

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

AMOSTRAGEM E RECONHECIMENTO
DO SUBSOLO

João Baptista Nogueira

SAO CARLOS

— 1977 —

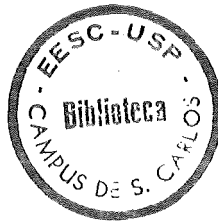
DEDALUS - Acervo - EESC



31100106664

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
/ ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

AMOSTRAGEM E RECONHECIMENTO DO SUB-SOLO



JOÃO BAPTISTA NOGUEIRA
Prof.Assist.Dr. do Depar
tamento de Geotecnia

São Carlos
-1977-

SUMÁRIO

1 - INTRODUÇÃO	1
2 - TIPOS DE AMOSTRAS	5
3 - AMOSTRAS INDEFORMADAS	8
3.1 - Amostra em Bloco	8
3.2 - Amostrador Shelby	10
3.3 - Amostrador de Pistão	14
3.3.1 - Amostrador de Pistão Fixo	15
3.3.2 - Amostrador de Pistão Retrãctil	17
3.3.3 - Amostrador de Pistão Livre	18
3.4 - Amostrador Sueco	19
3.5 - Amostrador Denison	19
3.6 - Outros Tipos de Amostradores	21
3.7 - Forma de Cravação	22
3.7.1 - Utilização de Macaco Hidráulico	23
3.7.2 - Utilização de Talha	23
3.7.3 - Utilização de Explosivo	24
3.8 - Cuidados a serem tomados com a amostra	25
3.9 - Dimensionamento de Amostras	31
4 - RECONHECIMENTO DO SUB-SOLO	35
4.1 - Introdução	35
4.2 - Requisitos Técnicos Míminos	37
4.3 - Sondagem a Percussão	38
4.3.1 - Perfuração	38
4.3.2 - Amostragem	39
4.3.3 - Ensaio de Penetração	43
4.3.4 - Observação do Nível d'Água	43
4.3.5 - Identificação e Classificação do Solo	44

4.3.6 - Relatório de Sondagem	45
4.3.7 - Fatores que Influenciam o Índice de Resistência à Penetração	47
4.3.8 - Programação dos Trabalhos de Investigação	50
5 - ENSAIOS "IN SITU"	55
5.1 - Introdução	55
5.2 - Ensaio com Penetrômetros	55
5.2.1 - Penetrômetros Dinâmicos	56
5.2.2 - Penetrômetros Estáticos	59
Penetrômetro de Terzaghi	59
Penetrômetro Holandês	60
Penetrômetro Meurisse	62
Penetrômetro Jangot-Bonneton	64
Penetrômetro I.T.G.	65
Penetrômetro Sueco	66
5.3 - Observações Finais	68
5.4 - Ensaio de Palheta (Vane Test)	70
5.5 - Prova de Carga sobre Placa	74
6 - BIBLIOGRAFIA	80

1 - INTRODUÇÃO

A determinação dos parâmetros de um solo, depende fundamentalmente da qualidade da amostra retirada, pois, por mais sofisticados que se tornem os ensaios de laboratório, os resultados somente serão válidos se obtidos sobre amostra representativa do mesmo.

Para isto, é necessário que a amostra retirada além de representar estatisticamente o solo da região, deve guardar as características de estrutura, umidade e composição química do solo "in situ", para amostras indeformadas e de textura e constituição mineral, para as amostras deformadas.

Existem diferentes processos de amostragem que serão descritos nos itens seguintes, sendo porém os mais comuns entre nós, a retirada de amostras deformadas através de sondagens a trado ou a percussão, e de amostras indeformadas, através de blocos de solo.

Amostragem será entendida como o ato de retirada de uma amostra deformada ou indeformada, sem o conhecimento instantâneo de outros parâmetros do solo.

Por reconhecimento do sub-solo entender-se-á o conjunto de informações obtidas sobre cada camada, podendo ou não haver retirada de amostra.

As informações que um reconhecimento do sub-solo deve oferecer, de uma forma geral, são:

a) Descrição do solo de cada camada, incluindo compacidade (arenosos) ou consistência (argilosos); a cota do plano superior de cada camada, bem como sua espessura.

b) Cota de aparecimento do manto rochoso e caracterização do tipo de material encontrado, quanto ao estado de decomposição ou intemperização; espessura de cada camada.

c) A posição do nível d'água, ou dos níveis d'água e de artesianismos porventura existentes.

d) Propriedades do solo ou rocha "in situ", quanto a permeabilidade, compressibilidade, etc.

Para a obtenção deste conjunto de informações pode-se lançar mão de diversos processos de reconhecimento, que podem ser colocados em dois grandes grupos:

Indiretos, que são obtidos através de mapeamento geológico utilizando de processos geofísicos, fotografia aérea, mapas topográficos, etc.

Diretos, que podem ainda ser subdivididos em:

1. Reconhecimento de campo, compreendendo o exame "in situ" de solos naturais, em taludes de estradas, pedreiras, túneis ou poços.

2. Emprego de ferramentas especiais, denominadas penetrômetros.

3. Através de sondagens ou poços escavados para tal fim, com a retirada de amostras deformadas ou indeformadas.

4. Ensaios de campo, do tipo SPT e EPC, de realização simples e cujos resultados serão correlacionados com propriedades do solo.

5. Ensaios de campo, nos quais serão determinados parâmetros específicos do solo, tais como, ensaio de palheta (Vane Test), ensaio de permeabilidade, prova de carga sobre placas, CBR, etc.

Para que as informações desejadas cheguem em tempo hábil e a um custo compatível com a obra, é necessário que se estabeleça um programa de exploração, dividido em duas fases, cada uma delas atingindo um determinado objetivo.

Fases de exploração:

Exploração preliminar

Reconhecimento geral

Reconhecimento de áreas específicas

Acompanhamento durante construção

Nem todas as obras requerem estas quatro fases, sendo no entanto necessárias para obras de vulto (baragens, estradas, etc).

Em cada uma das fases se procura especificar os locais, os tipos, a profundidade da exploração na fase seguinte, isto em função do tipo de obra e das condições do solo.

Apenas como ordem de grandeza, se pode estimar que o custo das duas fases intermediárias de reconhecimento geral e de áreas específicas, deve estar entre 0,5 e 1,0% do custo estimado da construção. Para as fases extremas não há uma regra prática a ser observada, sabendo-se apenas que em condições normais o custo destas duas fases deve ser menor que as demais.

A seguir será descrito sucintamente o objetivo a ser atingido e cada fase:

Exploração preliminar

É uma fase não utilizada em obras que ocupam grandes áreas; não é necessária no reconhecimento do sub-solo para fundação de edifícios.

O objetivo nesta fase é coletar o maior número possível de dados existentes sobre o local da obra, constituindo-se principalmente de uma pesquisa bibliográfica.

Deve fornecer também alguns dados para um estudo inicial de viabilidade, programa de investigação nas fases seguintes, e para definições de projetos preliminares.

Reconhecimento geral

O objetivo principal desta fase é a obtenção de suficientes dados do local, para que possam ser localizadas as partes principais da obra, permitindo assim desenvolver o projeto, e a realização de um estudo de viabilidade técnico-econômica.

A profundidade e espessura das camadas de solo e rocha que serão afetados pela obra, devem ser de-

terminadas em detalhe, fornecendo inclusive amostras para realização de ensaios em laboratório.

Em obras de terra, deverão ser feitas nesta fase, pesquisas de áreas de empréstimo, com retirada de amostras para ensaios de laboratório.

Amostras indeformadas deverão ser retiradas do solo da fundação para ensaios.

Caso não existam mapas geológicos do local, estes devem ser preparados nesta fase.

Reconhecimento de áreas específicas

O objetivo principal desta fase, é o de complementar a pesquisa da fase anterior, em locais confiados, onde ficarão as estruturas principais da obra.

Se necessário deverão ser retiradas amostras indeformadas com diâmetros grandes, para ensaios especiais em laboratório.

Nesta fase serão preparadas as especificações de construção.

Acompanhamento durante a construção

O acompanhamento durante a construção, será para cada obra realizado diferentemente, de acordo com características próprias de cada obra, podendo em algum caso ser dispensado.

O objetivo desta fase será o de complementar ou conferir algum dado, ou mesmo o de avaliação do comportamento da mesma.

2 - TIPOS DE AMOSTRAS

Na mecânica dos solos, dois tipos de amostras são consideradas como representativa do solo "in situ".

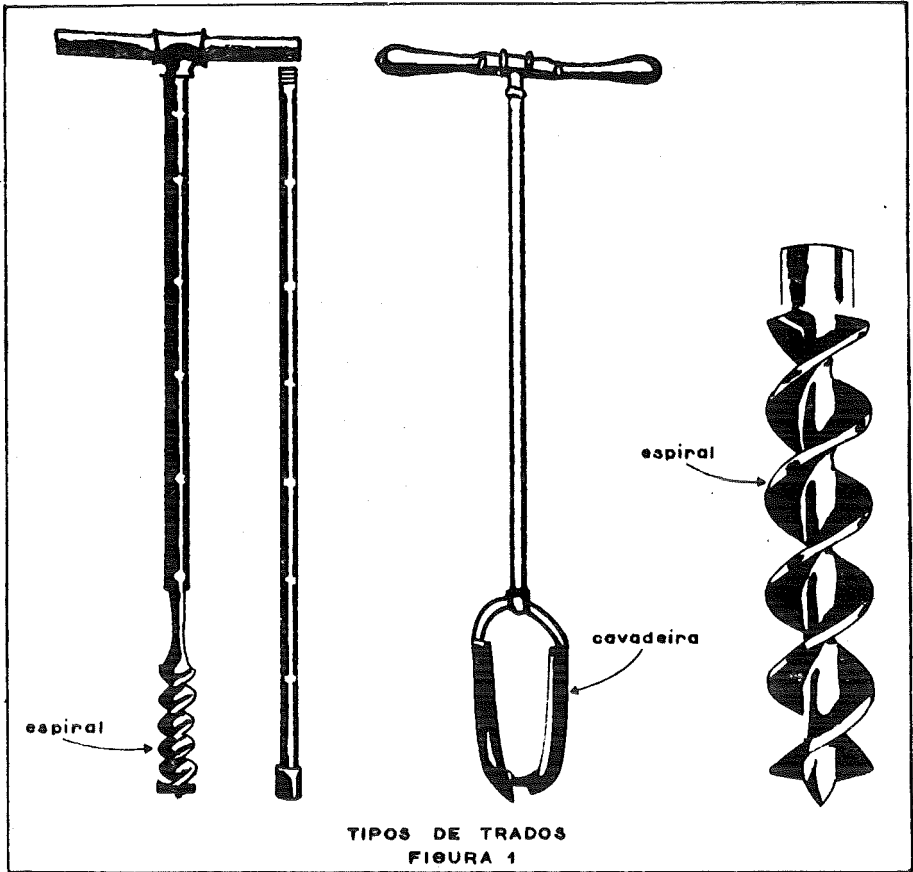
As amostras deformadas, também chamadas de amostras soltas, amostras "em saco", são representativas do solo amostrado quanto à textura, constituição mineral, porém não conservam a estrutura do solo "in situ", e nem sempre a umidade. Este tipo de amostra é utilizada em laboratório para a realização de ensaios de classificação (granulometria, massa específica dos sólidos, limites de consistência), ensaio de compactação e moldagem de corpos de prova com características próprias (grau de compactação, umidade) utilizados em ensaios de resistência ao cisalhamento, compressibilidade e permeabilidade.

A retirada de uma amostra deformada não exige equipamentos especiais ou sofisticados, podendo ser recolhida com pás, enxadas, no fundo de um poço, no talude de um corte, ou superficialmente. Pode-se ainda retirar uma amostra deformada através de trados, do tipo cavadeira ou espiral, conforme mostrado na Figura 1.

Na retirada de uma amostra deformada, com utilização de trados, o trado cavadeira é utilizado para profundidades até 6 metros, ou até que o furo necessite de revestimento. A partir desta cota passa-se a utilizar um trado espiral.

Para profundidades maiores, onde o trabalho com trado se torna difícil, ou abaixo do nível d'água onde se torna ineficaz, o solo poderá ser amostrado utilizando-se o barrilete do equipamento de sondagem a percussão, ou simplesmente utilizando o sistema de perfuração com circulação d'água.

Os cuidados exigidos na retirada deste tipo de amostra, é para que não contenha matéria orgânica, desde que esta não faça parte integrante da composição do solo, bem como seja representativa da camada ou da região em estudo. Recomenda-se que quando a amostragem for de



camada superficial, a amostra deve ser retirada pelo menos vinte centímetros abaixo da superfície do terreno, e antes de qualquer ensaio deverá ser peneirada para separação de raízes.

A amostra indeformada é aquela que conserva as características do solo "in situ", quanto a estrutura, umidade, constituintes mineralógicos e composição química.

Para que os requisitos essenciais de uma amostra indeformada possam ser mantidos, a sua retirada exige equipamentos especiais, denominados amostradores de parede fina, bem como o acondicionamento e transporte das mesmas exige cuidados especiais.

Estes amostradores e os cuidados serão descritos em itens posteriores.

Uma amostra indeformada pode ser retirada, no furo de uma sondagem a percussão, utilizando-se de amostradores, ou no fundo de um poço, cortando-se manualmente a amostra.

Quanto à forma, elas podem ser cilíndricas (quando retiradas por amostrador) ou cúbicas (quando retiradas no fundo de um poço).

A amostra indeformada é utilizada em laboratório para se determinar os índices físicos, parâmetros de resistência ao cisalhamento, de compressibilidade e permeabilidade do solo em suas condições naturais, bem como para ensaios de classificação.

No item seguinte serão descritos os processos utilizados na retirada de uma amostra indeformada.

3 - AMOSTRAS INDEFORMADAS

3.1 - Amostra em Bloco

A amostra retirada manualmente no fundo de um poço, é também chamada de amostra em bloco.

A obtenção de uma amostra indeformada em bloco requer uma série de cuidados durante as fases de talhagem, de impermeabilização, de acondicionamento, e de transporte, bem como na manutenção e utilização da mesma em laboratório quando da talhagem dos corpos de prova para ensaio, a fim de que se mantenha preservadas as características do solo natural.

Em uma obra se procura utilizar qualquer escavação para a retirada de um bloco, sempre na cota que se deseja conhecer as propriedades do solo.

Em solos pouco coesivos, os taludes se tornam instáveis, necessitando escorar as paredes do poço. Na Figura 2, está indicado um tipo de escoramento utilizado neste caso.

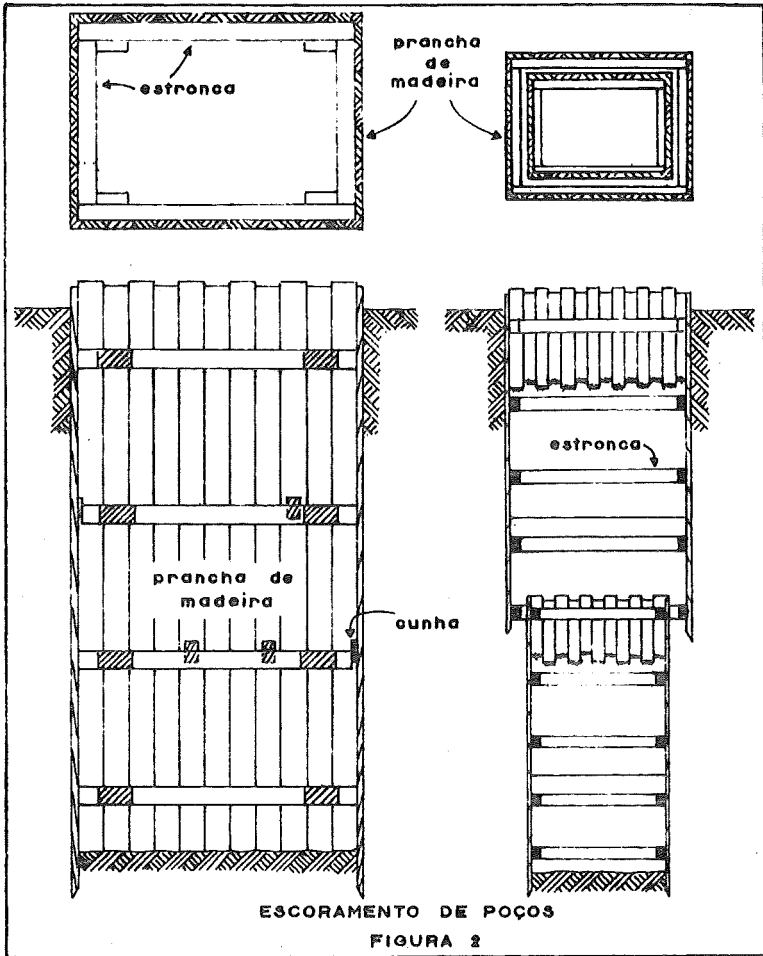
A retirada de um bloco deverá ser orientada pelas instruções relatadas a seguir, e mostrada na sequência da Figura 3:

- quando a retirada for no fundo de um poço, parar a escavação do mesmo pelo menos dez centímetros acima da cota desejada, (Figura 3.a)

- ao técnico caberá analisar a superfície do terreno deixando-a pelo menos 3 cm acima da cota desejada, para posterior acerto, (Figura 3.b)

- preparado o terreno, a forma deverá ser colocada sobre o mesmo, e a seguir iniciado o processo de talhagem do bloco, conforme indicado na Figura 3.c. O terreno será cortado em torno do bloco ao mesmo tempo que a forma vai descendo. Não deverá haver uma folga muito grande entre bloco e forma, nem esta deve cortar partes do bloco.

- a seguir a parte superior do bloco, deve ser retirada, deixando-o na cota certa. Deverá ser colocada



ESCORAMENTO DE POÇOS

FIGURA 2

da uma camada de parafina, com espessura de 3mm, não muito quente. A parafina deverá ser colocada com pincel e será considerada como temperatura boa, quando logo após a passagem do pincel esta se tornar branca e dura (Figura 3.d).

- a seguir deve-se separar o bloco do solo natural, como mostrado na Figura 3.e. Terminada esta fase a parte inferior do bloco deverá também receber parafina com o mesmo cuidado realizado no topo do bloco. Os cuidados a serem tomados com um bloco serão descritos no item 3.8.

O processo para retirada de bloco em parede de poço ou em talude segue essencialmente o descrito anteriormente.

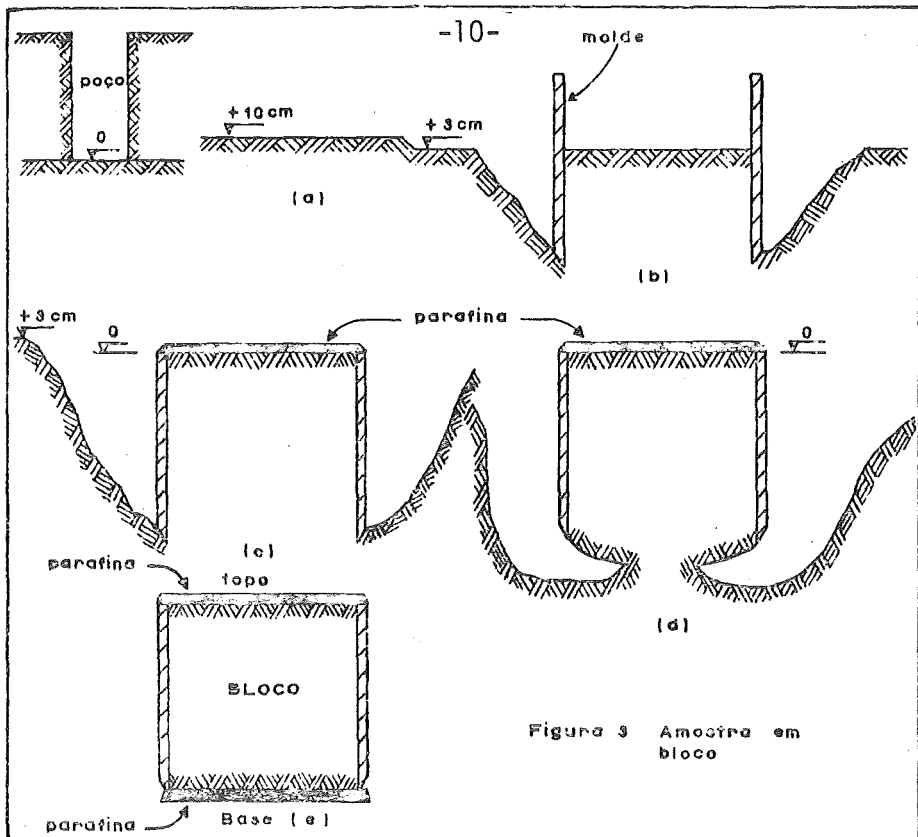


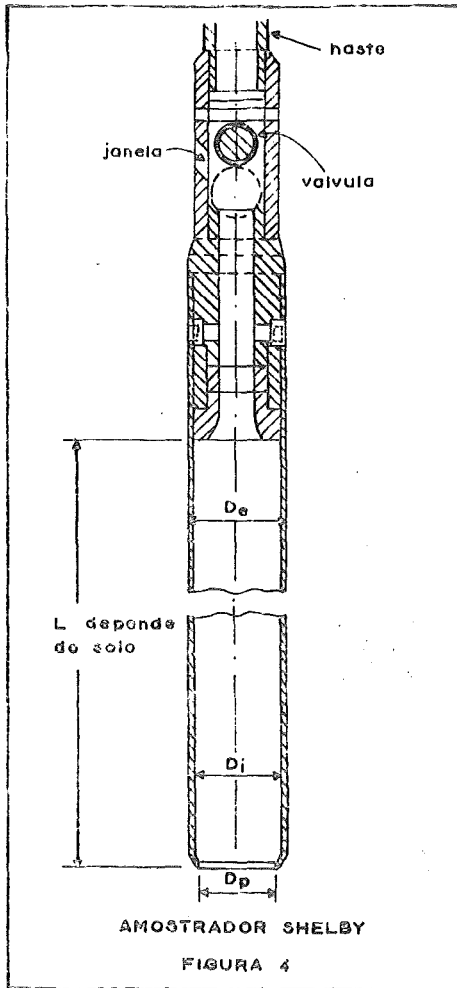
Figura 3 Amostra em bloco

A amostra em bloco é a que mais se aproxima da realidade, e portanto a mais representativa do solo natural.

Alguns solos arenosos, não permitem que se retire uma amostra em bloco, o mesmo acontecendo com solos que estão abaixo do nível d'água, onde a retirada seria muito cara. Para esta amostragem se utilizam os chamados amostradores de parede fina, que serão descritos a seguir.

3.2 - Amostrador Shelby

O amostrador Shelby (Figura 4) é constituído essencialmente por um tubo de parede fina, de aço duro sem costura, e resistente. O nome "Shelby" é a marca comercial do tubo inicialmente utilizado na construção do amostrador, e permanecendo como seu nome. O latão tam



bem pode ser utilizado na construção de um Shelby, apresentando a vantagem de não enferrujar, porém sendo menos resistente que o aço.

O "Shelby" foi introduzido por H. A. Mohr em 1936, nos Estados Unidos, com tubo de 50,8 mm de diâmetro externo, para ser utilizado dentro de um furo de sonda gem a percussão com tubo de revestimento de 63,5 mm de diâmetro.

A fim de minimizar a perturbação estrutural do solo, durante a cravação do amostrador, este deverá ter uma parede fina, sem que com isto venha a ter problema de flambagem ou amassamento.

Para isto o amostrador deverá ter uma espessura de parede que será calculada através de uma relação entre os diâmetros externo e interno, relação esta, denominada de "Relação de Áreas", e representada por

$$R_a = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2}$$

devendo ser inferior a 10%.

Durante a cravação do amostrador, com a entrada da amostra no tubo, se cria um atrito entre parede-amostra, que cresce com o comprimento da amostra; este atrito pode se tornar tão grande e afetar a estrutura do

solo, provocando um encurtamento da amostra.

Porém na retirada do amostrador este atrito interno é benéfico, pois segura a amostra dentro do mesmo.

Para tornar o atrito interno o mínimo compatível com a segurança, se constrói o amostrador com um diâmetro de ponta menor do que o diâmetro interno, permitindo-se uma expansão do solo. A relação entre diâmetro de ponta e interno, denomina-se Folga Interna, sendo representada por

$$F_i = \frac{D_i - D_p}{D_p}$$

devendo estar compreendida entre 1 a 3%.

Uma folga interna maior diminuiria o atrito interno, possibilitando retirada de amostra de comprimento maior, aumentando porém o risco de perda da amostra durante a retirada do amostrador.

O comprimento da amostra depende do tipo de solo, e do diâmetro da mesma; para amostradores com diâmetro entre 50,8 e 76,2 mm o comprimento da amostra retirada, deverá estar no intervalo:

- solos arenosos fofos a densos: $242 < L < 726$ mm
- solos argilosos moles a rijos: $484 < L < 1452$ mm

Para amostrador com diâmetro maior, deve ser esperada amostra com comprimento menor.

O comprimento L da amostra retirada nem sempre é igual ao comprimento cravado H, do amostrador, sendo que o mais comum é a amostra sofrer um encurtamento devido ao atrito entre parede-solo, devido à folga interna prevista ser inferior à expansão lateral do solo.

Embora menos comum, pode ocorrer uma expansão do solo na direção vertical, resultando um comprimento da amostra maior do que o cravado.

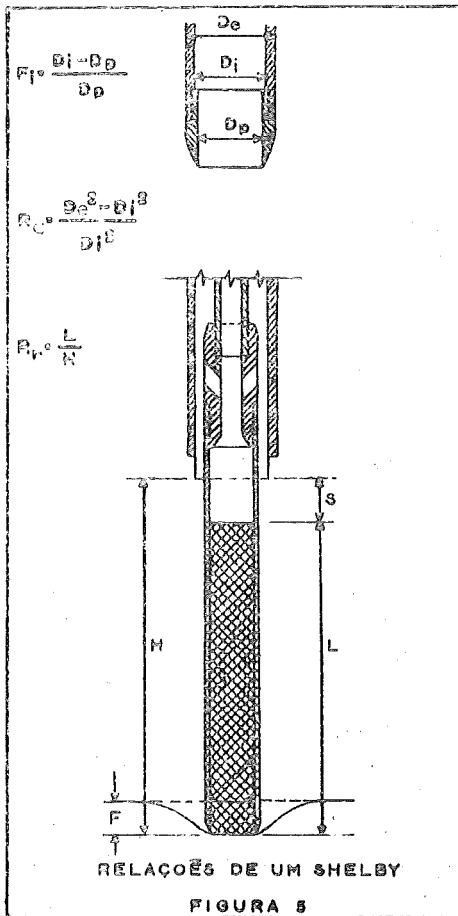
A relação entre o comprimento da amostra e o comprimento cravado do amostrador, se denomina de "Per-

centagem de Recuperação", e será indicada por

$$R_r = \frac{L}{H}$$

A amostra indeformada ideal é aquela na qual a percentagem de recuperação é de 100%, sendo no entanto aceitável um desvio de mais ou menos 5%.

Na Figura 5, estão indicadas as relações citadas anteriormente.



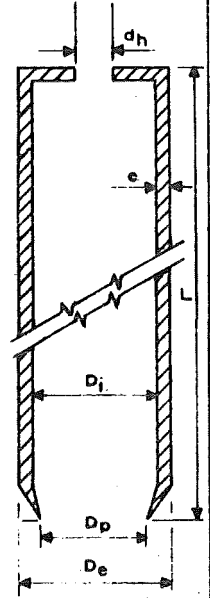
Um amostrador de parede fina, com diâmetro de 50,8 mm retira amostra que é representativa do solo "insitu" e que poderá ser utilizada em ensaios de resistência ao cisalhamento, enquanto que para ensaios de compressibilidade a amostra deverá ser retirada por um Shelby com diâmetro de 76,2 ou de 101,6 mm.

A utilização de um amostrador de 50,8 mm apresenta um fator muito importante que é o econômico, pois que ele utiliza o furo de uma sondagem a percussão. Para amostrador de diâmetro maior a amostragem é de elevado custo, não devendo ser encarada como procedimento usual.

Na Tabela I, estão indicadas as características que um tubo deve ter, quanto ao diâmetro externo, interno, de ponta, e espessura de parede, admitindo-se dois

valores para a relação de áreas e dois valores para a folga interna.

TABELA I					
DIMENSÕES DE UM AMOSTRADOR DE PAREDE FINA					
D_e mm	R_d %	D_i mm	F_i %	D_p mm	e mm
50,8	10	48,4	1	48,0	1,20
			3	47,0	
	5	49,6	1	49,1	0,60
			3	48,2	
63,5	10	60,5	1	59,9	1,50
			3	58,7	
	5	62,0	1	61,4	0,75
			3	60,2	
76,2	10	72,6	1	71,9	1,60
			3	70,5	
	5	74,4	1	73,7	0,90
			3	72,2	
101,6	10	96,9	1	95,9	2,35
			3	94,1	
	5	99,2	1	98,2	1,20
			3	96,3	



3.3 - Amostrador de Pistão

O amostrador de pistão é constituído por um tubo de parede fina, e que deve satisfazer as relações já descritas para o Shelby, tendo ainda um pistão interno com movimento vertical.

A qualidade da amostra retirada com um amostrador de pistão é superior àquela retirada por um Shelby.

A amostra será retirada em um furo de sondagem, ou em furo de diâmetro especial; quando da descida do amostrador o pistão bloqueia a boca do mesmo, impedindo a entrada de solo solto, que pode prejudicar depois a amostra retirada.

Quando o solo a ser amostrado permite, a escavação do mesmo deve parar uns cinco centímetros acima da cota de amostragem desejada, para que este comprimento seja penetrado pelo amostrador com ponta bloqueada.

Hã três tipos de amostradores de pistão, de acordo com o modo de operação do pistão durante a amostragem, e que são:

- amostrador de pistão fixo
- amostrador de pistão retráctil
- amostrador de pistão livre

que serão descritos a seguir.

3.3.1 - Amostrador de Pistão Fixo

Quando da descida, o pistão bloqueia a boca do amostrador evitando assim a entrada de solo solto no mesmo.

A haste do pistão fica presa à haste do amostrador até que este atinge o fundo do furo, e a cota inicial de amostragem (quando possível). A seguir o pistão será fixado ao tubo de revestimento ou a uma estrutura qualquer, de forma que durante a amostragem o pistão não se movimenta. (Figura 6).

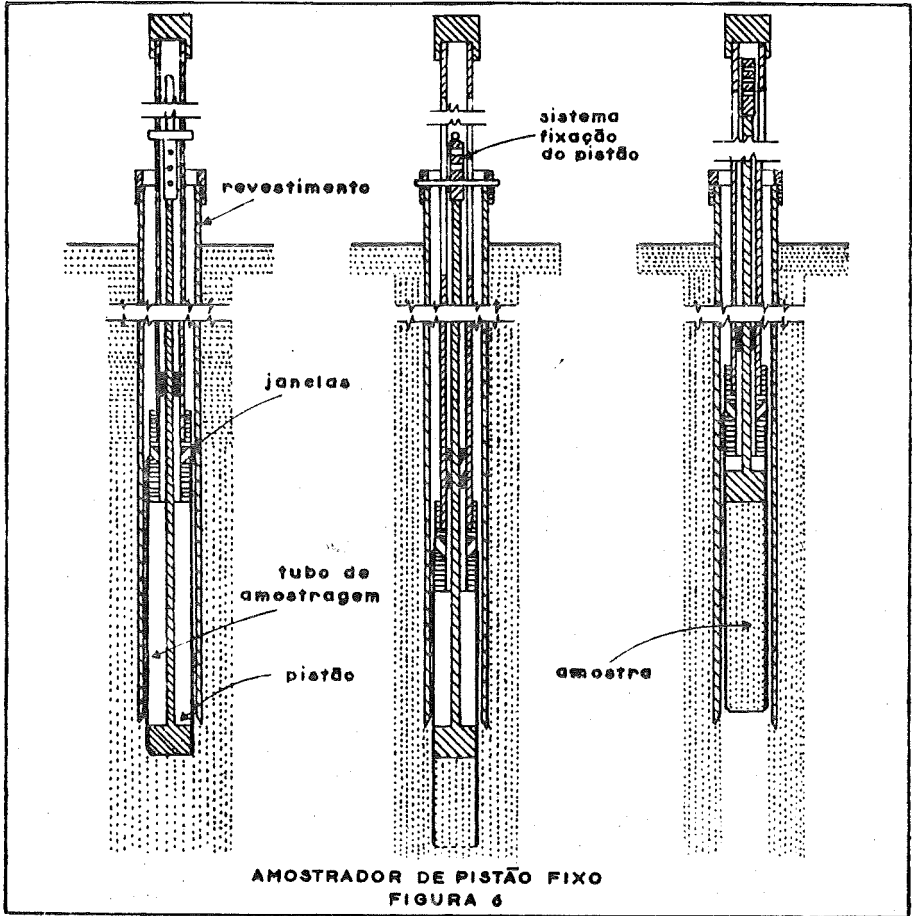
A seguir o amostrador é cravado no solo, e terminada esta fase, solta-se a haste do pistão do revestimento e liga-se novamente à haste do amostrador.

O amostrador está em condições de ser retirado do solo.

A vantagem deste processo de amostragem pode ser resumida nos itens a seguir:

- com este tipo de amostrador não é permitida a entrada de solo em excesso, no início da amostragem. A influência da relação de áreas sobre a perturbação da amostra fica diminuída, sendo no entanto conveniente manter-se esta relação tão pequena quanto possível.
- pressões hidrostática e atmosférica sobre o pistão

não são transferidas à amostra, sendo que qualquer tendência da percentagem de recuperação cair para um valor abaixo de 100%, é imediatamente contrabalançado por uma diminuição de pressão no topo da amostra.



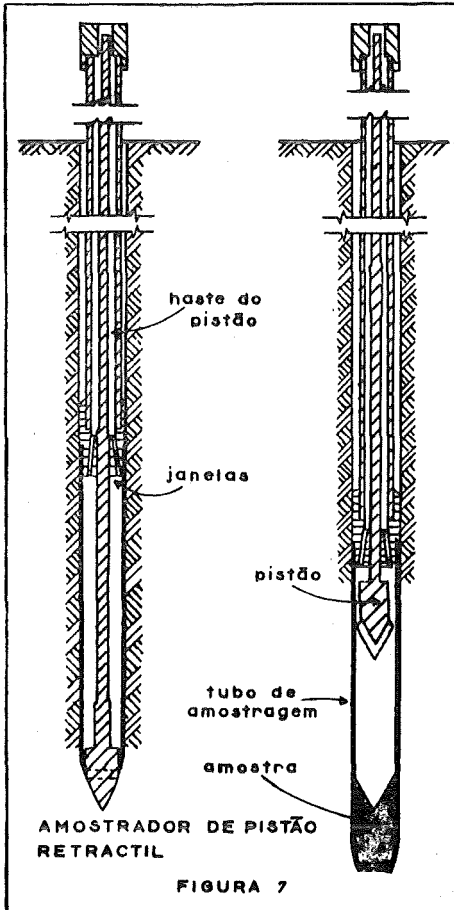
- como o pistão corre apertado no interior do tubo, qualquer movimento da amostra para baixo durante a retirada, provoca uma diminuição de pressão no topo da mesma (vácuo), beneficiando a amostragem de solos arenosos, e diminuindo a perda de amostras.
- como o comprimento cravado do amostrador é igual ao comprimento da amostra, pois não se permite a entra

da de solo no início da amostragem, a percentagem de recuperação permanece igual a 100%.

O amostrador de pistão fixo é o melhor tipo de amostrador, para a obtenção de amostras indeformadas de solo arenoso e de solo mole argiloso.

3.3.2 - Amostrador de Pistão Retrãtil

Na Figura 7, estão indicadas as fases de cravação e amostragem através de um amostrador de pistão retrãtil.



No início da cravação, o pistão está fixo na boca do amostrador, podendo ser movimentado através da rosca sem fim, presa na cabeça do amostrador.

Atendida a cota de amostragem o pistão será elevado para uma posição próxima à cabeça do amostrador, enquanto que as válvulas existentes nesta, aliada a uma folga entre pistão-tubo, previne contra a formação de vácuo durante a subida do pistão e a saída de ar e água durante a amostragem.

Terminada a amostragem o pistão é elevado a uma posição mais alta, fechando as válvulas existentes.

É mais simples do que o amostrador de pistão fixo, tanto na construção quanto na operação, mas apresenta desvantagens quanto à qualidade da amostra; poderá

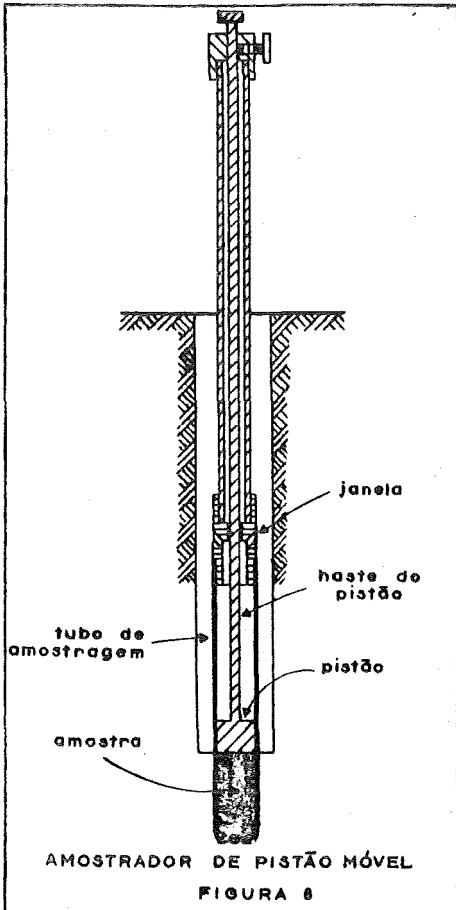
ser usado em solos mais densos, onde a operação de retração do pistão não traz inconveniente à amostra.

3.3.3 - Amostrador de Pistão Livre

O amostrador de pistão livre tem um desenho mais simples do que o de pistão fixo, embora este possa atuar também como de pistão livre.

Neste tipo de amostrador, durante a fase de amostragem o pistão permanece livre, podendo se movimentar juntamente com a amostra.

Na Figura 8, está indicado um amostrador de pistão livre.



O amostrador de pistão livre funciona como um Shelby durante a cravação, embora o topo da amostra fique submetido a uma pressão maior, devido à massa da haste e pistão. Tem suas vantagens sobre o Shelby, pois não permite a entrada de solo solto, no início pode ser enterrado no solo até a cota desejada, permite uma avaliação mais fácil e precisa da percentagem de recuperação, sendo ainda o pistão mais eficiente do que a válvula na redução das pressões sobre a amostra durante a retirada do amostrador.

3.4 - Amostrador "Sueco"

As causas principais de alteração estrutural de uma amostra, durante a fase de amostragem, pode ser subdividida em:

- a) deslocamento do solo pela parede do amostrador
- b) atrito entre solo-amostrador
- c) pressão no topo da amostra

A alteração da amostra pela parede do amostrador, pode ser reduzida a um valor não representativo, utilizando-se tubo de parede fina, enquanto que o pistão se mostra mais conveniente na redução de pressão no topo da amostra.

No entanto, o que limita o comprimento de uma amostra, com os amostradores descritos anteriormente, é o atrito interno, solo-parede, que não é eliminado pela utilização de folga interna.

Para minimizar o efeito do atrito interno, e se obter uma amostragem contínua, foi desenvolvido por Kjellman-Kallstenius, um novo tipo de amostrador de pistão fixo, mostrado na Figura 9.

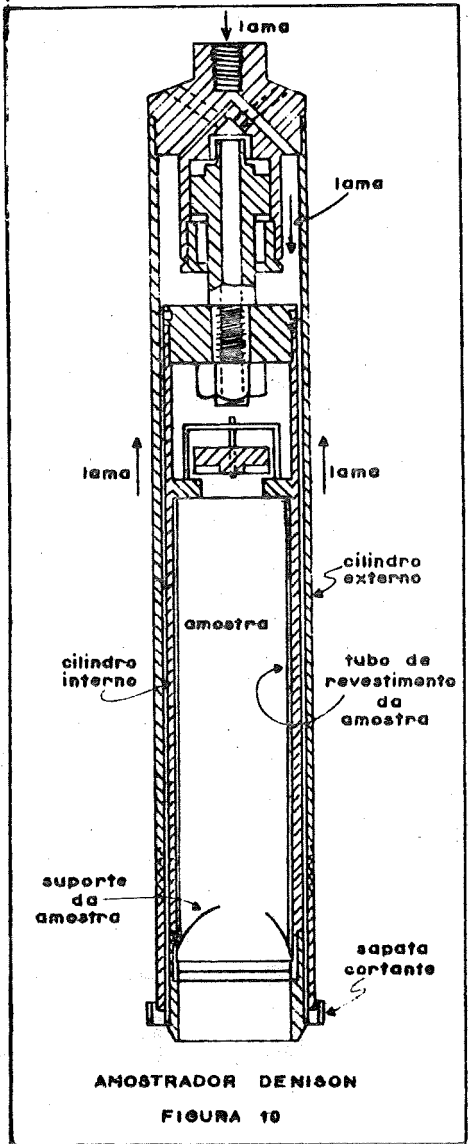
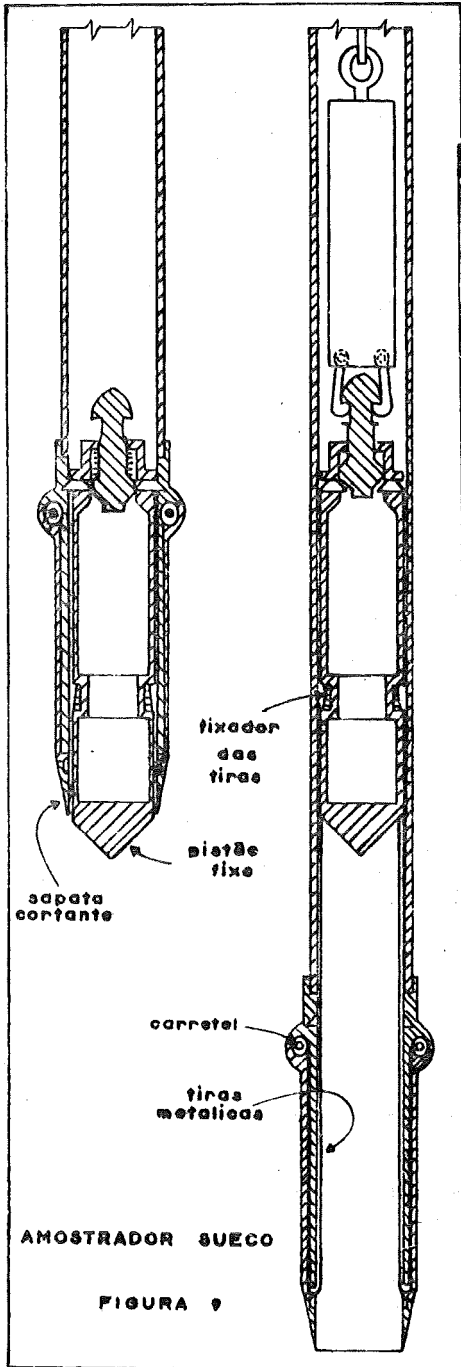
Este tipo de amostrador possui dois conjuntos de carretéis, cada um com 16 unidades, que estão localizados no pistão e na ponta do mesmo; conforme o amostrador vai sendo cravado as fitas vão se desenrolando envolvendo a amostra, não permitindo o contato entre solo-parede.

O diâmetro interno do amostrador é da ordem de 70 mm, estando os tubos em seções de 245 cm.

Com este amostrador, se consegue retirar amostras com vários metros de comprimento.

3.6 - Amostrador Denison

Os amostradores descritos nos itens anteriores, são recomendados para serem utilizados em solos de baixa resistência ao cisalhamento. Quando se tem a neces



cidade de amostrar solos densos, qualquer tipo de amostrador de parede fina se torna inoperante, pois apresentariam problemas de flambagem e amassamento dos mesmos.

Para solos densos argilosos, pode ser utilizado o amostrador Denison, mostrado na Figura 10.

O amostrador é constituído por um cilindro externo, com uma sapata cortante, rotativo, e um cilindro interno que permanece fixo durante a amostragem; o cilindro interno é revestido interiormente, sendo que a amostra recolhida, é posteriormente retirada do amostrador junto com este revestimento.

Para a estabilização das paredes do furo, e remoção dos detritos da perfuração, é injetada lama bentonítica através da haste do amostrador, circulando entre os dois cilindros e retornando entre tubo externo e parede do furo.

O amostrador tem um comprimento útil de 600 mm, sendo o diâmetro interno do revestimento de 150 mm. O amostrador apresenta também uma pequena folga interna, conforme pode ser visto na Figura 10. Na parte inferior do tubo interno, existe um sistema de fitas metálicas que não atrapalham a entrada da amostra, segurando-a quando da retirada do amostrador.

Durante a fase de amostragem, o conjunto é empurrado para baixo através de um sistema qualquer não dinâmico.

3.6 - Outros Tipos de Amostradores

Além dos amostradores descritos anteriormente existe uma quantidade enorme de outros, com características particulares e apropriado apenas a determinado tipo ou condição de existência do solo.

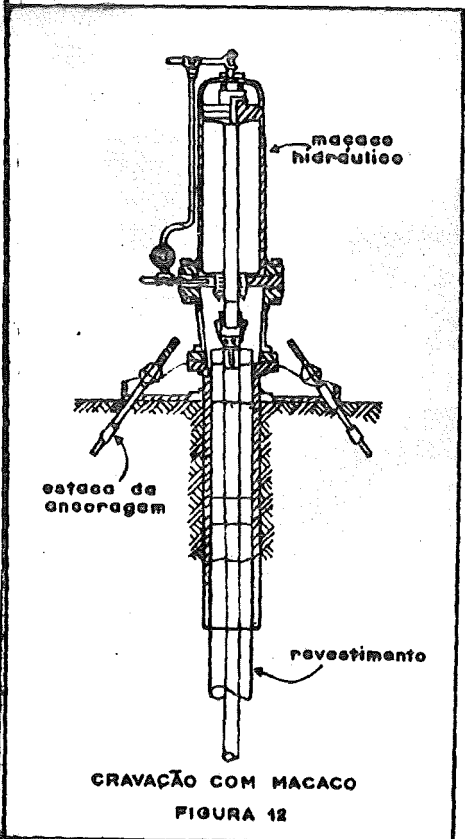
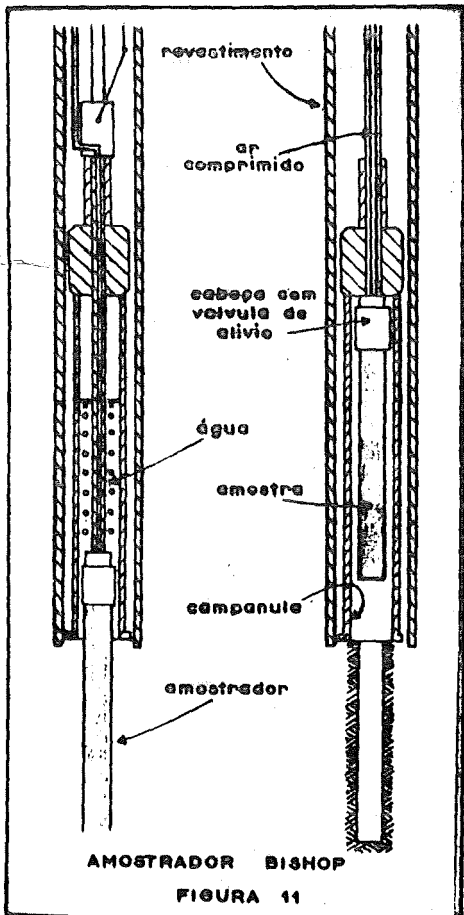
Assim pode ser indicado o amostrador de Bishop, para amostragem de areias abaixo do nível d'água, que aparece na Figura 11, em suas duas fases: de cravação e de retirada da amostra.

Existe uma variedade bem grande de amostra

trador de pistão, quer seja livre ou fixo, e que poderão ser vistos na bibliografia indicada.

3.7 - Forma de Cravação

A extração de amostra indeformada através de um tipo qualquer de amostrador de parede fina, requer uma cravação de forma especial, em geral com movimento rápido e contínuo.



3.7.1 - Utilização de Macaco Hidráulico

Na cravação de um amostrador de parede fina, através de macaco hidráulico, o movimento de penetração é lento e intermitente.

Devido ao movimento lento, deformações plásticas e mudança de volume na amostra podem ter lugar.

Pode entrar solo em excesso no início da amostragem, com desenvolvimento de atrito lateral e adesão do solo ao amostrador maior do que o permitido, ocasionando uma distorção na camada de solo na amostra.

Na Figura 12 está indicado um esquema de cravação deste tipo.

Em solos coesivos moles, a utilização de um sistema de cravação deste tipo, pode refletir na qualidade da amostra.

3.7.2 - Utilização de Talha

Com este sistema, o movimento de cravação do amostrador é constante e contínuo, com velocidade de 15 a 30 cm/s, conseguindo-se obter uma amostra maior e menos alterada do que pelo processo anterior.

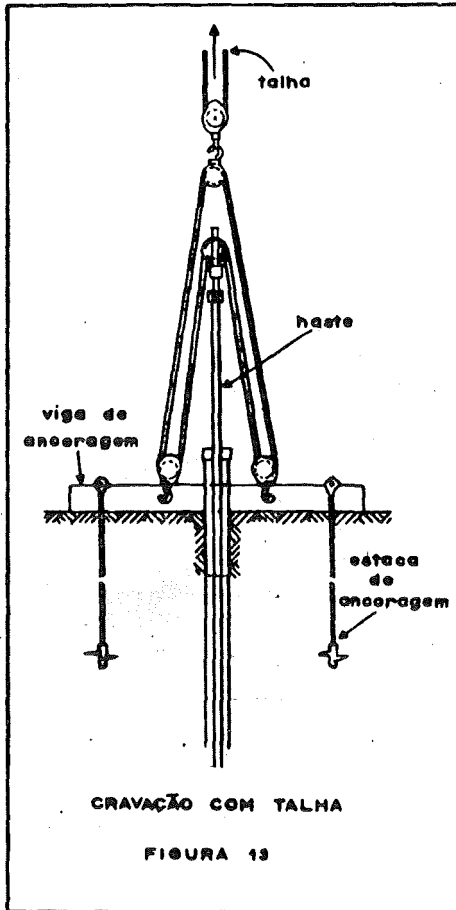
Um movimento rápido deve ser recomendado de uma forma geral na obtenção de amostra indeformada, mas o amostrador não deve ter movimento de rotação nem seu movimento para baixo, interrompido.

Uma rotação pode causar ruptura do solo que vai penetrar no amostrador, e uma interrupção do avanço permite desenvolvimento de atrito lateral e adesão, aumentando a resistência e podendo causar distorção na camada antes e depois de penetrar no amostrador, e diminuir o comprimento da amostra.

Na Figura 13, está indicado um esquema de cravação do tipo descrito.

O sistema de talha utilizado pode ser ma-

nual ou elétrico, sendo preferível este último por manter constante a velocidade de cravação.



3.7.3 - Utilização de Explosivo

A utilização de explosivo na cravação provoca um movimento muito rápido e contínuo do amostrador.

Como resultado se tem a possibilidade de obter amostra mais comprida e menos alterada do que nos outros processos; pouco se sabe sobre o efeito do impacto e da alta velocidade na estrutura do solo.

A alta velocidade de cravação requer que

o amostrador tenha válvulas de alívio com seção aproximadamente igual à do amostrador, especialmente para trabalho abaixo do nível d'água.

3.8 - Cuidados a serem tomados com a amostra

Os cuidados principais que devem ser tomados durante a extração de uma amostra indeformada, será quanto a manutenção da umidade, e estrutura do solo "in-situ".

Para que seja mantida a condição do solo natural, além dos cuidados a serem observados durante a retirada, será preciso que durante as fases de embalagem, transporte, armazenagem e utilização em laboratório, algumas regras sejam observadas.

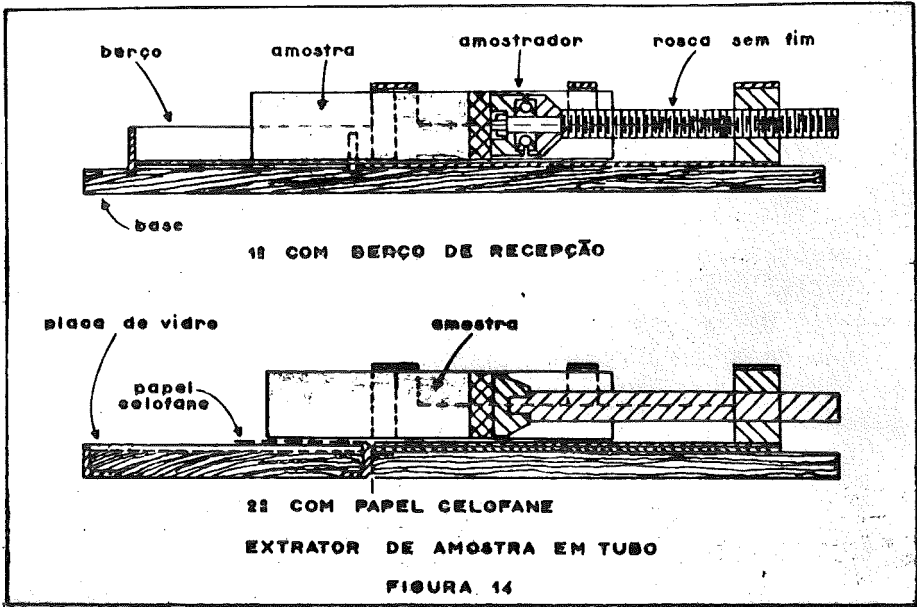
As amostras retiradas, com um amostrador de parede fina, são consideradas indeformadas quanto à estrutura, desde que o amostrador satisfaça as exigências da relação de áreas, folga interna, e a amostra retirada esteja dentro do intervalo de variação da percentagem de recuperação, desde que o método de cravação tenha sido através de um dos indicados.

As amostras em bloco, para serem admitidas como indeformadas quanto à estrutura, devem obedecer aos requisitos descritos a seguir:

- a) a caixa deve entrar justa, porém sem ser forçada contra a amostra
- b) não deve sofrer choques bruscos durante a amostragem e transporte
- c) se a caixa ficar folgada e o solo for ser transportado dentro dela, será necessário preencher o vazio existente com um material qualquer.
- d) se a amostra não for transportada dentro da caixa, será necessário que após a colocação da parafina, seja envolvida em um tecido resistente, porém permeável (juta, estopa, tela, etc), a fim de tornar o bloco mais resistente a choques.
- e) o manuseio em laboratório deve ser cui-

dadoso, evitar choques, e quando da retirada de corpos de prova de blocos protegidos como no ítem anterior, precaver-se durante o corte dos tecidos para não danificar o bloco.

Para amostra extraída em tubo de parede fina, é preciso se ter um extrator especial de amostra, como indicado na Figura 14.



Para que não haja alteração na umidade de um bloco, será necessário:

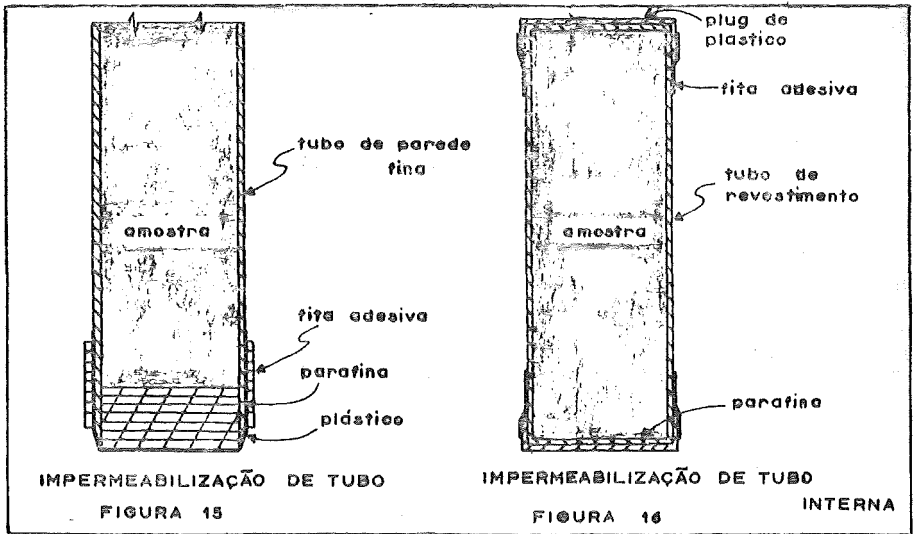
a) durante a amostragem proteger o local contra sol ou chuva direta.

b) terminado o acerto do topo do bloco, deve ser colocada parafina (ou outro impermeabilizante qualquer), com uma espessura da ordem de 3 mm. A parafina não pode ser colocada muito quente, principalmente em solos que possuam vazios grandes, para evitar sua entrada no interior do bloco. Ela deve ser colocada com pincel e pode ser considerada em uma temperatura boa, quando logo após a passagem do pincel ela se torna dura e esbranquiçada.

c) terminada a fase de retirada da amostra deve-se colocar parafina na base do bloco, seguindo o comentado no ítem anterior.

d) se a amostra retirada tiver que ser levada para um laboratório distante do local, será conveniente que a mesma seja retirada do molde metálico, pois o contato prolongado metal-solo pode provocar uma alteração química no solo. Amostras retiradas com tubo de parede fina são levadas para o laboratório dentro dos mesmos, visto que sua extração é delicada e não deve ser feita no local da obra.

Quando o tubo de parede fina utilizado tem um revestimento interno, a amostra é levada para o laboratório dentro deste revestimento, devidamente protegido contra a perda de umidade. As Figuras 15 e 16 mostram como proteger uma amostra contra perda de umidade dentro de um tubo de parede fina e de um revestimento interno.



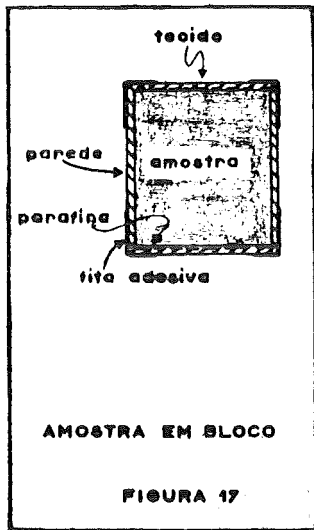
A amostra deverá ser protegida com parafina em sua superfície lateral, com os mesmos cuidados previstos nos ítems anteriores.

Como já descrito nos cuidados quanto à estrutura, após colocação de tecido, deve ser colocada uma

nova camada de parafina, que agora deverá estar em uma temperatura mais alta, para permitir a passagem através do tecido, e se unir com a camada inferior, conforme indicado na Figura 17.

e) as amostras indeformadas devem ser guardadas em um local apropriado (câmara úmida), com umidade relativa do ar de 100%.

f) durante o manuseio do bloco, para retirada de corpos de prova logo após a retirada do solo necessário à moldagem dos mesmos, o bloco deve ser protegido com parafina e colocado novamente na câmara úmida.



Com estes cuidados, se consegue ter uma amostra com boa qualidade durante um tempo razoavelmente longo, no qual a amostra poderá ser utilizada.

Na Tabela II, estão indicadas as percentagens de umidade perdida ao longo do tempo em relação à umidade inicial, para diversos tipos de proteção utilizada.

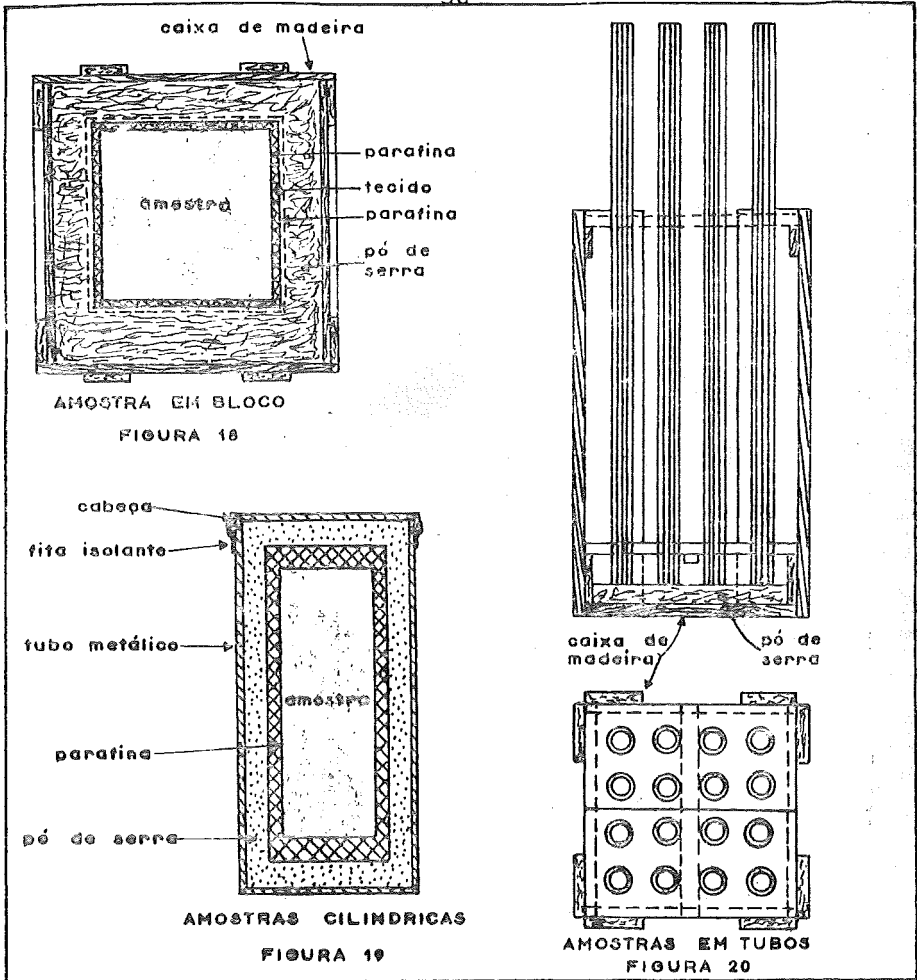
Os resultados apresentados na Tabela II, foram obtidos por Hvorslev, M.J. (1949) utilizando-se de corpos de prova cilíndricos de 49 mm de diâmetro e comprimento de 101,6 mm, moldados com argila azul de Boston.

A massa específica inicial era de $1,931 \text{ g/cm}^3$, e a umidade de 27,6%, resultando uma massa específica seca de $1,514 \text{ g/cm}^3$.

As amostras foram guardadas horizontalmente em prateleiras, no sub-solo do laboratório, com a temperatura oscilando entre 20 e 35°C .

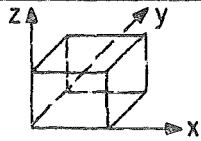
Para que durante o transporte das amostras, da obra ao laboratório, não sejam elas inutilizadas devido a choques, é preciso que seja feita uma embalagem cuidadosa. Assim nas Figuras 18, 19 e 20, estão indica-

TIPO DE PROTEÇÃO	NÚMERO DE DIAS							
	0,5	1	7	32	130	324	539	1250
Nenhuma	15,6	30,1	92,8	97,8	98,2	94,2	98,2	98,6
Coberta-1 cam.papel encerado	1,8	3,6	25,7	95,3	97,8	94,2	97,8	98,2
Envolta- 2 cam.papel encerado	1,1	2,2	19,2	85,9	96,7	93,1	96,4	96,7
Envolta- 2 cam.papel celofane	0,4	0,7	2,9	11,2	61,2	94,2	98,2	98,2
Envolta-parafina-e=1,6mm	0,0	0,0	0,0	0,0	0,7	5,8	20,7	69,2
Envolta-parafina-e=3,2mm	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4	0,4	0,4	38,4
Envolta-parafina-e=12,7mm	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4	0,7	1,1	35,9
Tubo-c/ parafina-e=19,0mm	0,0	0,0	0,0	0,0	3,6	29,3	97,5	100,0
Tubo-c/ parafina-e=38,1mm	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4	4,7	17,0	100,0
Tubo-disco+parafina-e=19,0mm	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4	1,8	6,9	90,6
TABELA II - PERCENTAGEM DE UMIDADE PERDIDA COM O TEMPO								



das as formas de embalagem utilizada para bloco individual, amostras cilíndricas de diâmetro grande, e para amostra retirada em tubo de parede fina respectivamente.

Além dos cuidados para preservação da estrutura, da umidade e da composição química do solo, deve ser indicado em cada amostra, os dados necessários à sua localização, não só antes do início, mas também durante a construção da obra, caso seja necessário uma confirmação das informações anteriores, bem como sua posição no solo (topo e base). Na Figura 21, está indicado um modelo de folha de campo a ser preenchido durante a amostragem.

Obra : _____ Local : _____	
Poço _____ Estaca _____ Sondagem _____	
Amostra _____ Tipo :	bloco <input type="checkbox"/> tubo <input type="checkbox"/>
	
Cotas :	Boca do furo _____ Topo da amostra _____
Amostrador :	Tipo _____ Comprimento cravado _____ Comprimento recuperado _____ Forma de cravação _____
Tipo de solo _____	
Data de retirada _____	
Folha de Campo Figura 21	

3.9 - Dimensionamento de Amostras

A quantidade total de solo a ser levado ao laboratório para ensaio, depende do número e do tipo de ensaio a ser realizado sobre a amostra.

Para um melhor entendimento, será considerado em separado, as amostras deformadas e as indeformadas.

a) amostra deformada

Com amostras deformadas serão realiza-

dos ensaios de classificação do solo (limites de consistência, granulometria conjunta, massa específica dos sólidos, umidade), e o ensaio de compactação. Determinadas as características de compactação do solo ($\gamma_d \times w_{ot}$), poderão então ser moldados corpos de prova para ensaios de resistência ao cisalhamento, compressibilidade e permeabilidade.

Lembrando que é preferível que sobre amostra do solo no laboratório, do que fazer nova amostragem, é conveniente que o coeficiente de segurança para dimensionamento das amostras esteja entre 1,5 e 2.

Para os ensaios de classificação do solo as massas secas utilizadas em cada um dos ensaios, está indicado na Tabela III.

Os valores da Tabela III, são para ensaios realizados com equipamentos padronizados. Para ensaios especiais será necessário consultar o laboratório que irá realizar o trabalho, para depois iniciar a amostragem.

Quando se for utilizar solos de camadas diferentes misturando-os é necessário que se leve ao laboratório uma quantidade maior de solo, para uma mistura bem proporcionada e representativa daquela utilizada na obra.

b) amostra indeformada

Com uma amostra indeformada são realizados ensaios de resistência, compressibilidade e permeabilidade, representativos do solo "in situ", bem como ensaios de classificação do solo.

Os blocos têm em geral a forma cúbica, com 30 cm de lado; blocos maiores são recomendáveis quando o solo contém matéria orgânica, e que atrapalham a retirada dos corpos de prova.

Um bloco com 30 cm de lado é em geral suficiente para se retirar 16 corpos de prova com diâmetro de 50,8 mm e altura de 125 mm, restando ainda a metade do bloco para se retirar corpos de prova para adensamento, cisalhamento direto e ensaios de classificação.

TABELA III

TIPO DE ENSAIO		Massa seca - g
LIMITES DE CONSISTÊNCIA	LL	200
	LP	50
	LC	50
GRANULOMETRIA	Finos	200
	Areias	500
	Pedregulhos	1.500
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS		150
UNIDADE NATURAL		50
COMPACTAÇÃO "PROCTOR NORMAL"	com reuso	3.000
	com uso	10.000
TRIAxIAL POR CORPO DE PROVA	∅ 50,8 mm	500
	∅ 35,6 mm	250
COMPRESSÃO SIMPLES - ∅ 50,8mm		500
TRAÇÃO-MÉTODO BRASILEIRO: ∅ 50,8mm		500
CISALHAMENTO DIRETO - ∅ 50,8mm		150
ADENSAMENTO	∅ 76,2 mm	250
	∅ 63,5 mm	200
PERMEABILIDADE - ∅ 50,8mm		500

MASSA SECA ESTIMADA PARA ENSAIO

Para se dimensionar a amostra retirada com tubos de parede fina, basta lembrar que cada corpo de prova para ensaio triaxial ou de permeabilidade tem uma altura igual a 2,5 vezes o diâmetro do mesmo, e para ensaio de adensamento e cisalhamento direto a altura está entre 25,0 a 30,0 mm.

4 - RECONHECIMENTO DO SUB-SOLO

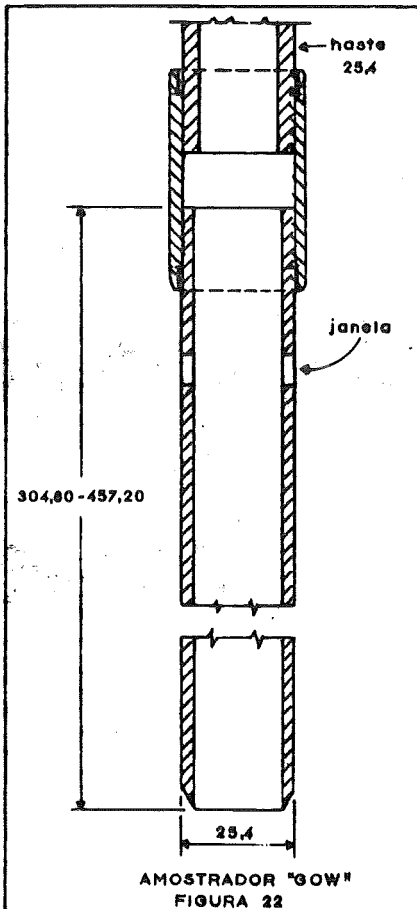
4.1 - Introdução

Nesta parte será descrito o processo de reconhecimento do sub-solo, através de sondagem a persussão.

A sondagem a percussão é constituída por duas fases, sendo a primeira de perfuração e outra de amostragem; estas fases se desenvolvem simultaneamente. No caso a amostragem é feita "a seco", com a utilização de um amostrador, processo este introduzido por Charles R. Gow, em 1902, em substituição ao processo de amostragem por circulação de água. O amostrador introduzido por Gow, era constituído por um tubo com diâmetro de 25,4 mm e comprimento cravado de 300 a 450 mm, tendo a ponta aberta e biselada, conforme indicado na Figura 22.

O amostrador era cravado no solo, através de golpes de um martelo com massa de aproximadamente 50 kg.

Em 1927 L. Hart e F. A. Fletcher, introduziram um amostrador com diâmetros externo e interno de 50,8 e 34,9 mm respectivamente, e constituído por três partes: ca-beça, corpo e sapata cortante, sendo o corpo constituído por duas partes. O amostrador desenvolvido, é conhecido por Raymond, ou amostrador Terzaghi-Peck, devido à divulgação feita deste no livro "Soil Mechanics in Engineering Practice".



O amostrador é cravado dinamicamente, levando porém a vantagem de poder ser aberto, obtendo-se uma amostra deformada do solo.

H. A. Mohr, em 1930, introduziu a técnica de contagem do número de golpes necessários à cravação de 304,8 mm do amostrador, após cravação dos primeiros 152,4 mm, utilizando-se para tanto de um martelo com massa de aproximadamente 63,50 kg caindo em queda livre de uma altura de 76,2 mm. A haste utilizada até então era a de 25,4 mm de diâmetro, com 3,2 kg/m.

Ao número de golpes obtido desta forma, convencionou-se chamar "Standard Penetration Test".

A amostragem a seco foi introduzida no Brasil em 1939, através da Seção de Solos e Fundações do Instituto de Pesquisas Tecnológicas, que devido à dificuldade de mercado em conseguir tubos que possibilitassem a construção de um amostrador tipo Raymond, desenvolveu um outro com 46,0 e 38,1 mm de diâmetro externo e interno respectivamente, sendo que o diâmetro interno da sapata tem 36,5 mm. O martelo de cravação tem uma massa de 60 kg caindo de uma altura de 75 cm, sendo que ao número de golpes necessários à cravação dos 30 cm iniciais do amostrador, denominou-se "resistência à penetração".

Ainda no Brasil foi utilizado até 1972, um amostrador com diâmetros externo e interno de 41,3 e 25,4 mm respectivamente. A energia utilizada na cravação do amostrador é a queda livre de 75 cm de altura, de um martelo de massa igual a 65 kg, sendo que a resistência à penetração é indicada pelo número de golpes necessários à cravação de 30 cm iniciais do amostrador. Este amostrador é conhecido por Mohr-Geotécnica.

Atualmente a tendência é a padronização do equipamento de sondagem, sendo que amostrador escolhido de verá ser o Raymond. Além disso, torna-se necessário normalizar todas as fases de uma sondagem a percussão, bem como os demais equipamentos e ferramentas utilizados, visto que, a "técnica operacional e o equipamento utilizado, influem decididamente na ordem de grandeza dos índices de resistência à penetração medidos" (Teixeira, A.H., 1974).

4.2 - Requisitos Técnicos Mínimos

Para que os resultados de uma sondagem a percussão possam ser utilizados de uma forma conveniente, um mínimo de informações deverão ser fornecidas, denominando-se este mínimo como requisitos técnicos de uma sondagem a percussão, e que estão relacionados a seguir:

- a) os diversos tipos de solos encontrados no sub-solo, até a cota de interesse de projeto.
- b) condições de compacidade (solos arenosos) ou consistência (solos argilosos) em que cada camada amostrada se encontra na época em que foi realizada a investigação.
- c) espessura das diversas camadas.
- d) informações sobre ocorrência d'água no solo, existência de um ou mais níveis d'água, e até mesmo artesianismos.

O item a) será satisfeito, com a retirada de amostras, e após, uma identificação visual e táctil da mesma em campo e laboratório. Caso seja necessário poderão ser realizados ensaios de classificação do solo em laboratório.

O item b) está sendo satisfeito até o momento, por correlações empíricas, entre índice de resistência a penetração e compacidade ou consistência.

Estas correlações tem-se mostrado satisfatórias para a determinação da compacidade de solos arenosos, sendo no entanto uma determinação precária para solos argilosos. Melhor seria, obter-se uma amostra indeformada do solo, determinar o estado de consistência através de ensaios de laboratório.

O item c) é obtido durante a realização da sondagem a percussão, observando as amostras retiradas no amostrador e colhidas na bica, e anotando-se qualquer alteração no solo.

As cotas das diversas camadas são medidas utilizando-se as hastes de cravação de comprimentos conhecidos.

A determinação do nível d'água é feita através de medidas "in situ", sendo de fácil e rápida determinação para solos arenosos enquanto se torna mais difícil e demorada para solos argilosos, em face da baixa permeabilidade dos mesmos.

4.3 - Sondagem a Percussão

A sondagem a percussão envolve uma série de operações, que poderá ser distribuída em:

4.3.1 - Perfuração ou abertura do furo

4.3.2 - Amostragem

4.3.3 - Ensaio penetrométrico dinâmico

4.3.4 - Verificação da existência e posição do lençol freático

4.3.5 - Identificação e classificação do solo.

Como fase final do processo de sondagem a percussão, está a apresentação formal dos resultados, através de relatório preparado no escritório.

4.3.1 - Perfuração

A abertura do furo é iniciada, utilizando um trado-cavadeira com diâmetro de 100 mm, até atingir o nível d'água, ou até que a profundidade atingida seja tal que o trabalho torna-se difícil e cansativo, ou até que o furo tenha necessidade de ser revestido. A partir daí se passa a utilizar o trado espiral com diâmetro de 60 mm. O tubo de revestimento do furo deverá ter um diâmetro mínimo de 63,5 mm.

Abaixo do nível d'água, a abertura do furo se processa utilizando o sistema de perfuração por lavagem com circulação de água.

A água é introduzida através de hastes, até o fundo do furo, e retornará entre o revestimento (ou parede do furo, no caso de não se ter revestimento) e a haste sendo depositada em um tanque de decantação, colocado ao lado do tripé. Com a circulação da água as partícu

las do fundo do furo, são retiradas e depositadas no tanque. Na ponta inferior da haste, será colocada uma peça com uma ponta cortante, denominada peça de lavagem ou trêpano.

Para a perfuração com circulação de água, o trêpano deverá ser elevado até uma altura de 30 cm do fundo do furo, e sua queda será acompanhada de um movimento de rotação realizado pelo operador.

Na Figura 23, está indicado um esquema do equipamento utilizado em uma sondagem a percussão.

A abertura do furo através do processo de circulação de água, permite um rendimento maior, o que o torna preferido do pessoal de obra.

No entanto ele deve ser evitado, acima do nível d'água, a fim de não alterar as condições do solo a ser amostrado, bem como não dificultar a determinação do nível d'água.

4.3.2 - Amostragem

A amostragem e o ensaio penetrométrico dinâmico são realizados simultaneamente em uma sondagem a percussão.

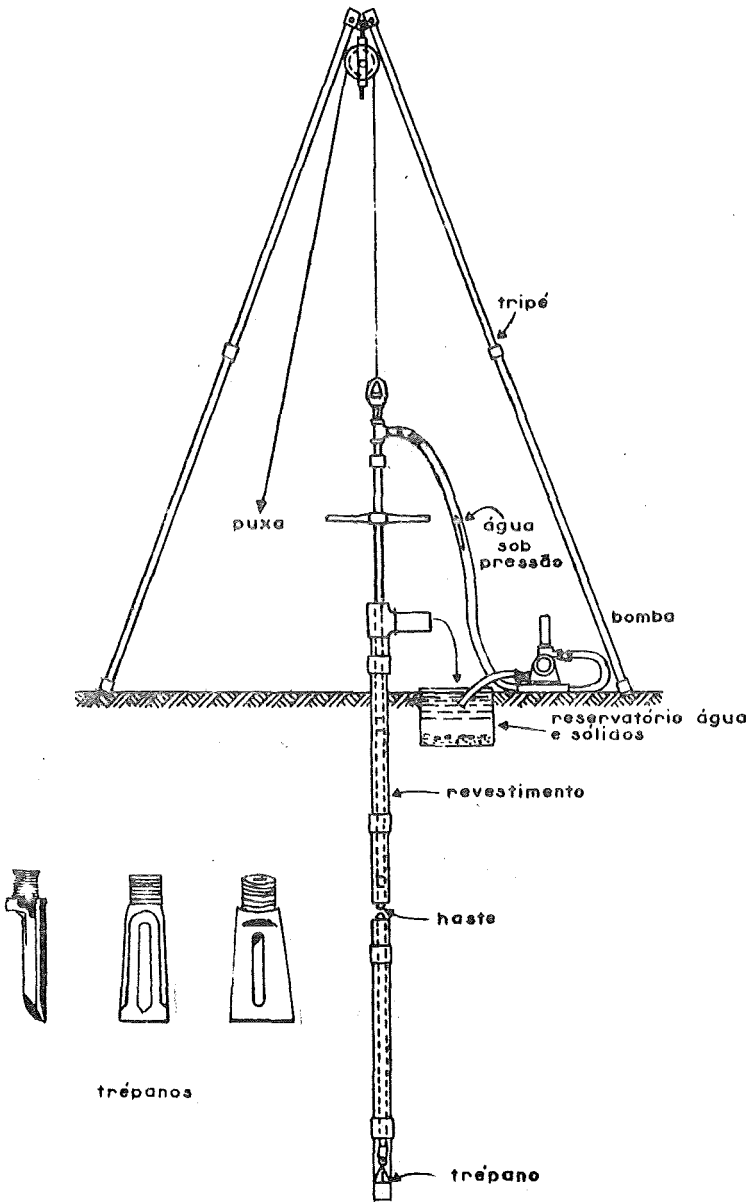
Para a amostragem é utilizado o amostrador Raymond, de paredes grossas, mostrado nas Figuras 24 e 25.

A amostragem será feita a cada metro, nos 45 cm finais, após abertura de 55 cm, por um dos processos descritos anteriormente.

O processo abertura-amostragem se repete até que o furo atinja a profundidade desejada, ou encontre material impenetrável ao amostrador.

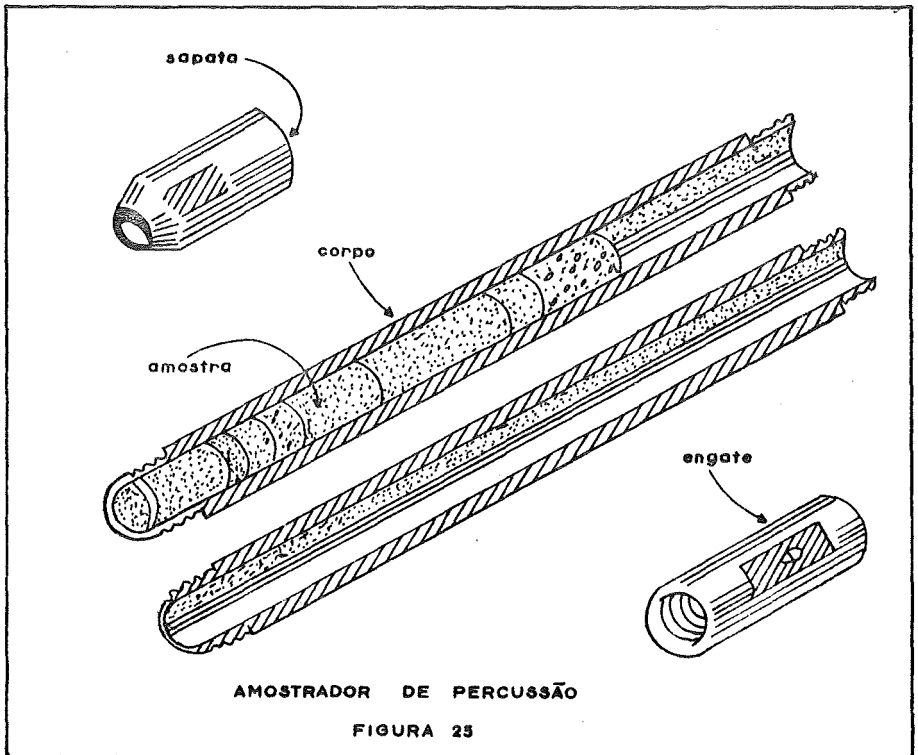
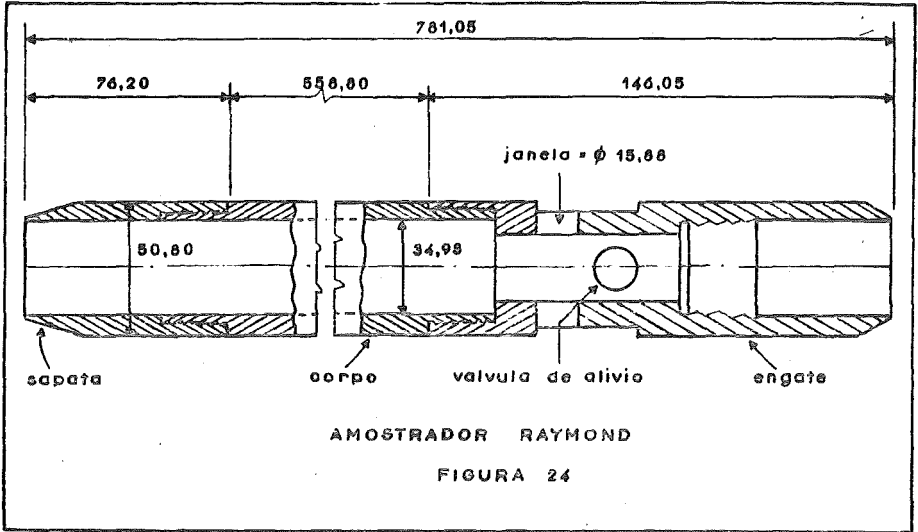
Antes de se iniciar a cravação do amostrador se deve cientificar de que o fundo do furo já não contém material solto, a fim de não prejudicar a amostragem.

O amostrador deve ser apoiado suavemente sobre o fundo do furo, e caso haja penetração devido ao peso próprio do conjunto haste-amostrador-martelo, o valor



SONDAGEM A PERCUSSÃO

FIGURA 23



penetrado deve ser anotado na caderneta de campo.

O amostrador será cravado dinamicamente no solo, utilizando-se de um martelo de massa igual a 65 kg, caindo em queda livre de uma altura de 75 cm.

Este martelo possui uma guia que deverá correr dentro dos tubos constituintes das hastes.

Na Figura 26, está mostrado um tipo de martelo utilizado.

Após a cravação de 45 cm do amostrador, este será retirado, aberto, a amostra identificada, e parte dela recolhida em um recipiente de vidro hermeticamente fechado e remetido para o laboratório, onde serão guardadas durante algum tempo, para dissipar a dúvida existente quanto ao tipo de solo.

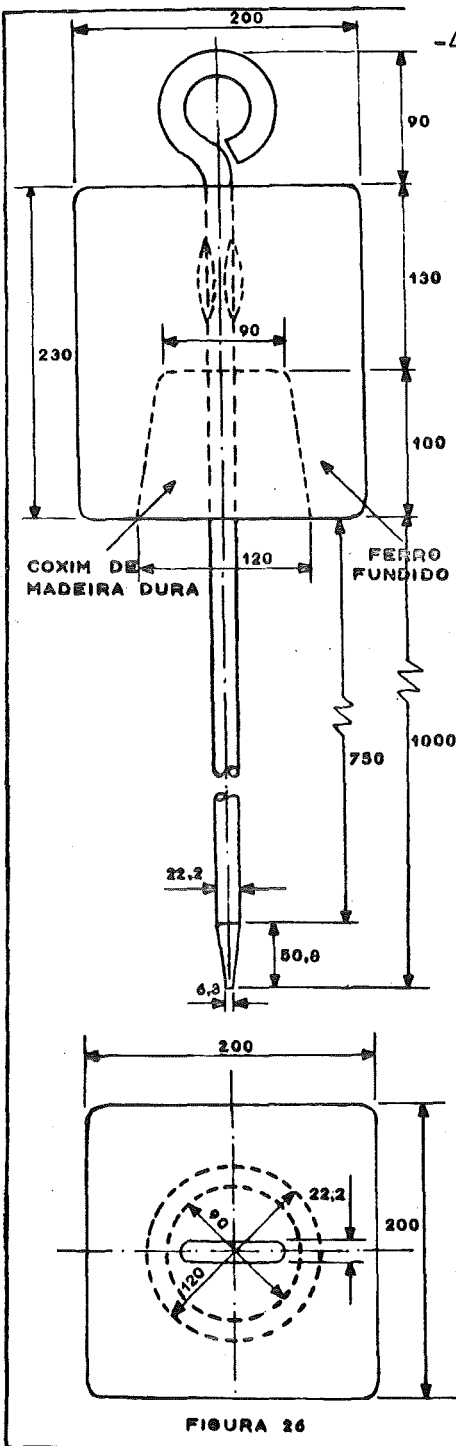


FIGURA 26

4.3.3 - Ensaio de Penetração

Durante a cravação do amostrador será realizado o ensaio de penetração, que consta da contagem do número de golpes do martelo necessários à cravação de cada 15 cm do amostrador. Para o controle destes comprimentos, o mestre sondador, fará na haste que está acima do tubo de revestimento as marcas necessárias ao controle.

Quando o amostrador penetrar mais do que 15 cm, com um só golpe, este será anotado na forma 1/20, na folha de campo, indicando que 20 cm foram penetrados com apenas um golpe.

O resultado do ensaio de penetração é expresso através do índice de resistência à penetração, que é o número de golpes necessários à cravação dos 30 cm finais do amostrador.

Este índice de resistência à penetração é geralmente denominado por "Standard Penetration Test", ou SPT, e indicado pela letra N.

Na Tabela IV, estão apresentados os valores que correlacionam o índice de resistência com a compactidade ou consistência dos solos.

4.3.4 - Observação do Nível d'Água

Caberá ao mestre sondador observar uma eventual mudança no teor de umidade do solo, durante a fase de perfuração e amostragem.

Quando esta for notada a operação deverá ser paralizada, e realizadas medidas da subida do nível d'água. O tempo de espera para a estabilização do nível d'água, é uma função da permeabilidade do solo, sendo de alguns minutos para solos arenosos, e de várias horas para solos argilosos.

É conveniente que antes de qualquer reinício de furo, devido à paralização, se determine a posição do nível d'água.

Esta determinação poderá ser feita através

TABELA IV - CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS		
SOLO	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	DESIGNAÇÃO
AREIAS E SILTES ARENOSOS	< 4	fofo
	4 - 10	pouco compacto
	10 - 30	medianamente compacto
	30 - 50	compacto
	> 50	muito compacto
ARGILAS E SILTES ARGILOSOS	< 2	muito mole
	2 - 4	mole
	4 - 8	médio
	8 - 15	rijo
	15 - 30	muito rijo
	> 30	duro

de equipamento expedito, ou quando a obra requer uma determinação mais rigorosa do nível d'água (escavações profundas, túneis, metrô, fundações pneumáticas), deve ser instalado medidor do nível d'água e piezômetro.

4.3.5 - Identificação e Classificação do Solo

As amostras retiradas deverão ser identificadas em campo pelo mestre sondador, e uma parte delas que se encontra em melhor estado deverá ser guardada em um frasco com condições de manter a umidade da mesma, e posteriormente enviada ao laboratório.

As amostras permanecerão guardadas no laboratório para confirmação do resultado de campo, e para algum ensaio de classificação, se necessário.

A classificação do solo deverá seguir a sequência indicada: fração predominante seguido da secundária, e designação auxiliar (plástica, porosa, friável, marinha, orgânica, turfosa), compactidade ou consistência, cor e origem (no caso de ser solo residual).

4.3.6 - Relatório de Sondagem

Os resultados de sondagens a percussão, se não apresentados em perfis individuais, tal como indicado na Figura 27.

Deverá também ser apresentada uma planta de localização dos furos, bem como o ponto considerado como referência de nível.

No relatório de sondagem deverá constar:

- diâmetros do tubo de revestimento e do amostrador
- número da sondagem
- data de início e término do furo
- cota da boca do furo e coluna de cotas
- posição das amostras retiradas, numeradas
- profundidade em relação à boca do furo, das diversas camadas e do fim do furo
- número de golpes para cada 15 cm e devido ao peso próprio
- identificação e classificação dos solos, segundo TB-3 - ABNT - Terminologia e Rochas e Solos
- posição do nível d'água e data de observação
- convenção gráfica dos diversos solos, conforme Tabela V
- identificação das profundidades até onde foram empregados os vários processos de perfuração:

TC: trado cavadeira

TE: trado espiral

L: lavagem por circulação.

COTAS (m)	N. A. DATA	AVANÇO E REVES- TIMENTO	POSIÇÃO DA AMOSTRA CONVENÇÃO	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (golpes/cm)			PROF. (cm)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL			
506											
496,5	02/01/74	70	1	1/15	1/15	1/15	3,50	argila arenosa mole, vermelha escura			
496,3			2	1/15	1/15	2/15					
			3	1/15	1/15	2/15					
495					4	2/15	2/15	3/15	argila silteosa pouco arenosa média a rija, marron avermelhada, com manchas de cor variiegada		
					5	2/15	3/15	3/15			
					6	3/15	4/15	5/15			
					7	3/15	3/15	4/15			
491,3					8	4/15	4/15	4/15	8,70	silte arenoso pouco argi- loso, medianamente compac- to e compacto, cinza escu- ro com manchas de cor variiegada (alteração de rocha)	
					9	4/15	5/15	6/15			
490					10	6/15	6/15	6/15			
					11	6/15	9/15	11/15			
					12	10/15	13/15	17/15			
486,8					13	23/15	27/15	28/15	13,50	(impenetravel a percussão)	

$\phi_r = 66,5 \text{ mm}$
 $\phi_e = 50,8 \text{ mm}$
 $\phi_i = 34,9 \text{ mm}$

SONDAAGEM N.º 5
 OBRA N.º :
 ENG. RESP. :

inicio : 02/01/74
 DATA
 término : 03/01/74

RELATÓRIO DE SONDAAGEM

FIGURA 27



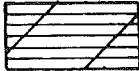






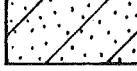











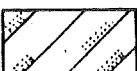




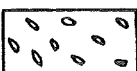



				
PISO E ENTULHO	ATERRO	ATERRO ARGILOSO	ATERRO SILTOSO	ATERRO ARENOSO
				
TURFA (terreno vegetal orgânico)	MATERIA ORGÂNICA	AREIA	AREIA POUCA ARGILOSA	AREIA MUITO ARGILOSA
				
AREIA ARGILO-SILTOSA	AREIA SILTOSA	AREIA COM NODULOS DE ARGILA	AREIA COM PEDREGULHOS	ARGILA
				
ARGILA SILTOSA	ARGILA ORGÂNICA	ARGILA ORGANICA SILTOSA	ARGILA ARENOSA	ARGILA SILTO-ARENOSA
				
ARGILA COM NODULOS DE AREIA	ARGILA COM LENTES DE AREIA	SILTE	SILTE ARENOSO	SILTE ARGILOSO
				
SILTE ARGILO-ARENOSO	PEDREGULHOS	PEDREGULHO ARGILOSO	PEDREGULHO SILTOSO	SOLO RESIDUAL

TABELA X
CONVENÇÕES GRÁFICAS

4.3.7 - Fatores que Influenciam o Índice de Resistência à Penetração

Os fatores que influenciam a determinação do Índice de resistência à penetração podem ser agrupados em:

- ligados à técnica de operação
- equipamento
- tipo de solo
- outros

A seguir serão discriminados os fatores de cada grupo.

a) Técnica Operacional

- A altura de queda do martelo deve ser sempre a mesma, e igual a 75 cm, para que os resultados obtidos possam ser comparáveis. A tendência é com o transcorrer do dia, esta altura de elevação do martelo diminuir.

- O martelo deve cair em queda livre, e evitar qualquer atrito entre a guia e o interior da haste. Este é um dos fatores pelo que não se recomenda a utilização de automação do processo, porque poderá se desenvolver um atrito entre corda e tambor do guincho.

- Limpeza do furo de sondagem. Uma mão limpa do fundo do furo antes da amostragem, poderá ocasionar um fechamento da válvula de alívio, existente na cabeça do amostrador.

- Cuidados na descida do conjunto haste-amostrador, se torna necessário, principalmente quando o furo não estiver revestido, pois que a mesma poderá provocar desmoronamento das paredes do furo. Se for encontrada resistência antes do fim do furo, é sinal de que o mesmo desmoronou e necessita de nova limpeza.

- Após amostragem a parte do furo onde esta foi realizada, deverá ser alargada, para que o amostrador possa entrar no furo sem atrito lateral.

- Erro nas medidas dos comprimentos do revestimento, fazendo com que ele seja cravado até uma cotão abaixo do fim do furo, ocasionando a amostragem de um solo confinado, com aumento substancial dos valores do índice de resistência à penetração.

- Erro na medida das hastes, na contagem do número de golpes, marcação errada dos 45 cm, nas hastes, e anotação na caderneta diversa da obtida, são erros comuns e sendo acidentais difíceis de serem detectados.

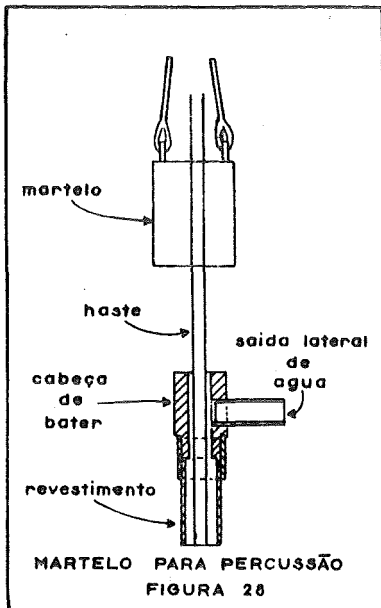
Um problema que gera muitos erros é devido à mão de obra disponível para este tipo de trabalho, que sendo rude, tem baixo nível cultural, o que poderá vir a afetar os resultados obtidos.

b) Equipamento Empregado

- Configuração do amostrador. Quanto maior a seção do amostrador, ou quanto mais espessa for a parede, maior será o índice de resistência à penetração, desde que conservadas todas as demais variáveis. Por isto se torna conveniente a padronização do tipo de amostrador utilizado, e necessário a sua descrição no relatório de sondagem.

- Tipo de hastes de perfuração. Quanto maior for a massa das hastes maior energia deverá ser utilizada para uma mesma penetração e maiores os índices de resistência obtidos. Por isto, há uma tendência a padronizar o tipo de haste, no caso o tipo A, com uma massa de 5,64 kg/m.

- Características do martelo. O martelo deve cair em queda livre; a tendência de mecanização, com a corda dando uma ou mais voltas no tambor impede a queda livre do martelo, aumentando o valor do índice de resistência à penetração.



A configuração do martelo, é também importante. Além daquele mostrado na Figura 27, existe um outro tipo, que é um cilindro com um furo no centro, conforme mostrado na Figura 28.

Em um martelo deste tipo, se os eixos do tubo guia e martelo não coincidirem, haverá o desenvolvimento de atrito muito maior do que no outro tipo.

No entanto, para uma melhor uniformização da altura de queda, este tipo é mais conveniente.

Nem todos os martelos possuem

coxim de madeira, nem há pesquisa alguma para se detectar sua influência.

- Diâmetro do tubo de revestimento. Quanto maior o diâmetro do tubo de revestimento, maior será a alteração do solo abaixo, e justamente aquele que vai ser amostrado, (alterações das propriedades mecânicas do solo devido operação de perfuração, alívio de tensões e migração de água).

c) Características do Solo

- Areias finas puras e siltes grossos de baixa compacidade e saturados - o efeito dinâmico da cravação tende a causar na ponta do amostrador, o fenômeno de liquefação, diminuindo o índice de resistência.

- Argilas muito sensíveis: amolgamento de vido ao amostrador, tende a baixar o valor do índice de resistência.

- Argilas de baixa consistência: se for utilizada haste muito pesada, o peso próprio da mesma, penetrará o amostrador a um comprimento tal que alterará para mais posteriormente o índice de resistência obtido.

- Presença de pedregulhos em areia de baixa compacidade, tende a aumentar o valor dos índices de resistência.

- Solos com alto teor de mica: a presença de mica tende a facilitar a penetração do amostrador, diminuindo o valor do índice de resistência.

- Solos colapsíveis: o emprego de água na perfuração diminui o índice de resistência do solo.

4.3.8 - Programação dos Trabalhos de Investigação

Um trabalho de investigação do sub-solo depende do tipo e porte da obra a ser construída. Por isto não se pode fixar regras rígidas para a programação dentro do tipo de investigação.

Um outro fator que deverá ser considerado é o econômico, aliás, sempre ligado ao fator técnico em engenharia.

Assim sendo, deve-se iniciar o trabalho por uma investigação preliminar, menos onerosa, a qual permitirá se conhecer ou estimar o tipo de solo existente no local. A sondagem a percussão se presta muito bem a este tipo de reconhecimento, visto que, permite retirar amostras, determinar o nível d'água, sendo ainda rápida a sua execução e de custo baixo.

Realizado um reconhecimento preliminar do local, conhecendo-se as cargas que serão aplicadas no solo pela estrutura, poderão ser realizadas novas sondagens em locais bem definidos, com retiradas de amostras indeformadas se necessário, ou a realização de ensaios "in situ".

TABELA VI	
ÁREA CONSTRUÍDA (m ²)	NÚMERO MÍNIMO DE FUROS
< 200	2
200 - 400	3
400 - 600	3
600 - 800	4
800 - 1000	5
1000 - 1200	6
1200 - 1600	7
1600 - 2000	8
2000 - 2400	9
> 2400	critério

Para o caso específico de investigação do sub solo para fundação de estrutura, a norma NB-12 dá linhas gerais que devem ser seguidas.

O número de sondagens é uma função da área construída, considerando-se como mínimo este número. Na Tabela VI, tem-se uma interpretação da norma.

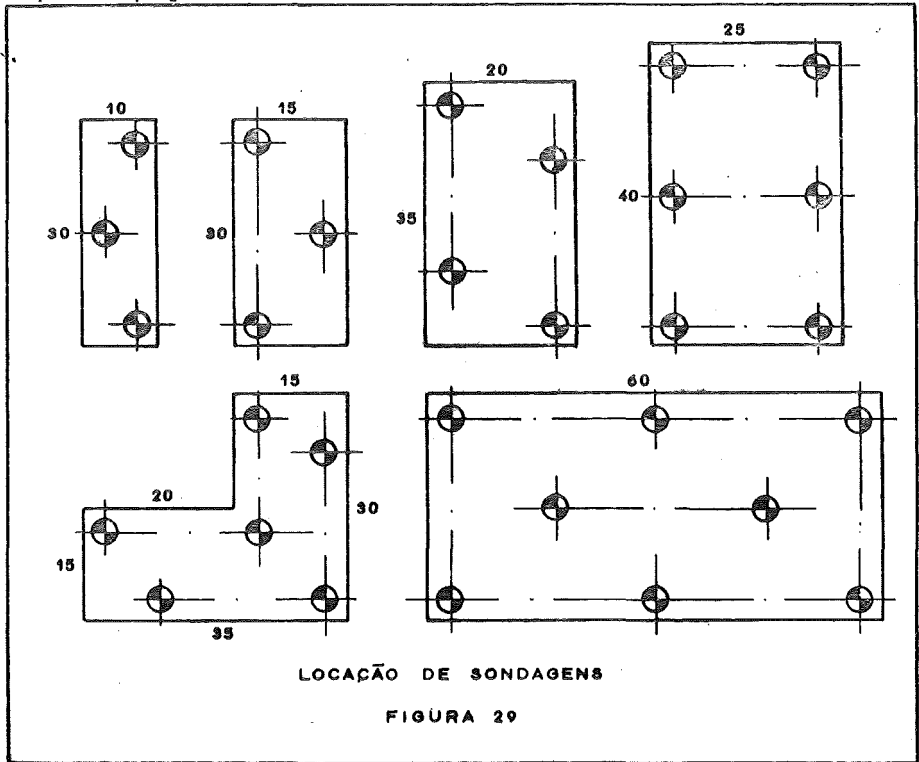
As sondagens especiais, com retirada de amostras indeformadas, não são mencionadas na NB-12, devendo-se entender a recomendação anterior quanto ao número de furos, como de caracterização geral do sub-solo.

Para áreas construídas

menores do que 200 m², são permitidos dois furos, embora esta não seja uma boa recomendação, pela possibilidade de se conhecer o sub-solo, apenas segundo um plano.

Os furos devem ser distribuídos em planta de forma a circunscrever a área a construir sem que se recorra a extrapolações.

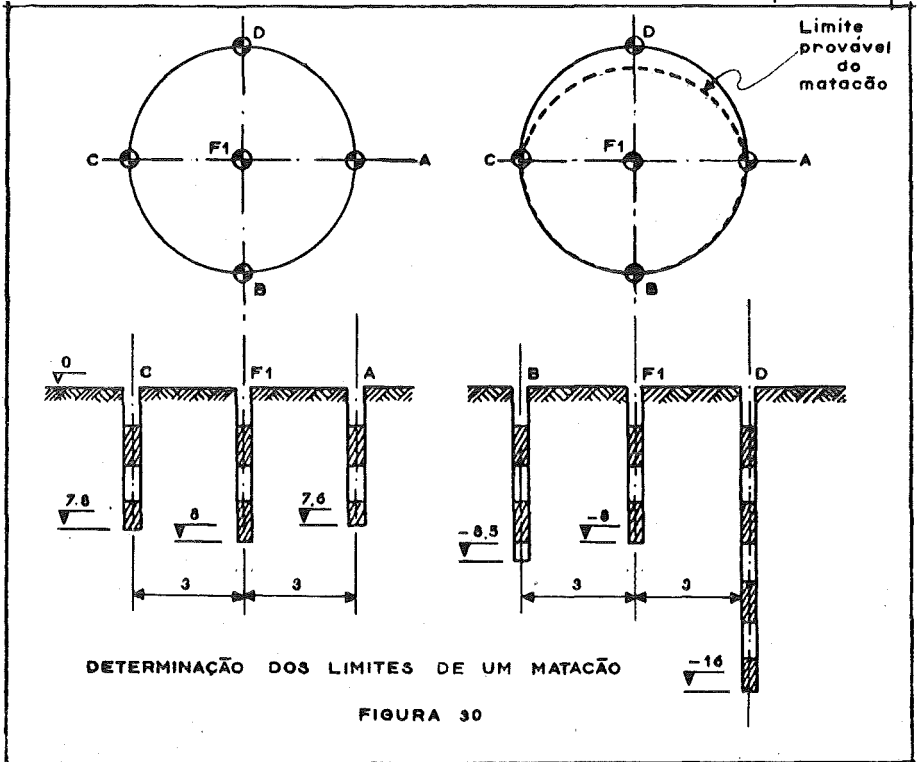
Na Figura 29, estão indicados alguns exemplos de colocação dos furos em uma área, devendo-se notar a preocupação em não alinhar os mesmos.



Os furos devem distar um do outro de um comprimento não superior a 25 metros, a menos que o solo da região seja uniforme, na direção horizontal e bem conhecido.

Para áreas maiores do que 2400 m², o número de furos fica a critério do projetista, mas é sempre bom lembrar que o enfoque econômico também é importante.

Uma recomendação que não consta da norma, mas que deve ser mencionada, é no caso de uma sondagem em contrar material impenetrável antes da cota estimada. Isto é comum em solos residuais onde o amostrador pode encontrar um matacão, não conseguindo ultrapassá-lo. Neste caso é necessário estimar o tamanho do mesmo, procedendo como segue, e que está indicado na Figura 30. Em F_1 , o amostrador não penetrou abaixo de 8,0 m. Desta forma serão realizados quatro outros furos, situados sobre uma circunferência de raio 2 a 3 metros e de centro no ponto F_1 .



Os pontos a serem sondados deverão estar situados, conforme indicado na Figura 30.

Se em todos os pontos sondados, a profundidade atingida foi aproximadamente a mesma, pode-se estimar assim as dimensões mínimas do matacão. Se em outros furos, a sondagem também parou na mesma cota de F_1 , pode-

concluir ter-se atingido a rocha. Se em um ou mais dos furos complementares a profundidade ultrapassou a dos outros, como mostrado na Figura 30, tem-se condição de conhecer as dimensões do bloco.

Com relação à profundidade a ser atingida pelos furos, recomenda a NB-12, que em nenhuma hipótese poderá ela parar com menos de 8,0 m de profundidade, a não ser que encontre rocha ou material impenetrável pelo amostrador.

Para os demais casos, a profundidade deverá ser calculada por

$$D = C B > 8,0 \text{ m}$$

onde:

- D - profundidade a ser atingida na sondagem e que para fundações rasas, é contada da superfície do terreno e para fundações por estacas ou tubulões, será contada a partir da metade do comprimento estimado para os mesmos.
- B - largura do retângulo de menor área que circunscribe a planta.
- C - coeficiente, função da taxa média sobre o terreno (massa da obra dividido pela área de construção), e cujos valores são dados na Tabela VII.

Taxa média (t/m ²)	C
<10	1,0
10 - 15	1,5
15 - 20	2,0
>20	critério

TABELA VII

A aplicação destas recomendações esbarra na necessidade de se conhecer a priori o tipo de fundação, antes de se conhecer o tipo de sub-solo, sendo que sua aplicação indiscriminada conduz a resultados não práticos, e a erros técnicos e econômicos.

Na prática de sondagens é recomendável ao início de um programa em área desconhecida, profundidades que variam de 15 a 20 m para obras médias e sub-solo em condições normais.

5 - ENSAIOS "IN SITU"

5.1 - Introdução

As propriedades de um solo em suas condições naturais, podem também ser determinadas através de ensaios "in situ".

Estes ensaios no entanto não fornecem amostras, para serem ensaiadas em laboratório, o que as vezes é inconveniente.

Os ensaios "in situ" resolveram um problema bastante grande, que é o dos solos arenosos submersos ou não, que são difíceis de serem amostrados em suas condições naturais; acresce-se a esta dificuldade de amostragem, os cuidados que se deve ter com a amostra para que não seja alterada por vibração, quando transportada.

Algumas argilas moles, sensíveis também apresentam esta dificuldade de amostragem, sendo preferencialmente ensaiadas em campo.

Nos itens seguintes, serão descritos três tipos de ensaios "in situ", com utilização de penetrômetros, ensaio de palheta (vane test) e a prova de carga sobre placa.

5.2 - Ensaio com Penetrômetros

Penetrômetros são ferramentas especialmente projetadas para cravação no solo, através de um processo dinâmico ou estático, e que através da resistência oferecida à penetração do mesmo, se poderá estimar a compactade ou consistência do solo.

Os penetrômetros podem ser divididos, de acordo com o processo de cravação utilizado, em dois grupos:

- Penetrômetros dinâmicos
- Penetrômetros estáticos

sendo que os últimos ainda podem ser de ponta fixa ou móvel.

5.2.1 - Penetrômetros Dinâmicos

O penetrômetro dinâmico é cravado no solo através da queda livre de um soquete, de massa e altura normalizada, conforme pode ser visto na Figura 31.

Os penetrômetros dinâmicos podem ser classificados, de acordo com a energia empregada, em três categorias, conforme mostrado na Tabela VIII.

A ponta do penetrômetro dinâmico deve ter as dimensões mostradas na Figura 32.

O penetrômetro deve ser cravado a uma velocidade de 30 golpes por minuto, e sempre que possível, sem interrupções.

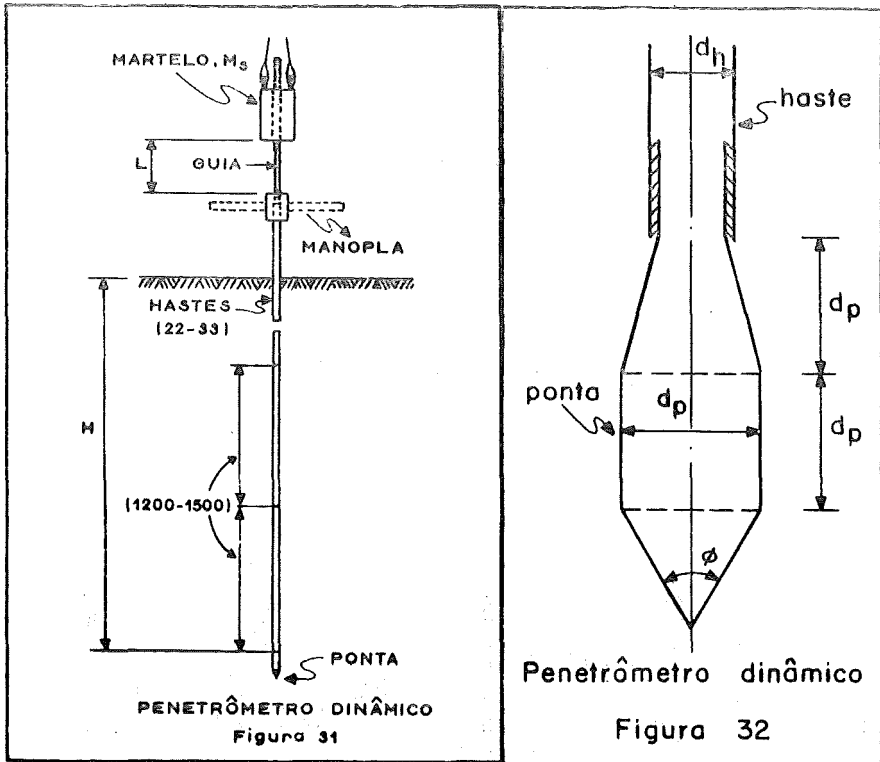


Tabela VIII
Características dos Penetrômetros

Tipo de Penetrômetro	M _s (kg)	L (cm)	Ponta			haste d _h (mm)
			d _p (mm)	Area (cm ²)	∅	
leve	10	50	35,7	10	60°	22
médio	30	20				
pesado	50	50	43,7	15	60°	32

Define-se resistência à penetração dinâmica (N₂₅) como o número de golpes necessários à cravação de 25 cm do penetrômetro.

A apresentação dos resultados é feita, colocando em abscissas os valores N₂₅ obtidos e em ordenadas as profundidades correspondentes.

Utilizando-se a chamada fórmula dos holandeses, pode-se transformar a resistência à penetração dinâmica, medida em número de golpes (N₂₅), em um valor medido em unidades de pressão.

Para um coeficiente de segurança igual a um, a resistência à penetração dinâmica pode ser calculada através da fórmula dos holandeses, como segue.

$$R_d = \frac{M_s^2 L}{2(M_s + M_h)A}$$

onde:

R_d: resistência dinâmica em kgf/cm²

M_s: massa do soquete em kg

L: altura de queda do soquete em cm

λ : comprimento unitário de penetração, isto é, 25 cm dividido pelo número de golpes necessários à cravação dos mesmos.

M_h : massa das hastes, com um comprimento H, em kg

A: área do cone em cm^2 .

Substituindo-se os valores dados na Tabela VIII, na fórmula dos holandeses, tem-se para os penetrometros leves e pesados, as fórmulas seguintes:

$$R_d = \frac{20 N_{25}}{10 + m_h \times H}$$

$$R_d = 330 \frac{N_{25}}{50 + m_h \times H}$$

onde m_h é a massa unitária das hastes utilizadas, e H o comprimento das mesmas.

Para a aplicação do valor R_d na prática, será preciso admitir um coeficiente de segurança adequado ao tipo de obra, e conhecimento do solo.

Os resultados de um ensaio deste tipo serão apresentados em um gráfico carteziano comum, onde em ordenadas estão indicadas as cotas de ensaio e em abscissas o número de golpes necessário à cravação dos 25 cm ou a resistência dinâmica calculada pela fórmula dos holandeses, para um coeficiente de segurança igual a um.

Como informação final sobre este tipo de reconhecimento do sub-solo, é necessário tomar cuidado quando da interpretação dos resultados, sendo bons do ponto de vista qualitativo.

Os resultados em um ensaio deste tipo, poderão ser distorcidos em função do tipo e das condições do solo, das características do ensaio, e principalmente do atrito lateral desenvolvido ao longo das hastes.

Para eliminar esta última influência já foram realizados ensaios com a utilização de furos revestidos, e cujos resultados poderão ser vistos em Schultze, (1957).

O baixo custo e a rapidez de execução dos ensaios permite fazer o reconhecimento qualitativo de uma área grande sem um custo elevado. No entanto, este tipo de ensaio é pouco utilizado no Brasil.

5.2.2 - Penetrômetros Estáticos

Os penetrômetros estáticos podem ser subdivididos em:

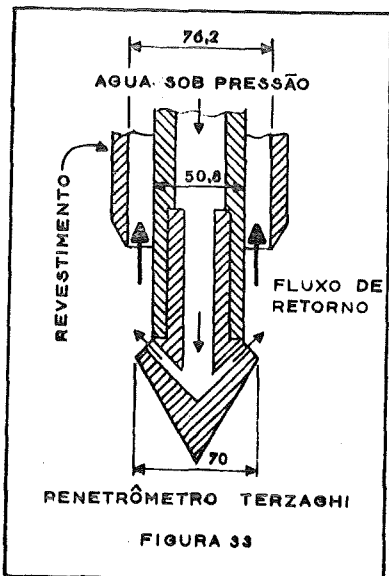
- Penetrômetros de ponta fixa
- Penetrômetros de ponta móvel

Os penetrômetros de ponta fixa, são aqueles cuja ponta não possui um movimento com relação às hastes. São medidos simultaneamente a resistência de ponta e de atrito lateral.

Nos penetrômetros de ponta móvel, esta pode se movimentar, permanecendo as hastes paradas, medindo separadamente a resistência de ponta e de atrito lateral.

A seguir serão descritos alguns tipos de penetrômetros estáticos.

a) Penetrômetro de Terzaghi



Foi desenvolvido por Terzaghi, em 1929, para estudar o comportamento de uma camada de areia; é um penetrômetro de ponta fixa, e está mostrado na Figura 33.

O penetrômetro, com diâmetro de 69,9 mm, é acoplado a uma haste de diâmetro externo de 50,8 mm, utilizando-se um furo revestido com um tubo com 76,2 mm de diâmetro interno.

O penetrômetro é cravado 254 mm no solo, através de um macaco hidráulico. A seguir é injetado água sob pressão, que descerá dentro das hastes, retornando entre revestimento-haste, e levando algum material do solo.

Enquanto está havendo circulação d'água o revestimento é baixado de um comprimento igual a 254 mm. Após isso, a água é deixada de circular, e o penetrômetro será cravado mais 254 mm.

A pressão necessária à cravação é lida em um manômetro, e os resultados são apresentados em um gráfico carteziano comum.

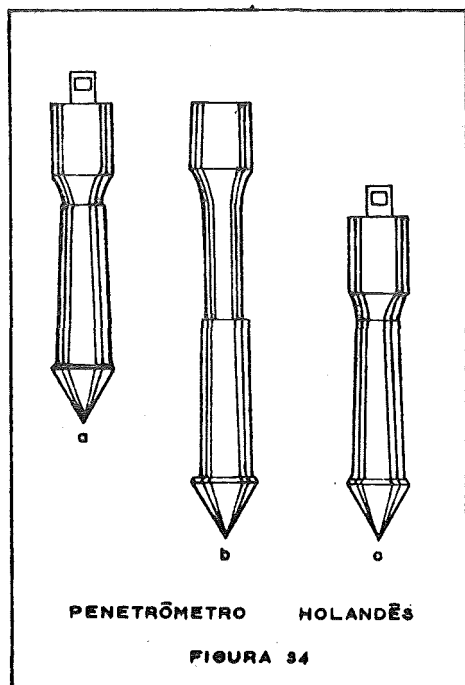
b) Penetrômetro Holandês

Este tipo de penetrômetro, classificado como de ponta móvel, foi desenvolvido por Barentsen, entre 1932-1937, tendo sido posteriormente aperfeiçoado pelo Laboratório de Mecânica dos Solos de Delft, Holanda, e está ilustrado na Figura 34.

É um ensaio muito utilizado na Europa para a investigação do sub-solo. No Brasil, dos penetrômetros existentes, este é o mais utilizado na investigação do sub-solo, sem no entanto ser muito popular.

O ensaio, utilizando-se do penetrômetro holandês é conhecido no Brasil como "Ensaio de Penetração Contínua".

A cravação do penetrômetro no solo, é feita estáticamente, utilizando-se de macacos hidráulicos, sendo possível medir-se a resistência de ponta (R_p) e a resistência total, (R_t) oferecida pelo terreno, e posteriormente calcular a resistência de atrito lateral (R_l), desenvolvida ao longo do comprimento das hastes cravadas.



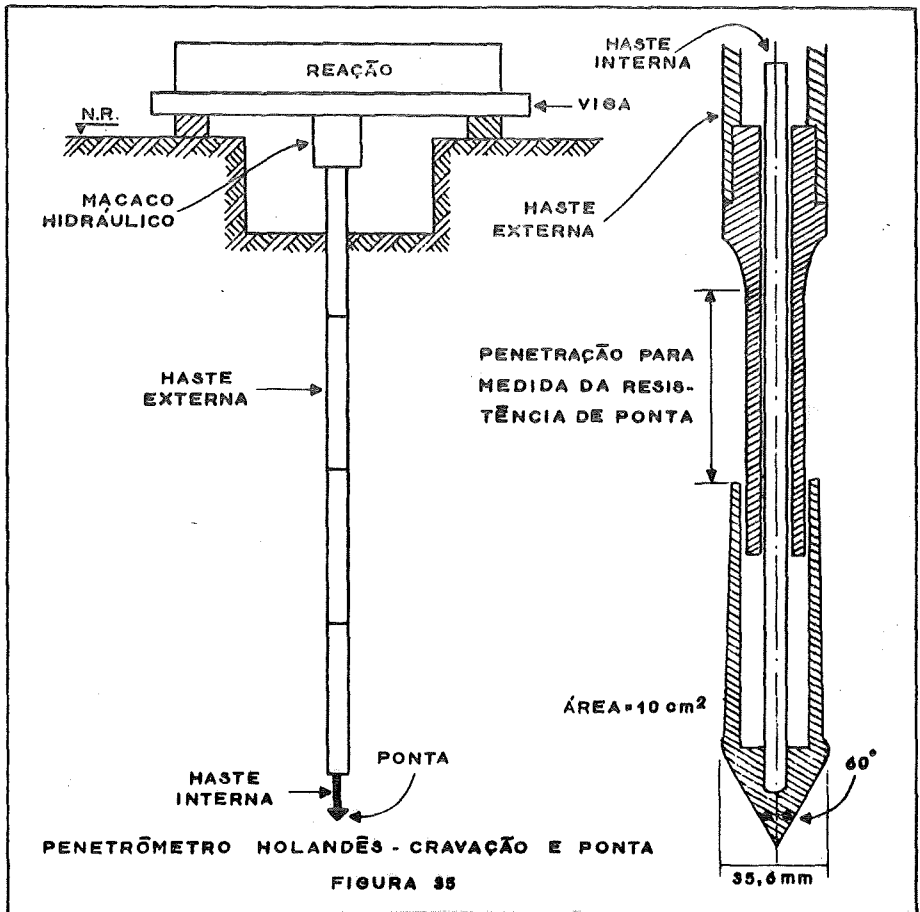
O sistema de cravação deste tipo de penetrômetro, permite que seja movimentada a ponta, permanecendo

cendo fixo, o corpo do mesmo, conforme indicado na Figura 34.

Inicialmente, o penetrômetro é cravado como um todo, obtendo-se em manômetros instalados na superfície do terreno, a resistência total do solo.

A seguir a ponta é liberada do corpo, e cravada no solo, obtendo-se a resistência de ponta, conforme indicado na Figura 35.

As leituras nos manômetros podem ser realizadas continuamente, sendo que na prática são elas realizadas a cada 20 ou 30 cm de cravação.

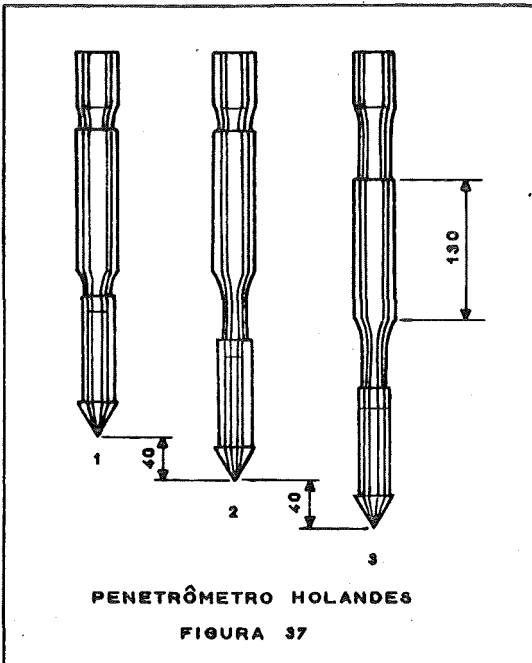


A velocidade de penetração deve ser constante, e da ordem de 2,0 cm/s.

Os resultados são apresentados em um gráfico carteziano, onde em ordenadas estão indicadas as profundidades atingidas e as cotas de ensaio, e em abscissas estão indicadas a resistência de ponta, R_p em kgf/cm^2 e a resistência de atrito lateral, R_l em kgf , conforme indicado na Figura 36.

As profundidades obtidas neste tipo de ensaio vão até 30,0 m.

O ensaio de penetração contínua é também utilizado, para a determinação do comprimento de uma estaca; quando o ensaio for realizado com esta intenção, é sempre conveniente ter-se o perfil do solo obtido através de uma sondagem a percussão.



Entre 1962-1963, foi lançado também pelos holandeses uma variação do penetrômetro original, na qual o atrito lateral é desenvolvido em uma superfície de 130 mm de altura, e que está logo acima da ponta, conforme pode ser visto na Figura 37.

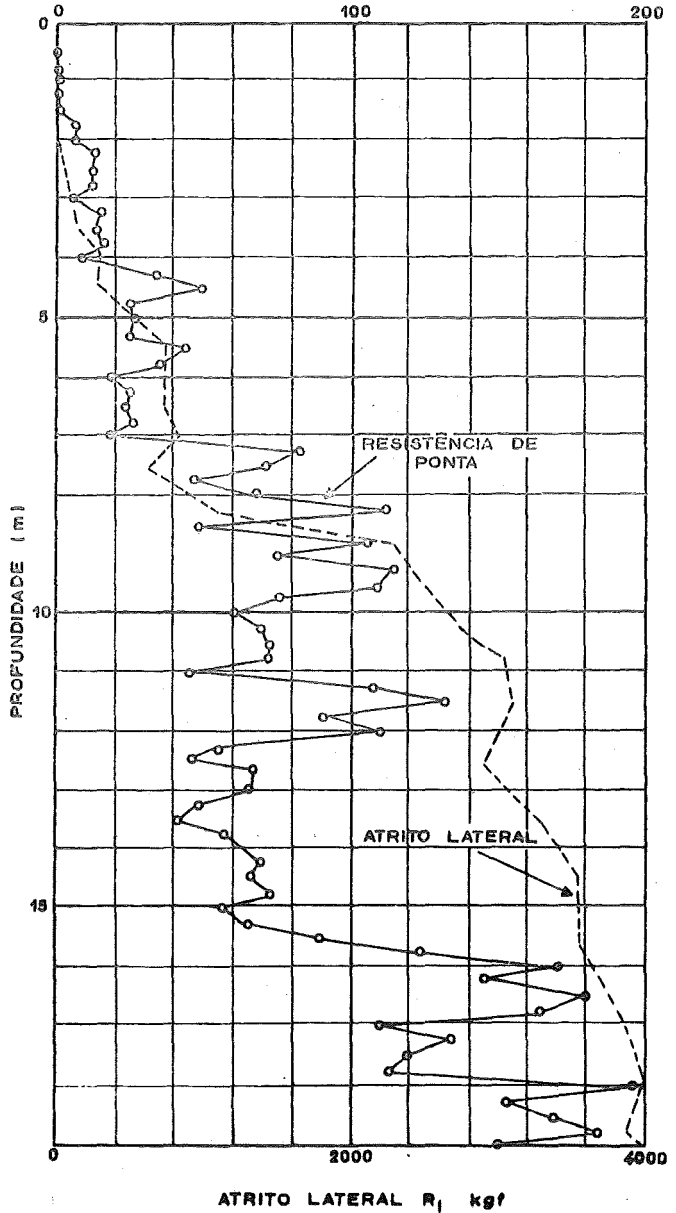
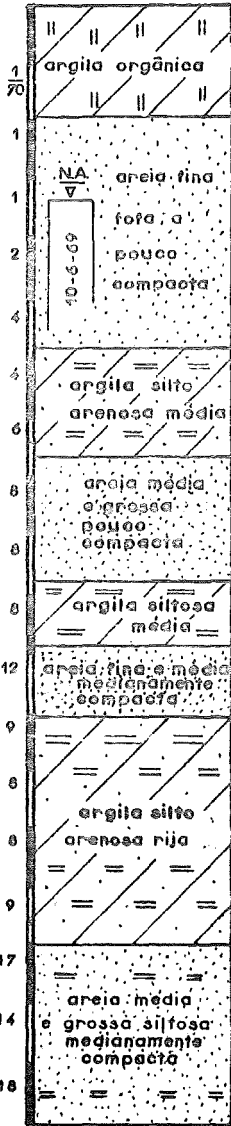
Deixado o penetrômetro na cota de ensaio, se faz penetrar inicialmente o cone de 40 mm, medindo-se a resistência de ponta. A seguir se crava o conjunto haste-ponta mais 40 mm, medindo-se a resistên-

cia total (ponta mais atrito lateral desenvolvido ao longo dos 130 mm).

c) Penetrômetro Meurisse

É um penetrômetro semelhante ao holan-

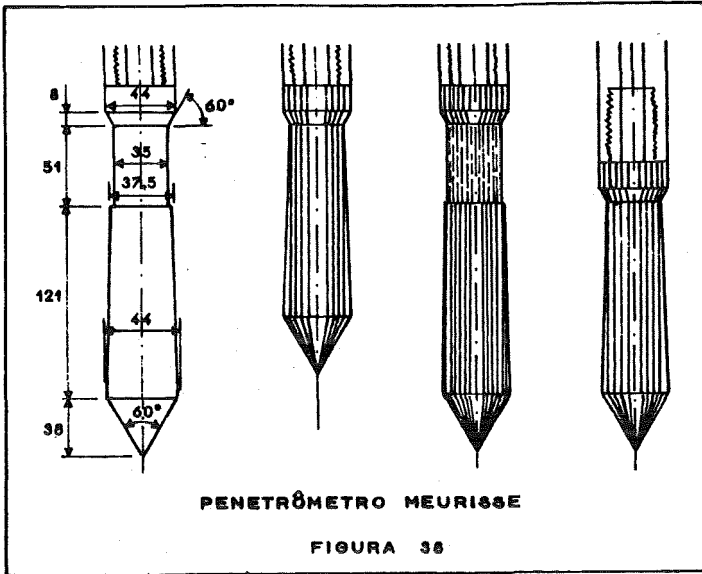
RESISTÊNCIA DE PONTA, R_p , kgf/cm^2



ENSAIO DE PENETRAÇÃO CONTÍNUA

FIGURA 36

dês, porém com diâmetro de 45 mm, permitindo determinar a cada 25 cm, a resistência de ponta e de atrito lateral do solo (Figura 38).



Devido ao diâmetro maior deste tipo de penetrômetro, se tem necessidade de uma carga de reação maior, quando se está em presença de camadas de solo resistentes, embora às vezes pouco espessas. Este fator pode trazer interpretações errôneas do sub-solo, quando se tem uma camada compressível logo abaixo da camada resistente, que não foi ultrapassada.

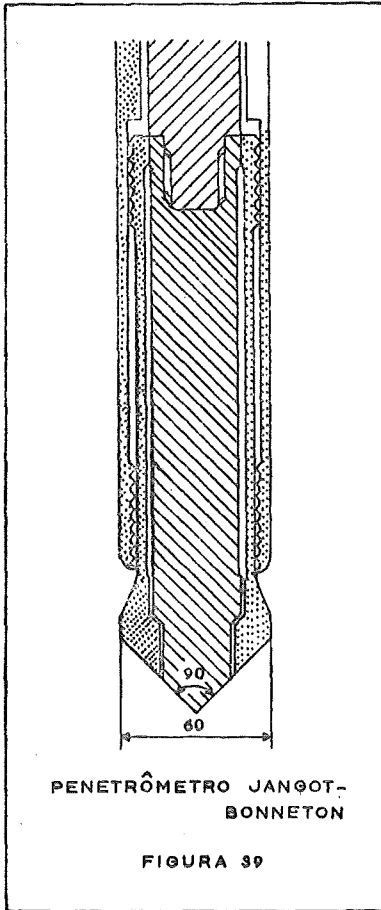
Para solucionar este impasse, o equipamento Meurisse possui um dispositivo para cravação dinâmica, sempre que a resistência estática de ponta for superior a 350 kg/cm^2 . A camada resistente será atravessada dinamicamente, medindo-se este tipo de resistência, voltando-se à cravação estática quando a situação anterior for atingida.

Há também um penetrômetro Meurisse com revestimento, e que tem algumas vantagens sobre o anteriormente descrito.

d) Penetrômetro Jangot-Bonneton

É um penetrômetro de cone fixo, com

ângulo de penetração de 90° e 60 mm de diâmetro externo.



Normalmente este penetrômetro vem montado sobre um caminhão, equipado para a realização do ensaio. Permite através de um sistema de anéis dinamométricos, a leitura contínua da resistência total e de ponta, Figura 39.

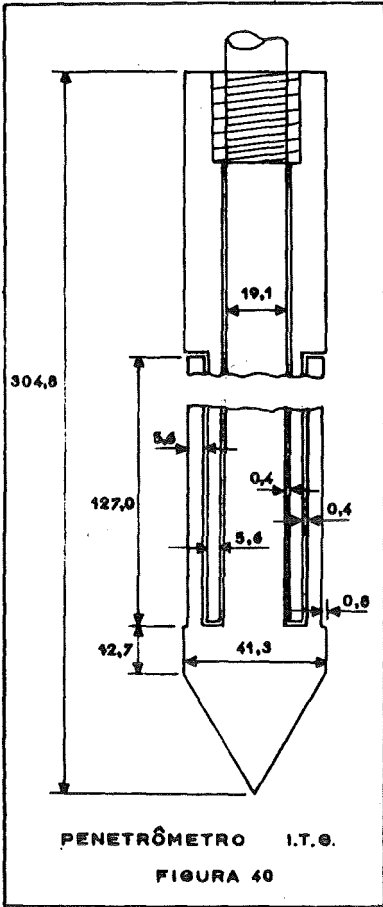
Como a haste interna está ligada à parte central da ponta, e esta apoiada na parte externa do cone, pode ser retirada para a realização de um ensaio com penetrômetro dinâmico, para a determinação do nível d'água, retirada de amostras deformadas, e também para a realização de um ensaio de percussão própria, necessário para atravessar camadas de pedregulho e areia compacta, que não são penetráveis estáticamente. O ensaio de penetração dinâmica neste caso, é realizado utilizando um soquete com massa de 300 kg, que é deixado cair livremente sobre as hastes de 35 mm de diâmetro, de

uma altura de 400 mm, devendo ser medida a penetração correspondente a 10 golpes.

A resistência dinâmica poderá ser calculada por uma fórmula qualquer, como a dos holandeses.

e) Penetrômetro I.T.G.

É um penetrômetro muito utilizado por A. S. Vesic, no Instituto Tecnológico da Georgia, podendo medir separadamente a resistência de ponta e de atrito lateral.



O esquema do penetrômetro pode ser visto na Figura 40.

A capacidade deste tipo de penetrômetro é de 5 t. O ensaio de penetração é realizado da forma seguinte:

Primeiramente é cravada a ponta de um comprimento de 76,2 mm, por meio das hastes internas, tendo-se então a resistência de ponta.

A seguir se crava o tubo externo de um comprimento igual, obtendo-se a resistência de atrito lateral.

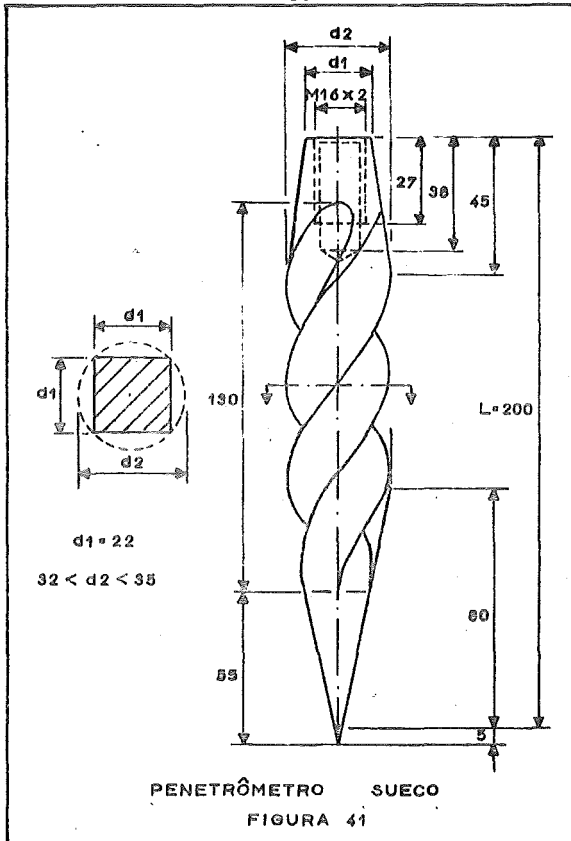
Finalmente se crava o conjunto de um comprimento de 228,6 mm, obtendo-se assim a resistência total de penetração.

f) Penetrômetro Sueco

Entre os vários tipos de penetrômetros suecos, se reportará aqui a apenas um deles, que emprega a cravação estática para solos de baixa resistência e rotação para camadas mais resistentes. É um penetrômetro de ponta fixa.

Na Figura 41, está indicado um esquema do penetrômetro.

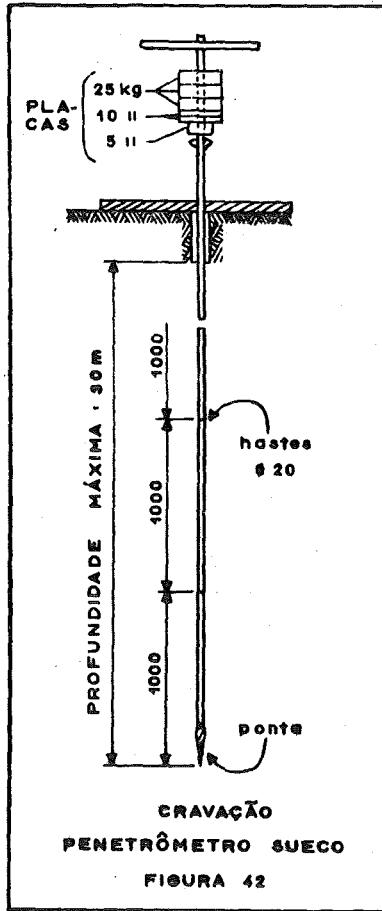
O equipamento todo é constituído por haste de prolongamento, pelo penetrômetro em si, e por um conjunto de seis placas metálicas com massa de 5, 10, 10, 25, 25, 25 kg, e por um conjunto com movimento de rotação.



Para o ensaio de penetração, se vai carregando o conjunto haste-penetrômetro, com as placas metálicas, na seguinte ordem: 5, 15, 25, 50, 75, 100 kg, de vendo-se marcar a menor carga que produz uma penetração na camada, conforme mostrado na Figura 42.

Quando o conjunto não mais penetrar no solo, embora carregado com a carga de 100 kg, se submete o mesmo a um movimento de rotação. Para a interpretação do ensaio de rotação, se costuma medir a resistência do solo em termos do número de meias-voltas dadas à manivela necessária à cravação de 20 cm do conjunto.

É um penetrômetro mais utilizado para solo de baixa a média resistência, como as argilas moles e areias pouco compactas.



5.3 - Observações Finais

Segundo recomendação da Comissão Belga, indicada pela Associação Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, a apresentação dos resultados de ensaio com um penetrômetro, devem ser padronizados contendo as informações seguintes, além das curvas de resistência:

Cotas:

- do local de ensaio
- nível de referência

Situação em planta

Características do equipamento:

- capacidade máxima
- tipo de ponta
- diâmetro da ponta
- área da ponta
- diâmetro do revestimento

Características gerais:

- local da obra
- número do ensaio
- data
- hora de início e término do ensaio

São recomendados ainda que:

a) deverão ser realizado um mínimo de três ensaios, para que se possa controlar melhor os resultados. Se os resultados de cada ensaio, diferirem muito um do outro, deverão ser previstos outros tipos de ensaios.

b) a profundidade máxima do ensaio, será aquela atingida quando utilizada a capacidade máxima do equipamento.

c) deverão ser realizadas medidas a cada 25 cm, para a resistência de ponta, e a cada um metro para a resistência de atrito lateral.

A interpretação do gráfico de penetração deve ser realizada por engenheiro com experiência em tal tipo de ensaio.

Quando se atingir uma camada impenetrável estáticamente, sempre que possível se deve tentar atravessá-la por um outro método, e verificar se abaixo desta camada não existirá uma camada compressível.

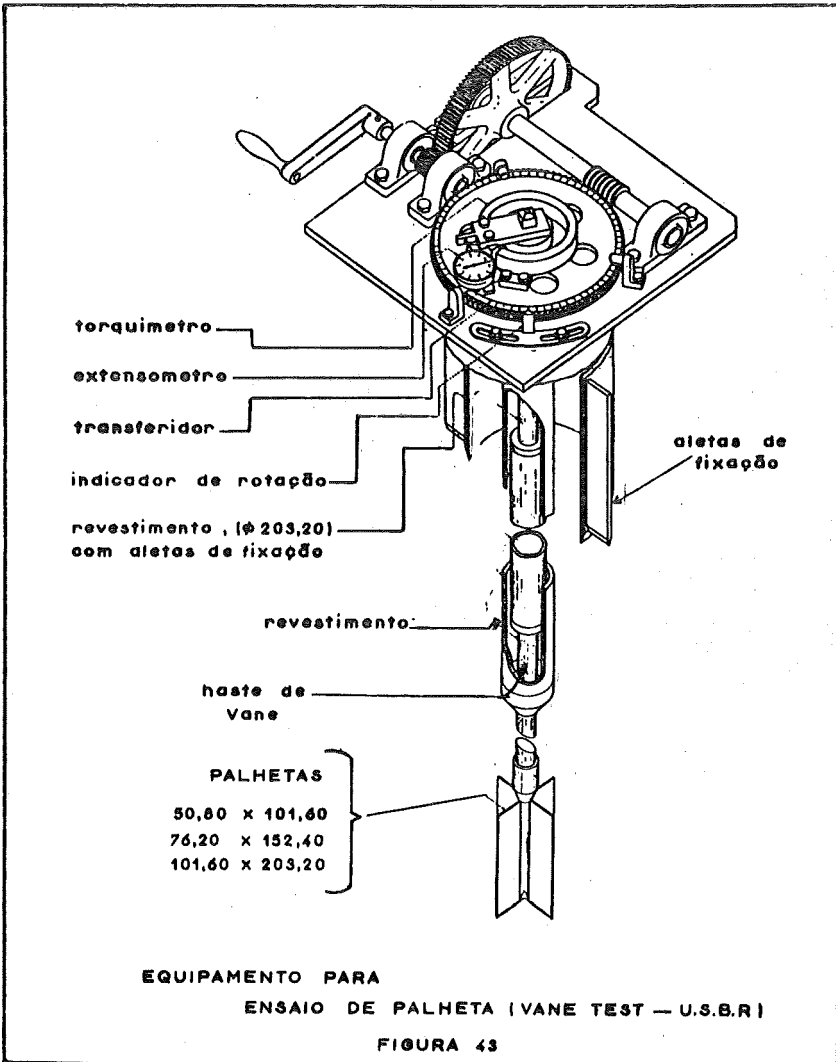
Em solos grossos, com matações os resultados tornam-se discrepantes, ora apresentando altas resistências, ora resistências menores, dependendo do que o penetrômetro deve atravessar.

Como orientação para interpretação de re-

sultados de ensaios penetrométricos estáticos, pode ser utilizada a tabela organizada por Buisson, (Tabela IX).

5.4 - Ensaio de Palheta (Vane Test)

Este tipo de ensaio foi introduzido por Carlson, em 1948, para a determinação da resistência não drenada de uma argila mole saturada. O equipamento necessário à realização do ensaio consta de um torquímetro e de uma palheta, colocada em sua ponta, conforme Figura 43.



		RESISTÊNCIA DE ATRITO R_d		
		DIMINUI	CONSTANTE	AUMENTA
RESISTÊNCIA DE PONTA	DIMINUI	1. Ponta penetra solo solto, arrastando parte superior-arenoso ou argila mole 2. Separação de bloco arrastado anteriormente 3. Ponta penetra em argila muito sensível	1. Solos siltosos expansivos. 2. Areias e pedregulhos pouco compactos.	1. Ponta penetra em solo menos compacto.
	CONSTANTE	1. Solos arenosos medianamente compactos.	1. Argilas orgânicas e siltes expansivos.	1. Areias compressíveis, finas e parcialmente saturadas.
	AUMENTA	1. Moderadamente: solos arenosos compactos. 2. Fortemente: blocos arrastados pela ponta.	1. Argilas orgânicas e siltes não expansivos.	1. Solos que aumentam a compactidade, ou consistência. 2. Solos contendo blocos que envolvem a haste.

TABELA IX

O ensaio é realizado, utilizando-se de um furo de sondagem especial, e no qual a camada de argila mole, a ser ensaiada não foi ainda amolgada.

Atingida a cota de ensaio, a palheta é introduzida no solo em torno de 760 mm, evitando-se ao máximo o amolgamento do mesmo

Colocada a palheta em posição de ensaio, deve-se dar à manivela um movimento de rotação a velocidade de constante.

Durante a rotação da palheta será desenvolvida uma resistência ao cisalhamento, ao longo da superfície lateral, e da base e topo, e que no instante da ruptura, o momento resistente será igual ao momento de torção indicado no aparelho.

Pode-se a partir desta equação de equilíbrio, calcular-se a resistência ao cisalhamento do solo, representada pela coesão do mesmo.

Se: M : momento de torção

M_l : momento resistente da superfície lateral

M_b : momento resistente da base e topo

Tem-se:

$$M = M_l + 2 M_b$$

Sendo d o diâmetro e h a altura da superfície cilíndrica desenvolvida no solo, pode-se escrever:

$$M_l = \frac{\pi}{2} d^2 . h . c$$

O momento resistente na base e no topo da palheta, será calculado através de uma integração, conforme Figura 44, sendo:

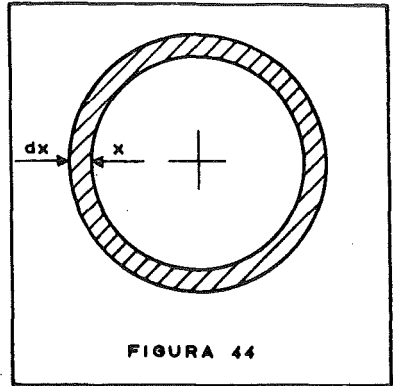
$$d M_b = 2 \pi c x^2 dx$$

$$M_b = \int_0^{\frac{d}{2}} 2\pi c x^2 dx = 2\pi c \frac{d^3}{24}$$

$$M_b = \pi c \frac{d^3}{12}$$

Resulta então:

$$M = \frac{\pi}{2} c d^2 h + \pi c \frac{d^3}{12}$$



de onde se pode tirar o valor da coesão.

$$c = \frac{12}{\pi} \frac{M}{d^2 (6h + d)}$$

As palhetas desenvolvidas pelo Bureau of Reclamation dos Estados Unidos, têm largura de 50,8; 76,2 e 101,6 mm e na qual as alturas são sempre o dobro da largura.

Cada uma destas palhetas é utilizada para determinar a resistência ao cisalhamento em intervalos de valores diferentes, conforme indicado na Tabela X, junto a outras características do equipamento, e do tipo do solo.

O ensaio de palheta poderá ser utilizado para a determinação da sensibilidade de uma argila. Para isto, basta que após a determinação da resistência in deformada, se dê uma série de voltas na manivela para amolgar a argila.

Deve ser deixada a argila durante algum tempo em repouso, e a seguir determinar-se a resistência do solo amolgado, obtendo a seguir a sensibilidade da mesma.

TABELA X

d (mm)	h (mm)	$10^{-4}c$ kgf/cm ²	Δc kgf/cm ²	TIPO DE SOLO
50,8	101,6	22,41M	>1,70	Argila saturada média
76,2	152,4	4,54M	0,7-1,7	Argila saturada mole a média
101,6	203,2	1,52M	<0,70	Argila saturada muito mole

5.5 - Prova de carga sobre placa

A prova de carga sobre placa é um ensaio "in situ", realizado para determinar a taxa de trabalho de um solo.

O ensaio é realizado geralmente utilizando-se de uma placa metálica rígida de 800 mm de diâmetro, e com área de 0,50 m².

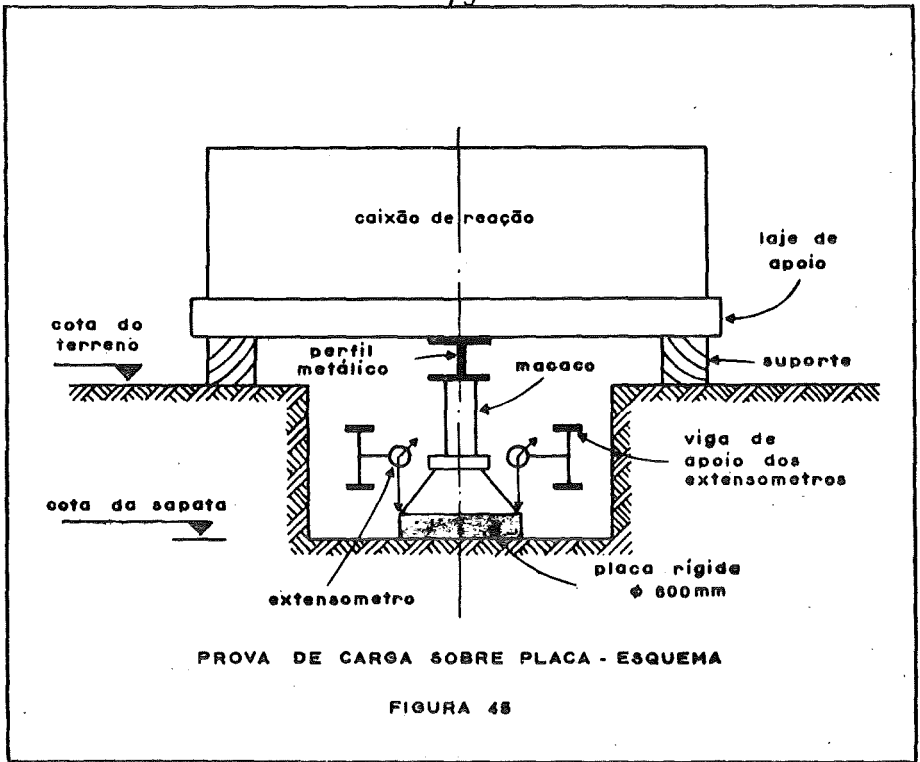
O ensaio pode ser feito sobre uma camada superficial ou profunda, sendo que o procedimento é o mesmo.

Na Figura 45, tem-se um esquema de uma prova de carga sobre placa. Para a obtenção da carga de reação é geralmente utilizada areia molhada, podendo no entanto ser substituída por materiais disponíveis na obra.

A Norma Brasileira que fixa as condições de realização de uma prova de carga sobre placa é a NB-27, na qual são feitas algumas recomendações quanto à instalação do equipamento, e que serão descritas sucintamente a seguir:

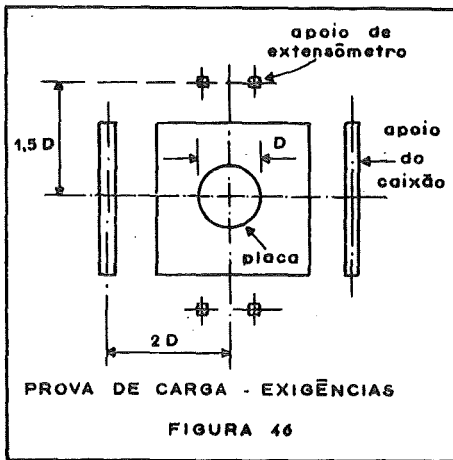
a) a cota de apoio da placa e da base da eventual sapata deve ser a mesma.

b) a relação entre a largura e profundidade do poço deve ser a mesma para a prova e para a fundação.



c) os apoios dos aparelhos de medida devem estar a uma distância maior do que 1,5 vezes o diâmetro da placa.

d) deve ser evitada qualquer influência externa (trepidações), cargas externas aplicadas ao terreno de uma área próxima à realização da mesma.



Na Figura 46, tem-se uma representação gráfica das exigências.

A prova de carga é realizada em estágios de carregamento, onde em cada estágio se aplica 20% da taxa de trabalho presumível para o solo.

Em cada estágio de carregamento, serão realizadas lei

turas das deformações logo após a aplicação da carga e depois em intervalos de tempo (1, 2, 4, 8, 15 minutos...).

Um novo estágio de carregamento só deverá ser iniciado, quando ocorrer estabilização das deformações. Pode-se considerar estabilizado, quando entre duas leituras sucessivas, a deformação for inferior a 5% da deformação total no estágio.

Deverão ser realizados os carregamentos necessários para se atingir uma das condições:

- a) ruptura do terreno
- b) deformação do solo atinja 25 mm
- c) carga aplicada igual ao dobro da taxa de trabalho presumida para o solo.

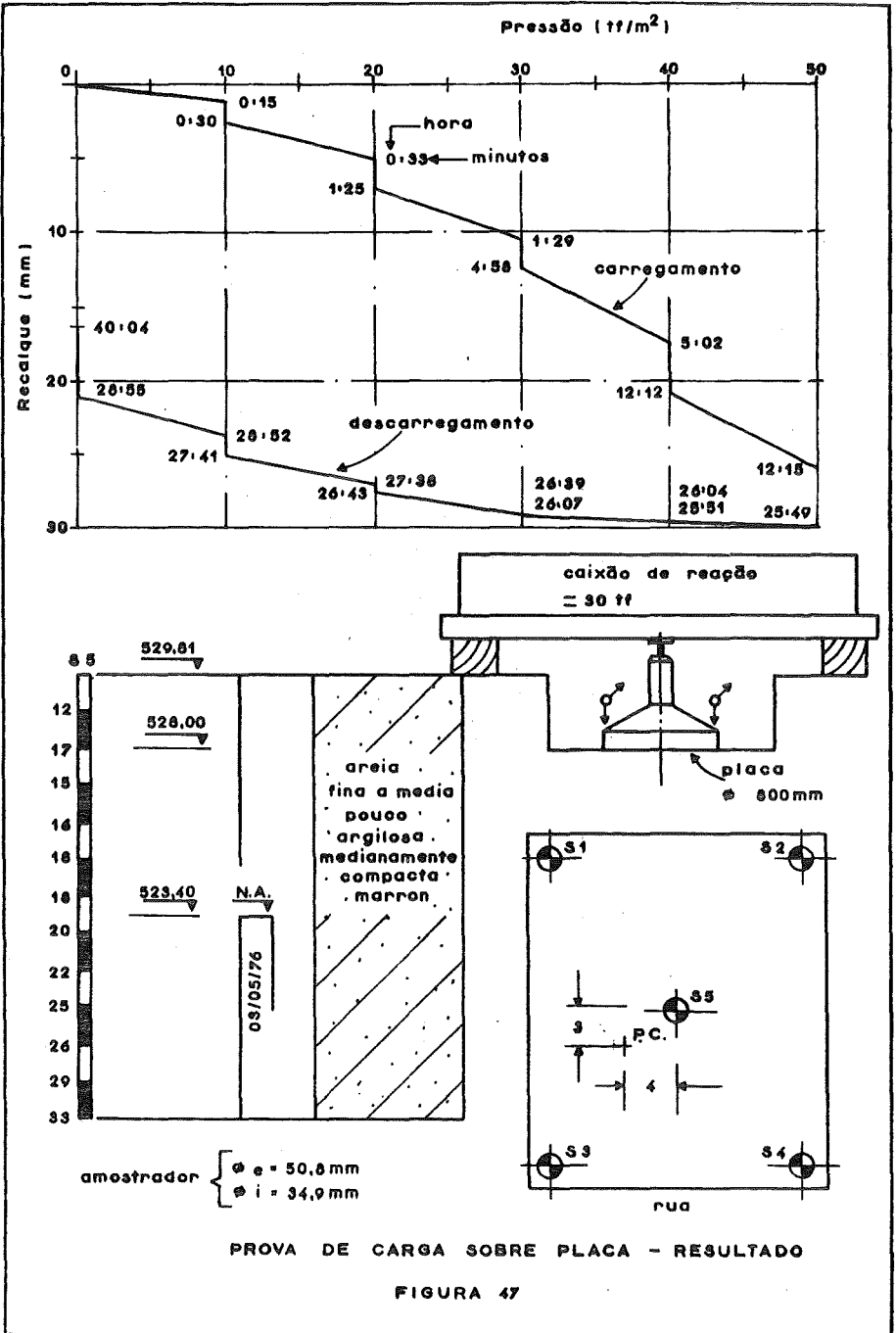
O último estágio da fase de carregamento, deverá ser mantido, pelo menos durante 12 horas, caso não se atinja a ruptura do terreno.

A fase de carregamento é realizada também em estágios sucessivos não superiores a 25% da carga máxima atingida em prova, medindo-se também as deformações ocorridas em cada estágio.

O resultado de uma prova de carga é apresentado em um gráfico onde em ordenadas estão indicados os recalques em cada estágio, e em abscissas as cargas por estágio. Neste mesmo gráfico deve constar informações quanto:

- a) dia e hora do início e término da prova de carga
- b) situação em planta do local da prova
- c) cotas da superfície do terreno, de apoio da placa
- d) corte do poço com indicação de dimensões
- e) ocorrências excepcionais durante a prova
- f) sempre que possível, um perfil do solo próximo ao local da prova, obtido através de uma sondagem a percussão.

Na Figura 47 está indicado o resultado de uma prova de carga sobre placa.

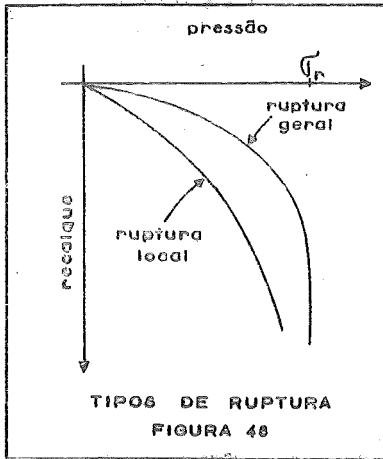


PROVA DE CARGA SOBRE PLACA - RESULTADO

FIGURA 47

Os resultados de uma prova de carga, devem ser interpretados, levando-se em consideração os critérios de ruptura e de deformação do solo.

Para solos de alta densidade e resistência (areias compactas, argilas duras) o critério que prevalece é o de ruptura, visto que, as deformações serão sempre pequenas. No entanto, para solos de baixa densidade e resistência (areias fofas, argilas moles), o que irá prevalecer é o critério do recalque admissível, pois que as deformações do solo serão sempre grandes, mesmo para cargas pequenas.



Na Figura 48, estão indicados estes dois casos extremos, e que foram descritos por Terzaghi como de ruptura geral e ruptura local.

A taxa de trabalho de um solo, através de uma prova de carga, será fixada, então pelo valor mais desfavorável obtido entre os critérios:

a) $\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{\eta}$ (critério da ruptura)

b) $\sigma = \sigma_{\rho=x}$ (critério de recalque)

onde

σ : valor da pressão aplicada pela placa em um dos três casos:

$\sigma = \sigma_R$, quando é alcançada a ruptura do terreno.

$\sigma = \sigma_{\rho=y}$, pressão correspondente a um recalque considerado excessivo, onde $y=25$ mm.

$\sigma = \sigma_{\max}$, máxima carga aplicada, quando não se atinge um dos dois anteriores.

η : coeficiente de segurança

$\sigma_{\rho=x}$, é o valor da pressão correspondente a um recalque admissível x .

As provas de carga sobre placas no Brasil, vêm sendo interpretadas segundo as recomendações do Código de Boston, em vista da norma brasileira, ser omissa, quanto aos valores a ser adotados.

Assim, segundo o Código de Boston, tem-se:

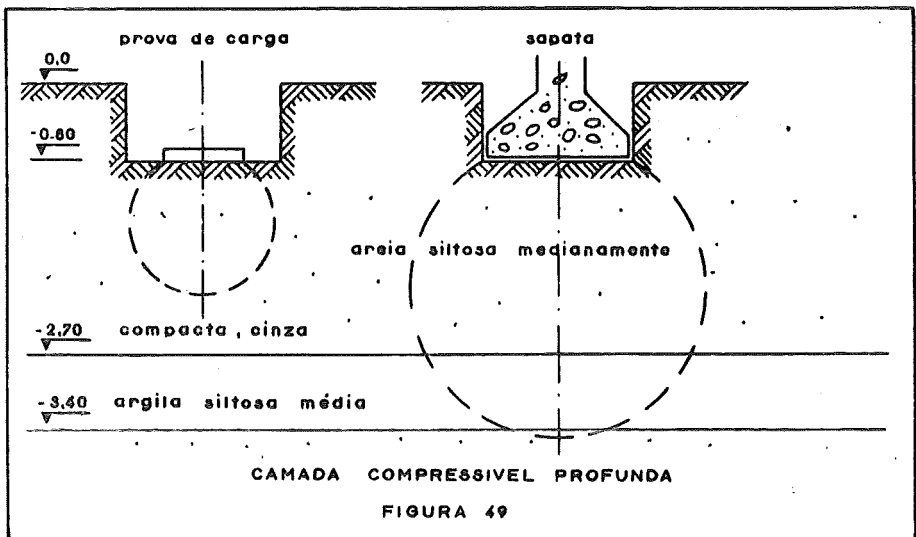
$$\eta = 2$$

$$x = 10 \text{ mm}$$

$$y = 25 \text{ mm}$$

Convém salientar, que os resultados de uma prova de carga serão válidos para solos que estejam dentro do bulbo de pressões desenvolvido pela placa. No caso de camadas compressíveis abaixo deste bulbo, e que irão ser solicitadas pelas sapatas, os resultados não deverão ser extrapolados, pois irão aparecer recalques na estrutura.

Na Figura 49, está indicada a diferença exposta anteriormente.



6 - BIBLIOGRAFIA

- 6.1 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - "*Prova de carga direta sobre terreno de Fundação-NB-27R*".
- 6.2 - ASSOCIAÇÃO PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA - "*Diretrizes para execução de sondagens*" - (1ª tentativa) - São Paulo, 1971.
- 6.3 - BEGEMANN, H.K.S. - "*The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile*" - Anais do VI Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - Vol. I, pág. 17-23 - Montreal, 1965.
- 6.4 - BERBERIAN, D. - "*Notas sobre a investigação do sub-solo para fins de engenharia*" - COPPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1971.
- 6.5 - BUREAU OF RECLAMATION - "*Earth Manual*"
- Department of interior - USA
- Denver - 1968
- 6.6 - CARLSON, L. - "*Determination "in situ" of the shear strenght of undisturbed clay by means of a rotating auger*" - Anais do II Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - Vol. I, pág. 265-270 Rotterdam, 1948.
- 6.7 - GODOY, N.S. de - "*Fundações - Notas de Aula*" - EESC-USP, 1971.
- 6.8 - GODOY, N.S. de - "*Investigação do sub-solo para fundações*" - EESC-USP, 1971.
- 6.9 - HVORSLEV, M.J. - "*Subsurface explorations and sampling of soils for civil engineering purposes*" - Waterways Experimental Station, 1965.
- 6.10 - LOWE III, J. - ZACCHEO, I.F. - "*Subsurface explorations and sampling*" - Capítulo I, in Foundation Engineering Handbook: WINTERKORN, H.F. - FANG, H.Y. - Van Nostrand, 1973.

- 6.11 - MELLO, V.F.B. de - MAGALHÃES, C.S - "*Reconhecimento do sub-solo para fundações de edifícios*" - Revista de Engenharia Mackenzie - setembro-outubro, 1957.
- 6.12 - MELLO, V.F.B. de - TEIXEIRA, A.H. - "*Mecânica dos Solos*" - EESC-USP, 1961.
- 6.13 - MELLO, V.F.B. de - TEIXEIRA, A.H. - "*Fundações e Obras de Terra*" - EESC-USP, 1961.
- 6.14 - PLANTEMA, G. - "*Construction and method of operating of a new deepsounding apparatus*" - Anais do 2º Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - Vol. I, pág. 227-230 - Rotterdam, 1948.
- 6.15 - SANGLERAT, G. - "*El penetrómetro y el reconocimiento de los suelos*" - Servicio de Publicaciones - Ministério de Obras Públicas - Madrid, 1967.
- 6.16 - TEIXEIRA, A.H. - "*A padronização da sondagem de simples reconhecimento*" - Anais do V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - Vol. III, pág. 1-22 - São Paulo, 1974.
- 6.17 - TERZAGHI, K. - PECK, R.B. - "*Soil Mechanics in Engineering Practice*" - 2ª Edição - J.Wiley, 1967.
- 6.18 - WILUN, Z. - STARZEWSKI, K. - "*Soil Mechanics in Foundation Engineering*" - Vol. I - J. Wiley, 1972.