as seguintes providências forem tomadas (Hachich et al., 1998):

- Equipe permanente de socorro médico à disposição da obra;
- Câmara de descompressão equipada disponível na obra;
- Compressores e reservatórios de ar comprimido de reserva;
- Renovação de ar garantida, sendo o ar injetado satisfatório para o trabalho humano.

No caso de tubulões com camisa de concreto, mostrado na Figura 4.28, todo o processo de cravação da camisa, abertura e concretagem da base é feito sob ar comprimido, manualmente por operários e um guincho que opera um balde para a retirada do solo escavado, operação esta que vai sendo realizada até se encontrar o nível d'água. Uma vez atingida a profundidade de projeto, a camisa de concreto deve ser convenientemente escorada durante os serviços de alargamento da base para evitar a sua descida.

Para os tubulões a ar comprimido com camisa de concreto, o dimensionamento da área da base é feito segundo as mesmas recomendações apresentadas anteriormente para os tubulões executados a céu aberto. Quando ao fuste, o dimensionamento é feito semelhante a um pilar de concreto armado, com carga centrada, dispensando-se a verificação da flambagem quando o tubulão for totalmente enterrado, e colocando-se toda a armadura necessária na camisa de concreto. Quando isto não for possível, a NBR 6122/1996 recomenda que deve ser acrescentada uma armadura no núcleo do fuste, que deve ser montada de maneira suficientemente rígida para que não haja deformação durante o seu manuseio e instalação.

O cálculo do fuste é então feito no estado-limite de ruptura pela seguinte expressão (Alonso, 1983):

$$1,4P = 0,85A_f \frac{f_{ck}}{1,5} + A_s \frac{f_{yk}}{1,15}$$

Onde:

P : carga no pilar;

A_f : área do fuste

A_s : área da armadura longitudinal;

f_{ck} : resistência característica do concreto aos 28 dias, que para o núcleo deve ser limitada a 18 MPa;

f_{yk} : resistência característica do aço.

O cálculo dos estribos deve ser feito para que os mesmos possam resistir a uma pressão 30% maior que a pressão de trabalho, admitindo-se que não exista pressão externa de terra ou de água. Desta forma, o cálculo da área dos estribos para tubulões a ar comprimido com camisa de concreto é feito por meio da seguinte expressão:

$$A_{sw} = \frac{1,61F}{f_{yk}}$$

Onde:

A_{sw} : área de armadura transversal (estribos)

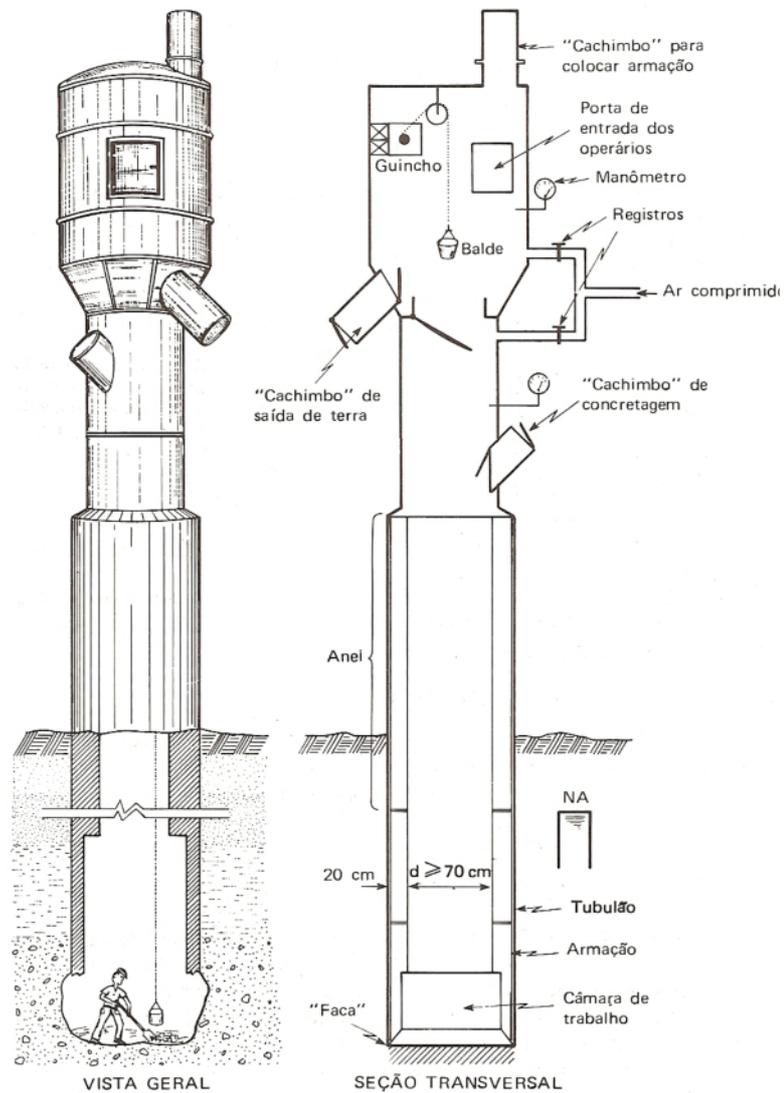


Figura 4.28 – Execução de tubulão a ar comprimido com camisa de concreto

Se a camisa for de aço, a cravação da mesma é feita com auxílio de equipamentos e, portanto, a céu aberto, conforme mostrado na Figura 4.29, sendo feitos apenas os serviços de abertura e concretagem da base sob ar comprimido, analogamente ao tubulão com camisa de concreto.

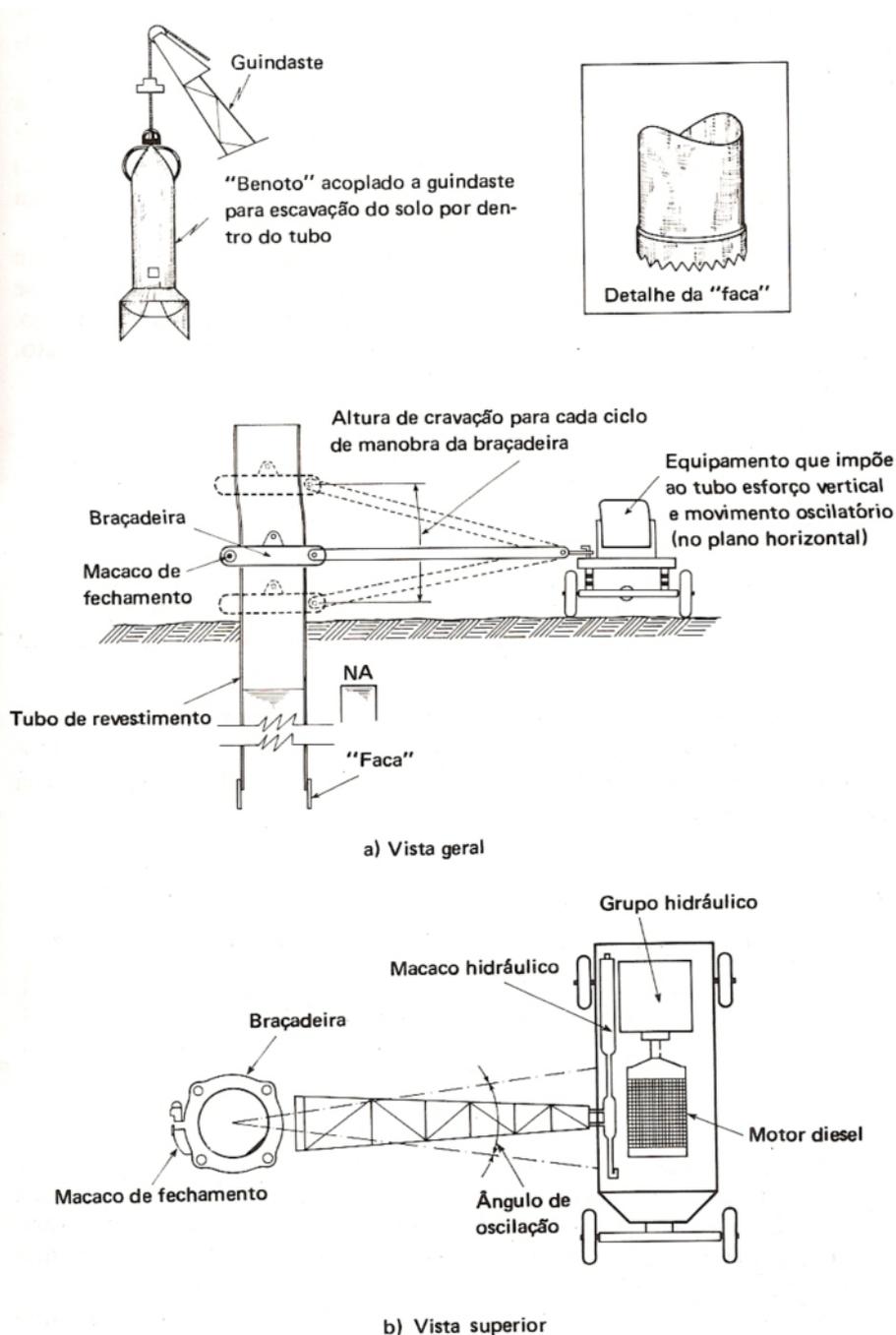


Figura 4.29 – Execução de tubulão a ar comprimido com camisa metálica

Com relação ao dimensionamento estrutural, se a camisa de aço permanecer totalmente enterrada, poder-se-á considerar a seção transversal da mesma como armadura longitudinal, descontando-se 1,5 mm na espessura da camisa para levar em consideração uma eventual corrosão. O cálculo do fuste é feito no estado-limite último, no qual a camisa de aço é considerada como armadura longitudinal, e para o estado-limite de utilização, em que só é considerada a seção de concreto. A carga a adotar para o tubulão é o menor dos valores obtidos pelas seguintes expressões:

a) Estado-limite último:

$$1,4P = 0,85A_f \frac{f_{ck}}{1,5} + A_s \frac{f_{yk}}{1,15}$$

b) Estado-limite de utilização:

$$P = 0,85 A_f \frac{f_{ck}}{1,3}$$

O valor de f_{ck} deve ser limitado a 18 MPa e a camisa de aço é considerada com f_{yk} igual 240 MPa. Pelo fato da camisa metálica existir apenas do topo da base alargada para cima, é necessário colocar uma armadura de transição entre o fuste e a base alargada, que não leva estribos e é cravada na base logo após a sua concretagem.

4.3.3. CAPACIDADE DE CARGA DOS TUBULÕES

Para a capacidade de carga dos tubulões é válida a mesma definição dada pela NBR 6122/1996, e já apresentada anteriormente, para as fundações profundas. O cálculo da capacidade de carga dos tubulões normalmente é feito por um dos seguintes processos (Alonso, 1983):

- a) Formulação clássica de Terzaghi, analogamente ao que já foi exposto para o cálculo da capacidade de carga das sapatas, uma vez, que no dimensionamento dos tubulões só é levada em consideração a sua resistência de ponta;
- b) Com base em ensaios de laboratório, como por exemplo, no caso das argilas, em que a tensão admissível pode ser adotada como:

$$\sigma_s = pa$$

Onde:

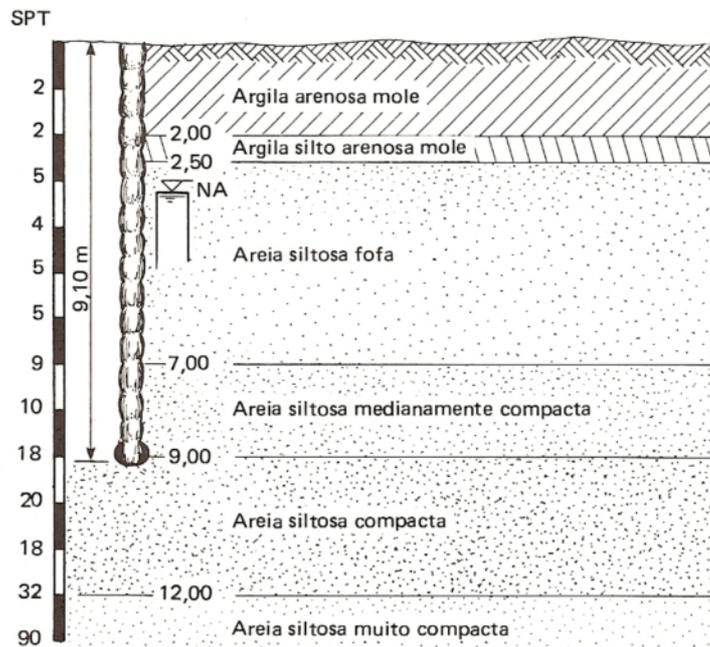
pa: tensão de pré-adensamento das argilas;

- c) Com base no valor médio da resistência à penetração medida no ensaio SPT numa profundidade igual a duas vezes o diâmetro da base, a partir da cota de assentamento do tubulão:

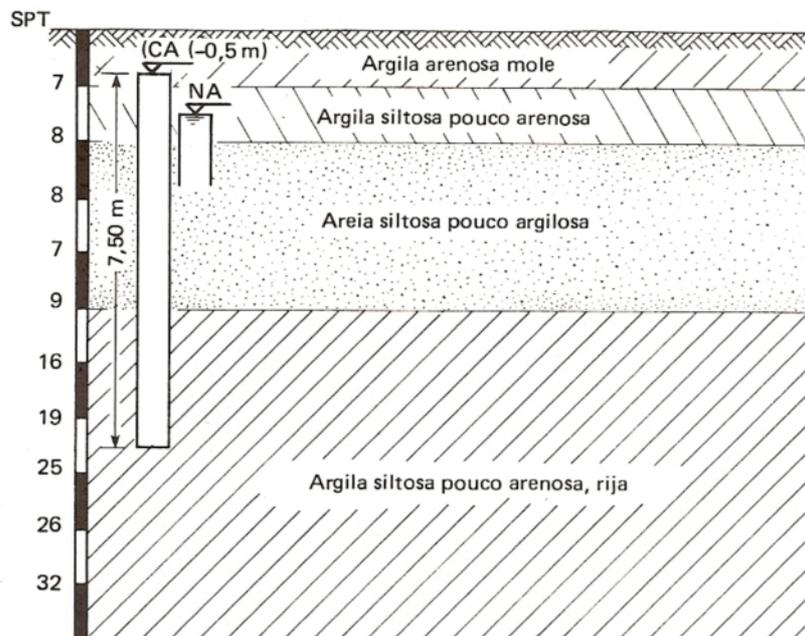
$$\sigma_s \cong \frac{N_{SPT}}{30} (MPa)$$

4.4. EXERCÍCIOS

1) Utilizando o método Aoki e Velloso calcular a carga admissível de uma estaca do tipo Franki, com diâmetro do fuste de 40 cm e volume da base $V = 180$ litros. O comprimento da estaca e as características geotécnicas do solo são dados a seguir:



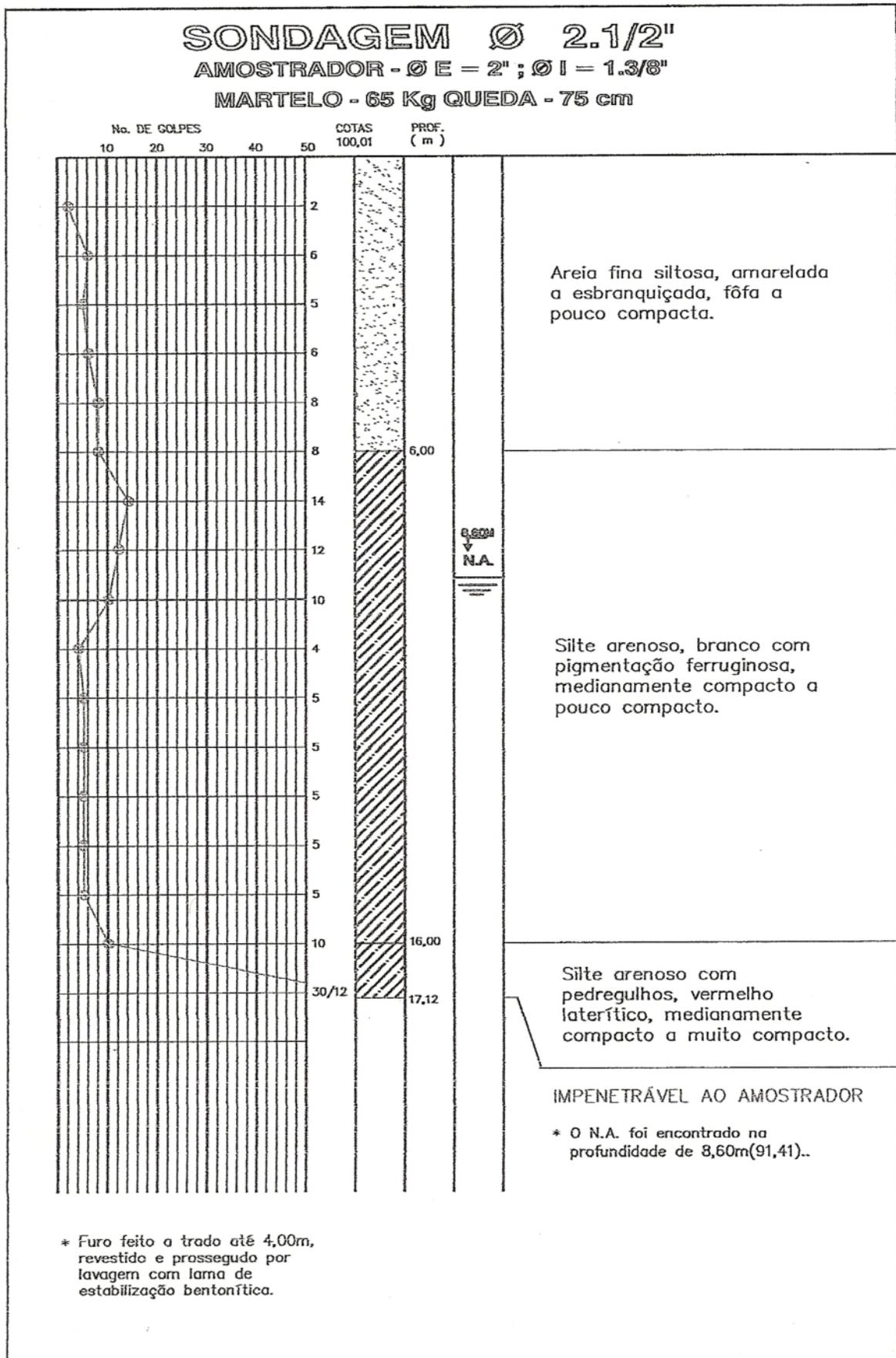
2) Com os dados abaixo, calcular a carga admissível de uma estaca pré-moldada com diâmetro de 40 cm, usando o método de Aoki e Velloso.



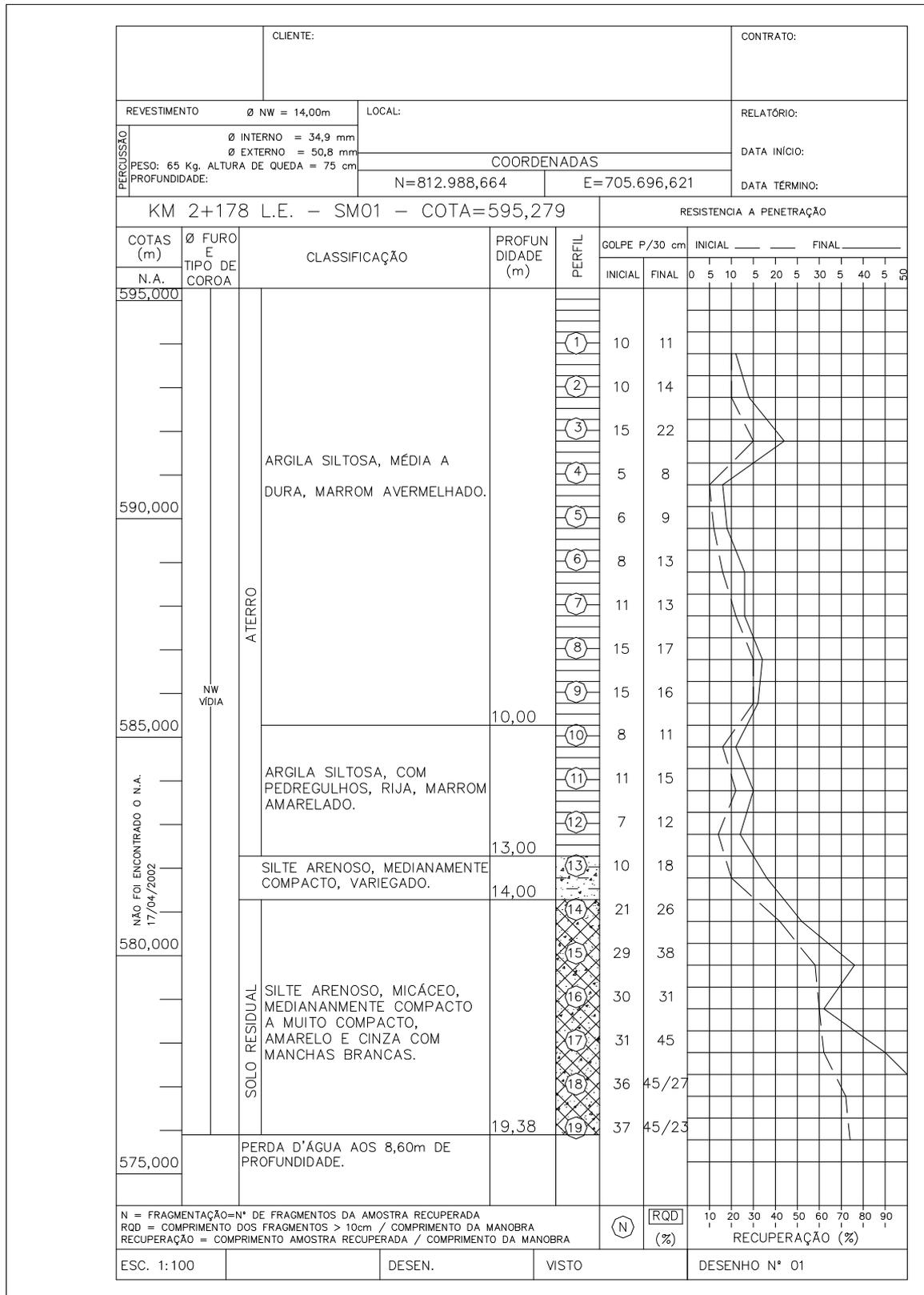
3) Dimensione as seguintes estacas para transmitir a carga de 800 kN, proveniente de um pilar de (30 x 60) cm a um maciço de solo caracterizado pelo perfil apresentado na figura seguinte. Faça este dimensionamento para os seguintes tipos de fundação profunda:

- Estaca tipo broca;
- Estaca tipo Strauss;
- Estaca pré-moldada de concreto;

c)Tubulão.



4) Faça o mesmo dimensionamento pedido na questão anterior considerando o seguinte perfil de solo:



5) Calcular a carga atuante nas estacas do bloco abaixo, sabendo-se que no mesmo atuam as seguintes cargas (consideradas na cota de arrasamento):

$$N = 2000 \text{ kN};$$

$$M_x = -500 \text{ kNm};$$

$$M_y = 400 \text{ kNm};$$

Desprezar o peso próprio do bloco.

