

CAPÍTULO 2 - INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS E DE CAMPO

2.1. INTRODUÇÃO

O conhecimento das condições de subsolo em um determinado local é uma condição fundamental para a elaboração de projetos de fundações e de obras de contenção seguros e econômicos. No Brasil, estima-se que o custo envolvido na realização das sondagens de reconhecimento varie normalmente de 0,2% a 0,5% do custo total da obra (Schaid, 2000).

Nesta apostila serão descritos apenas alguns dos métodos para investigação geotécnica mais empregados, destacando-se os métodos de sondagem de simples reconhecimento (poços, escavações a trado ou por circulação d'água e as sondagens rotativas), e os ensaios de campo (SPT, Cone e o ensaio de Palheta) necessários para a previsão das propriedades geotécnicas dos maciços de solo. As informações obtidas por meio dos métodos de investigação geotécnica são fundamentais para a elaboração de projetos geotécnicos seguros e econômicos, sendo a escolha do tipo de investigação função de vários fatores, como por exemplo, a natureza dos carregamentos atuantes, as características do subsolo e as propriedades a serem medidas.

A importância das investigações geotécnicas pode-se refletir nos fatores de segurança intrínsecos das obras de engenharia. A adoção de fatores de segurança é uma prática corrente, objetivando compatibilizar os métodos de dimensionamento com as incertezas decorrentes das hipóteses simplificadoras adotadas nos cálculos, estimativas das cargas de projeto e previsões a respeito das propriedades geomecânicas dos solos. Os resultados apresentados na Tabela 2.1 mostram os efeitos econômicos em obras em função dos níveis de investigação adotados.

Tabela 2.1 – Influência da qualidade da investigação nos fatores de segurança (Wright, 1977 *apud* Schaid, 2000)

Tipo de estrutura	Investigação precária	Investigação normal	Investigação precisa
Monumental	3,5	2,3	1,7
Permanente	2,8	1,9	1,5
Temporária	2,3	1,7	1,4

Esta filosofia da diminuição dos fatores de segurança com o aumento das investigações geotécnicas está também prevista na norma brasileira de fundações, a NBR 6122/96, que recomenda que os fatores de segurança a serem aplicados nos parâmetros geotécnicos empregados no dimensionamento de fundações e obras de contenção, devem ser função do nível de investigação adotado, conforme apresentado na Tabela 2.2

Tabela 2.2 – Fatores de segurança propostos pela NBR 6122.

Parâmetro	<i>In situ</i> ¹	Laboratório	Correlação ²
Tangente do ângulo de atrito	1,2	1,3	1,4
Coesão (estabilidade e empuxo de terra)	1,3	1,4	1,5
Coesão (capacidade de carga de fundações)	1,4	1,5	1,6

2.2. PROGRAMAÇÃO DAS SONDAGENS

A programação de sondagens deve satisfazer às exigências mínimas que garantam o conhecimento das condições do subsolo. O número de sondagens e sua localização em planta dependem do tipo da estrutura e das características específicas do subsolo, sendo normalizadas pela NBR 8036.

¹ CPT, Palheta e Pressiômetro

² SPT e Dilatômetro

Segundo a NBR 8036, deve ser realizada, no mínimo, uma sondagem para cada 200 m² de área da projeção do edifício em planta, até 1200 m². Para áreas entre 1200 m² e 2400 m² deve ser feita uma sondagem para cada 400 m² que excederem 1200 m². Acima de 2400 m², deve ser estabelecido um critério para o estabelecimento do número de sondagens em funções das características próprias da obra. Além disto, a norma recomenda que sob quaisquer circunstâncias devam ser realizadas no mínimo duas sondagens para área inferior a 200 m², e três, para área entre 200 m² e 400 m².

Os furos devem ser realizados de forma a cobrir toda a área da construção que esteja sob carregamento, devendo ser conduzidos, de acordo com as condições geológicas locais, até as profundidades de assentamento das fundações ou de influência dos bulbos de tensões produzidos pelas mesmas.

2.3. POÇOS OU TRINCHEIRAS PARA RETIRADA DE AMOSTRAS

Os poços são perfurações feitas com pás e picaretas, em solos coesivos, acima do nível d'água, permitindo o exame visual das paredes da escavação, com obtenção de amostras deformadas e indeformadas. A NBR 9604/86 especifica os procedimentos para a execução de poços e trincheiras de inspeção em solos para a retirada das amostras, deformadas e indeformadas.

A Figura 2.1 mostra esquematicamente a escavação de um poço para a retirada de uma amostra indeformada. O procedimento consiste em realizar a escavação com seção transversal de, no mínimo, 1,0 m de lado (seção quadrada) ou 1,2 m (seção circular), até a profundidade que se deseja obter a amostra, evitando-se o pisoteamento do solo quando se estiver a 0,1 m da profundidade desejada. A partir desta profundidade deve ser realizada a talhagem lateral do bloco na dimensão prevista (em geral um cubo de 20 a 30 cm de lado). Depois de obtido o bloco, aplica-se no mesmo uma camada de parafina, para evitar a perda de umidade por evaporação, caso a amostra deva ser ensaiada em laboratório. Em seguida procede-se o condicionamento da amostra parafinada dentro de uma caixa de madeira, cujas dimensões devem ser maiores que a dimensão do bloco, sendo este espaço preenchido geralmente com serragem de madeira.

A principal limitação deste método de reconhecimento é a limitação da profundidade escavada, em função das características dos materiais e da posição do lençol freático.

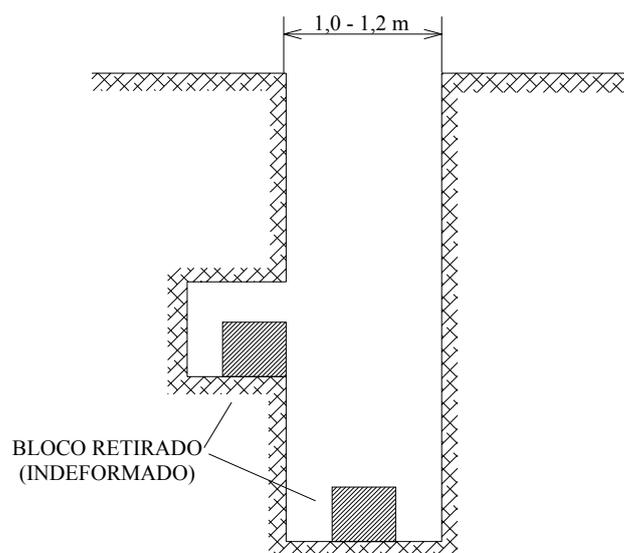


Figura 2.1 – Poço ou trincheira para retirada de amostras de solo

2.4. SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO – ESCAVAÇÕES A TRADO

Estes tipos de escavações são efetuadas com trados tipo cavadeira ou helicoidal (Figura 2.2), ou com equipamentos mecânicos, em solos coesivos acima do nível d'água, para reconhecimento rápido e econômico das condições geológicas superficiais. O método é empregado principalmente no levantamento de jazidas, com obtenção de amostras indeformadas para ensaios geotécnicos.

À exceção das areias limpas, quando secas, a maior parte dos solos acima do lençol freático permite aprofundar os furos de sondagem até 4,0 ou 6,0 metros, sem a necessidade de qualquer revestimento para sustentar as paredes do furo e evitar o seu desmoronamento. Para maiores profundidades ou para perfurações abaixo do lençol freático torna-se necessário a utilização de técnicas mais eficientes para evitar o desmoronamento do furo. Isto pode ser feito por técnicas de perfuração com circulação d'água.

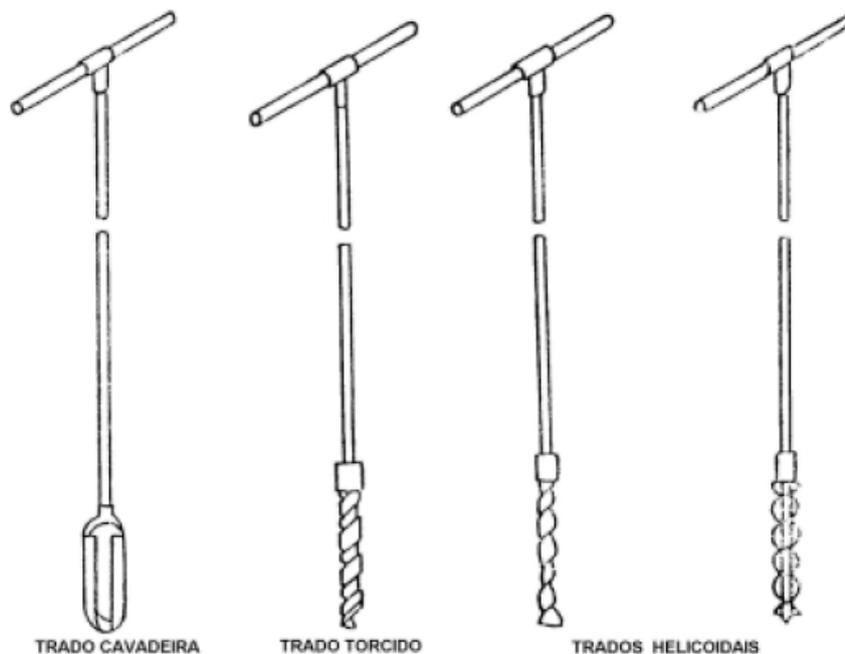


Figura 2.2 – Tipos de trado

2.5. SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO – ESCAVAÇÃO POR CIRCULAÇÃO D'ÁGUA

As sondagens de simples reconhecimento por meio de escavações por circulação d'água são empregadas normalmente em situações onde as escavações por trado manual não são possíveis, como por exemplo, solos arenosos, perfurações a elevadas profundidades, presença do lençol d'água, etc. Geralmente são associadas ao ensaio de penetração padrão, SPT, descrito adiante.

2.5.1. DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO

O equipamento utilizado nas sondagens de simples reconhecimento por meio de escavações por circulação d'água é constituído basicamente por:

- Tripé com sarrilho, roldana e cabo (Figura 2.3);
- Tubos de revestimento com diâmetro interno de 2 ½", 3", 4" ou 6";
- Hastes de aço roscável, com diâmetros interno e externo de 25 mm e 33,7 mm, respectivamente, apresentado 3,23 kg/m;
- Conjunto motor-bomba para circulação de água na perfuração;

- Trépano, constituído por peça de aço biselada para o avanço por lavagem (Figura 2.4);
- Trados, para perfuração inicial.

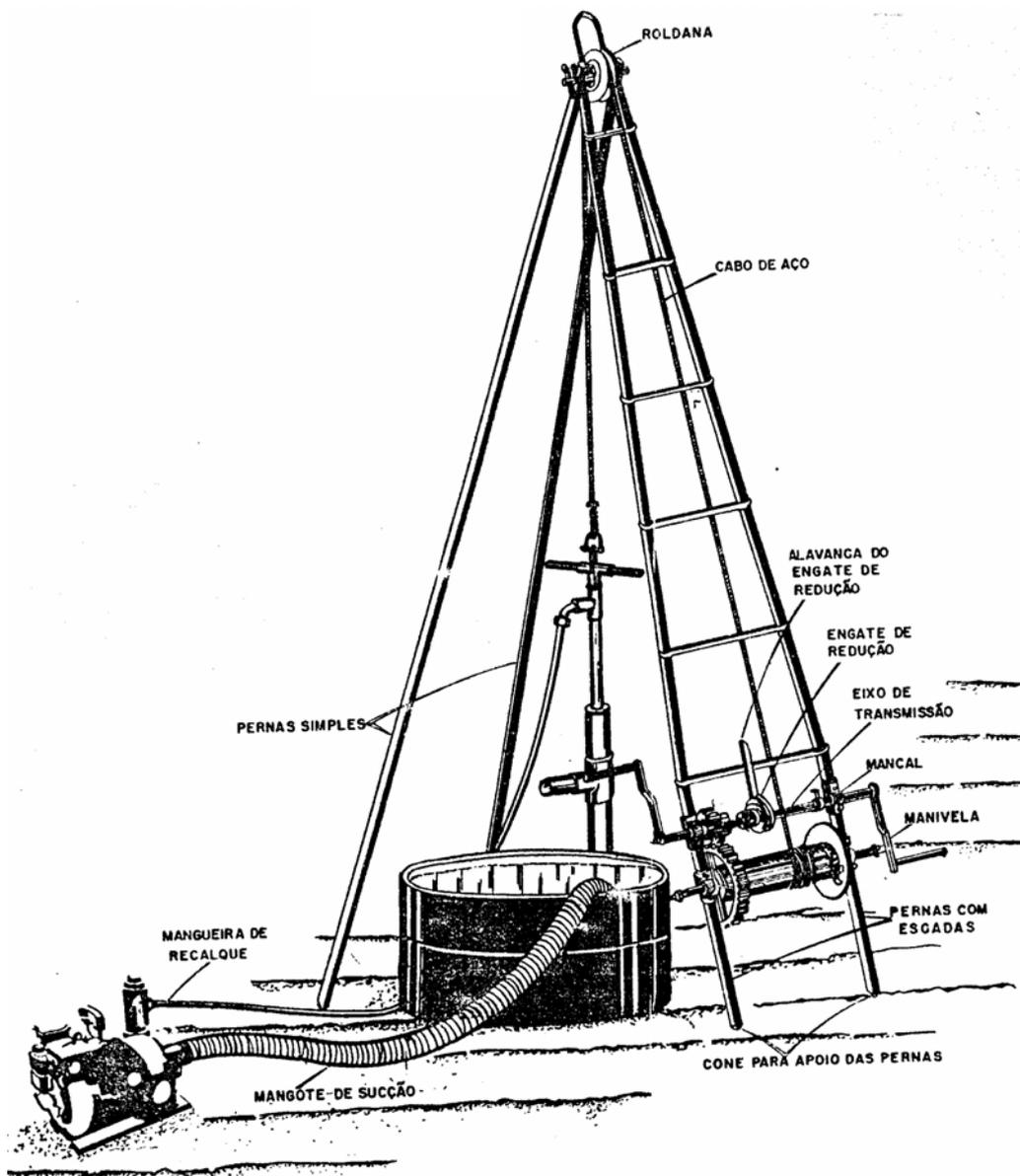


Figura 2.3 – Equipamento para realização das sondagens de simples reconhecimento por meio da execução de escavação por circulação de água

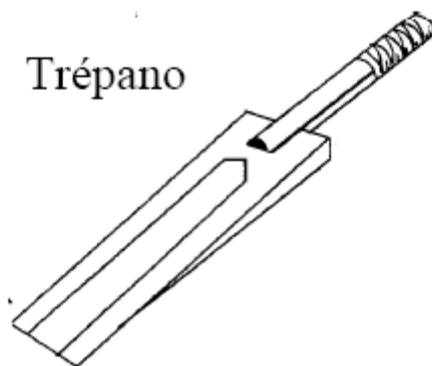


Figura 2.4 – Trépano para perfuração

2.5.2. REALIZAÇÃO DO ENSAIO

Para a execução das sondagens com escavação por circulação d'água são realizados os seguintes procedimentos:

- a) Limpeza do terreno, abertura de sulcos para desvio de águas da chuva e construção de plataforma (se necessária);
- b) Marcação dos furos (piqueteamento);
- c) A sondagem inicia com o trado concha até onde possível, passando a utilizar trado helicoidal até o nível freático ou até atingir o impenetrável ao trado (avanço do trado helicoidal inferior a 5 centímetros em 10 minutos de perfuração);
- d) A sondagem passa então a utilizar o avanço por percussão com circulação d'água (lavagem) onde é utilizado o trépano como ferramenta de escavação, sendo necessário, obrigatoriamente, a utilização de revestimento;
- e) O sistema de circulação de água deve ser mantido a 30 cm do fundo do furo, devendo-se realizar movimentos de rotação ao hasteamento durante a ação do trépano;
- f) Detritos pesados (não carreados com a circulação de água) devem ser retirados com bomba-balde (baldinho);
- g) Durante a operação de perfuração, devem ser anotadas as profundidades das transições de camadas detectadas por exame tátil-visual e da mudança de coloração dos materiais trazidos à boca do furo pelo trado helicoidal ou pela água de lavagem;
- g) Deve ser registrado o nível freático e a presença de artesianismo (surgente ou não-surgente);
- h) Os níveis d'água (estático e dinâmico) devem ser registrados diariamente durante a execução da sondagem e no dia seguinte ao término;
- i) A sondagem deve encerrar nos seguintes casos:
 - Quando atingir a profundidade especificada na programação dos serviços;
 - Quando ocorrer a condição de impenetrabilidade;
 - Quando prevista a continuidade da sondagem por rotativa.
- j) Fechamento do furo.

2.6. ENSAIO DE PENETRAÇÃO PADRÃO – ENSAIO SPT

O SPT (Standard Penetration Test) é reconhecidamente a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação geotécnica em praticamente todo o mundo, sendo empregado tanto para a definição da estratigrafia, como em métodos rotineiros de projetos de fundações diretas e profundas, especialmente no Brasil.

As vantagens deste ensaio com relação aos demais são: simplicidade do equipamento, baixo custo e a obtenção de um valor numérico que pode ser relacionado com metodologias empíricas de projeto.

2.6.1. DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO

O ensaio SPT é realizado, normalmente, simultaneamente com as sondagens de simples reconhecimento em que a escavação é realizada por circulação d'água. Sendo assim, além dos equipamentos descritos anteriormente são ainda necessários os seguintes componentes:

- Martelo cilíndrico ou prismático, com ou sem, coxim de madeira para cravação das hastes e tubos de revestimento, pesando 65 kg (Figura 2.5);
- Amostrador-padrão bipartido, dotado de dois orifícios laterais para saída de água e ar, com diâmetros interno e externo de 34,9 mm e 50,8 mm, respectivamente (Figura 2.6), também conhecido como amostrador do tipo Raymond;



Figura 2.5 – Martelo, com guia e coxim de madeira

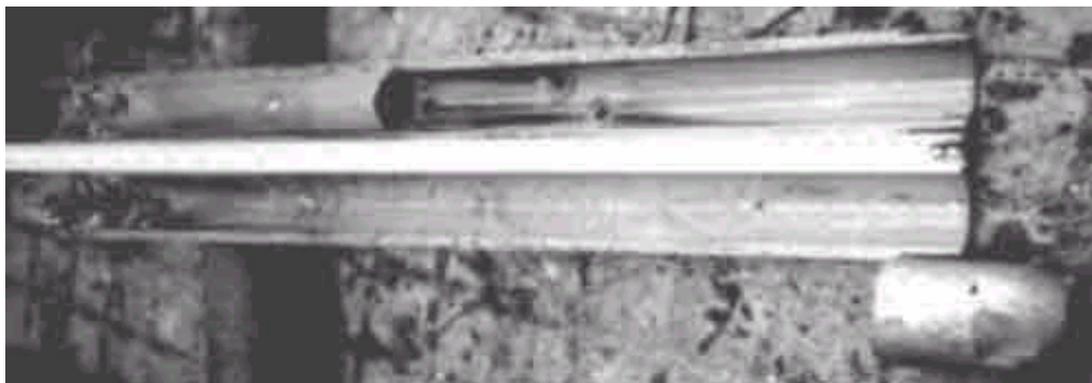
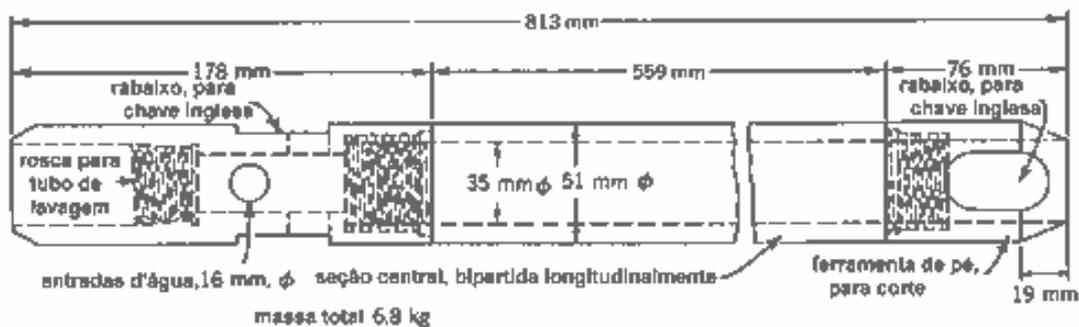


Figura 2.6 – Amostrador-padrão Raymond

2.6.2. REALIZAÇÃO DO ENSAIO

A normalização do ensaio SPT foi feita em 1958 pela ASTM (American Society for Testing and Materials), sendo comum em todo o mundo o emprego de procedimentos não padronizados e equipamentos diferentes do padrão internacional. No Brasil, este ensaio possui normalização própria, a NBR 6484/1980.

O procedimento de ensaio consiste na cravação do amostrador-padrão no fundo da escavação (revestida ou não) realizada, por meio de quedas sucessivas do martelo de 65 kg, caindo de uma altura de 75 cm, conforme mostrado na Figura 2.7. O valor do N_{SPT} , índice de resistência à penetração, é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 30 cm, após uma cravação inicial de 15 cm. A cravação do amostrador é interrompida e o ensaio de penetração suspenso quando se obtiver penetração inferior a 5 cm após 10 golpes consecutivos, ou quando o número de golpes ultrapassar 50 num mesmo ensaio, caracterizando-se assim a impenetrabilidade no ensaio SPT.

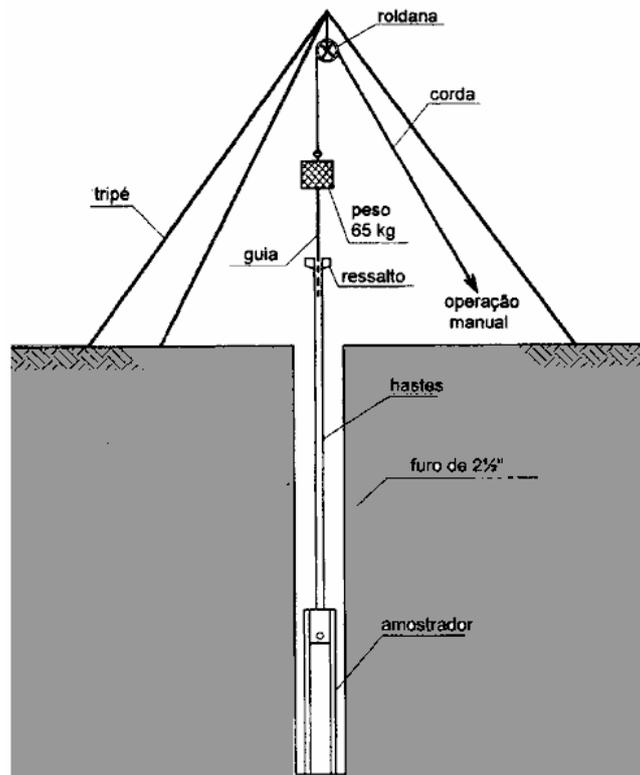


Figura 2.7 – Tripé empregado na execução do ensaio SPT

Durante a realização do ensaio de penetração também devem ser coletadas amostras de solo, conforme recomendado pela NBR 6484. Segundo esta norma, as amostras dos solos devem ser coletadas pelo amostrador-padrão, a cada metro de perfuração, a partir do primeiro metro de profundidade, ou quando houver mudança de material, procedendo-se também à medida da resistência à penetração.

As principais variações existentes no ensaio SPT ao redor do mundo estão relacionadas com os seguintes fatores:

- Técnicas de escavação:
 - Perfuração revestida ou não;
 - Uso de bentonita;
 - Revestimento cravado além do limite da cravação;
 - Ensaio executado dentro da região revestida, etc.
- Características do equipamento:
 - Peso do martelo;
 - Utilização, ou não, de cepo de madeira;
 - Peso e rigidez das hastes;
 - Perda de energia nos acoplamentos das hastes;
 - Integridade da sapata cortante, etc.
- Condições do subsolo:
 - Índice de vazios, cuja redução aumenta a resistência à penetração;
 - Tamanho médio das partículas;
 - Coeficientes de uniformidade dos solos: solos uniformes apresentam menor resistência à penetração;
 - Poro-pressões: solos finos densos dilatam aumentando a resistência à penetração, enquanto solos fofos podem se liquefazer durante o ensaio;
 - Cimentação das partículas que aumenta a resistência à penetração;
 - Etc.

2.6.3. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS – PERFIL GEOTÉCNICO

Os elementos obtidos nas sondagens são apresentados em desenho denominado de perfil geotécnico, o qual é elaborado para cada furo de sondagem executado (Figura 2.8), ou em seções do subsolo, conforme for o caso, devendo conter:

- Nome da empresa executora, do interessado, e o visto do engenheiro ou geólogo responsável;
- Diâmetro do tubo de revestimento e do amostrador;
- Número do furo de sondagem;
- Cota da boca do furo;
- Posição das amostras coletadas;
- As profundidades em relação à boca do furo da transição entre camadas e do fim da perfuração;
- Os índices de resistência à penetração, calculados como a soma de golpes aplicados durante os últimos 30 cm de cravação do amostrador;
- Indicação dos solos amostrados;
- Posição do nível d'água encontrado e a data de observação
- Descrição gráfica dos solos que compõem as diferentes camadas do subsolo, conforme recomendação da NBR 6502/1995;
- Data de início e fim da sondagem;
- Indicação dos processos de perfuração empregados (TH – trado helicoidal, CA – circulação d'água) e dos respectivos trechos, bem como as posições sucessivas do tubo de revestimento.

As sondagens devem ser representadas na escala de 1:100, a não ser para sondagens muito profundas, quando se pode utilizar escala menor. O perfil geotécnico obtido na sondagem é parte integrante do relatório de sondagem, acompanhado também pela localização dos furos de sondagem na área investigada.

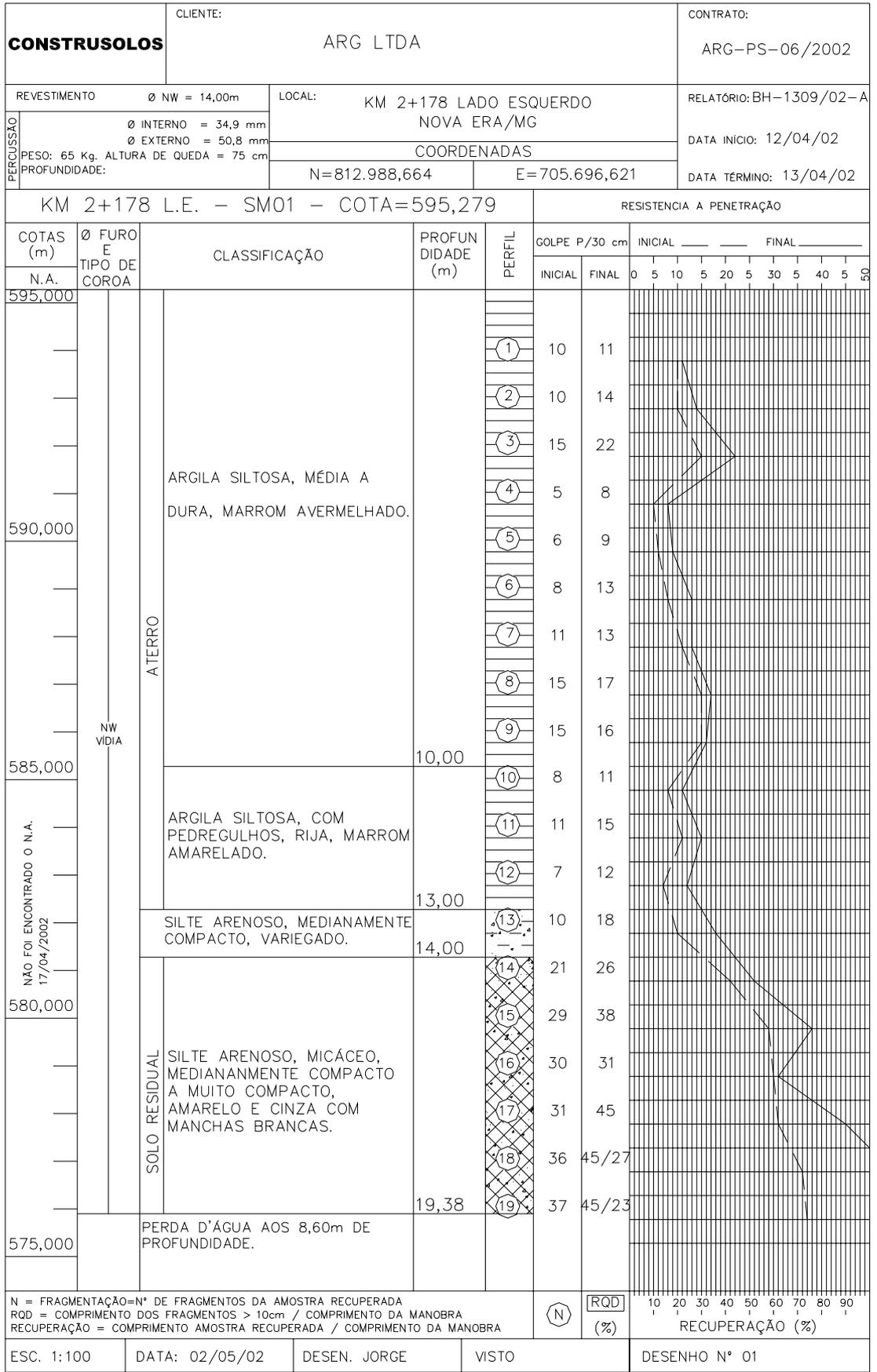


Figura 2.8 – Exemplo de perfil individual de sondagem

2.6.4. ALGUMAS APLICAÇÕES DO ENSAIO SPT

O ensaio SPT tem sido usado para muitas aplicações, desde a amostragem para identificação dos diferentes horizontes de solo, previsão da tensão admissível de fundações diretas em solos granulares, até correlações com outras propriedades geotécnicas.

A primeira aplicação atribuída ao SPT consiste na simples determinação do perfil do subsolo, como já exemplificado anteriormente, por meio da comparação das amostras obtidas no amostrador padrão com as medidas de resistência à penetração. O sistema de classificação apresentado na Tabela 2.3, amplamente utilizado no Brasil e recomendado pela NBR 7250/1982, é baseado em medidas de resistência à penetração.

Tabela 2.3 – Classificação de solos (NBR 7250/1982)

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areia e silte arenoso	< 4	Fofa
	5-8	Pouco compacta
	9-18	Medianamente compacta
	19-40	Compacta
	>40	Muito Compacta
Argila e silte argiloso	< 2	Muito mole
	3-5	Mole
	6-10	Média
	11-19	Rija
	>19	Dura

O SPT pode também ser utilizado na prática da engenharia para obtenção de parâmetros a serem adotados na análise de problemas geotécnicos (fundações, obras de contenção, barragens, etc.). Várias são as correlações existentes, mas lembrando-se sempre das limitações da sua utilização:

- Densidade relativa de solos granulares (Gibbs e Holtz, 1957 *apud* Schnaid, 2000):

$$D_r = \left(\frac{N_{SPT}}{0,23\sigma'_{vo} + 16} \right)^{1/2}$$

Onde:

D_r : densidade relativa;

σ'_{vo} : tensão efetiva de repouso, em kPa;

N_{SPT} : número de golpes obtido no ensaio SPT;

- Ângulo de atrito; várias são as correlações para a previsão do ângulo de atrito dos solos a partir dos ensaios SPT, dentre elas:

- de Mello (1971) *apud* Schnaid (2000):

$$(1,49 - D_r).tan\phi' = 0,712$$

Onde:

ϕ' : ângulo de atrito efetivo do solo;

- Godoy (1983) *apud* Cintra et al. (2003):

$$\phi' = 28^\circ + 0,4N$$

- Teixeira (1996) *apud* Cintra et al. (2003):

$$\phi' = \sqrt{20N} + 15$$

- Peso específico de solos argilosos (Godoy, 1972 *apud* Cintra et al, 2003):

Tabela 2.4 – Peso específico de solos argilosos

N (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

- Peso específico de solos arenosos (Godoy, 1972 *apud* Cintra et al, 2003):

Tabela 2.5 – Peso específico de solos arenosos

N (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m ³)		
		Seca	Úmida	Saturada
≤ 5	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouco compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito Compacta	18	20	21

- Coesão de argilas (Alonso, 1983):

Tabela 2.6 – Coesão de argilas

N (golpes)	Consistência	Coesão (kPa)
< 2	Muito mole	< 10
2 - 4	Mole	10 - 25
4 - 8	Média	25 - 50
8 - 15	Rija	50 - 100
15 - 30	Muito Rija	100 - 200
>30	Dura	> 200

- Módulo de elasticidade dos solos (Stroud, 1989 *apud* Schnaid, 2000):

$$\frac{E}{N_{60}} = 1 \text{ a } 2 \text{ (MPa)}$$

Onde:

E : módulo de elasticidade para solos normalmente adensados;

N_{60} : número de golpes com correção da energia de cravação, considerando-se que seja transmitida ao amostrador 60% da energia teórica produzida pelo impacto do martelo.

- Resistência não-drenada de argilas pré-adensadas (Stroud, 1989 *apud* Schnaid, 2000):

$$\frac{S_u}{N} = 4 \text{ a } 6 \text{ (MPa)}$$

Onde:

S_u : resistência não drenada das argilas pré-adensadas, embora este autor não recomenda a utilização de correlações para solos moles;

- Coeficiente de variação volumétrica de solos pré-adensados (Stroud e Butler, 1975 *apud* Schnaid, 2000);

$$m_v = 450.N_{60} \text{ (m}^2\text{/MN)}$$

Onde:

m_v : coeficiente de variação volumétrica;

- Módulo de elasticidade não-drenado de solos pré-adensados (Stroud e Butler, 1975 *apud* Schnaid, 2000);

$$\frac{E_u}{N} = 1 \text{ (MPa)}$$

Onde:

E_u : módulo de elasticidade não-drenado.

- Resistência à compressão de rochas brandas:

$$\sigma_c = 10 N_{60} \text{ (kPa)}$$

Onde:

σ_c : resistência à compressão para rochas brandas.

Várias são as correlações empregadas na previsão das tensões e recalques admissíveis em fundações diretas, cálculo de capacidade de carga em fundações profundas, etc. Estas correlações serão apresentadas posteriormente nos tópicos específicos. Vale salientar que o uso de qualquer correlação para a estimativa de parâmetros geotécnicos deve ser condicionada a situações semelhantes às que as mesmas foram obtidas.

2.7. SONDAGEM ROTATIVA

Consiste no uso de um conjunto moto-mecanizado projetado para a obtenção de amostras contínuas de materiais rochosos através de ação perfurante dada por forças de penetração e rotação. São normalmente empregadas quando a sondagem de simples reconhecimento atinge estrato rochoso, matações ou solos impenetráveis à percussão.

Os principais objetivos de uma sondagem rotativa é a obtenção de amostras, conhecidas como testemunhos de sondagem, e a abertura de furos para a realização de ensaios de outros ensaios (perda d'água, etc.).

Tabela 2.7 – Diâmetro das perfurações rotativas - nomenclatura

Nomenclatura		Diâmetro	
Padrão Métrico	Padrão DCDMA	Furo (mm)	Testemunho (mm)
-	EX	37,71	21,46
-	AX	48,00	30,10
-	BX	59,94	42,04
-	NX	75,64	54,73
86 mm		86,02	72,00
	HX	99,23	76,20

2.7.1. DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO

O equipamento utilizado para a realização das rodagens rotativas, mostrado na Figura 2.9, é composto por:

- a) Sonda rotativa, de acionamento manual, mecânico ou hidráulico:
 - Motor diesel, gasolina ou elétrico;
 - Guincho;
 - Cabeçote de perfuração;
- b) Hastes: tubos de 1,5 a 6,0 metros de comprimento ligados por niples, usados para transmitir movimentos de rotação e perfuração à ferramenta de corte e conduzir água para a refrigeração e limpeza do furo;
- c) Barriletes: tubos destinados a receber o testemunho, podendo ser dos seguintes tipos:
 - Simples: o testemunho é sujeito à ação erosiva do fluido de circulação, empregado em rochas brandas de excelente qualidade;
 - Duplo-rígido: constituídos por dois tubos com mesmo sentido de rotação, entre os quais circula o fluido, empregado em rochas de boa qualidade;
 - Duplo-livre: o tubo interno é estacionário, sendo empregado quando se pretende recuperar o material de enchimento das discontinuidades das rochas;
 - Tubo interno removível: o tubo interno é retirado de dentro da coluna de perfuração, permitindo alta recuperação do material perfurado;
- d) Coroa: elementos de corte constituídos por:
 - Matriz: elemento de fixação dos diamantes;
 - Corpo: ligação da coroa com os elementos superiores;
 - Saídas d'água: espaço para saída da água de refrigeração;
 - Diamantes industriais: cravados ou impregnados;
- e) Revestimentos: para estabilização dos furos, quando necessário;
- f) Sistema de circulação de água: formado por conjunto motor-bomba, tanque e mangueiras, destinado à refrigeração da coroa, expulsão dos detritos e adicional estabilização das paredes por pressão hidrostática;
- g) Caixas de testemunhos.

O RQD, apresentado em muitos perfis de sondagem como “recuperação”, permite a avaliação da qualidade da rocha, conforme apresentado na Tabela 2.8. As sondagens rotativas podem também ser realizadas como continuação das sondagens a percussão, quando nestas for atingido o impenetrável, sendo neste caso apresentado no perfil geotécnico do furo, além do número de golpes a percussão, o RQD, ou recuperação, e a descrição da rocha. Neste caso, a sondagem é dita mista e o perfil geotécnico é apresentado conforme mostrado na Figura 2.10.

Tabela 2.8 – Classificação da qualidade das rochas

RQD (%)	Qualidade do maciço rochoso
0 – 25	Muito fraco
25 – 50	Fraco
50 – 75	Regular
75 – 90	Bom
90 – 100	Excelente

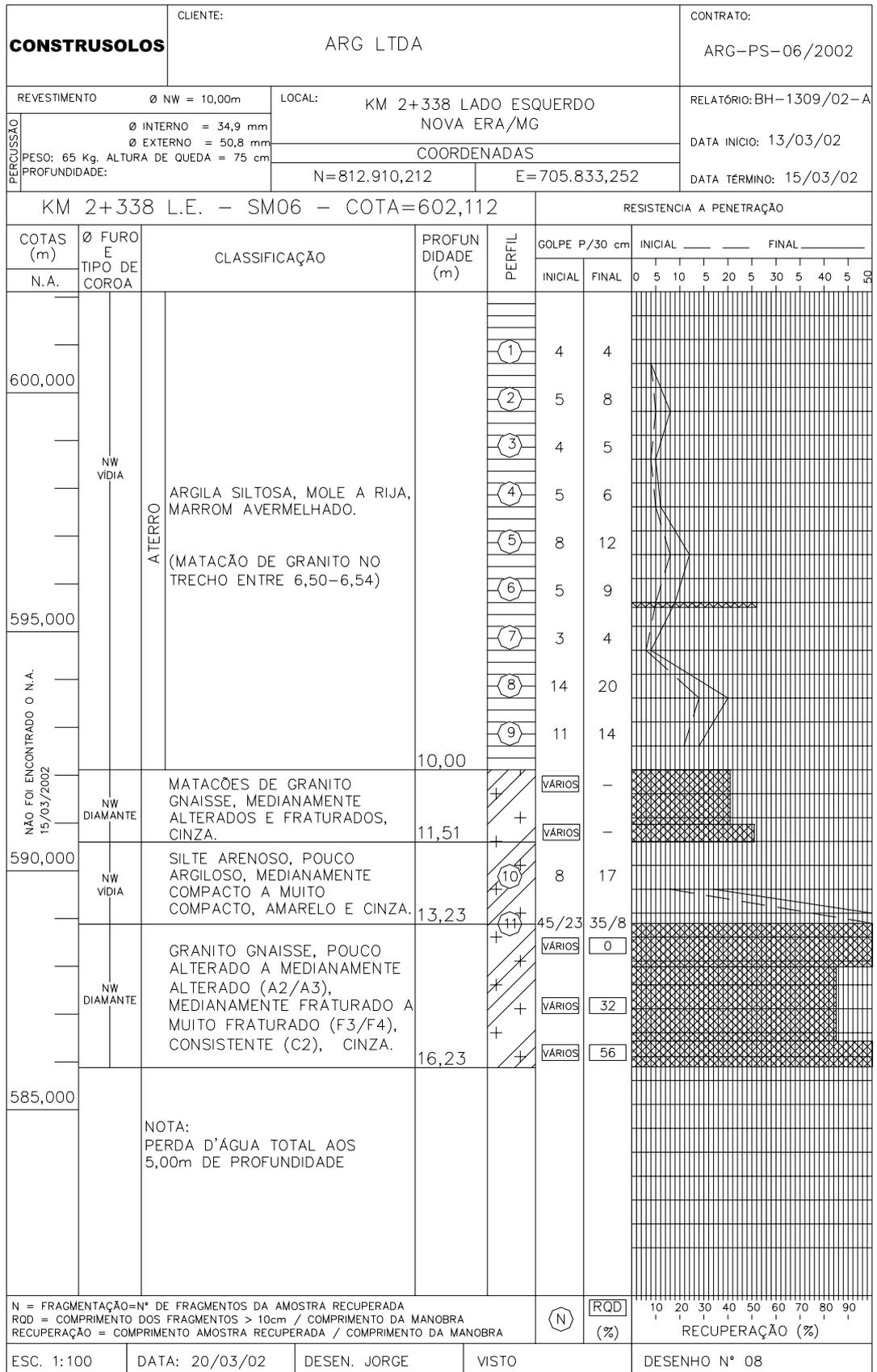


Figura 2.10 – Furo de sondagem mista

2.8. ENSAIO DE CONE (CPT) E PIEZOCONE (CPT-U)

Os ensaios de cone e piezocone (cone com medição de poro-pressões) vêm se caracterizando internacionalmente como uma das mais poderosas ferramentas de prospecção geotécnica. Os resultados obtidos no ensaio podem ser utilizados para a determinação da estratigrafia do subsolo, das propriedades geomecânicas dos seus materiais constituintes, e para a previsão da capacidade de carga das fundações.

As primeiras referências à utilização do ensaio de cone remontam à década de 1930 na Holanda, sendo no Brasil utilizado desde a década de 1950. Dentre as principais vantagens do ensaio pode-se citar:

- Registro contínuo da resistência à penetração;
- Descrição detalhada da estratigrafia do subsolo;
- Obtenção de parâmetros de projeto;
- Eliminação de qualquer influência do operador nas medidas realizadas no ensaio.

De uma forma geral, os equipamentos para a realização do ensaio de cone podem ser divididos em três categorias, em função da metodologia empregada e dos esforços medidos, sendo eles:

- Cone mecânico: a medida dos esforços de cravação é feita na superfície do terreno;
- Cone elétrico: a medida dos esforços de cravação é feita diretamente na ponteira por meio do emprego de células de carga elétricas;
- Piezocone: além das medidas realizadas no ensaio de cone, permite a monitoração contínua das poro-pressões (u) durante o processo de cravação.

2.8.1. DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO

Os equipamentos necessários para a realização do ensaio de cone, ou piezocone são:

- Dispositivo de cravação, que pode ser manual (Figura 2.11), ou mecânico (Figura 2.12);
- Elementos de sondagem: tubos, hastes e o cone;
- Cone: dispositivo composto de duas partes, uma ponta cônica com ângulo de vértice de 60° , ligada a uma luva com seção transversal de 10 cm^2 , apresentando o seu material constituinte uma rugosidade máxima de $0,001 \text{ mm}$ (Figura 2.13);
- Dispositivos para medição dos esforços: manômetros, piezômetros (CPT-U), anéis dinamométricos, células de carga, etc.;

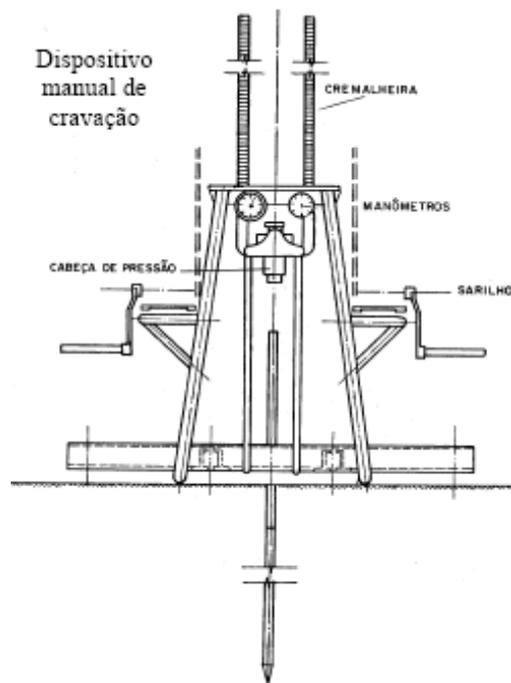


Figura 2.11 – Equipamento para cravação manual no ensaio de cone



Figura 2.12 – Equipamento de cravação mecânico para o ensaio de cone



Figura 2.13 - Cone

2.8.2. REALIZAÇÃO DO ENSAIO E APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

O ensaio de cone é atualmente normalizado por várias instituições, como por exemplo, pela ASTM (1979), pela ISSMFE (1977, 1989) e também pela ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) no Método Brasileiro MB-3406/1991.

O princípio do ensaio é bastante simples, consistindo na cravação no terreno da ponteira cônica (60° de ápice) a uma velocidade constante de 20 mm/s. As medidas realizadas durante a cravação da ponteira são:

- Resistência de ponta (q_c);
- Resistência lateral (f_s);
- Poro-pressões geradas (u), no caso de piezocone.

A vantagem da utilização do piezocone consiste na possibilidade de correção da resistência total mobilizada durante o processo de cravação a partir do conhecimento das poro-pressões geradas.

Os resultados dos ensaios de cone são apresentados conforme mostrado na Figura 2.14, onde as medidas de q_c , f_s , e o valor de R_f são apresentados em função da profundidade. O parâmetro R_f , denominado de razão de atrito, é calculado por meio da seguinte expressão:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c}$$

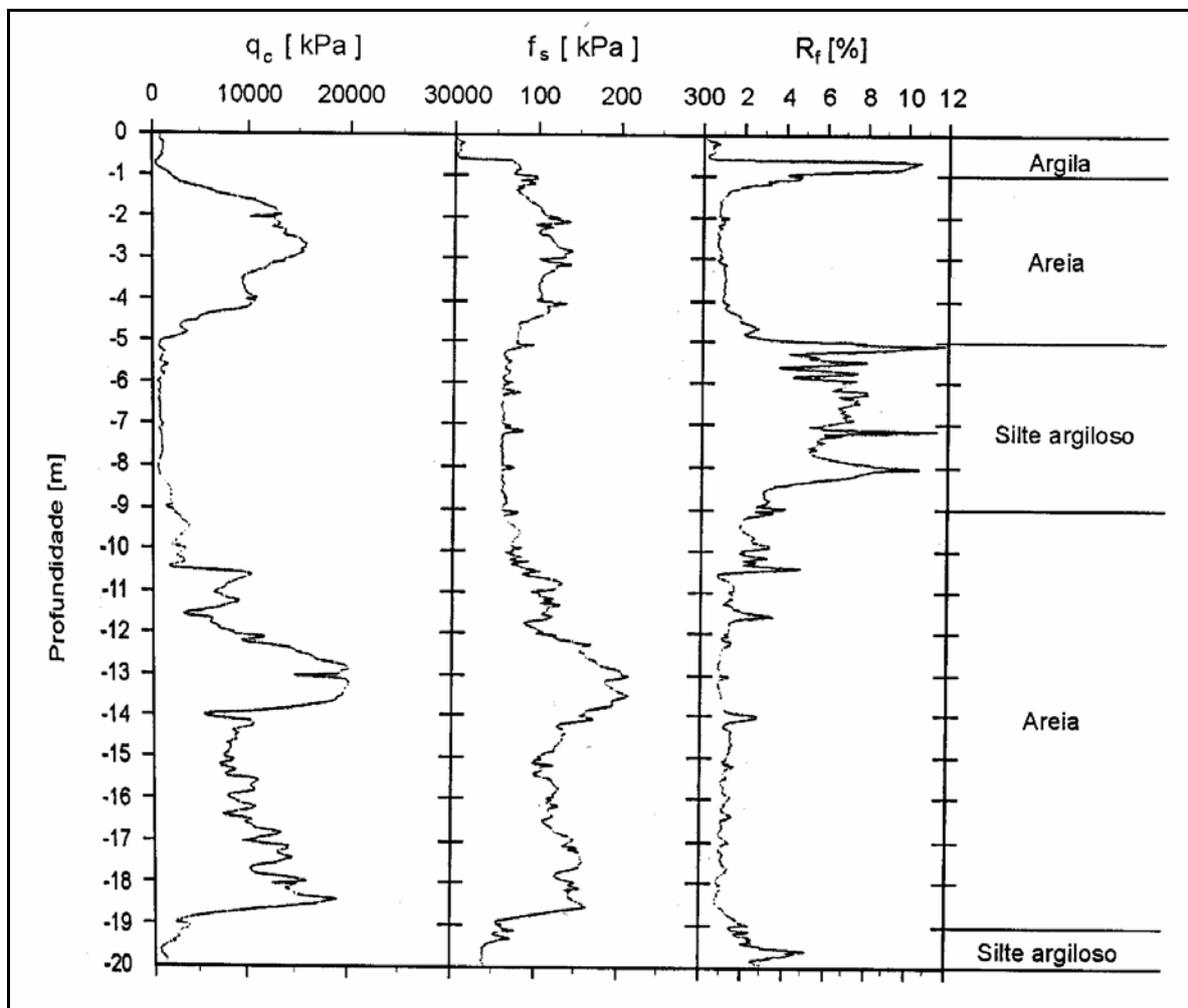


Figura 2.14 – Resultados típicos obtidos no ensaio de cone

2.8.3. APLICAÇÃO DOS RESULTADOS

Várias são as aplicações dos resultados obtidos no ensaio de cone, dentre eles:

- Determinação da estratigrafia do subsolo (Begeman, 1965 *apud* Schnaid, 2000):

Tabela 2.9 – Classificação dos solos por meio do ensaio de cone (Begeman, 1965)

Tipo de solo	R_f
Areia fina a grossa	1,2 – 1,6
Areia siltosa	1,6 – 2,2
Areia silto-argilosa	2,2 – 4,0
Argila	> 4,0

- Resistência ao cisalhamento não-drenada de argilas (S_u):

$$S_u = \frac{q_t - \sigma'_{vo}}{N_{kt}}$$

Onde:

σ'_{vo} : tensão efetiva do solo no repouso;

N_{kt} : fator de capacidade de carga, obtido através de simples aplicação das teorias de equilíbrio limite.

- Determinação da tensão de pré-adensamento de argilas (Chen e Mayne, 1996 *apud* Schnaid, 2000):

$$\sigma'_{vm} = 0,53(q_t - u_2)$$

Onde:

σ'_{vm} : tensão de pré-adensamento;

- Coeficiente de empuxo no repouso de argilas (k_0):
 - Mayne e Kulhawy (1982) *apud* Schnaid (2000):

$$k_0 = (1 - \text{sen } \phi') \left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right)^{\text{sen } \phi'}$$

Onde:

ϕ' : ângulo de atrito efetivo;

- Mayne e Kulhawy (1990) *apud* Schnaid (2000):

$$k_0 = 0,1 \frac{q_t - \sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

σ'_{v0} : tensão efetiva do solo no repouso;

σ_{v0} : tensão total do solo no repouso;

- Densidade relativa em areias:

$$D_r = -98 + 66 \cdot \log_{10} \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0}}} \right)$$

- Módulo de deformabilidade para 25% da tensão desviadora máxima em areias (Baldi et al., 1981 *apud* Schnaid, 2000):

$$E_{25} = 1,5 q_c$$

2.9. ENSAIO DE PALHETA – VANE TEST

O ensaio de palheta é tradicionalmente empregado na determinação da resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u) de depósitos de argilas moles, assumindo a hipótese de ruptura cilíndrica do solo durante a realização do ensaio. Foi desenvolvido na Suécia, em 1919, por John Olsson, sendo introduzido no Brasil em 1949 pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT) e Geotécnica S.A. do Rio de Janeiro. Em 1989, o ensaio foi normalizado pela ABNT como NBR 10905 – Ensaio de Palheta *in situ*.

2.9.1. DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO

O ensaio utiliza uma palheta de seção cruciforme, que cravada em argilas saturadas, de consistência mole a rija, é submetida ao torque necessário para cisalhar o solo por rotação, em condições não-drenadas. Desta forma, pode-se observar que é necessário o conhecimento prévio do solo onde será realizado o ensaio, não só para avaliar a sua aplicabilidade, como par posterior interpretação dos resultados obtidos.

Detalhes do equipamento são ilustrados na Figura 2.15, e as principais características e procedimentos de ensaios são descritos a seguir:

- a) A palheta é constituída de 4 aletas (Figura 2.16), fabricadas em aço de alta resistência, com diâmetro de 65 mm e altura de 130 mm, admitindo-se palhetas menores quando o ensaio for realizado em argilas rijas;
- b) A haste a ser empregada deve ser capaz de suportar os torques aplicados, tendo também como objetivo levar a palheta até o local de ensaio na profundidade desejada. É normalmente protegida por tubo, que é mantido estacionário durante a realização do ensaio, devendo ser preenchido com graxa o espaço anelar entre a haste e o tubo de proteção, para se evitar ingresso de solo e reduzir eventuais atritos mecânicos;
- c) Equipamento de aplicação e medição do torque, projetado para imprimir uma rotação ao conjunto haste-palheta de $(6 \pm 0,6) \text{ %/min}$, constituído por um mecanismo de coroa e pinhão acionado por manivela, conforme ilustrado na Figura 2.17.

Os problemas associados a atritos internos no equipamento podem ser eliminados com o uso de uma palheta instrumentada eletricamente, com uma célula de torque próxima à palheta.

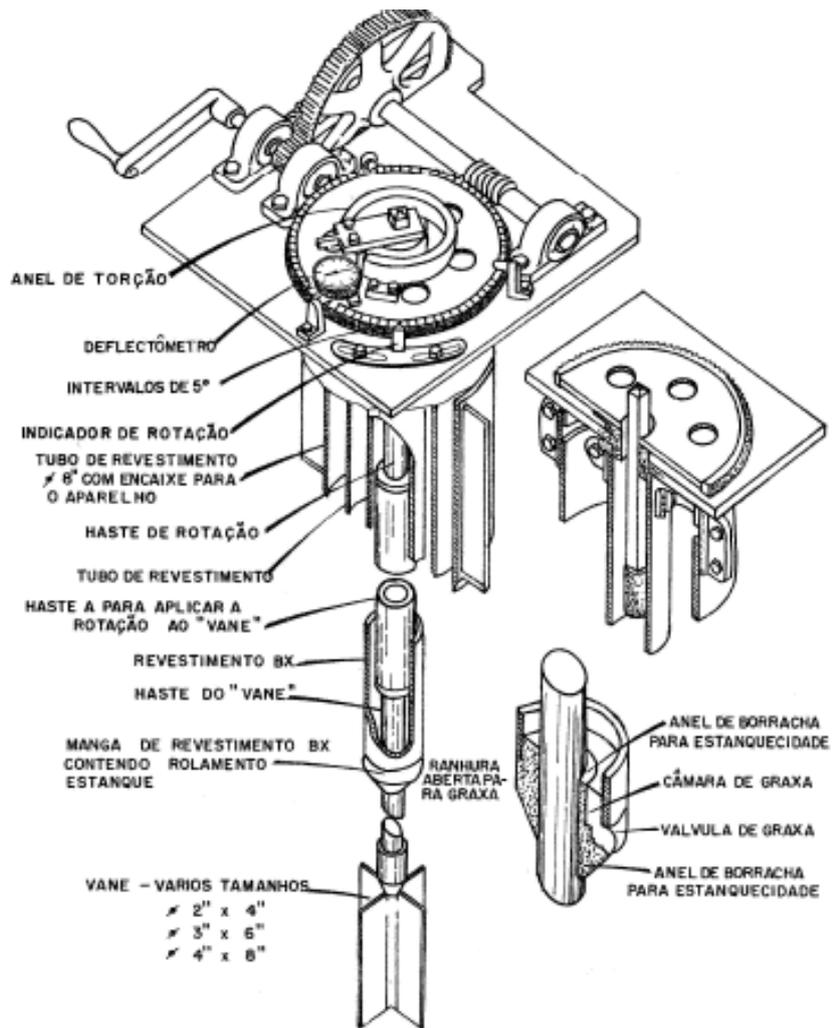


Figura 2.15 – Equipamento para realização do ensaio de palheta



Figura 2.16 – Palhetas empregadas no ensaio



(a) Manual



(b) Automático

Figura 2.17 – Aplicação e medição do torque

2.9.2. REALIZAÇÃO DO ENSAIO E APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

O ensaio de palheta pode ser realizado de duas formas diferentes:

- a) Ensaio tipo A – sem perfuração prévia: apresentam resultados de melhor qualidade, sendo utilizados em solos de baixa consistência, onde é possível sua cravação estática a partir do nível do terreno;
- b) Ensaio tipo B – com perfuração prévia: realizados em escavações previamente realizadas, e em geral, revestidas, sendo mais susceptíveis de erros devido a atritos mecânicos e translação da palheta.

A realização do ensaio é feita com a introdução da palheta no interior do solo, na profundidade de ensaio, sendo então feita a aplicação e medição do torque. O tempo máximo permitido entre a colocação da palheta no furo e o início de sua rotação é de 5 minutos. Para determinar a resistência amolgada imediatamente após a aplicação do torque máximo são realizadas dez revoluções completas da palheta e refeito o ensaio.

A resistência não drenada obtida a partir do torque medido é calculada como:

$$S_u = \frac{0,86T_{MÁX}}{\pi D^3}$$

Onde:

$T_{MÁX}$: máximo torque aplicado;

D: diâmetro da palheta.

Os resultados obtidos no ensaio de palheta realizados em várias profundidades podem ser apresentados em um perfil, conforme apresentado na Figura 2.18.

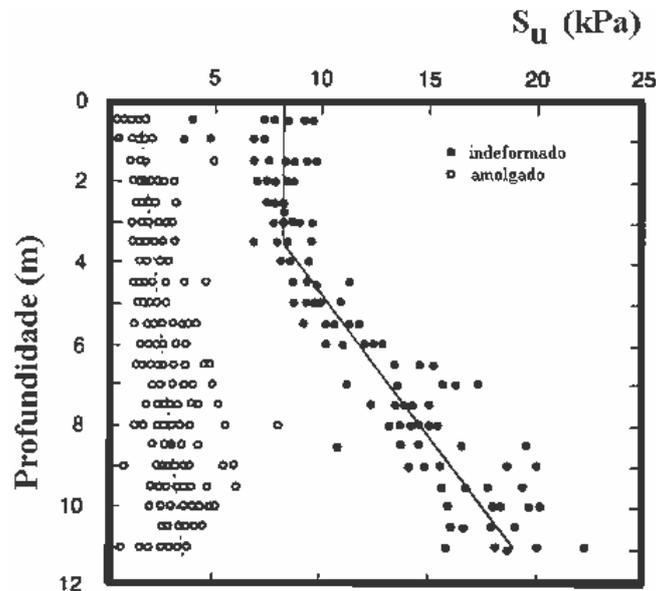


Figura 2.18 – Resultados do ensaio de palheta

2.10. EXERCÍCIOS

1. Elabore uma tabela que indique o número de sondagens a serem realizadas em uma determinada construção, em função da área de projeção horizontal desta construção, para valores da área entre 100 m² e 2600 m².
2. Considere os furos SM-01 e SM-02 apresentados no Anexo 1. Esboce o perfil geotécnico da região entre estes dois furos, e estime a coesão, ângulo de atrito e o peso específico das camadas existentes.
3. Para uma determinada obra foram realizados dois grupos de furos de sondagem, apresentados no Anexo 1:
 Primeiro grupo: furos SM-01 a SM-07;
 Segundo grupo: furos SM-08 a SM 13.
4. Escolha um dos grupos e esboce, em papel milimetrado o perfil geotécnico do terreno, indicando as suas camadas, e estime os seus valores de coesão, ângulo de atrito e peso específico.