

Faixa Massada



# MECÂNICA DOS SOLOS EXPERIMENTAL



oficina de textos

Faixa Massad

**MECÂNICA  
DOS SOLOS  
EXPERIMENTAL**

Copyright © 2016 Oficina de Textos

Grafia atualizada conforme o Acordo Ortográfico da Língua Portuguesa de 1990, em vigor no Brasil desde 2009.

**Conselho editorial** Arthur Pinto Chaves; Cylon Gonçalves da Silva;  
Doris C. C. Kowaltowski; José Galizia Tundisi;  
Luis Enrique Sánchez; Paulo Helene; Rozely Ferreira  
dos Santos; Teresa Gallotti Florenzano.

**Capa e projeto gráfico** Malu Vallim  
**Diagramação** Alexandre Babadobulos  
**Fotos** Marcelo Saad  
**Preparação de figuras** Letícia Schneiater  
**Preparação de textos** Carolina A. Messias  
**Revisão de textos** Hélio Hideki Iraha  
**Impressão e acabamento** Prol gráfica e editora

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)**  
**(Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)**

---

Massad, Faiçal  
Mecânica dos solos experimental / Faiçal  
Massad. -- São Paulo : Oficina de Textos, 2016.

Bibliografia  
ISBN 978-85-7975-200-1

1. Geotécnica 2. Mecânica dos solos I. Título.

16-00919

CDD-624.1513

---

**Índices para catálogo sistemático:**

1. Mecânica dos solos : Engenharia geotécnica  
624.1513

Todos os direitos reservados à Editora **Oficina de Textos**  
Rua Cubatão, 798  
CEP 04013-003 São Paulo SP  
tel. (11) 3085 7933 fax (11) 3083 0849  
www.ofitexto.com.br atend@ofitexto.com.br

# Prefácio

Na solução de muitos problemas de Engenharia Civil, o solo intervém como material de construção (aterros de estrada; barragens de terra e enrocamento etc.) ou como material natural (fundações de edifícios; escavações de valas e túneis; estabilização de encostas etc.). Para a elaboração de projetos adequados e a realização de obras seguras e econômicas, torna-se indispensável conhecer as suas características de identificação e de classificação e, em geral, as suas propriedades de engenharia.

Este livro trata de ensaios de laboratório visando ao conhecimento das características e propriedades dos solos. É fruto das aulas de pós-graduação ministradas na Escola Politécnica da USP (Epusp), na disciplina Mecânica dos Solos Experimental. Procura transmitir, em parte, conhecimentos auferidos do Prof. Arthur Casagrande, de quem fui aluno em 1969, e do Prof. Carlos de Sousa Pinto.

Os capítulos são organizados de forma a introduzir os conceitos básicos, direcionados para a parte experimental. A obra inicia com o estudo da constituição dos solos; a mineralogia e plasticidade das argilas; e a estrutura e compacidade das areias, culminando com a discussão crítica das classificações mais usuais dos solos. Posteriormente, envereda pelo estudo do comportamento dos solos compactados e pelo seu controle no campo e termina abordando duas das mais importantes propriedades de engenharia dos solos, a saber, a permeabilidade e a compressibilidade oedométrica. São discutidas: a) as técnicas e equipamentos de ensaio, lastreados nas normas brasileiras e, quando pertinentes, estrangeiras; e b) as principais fontes de erro, como mitigá-las e sua propagação em diversos parâmetros de projeto. São propostos exercícios, com solução, e “questões para pensar”, considerados essenciais para o entendimento da matéria.

Como pano de fundo, são abordados os seguintes tópicos: a) a relevância da descrição tátil-visual das amostras de solo, as formas de seu armazenamento em laboratório e a prevalência das propriedades de estado em relação às propriedades físicas; b) a importância relativa das análises granulométricas e da mineralogia das argilas, esta última com papel importante na compreensão de comportamentos anômalos de solos; c) o resgate do valor dos limites de Atterberg pela teoria do estado crítico; d) a primazia da compacidade na caracte-

rização das areias, explicando o seu comportamento estrutural em termos de dilatação e contração, à luz do estado crítico; e) a estrutura e o comportamento dos solos compactados, com ponderações sobre a “homogeneidade” dos aterros compactados; f) a lei de Darcy, a equação de Kozeny-Carman e os fatores que afetam a permeabilidade, com destaque para a estrutura dos solos; e g) a determinação dos parâmetros de compressibilidade e de adensamento primário e secundário, em laboratório e no campo.

São propostos roteiros para a execução dos ensaios de laboratório por grupos de no máximo quatro alunos. Recomenda-se que os relatórios dos ensaios sejam individuais e sucintos, contendo: a) os objetivos; b) a descrição do solo ensaiado, com indicações sobre o tipo e o estado da amostra recebida; o nome regional (se existir) do solo; a origem; a cor; o odor; a presença de matéria orgânica ou de estruturas reliquiares etc.; c) a identificação tátil-visual do solo; d) as condições em que os ensaios foram feitos; e) os equipamentos e os procedimentos utilizados, com fotos ilustrativas; f) os cálculos ilustrativos, evitando-se repetições desnecessárias; g) os resultados obtidos, na forma de tabelas ou gráficos; h) as folhas de ensaio, preenchidas no próprio laboratório; e i) as discussões sobre os resultados obtidos.

Espera-se que este livro seja proveitoso não só para os estudantes de pós-graduação como também para os profissionais que atuam no nosso meio geotécnico.

*Faiçal Massad*

# Sumário

<b>1. Constituição e origem dos solos</b> .....	13
1.1 O que é solo? .....	13
1.2 Origem e constituição – classificação genética.....	13
1.3 Importância do conhecimento genético dos solos .....	19
<b>2. Descrição e armazenamento das amostras e determinação dos índices físicos</b> .....	33
2.1 Descrição e armazenamento das amostras .....	33
2.2 Índices físicos: generalidades .....	40
2.3 Teor de umidade .....	41
2.4 Densidade natural .....	47
2.5 Densidade dos grãos.....	50
<b>3. Análise granulométrica dos solos</b> .....	63
3.1 Métodos mecânicos para a determinação da composição granulométrica dos solos .....	63
3.2 Lei de Stokes .....	64
3.3 Teoria da sedimentação contínua .....	65
3.4 Técnicas de ensaio.....	69
3.5 Fontes de erro do ensaio de sedimentação.....	77
<b>4. Mineralogia das Argilas</b> .....	85
4.1 Conceito e classificação dos minerais .....	86
4.2 Propriedades químicas dos argilominerais .....	89
4.3 Partículas de solo.....	92
4.4 Importância relativa da Mineralogia na Engenharia de Solos .....	99
4.5 Sinais indicativos de comportamentos anômalos.....	100
4.6 Mineralogia e estrutura de solos da Baixada Santista.....	101
4.7 De como os conhecimentos de Mineralogia são úteis para a compreensão das estabilizações físico-químicas dos solos.....	101

<b>5. Limites de Atterberg</b> .....	105
5.1 Um panorama sobre a evolução histórica dos conceitos ligados à plasticidade dos solos .....	105
5.2 O que é o limite de liquidez de um solo?.....	109
5.3 O que é o limite de plasticidade de um solo? .....	110
5.4 Comportamento de misturas de areia com argilas no LL e no LP .....	110
5.5 Atividade de misturas de argilas .....	114
5.6 Técnicas de ensaio.....	115
5.7 Limites de liquidez obtidos com um só ponto .....	121
5.8 Previsão da resistência não drenada de solos com baixa sensibilidade .....	122
5.9 Ensaio do cone de penetração.....	123
5.10 Os limites de Atterberg e os solos tropicais .....	125
<b>6. Caracterização das areias</b> .....	149
6.1 Introdução à caracterização das areias .....	149
6.2 Forças nos contatos grão a grão .....	152
6.3 Arranjos estruturais das areias e pedregulhos .....	154
6.4 Formato dos grãos .....	159
6.5 Técnicas de ensaios para a determinação dos índices de vazios máximo e mínimo.....	161
<b>7. Compactação dos solos</b> .....	171
7.1 Conceito.....	171
7.2 Ensaios de compactação .....	173
7.3 Tipos de compactação, estrutura e comportamento de solos compactados .....	174
7.4 Técnica do ensaio de Proctor normal .....	180
7.5 Precisão .....	184
7.6 Fontes de erro do ensaio .....	185
<b>8. Métodos para o controle da compactação no campo</b> .....	191
8.1 Colocação do problema .....	191
8.2 Métodos diretos e indiretos de controle de compactação.....	192
8.3 Método de Hilf .....	193
8.4 Medida da densidade in situ .....	201
8.5 Notas sobre o quão homogêneos são os aterros compactados .....	203
<b>9. Permeabilidade dos solos</b> .....	209
9.1 A lei de Darcy e seus desvios .....	209
9.2 A equação de Kozeny-Carman e os fatores que afetam a permeabilidade.....	211

9.3	Determinação da permeabilidade em laboratório.....	218
9.4	Ensaio de permeabilidade com carga variável.....	221
9.5	Ensaio de permeabilidade com carga constante .....	223
9.6	Ensaio de permeabilidade valendo-se da capilaridade horizontal .....	224
9.7	Fontes de erro .....	225
<b>10.</b>	<b>Adensamento</b> .....	<b>231</b>
10.1	Conceito.....	231
10.2	Teorias do adensamento primário.....	231
10.3	Ensaio de adensamento .....	241
10.4	Adensamento secundário.....	251
	<b>Referências bibliográficas</b> .....	<b>275</b>

# Constituição e origem dos solos

# 1

## 1.1 O que é solo?

Para os engenheiros geotécnicos, solo é todo material da crosta terrestre que pode ser escavado por meio de ferramentas e que, além disso, desagrega perante longa exposição à água. Já rocha é todo material que necessita de explosivos para o seu desmonte. Essa conceituação, de cunho prático, foi evidenciada por Vargas (1977).

## 1.2 Origem e constituição – classificação genética

Os solos se formam por decomposição das rochas, as quais, por sua vez, apresentam-se próximo à superfície da terra, fraturadas e fragmentadas em razão da sua própria origem (esfriamento de lavas no caso de rochas basálticas, por exemplo) ou em virtude de movimentos tectônicos (nos quartzitos, que são rochas friáveis), ou ainda pela ação do meio ambiente (expansão e contração térmicas etc.).

É através dessas fraturas ou fendas que se dá o ataque do meio ambiente, sob a ação das águas e das variações de temperatura. As águas de chuvas, aciduladas por ácidos orgânicos provenientes da decomposição de vegetais, penetram pelas fraturas e provocam alterações químicas dos minerais das rochas, transformando-os em areias e argilas. Os solos podem, assim, ser encarados como o resultado de uma espécie de equilíbrio temporário entre o meio ambiente e as rochas.

Sob certo ângulo, interessa conhecer a gênese dos solos para entender melhor suas propriedades físicas e de engenharia. Ademais, os conhecimentos geológicos e pedológicos têm sido indispensáveis na criação de classificações específicas e, às vezes, até para a nomeação dos solos.

A questão da gênese dos solos brasileiros tem sido preocupação desde a década de 1940. Vargas (1970) e Nápoles Neto (1970) fazem menção aos primeiros estudos geológico-geotécnicos, com caráter regional, feitos nas cidades de São Paulo, Rio de Janeiro, Porto Alegre e Belo Horizonte.

A vinda de Terzaghi ao Brasil como consultor e conferencista, um engenheiro acima de qualquer suspeita falando sobre Geologia, imprimiu rumos aos estudos sobre os processos de formação dos solos brasileiros de decomposição de rocha.

grandes diferenças nas precipitações pluviométricas (57 mm/ano a 381 mm/ano) e com pequenas variações topográficas. Fotos tiradas com microscópio eletrônico de varredura revelaram que os solos mais alterados (de regiões mais chuvosas) apresentavam agregados maiores, isto é, o tamanho dos poros aumentava com o progresso da alteração ou do intemperismo. Nesse mesmo sentido de progressão, o teor de caulinita diminui e o de sesquióxidos aumenta. No entanto, a conclusão mais interessante e prática refere-se ao fato de a densidade dos grãos aumentar com o grau de alteração. Isso possibilitou o estabelecimento de correlações empíricas entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento e os índices físicos (índice de vazios e densidade dos grãos), que, ademais, serviram para fins de classificação. Finalmente, os limites de Atterberg e a granulometria não se prestaram para se correlacionar quer com os graus de alteração, quer com as propriedades de engenharia.

### 1.3 Importância do conhecimento genético dos solos

A seguir, e no mesmo contexto, serão abordados, a título de ilustração, os casos dos solos da Bacia Sedimentar da cidade de São Paulo e dos sedimentos da Baixada Santista, com ênfase na importância dos conhecimentos sobre a sua gênese.

#### 1.3.1 Caso 1: Bacia Sedimentar da cidade de São Paulo

Grande parte da cidade de São Paulo está construída numa bacia sedimentar de origem fluviolacustre localizada ao longo da costa atlântica da Região Centro-Sul do Brasil. Os sedimentos que preenchem a bacia acima de determinado nível sofreram um processo de intemperismo que deixou sinais tais como a cor variegada e o pré-adensamento por secamento, o que lhes confere características *sui generis*. Os solos mais superficiais foram submetidos a um processo de laterização, que deu origem às argilas vermelhas, ricas em óxidos de ferro. Em geral, ainda em idades antigas, esses solos foram parcialmente erodidos e seus resquícios são encontrados nas partes mais altas da cidade. A Fig. 1.4 mostra perfis típicos desses solos.

Informações detalhadas sobre as características geotécnicas dos solos da Bacia Sedimentar da cidade de São Paulo podem ser encontradas em Pinto e Massad (1972), Massad (1985a, 2005a, 2012), Massad, Pinto e Nader (1992) e Penna (1983). Descrições qualitativas, enfatizando o comportamento desses solos em escavações profundas, tal como proposto por Peck (1981), foram realizadas por Habiro e Braga em 1984 (ver Massad, 2005a).

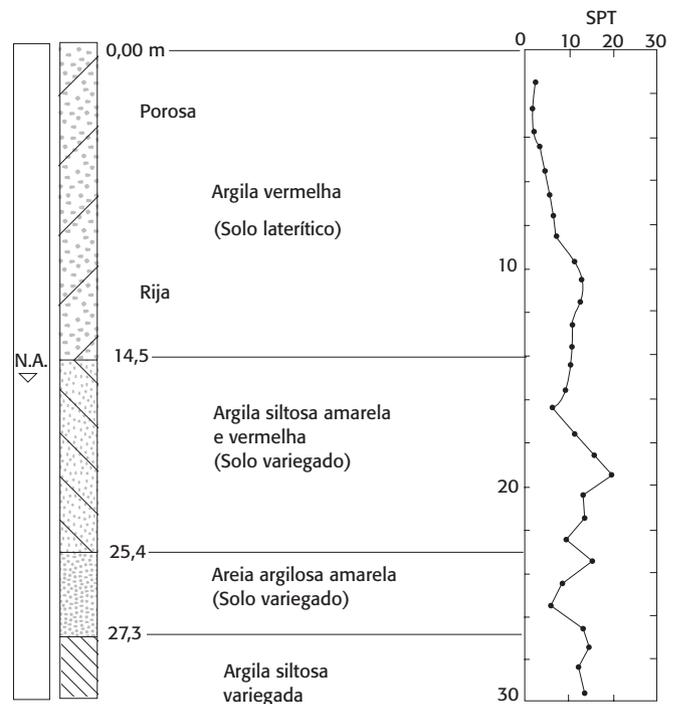


Fig. 1.4 Condições típicas do subsolo das partes altas da cidade de São Paulo

# Descrição e armazenamento das amostras e determinação dos índices físicos

# 2

## 2.1 Descrição e armazenamento das amostras

A primeira preocupação de quem executa ensaios de laboratório reside na qualidade da amostra recebida, pela qual não é responsável.

Essa marginalização, provocada pela especialização profissional do meio geotécnico, força que algumas precauções bastante elementares sejam tomadas a fim de permitir uma avaliação *a posteriori* dessa qualidade, a começar pela observação do tipo e estado da embalagem, pela designação ou nomeação da amostra em etiquetas a ela afixadas, incluindo-se informações sobre o local de extração, sua profundidade etc.

Abrir a amostra e identificá-la pelo tato, por exemplo, permite um confronto com a classificação de campo, o que, vez por outra, tem evitado a execução de ensaios em outros solos que não os escolhidos.

Permite também avaliar o grau de perturbação de amostras supostamente indeformadas, por meio de técnicas baseadas na variação da cor de um solo com a sua secagem (ver Lambe (1951), por exemplo).

É frequente ouvir o argumento de que rigores na precisão de ensaios esbarram na realidade das condições erráticas dos solos no campo. Isso significa que os índices físicos podem variar muito num mesmo solo, em vista de sua heterogeneidade, a tal ponto de Lambe (1951) citar um caso em que, numa distância de 5 cm, o teor de umidade oscilou na faixa de 25% a 57%. Mesmo concordando com a validade desse argumento, é preciso reconhecer que um certo nível de precisão é desejável para se obterem valores consistentes dos parâmetros dos solos. A questão da heterogeneidade é assunto a ser levado em conta numa outra etapa, na qual intervém o bom senso ou a criatividade do engenheiro de solos. Além disso, só se pode inferir a heterogeneidade se as medidas forem suficientemente (e não excessivamente) precisas.

Como não se fará nenhuma menção às técnicas de amostragem, remete-se o leitor à obra clássica de Hvorslev (1948) e ao trabalho de Mohr (1940). Referências modernas e atuais sobre técnicas de amostragem em solos e rochas brandas, inclusive com o controle de qualidade, podem ser encontradas em Fonseca, Ferreira e Cruz (2001).

## 2.5.2 Técnica de ensaio

### Calibração do picnômetro

Iniciar com uma limpeza do picnômetro, valendo-se de água com detergente, álcool ou acetona, sendo esta a mais fácil de evaporar com jato de ar ou com aplicação de vácuo. O picnômetro deve ser pesado em balança sensível a 0,01 g.

Enche-se o picnômetro com água até que o ponto mais baixo do menisco tangencie a marca existente no seu gargalo, e espera-se pelo equilíbrio térmico. Para essa verificação, recomenda-se a medição da temperatura em três pontos da água, numa mesma vertical, com termômetro sensível a 0,1 °C.

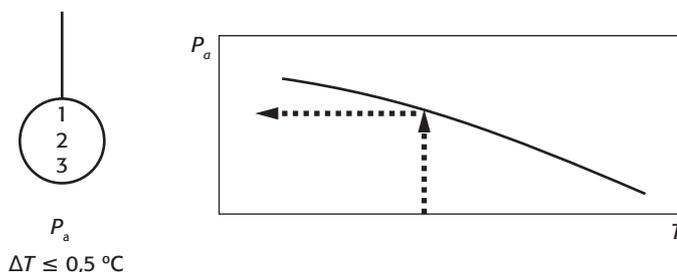


Calibração do picnômetro

A diferença entre duas dessas três leituras deve ser inferior a 0,5 °C. Caso não supere esse valor, é necessário agitar a suspensão, virando o picnômetro para cima e para baixo, e deixá-la em repouso até se atingir a uniformidade pretendida da temperatura.

A seguir, pesa-se o picnômetro mais água e registra-se novamente a temperatura (média das leituras nos três pontos indicados anteriormente) (Fig. 2.5). Adota-se como temperatura a média dos valores obtidos antes e depois da pesagem.

Picnômetro + água



**Fig. 2.5** Obtenção experimental da curva de calibração de um picnômetro

# Análise granulométrica dos solos

# 3

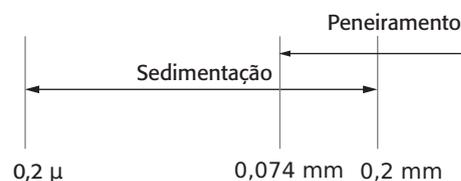
Os primeiros homens que se preocuparam com os solos para fins de Engenharia Civil acreditavam que o comportamento destes dependia exclusivamente do tamanho dos grãos: o problema todo seria a construção de uma Mecânica dos Materiais Granulares.

Com o passar do tempo, o centro das atenções deslocou-se para outros aspectos dos solos, a ponto de a composição granulométrica ter uma importância apenas relativa na Engenharia de Solos. Por exemplo, no dimensionamento de filtros de areia de barragens de terra; na previsão da potencialidade de um solo ser uma argila dispersiva; na estabilização granulométrica de bases e sub-bases para pavimentos e no controle do teor de areia de lamas bentoníticas reutilizadas, para a abertura de paredes-diafragmas.

Nas classificações dos solos, o tamanho das partículas desempenha um papel de certa importância, servindo para nomear as frações predominantes de solo fração argila, fração silte, fração areia etc. Na seção “Frações granulométricas dos solos” (p. 78), encontram-se várias terminologias para as frações granulométricas dos solos, inclusive a NBR 6502 (ABNT, 1995a). Note-se que um solo não é necessariamente uma argila se predominar a fração argila; é o caso do solo denominado *rockflour*, que contém partículas com dimensões inferiores a  $5\mu$  e, no entanto, trata-se de solo com comportamento de silte. Em oposição, um solo com apenas 20% de fração argila pode ter um comportamento de argila: alta plasticidade e elevada resistência a seco.

## 3.1 Métodos mecânicos para a determinação da composição granulométrica dos solos

O método mais simples e direto para a obtenção da distribuição granulométrica de solos consiste no peneiramento. Ele se aplica, no entanto, a solos granulares, pois a mais fina malha exequível de fabricação é a da peneira n. 200. Assim, um solo com predominância de finos tem que ser analisado por outros meios, como a sedimentação (Fig. 3.1).



**Fig. 3.1** Métodos mecânicos para a determinação da granulometria dos solos

### 3.4.3 Sedimentação

Toma-se uma porção de solo com peso seco da ordem de 50 g (ou mais, no caso de solos granulares) e forma-se uma pasta com a adição de água destilada; junta-se defloculante a essa parte, que é deixada repousando de um dia para o outro. Uma alternativa é formar uma suspensão de água, solo e defloculante, deixando-a em repouso por no mínimo 12h antes de agitá-la no dispersor (ABNT, 1984e).

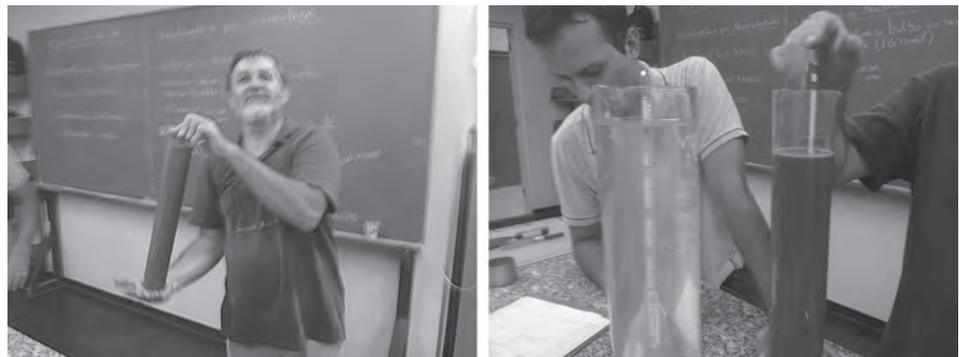


*Preparação da amostra*

A pasta é, posteriormente, transferida para o copo do aparelho de dispersão por meio de lavagem. A suspensão é misturada durante 10 a 15 minutos, a fim de separar as partículas de solo. Para as areias, esse tempo pode ser de 5 minutos.

Em seguida, a suspensão é colocada na proveta de vidro, adicionando-se água destilada até completar o volume de 1.000 cm<sup>3</sup>.

A suspensão assim obtida é homogeneizada tapando-se a boca com uma das mãos e, com o auxílio da outra, fazendo movimentos rápidos e enérgicos de rotação, de forma que a boca da proveta passe de cima para baixo e vice-versa, durante 30 a 60 segundos. Após essa operação de agitação, o cilindro é colocado na mesa, anota-se o tempo de início do ensaio e insere-se o densímetro na suspensão.



*Ensaio de sedimentação*

Com o densímetro em posição, sem removê-lo, são efetuadas as quatro primeiras leituras, tomadas nos tempos 1/4; 1/2; 1 e 2 minutos. A suspensão deve ser novamente agitada e as quatro leituras feitas novamente, até se conseguir consistência de valores.

### 3.5.2 Influência da densidade dos grãos

Das Eqs. 3.4A e 3.4C, pode-se deduzir também que:

$$\frac{\Delta D}{D} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{\delta}{\delta - \gamma_o} \left( \frac{\Delta \delta}{\delta} \right)$$

e

$$\frac{\Delta Q}{Q} = -\frac{\gamma_o}{\delta - \gamma_o} \left( \frac{\Delta \delta}{\delta} \right)$$

supondo  $\Delta \delta$  pequeno.

Ora, variando  $\delta$  de 26,5 kN/m<sup>3</sup> a 29,0 kN/m<sup>3</sup>, tem-se que  $\gamma_o/(\delta - \gamma_o)$  decresce de 0,61 a 0,53, o que também ocorre com  $1/2\delta/(\delta - \gamma_o)$ , que decresce de 0,80 a 0,76. Assim, pode-se escrever, aproximadamente,

$$\frac{\Delta D}{D} = -0,80 \left( \frac{\Delta \delta}{\delta} \right)$$

e

$$\frac{\Delta Q}{Q} = -0,60 \left( \frac{\Delta \delta}{\delta} \right)$$

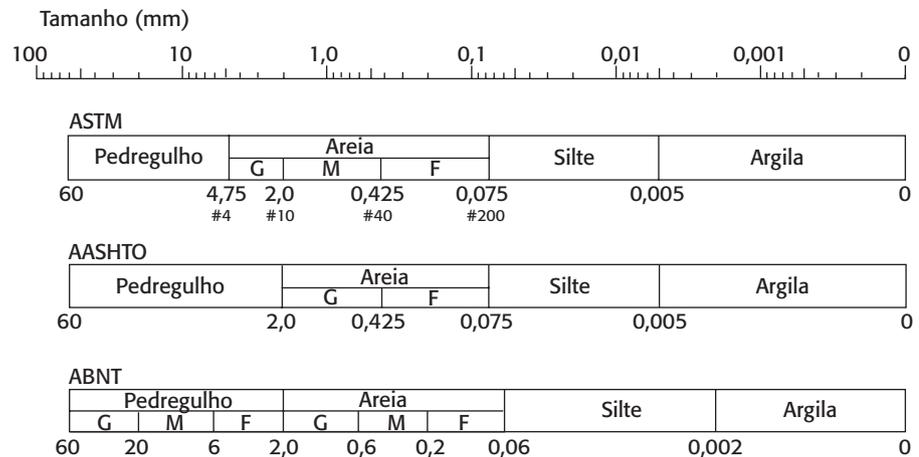
Por exemplo, para  $\Delta \delta/\delta = 4\%$ , têm-se  $\Delta D/D = 3,2\%$  e  $\Delta Q/Q = 2,4\%$ , erros considerados desprezíveis diante das incertezas do ensaio de sedimentação, resultantes das hipóteses adotadas.

Aliás, isso mostra que a segunda hipótese simplificadora (seção 3.3.1) induz a erros pequenos nos resultados da sedimentação.



#### Saiba mais

##### Frações granulométricas dos solos



Escalas granulométricas adotadas pela A.S.T.M., A.A.S.H.T.O., M.I.T. e ABNT.

Fig. 3.11 Escalas granulométricas adotadas pelas principais normas

# Mineralogia das Argilas

# 4

Define-se uma argila como um aglomerado de argilominerais e de outros elementos, como quartzo, feldspato e mica, e ainda de certo teor de impurezas, como óxidos de ferro e matéria orgânica.

A relevância da Mineralogia das Argilas, isto é, da ciência que trata dos argilominerais, reside no fato de eles serem os principais responsáveis pelo comportamento anômalo de certos solos, como se verá ao final deste capítulo.

O uso de argilas na fabricação de artefatos de cerâmica é antiquíssimo. Modernamente, além dessa indústria, a agricultura é um dos ramos de atividade humana que mais cuida do seu estudo. Também a química, a metalurgia e a indústria do petróleo empregam as argilas, desenvolvendo, de uma ou outra maneira, pesquisas sobre elas.

A Mecânica dos Solos recorreu a essas pesquisas nos anos 1940, empregando os métodos até então disponíveis. Acreditava-se que o comportamento dos solos argilosos dependia das propriedades dos argilominerais presentes. Numa colocação de bom senso, Pichler (1951) afirmava a conveniência, senão a necessidade, de conhecer essas propriedades, a fim de poder interpretar de modo mais rigoroso os resultados comuns dos ensaios da Mecânica dos Solos.

Na década de 1950, pesquisas sobre a composição mineralógica dos solos ganharam corpo, numa tentativa de entender os fundamentos do comportamento dos solos e sua dependência de fatores como o tempo, a pressão, a temperatura, o meio etc. Surgiu até uma ciência aplicada, a Tecnologia dos Solos (*Soil Technology*), que, no entender de Lambe (1961), deveria tratar da influência dos processos geológicos e da composição dos solos no seu comportamento. Essa ciência considera não só a natureza dos componentes dos solos como também o seu arranjo, recorrendo à Química dos Cristais, à Química Coloidal e à Química Inorgânica, além da Mineralogia, Sedimentologia e Geologia Física. Em resumo, a Tecnologia dos Solos compreende os estudos dos processos geológicos e das propriedades físico-químicas dos solos.

Este capítulo focará a composição mineralógica das argilas e algumas propriedades físico-químicas das partículas de solos.

## 4.2 Propriedades químicas dos argilominerais

### 4.2.1 Substituições isomórficas

O Si (silício) das camadas da sílica pode ser substituído pelo Al, visto que ambos os íons apresentam a mesma coordenação (tetraédrica) com relação ao oxigênio.

Entende-se por coordenação poliédrica de um dado cátion em relação ao oxigênio o número de vértices de um poliedro ocupado por esse ânion com o cátion em seu centro. Segundo Pauling (1988), têm-se as coordenações indicadas na Tab. 4.1, em que  $r_c/r_a$  é a relação entre os raios do cátion ( $r_c$ ) e do ânion ( $r_a$ ). Ora, como o Si, o Al e o Mg apresentam relações de raios de 0,37, 0,41 e 0,47, respectivamente, têm-se, na mesma ordem, as possibilidades de coordenação indicadas no Quadro 4.2.

Vê-se também por que os íons Al (valência +3) da gibsitita podem ser substituídos por Mg (valência +2), resultando daí uma deficiência de carga. Substituições do  $\text{Si}^{+4}$  por  $\text{Al}^{+3}$  levam à mesma consequência.

Além da deficiência de carga, outra consequência das substituições isomórficas, que significam mesmas ou similares características de coordenação, é uma distorção nos cristais, pois os íons não são idênticos, o que acarreta uma limitação em seu tamanho.

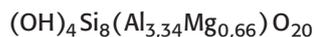
### 4.2.2 Troca catiônica, superfície específica e densidade de carga

Parte dessa deficiência de carga é satisfeita pela associação de íons hidratados, ligados às superfícies e arestas das folhas: trata-se dos cátions trocáveis.

A capacidade de dissociação e permuta de cátions constitui uma das características mais importantes dos argilominerais, diferenciando-os uns dos outros.

A determinação da capacidade de troca catiônica (CTC) é feita através de ensaio padronizado (ver, por exemplo, Mitchell (1976)) e é dada em miliequivalente (meq) por 100 g.

A CTC é também passível de cálculos teóricos. É o que se ilustrará a seguir com a montmorillonita, cuja fórmula atômica é:



O balanceamento das cargas fornece o valor:

$$(-1 \times 4) + 4 \times 8 + (3,34 \times 3 + 0,66 \times 2) - 2 \times 20 = -0,66$$

indicando uma deficiência de carga.

A massa atômica pode ser calculada facilmente:

$$24 \times 16 + 4 \times 1 + 8 \times 28 + 3,34 \times 27 + 0,66 \times 24,3 = 718 \text{ g}$$

**Tab. 4.1** Coordenações segundo Pauling (1988)

Coordenação	$r_c/r_a$
4 (tetraedro)	0,224-0,414
6 (octaedro)	0,414-0,732
8 (cubo)	0,732-1,000
12 (dodecaedro)	1,000

**Quadro 4.2** Possibilidades de coordenação dos cátions Si, Al e Mg

Cátion	Coordenação
Si	4 (tetraedro)
Al	4 (tetraedro) ou 6 (octaedro)
Mg	6 (octaedro)

# Limites de Atterberg

# 5

## 5.1 Um panorama sobre a evolução histórica dos conceitos ligados à plasticidade dos solos

### 5.1.1 O trabalho de Atterberg

Atterberg, nascido em 1846, dedicou a maior parte de sua vida aos estudos sobre a agricultura. Foi somente de 1900 a 1916 que se voltou principalmente para questões relacionadas aos solos e suas propriedades físicas. Iniciou seu trabalho preocupado com os componentes dos solos, mas acabou por concluir que para as argilas a sedimentação era um processo muito lento para fins de classificação e que, frequentemente, nada revelava sobre as propriedades físicas dos solos. Descobriu na plasticidade uma característica das argilas, o que o conduziu ao estabelecimento dos “limites”, que levam seu nome. Foi um dos primeiros pesquisadores a concluir que solos com partículas lamelares são os mais plásticos.

Segundo Casagrande (1939), Atterberg chegou a considerar a quantidade de areia adicionada a um solo sem que ele perca a plasticidade como uma medida dessa plasticidade. Contudo, acabou introduzindo um ensaio manual para a determinação do limite de liquidez ( $LL$ ), precursor do ensaio feito hoje em dia com o aparelho de Casagrande: a pasta de solo era colocada na palma de uma das mãos (por exemplo, a da esquerda) e, após a abertura de uma ranhura com o dedo médio da outra mão (a da direita), contava-se o número de golpes dessa outra mão necessários para fechá-la.

O uso dos limites de Atterberg na Mecânica dos Solos foi feito por Terzaghi no início de suas pesquisas. Eles são teores de umidade que permitem caracterizar e diferenciar diversos estados de uma massa amolgada de solo, como ilustra a Fig. 5.1.

### 5.1.2 As propriedades de engenharia e os limites de Atterberg

Para Terzaghi, as propriedades de engenharia (isto é, a permeabilidade, a compressibilidade e a resis-



**Fig. 5.1** Conceituação básica

Essa é a razão de estabilizar certos solos com elevada atividade misturando-os com outro solo que contenha ilita.

## 5.6 Técnicas de ensaio

### 5.6.1 Verificação do aparelho de Casagrande

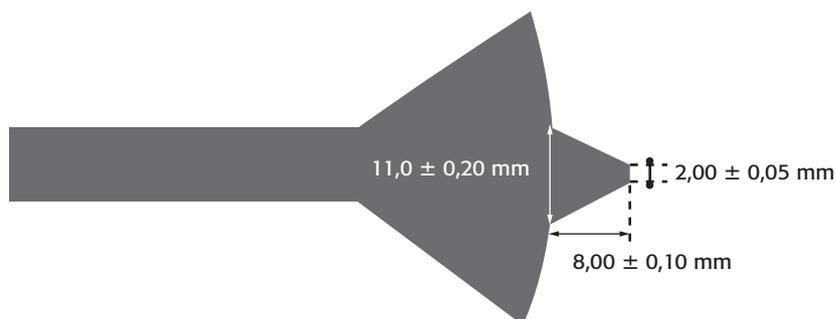
Inicialmente, devem ser feitas algumas verificações quanto ao estado e às condições de funcionamento do aparelho de Casagrande. As razões residem no fato de o ensaio por ele idealizado medir, de certa forma, a resistência ao cisalhamento dinâmico, ou à percussão, dos solos.

Assim, a altura de queda, o desgaste da base de ebonite e as condições de apoio da base sobre a mesa são fatores a considerar (Fig. 5.11).



**Fig. 5.11** Verificação do aparelho de Casagrande

- A altura de queda, de 1 cm, pode ser verificada usando-se gabarito comumente existente na extremidade do cinzel. Deve-se ainda assinalar o ponto da concha que toca a base e, a partir dele, medir a distância.
- Com o uso continuado do aparelho, forma-se uma reentrância devido ao desgaste da base, tolerada até uma profundidade máxima de 0,007 cm.
- Para obter resultados consistentes, Casagrande recomenda apoiar a base em lista telefônica velha ou sobre 2,5 cm de papel-toalha. A base pode dispor de pés de borracha bastante mole, sendo dois colocados nos cantos da face traseira e um no meio da face dianteira.
- A verificação da base do aparelho é feita deixando-se uma esfera de 8 mm de diâmetro e 2 g de peso cair de uma altura de 25 cm. A altura máxima de retorno deve estar compreendida entre 18 cm e 23 cm.
- Finalmente, permitem-se as seguintes tolerâncias nas dimensões do cinzel (Fig. 5.12):
  - ▶ largura da ponta:  $2,00 \pm 0,05$  mm;
  - ▶ largura do topo:  $11,00 \pm 0,20$  mm;
  - ▶ altura:  $8,00 \pm 0,10$  mm.



**Fig. 5.12** Tolerâncias nas dimensões do cinzel

### 5.8 Previsão da resistência não drenada de solos com baixa sensibilidade

A hipótese, bastante plausível, de que no LL e no LP um solo se encontra em estado crítico, isto é, deforma-se sem variação volumétrica, permite que se escreva (Fig. 5.14A):

$$e_{LL} - e = C_c \cdot \log \frac{p}{p_{LL}} \tag{5.16}$$

em que  $e$  denota o índice de vazios e  $p$ , a tensão esférica efetiva (média das tensões efetivas principais). Note-se que as tensões totais envolvidas são pequenas, mas existe uma pressão neutra negativa, oriunda da ação das tensões capilares na superfície da pasta de solo, que aumenta à medida que se procura, por exemplo, secar o solo para atingir o LL.

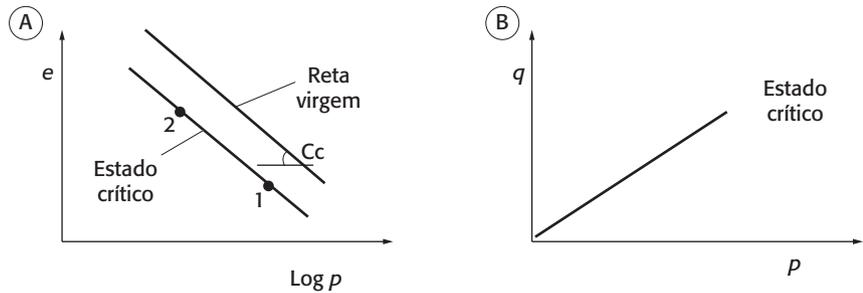


Fig. 5.14 Relações fundamentais do estado crítico

Por outro lado, a energia dissipada num processo de cisalhamento é puramente friccional, isto é,  $q = M \cdot p$ , em que  $M$  é uma constante, propriedade intrínseca dos solos, e  $q$  é a tensão deviatória (ver a Fig. 5.14B). Tendo em vista que  $e = \delta \cdot h$ :

$$LL - h = \frac{C_c}{\delta} \cdot \log \frac{q}{q_{LL}} \tag{5.17A}$$

Num ensaio de compressão triaxial, como  $q = 2s$  em qualquer ponto da linha do estado crítico, em que  $s$  é a resistência não drenada, pode-se escrever:

$$LL - h = \frac{C_c}{\delta} \cdot \log \frac{s}{s_{LL}} \tag{5.17B}$$

Uma expressão análoga à Eq. 5.17B é:

$$h - LP = \frac{C_c}{\delta} \cdot \log \frac{s_{LP}}{s} \tag{5.18A}$$

em que  $s_{LP}$  é a resistência ao cisalhamento do solo no LP. Fazendo-se  $h = LP$  na Eq. 5.17B, tem-se:

$$IP = LL - LP = \frac{C_c}{\delta} \cdot \log \frac{s_{LP}}{s_{LL}} \tag{5.18B}$$

# Caracterização das areias

# 6

## 6.1 Introdução à caracterização das areias

As propriedades de engenharia das areias, vale dizer, a permeabilidade, a deformabilidade e a resistência ao cisalhamento, são função de uma série de características interdependentes:

- a. a compacidade ou densidade relativa, definida pela equação:

$$CR = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \quad (6.1)$$

em que  $e_{máx}$  e  $e_{mín}$  são os índices de vazios máximo e mínimo, respectivamente;

- b. a distribuição granulométrica;
- c. o tamanho, o formato e a rugosidade da superfície dos grãos;
- d. a resistência dos grãos;
- e. a presença de água;
- f. a composição mineralógica; e
- g. a origem geológica.

A interdependência mencionada é patente, por exemplo, na influência da distribuição granulométrica no arranjo estrutural das areias: quanto mais bem graduada uma areia, maior será sua densidade seca máxima. No mesmo sentido, quanto mais angulares e menores os grãos, menor a densidade seca mínima.

### 6.1.1 Importância relativa das diversas características

Para realçar a importância das características das areias, considere-se a questão da capacidade de carga de fundações rasas, tal como é apresentada pelos códigos de fundações. Por exemplo, o código da cidade de Boston (apud Pinto, 1969a) tomava como critério o tamanho dos grãos, prescrevendo os seguintes valores para a capacidade de carga:

- ▶ pedregulho, areia e pedregulho bem graduado 500 kPa
- ▶ areia grossa 300 kPa
- ▶ areia média 200 kPa
- ▶ areia fina 100 kPa a 200 kPa

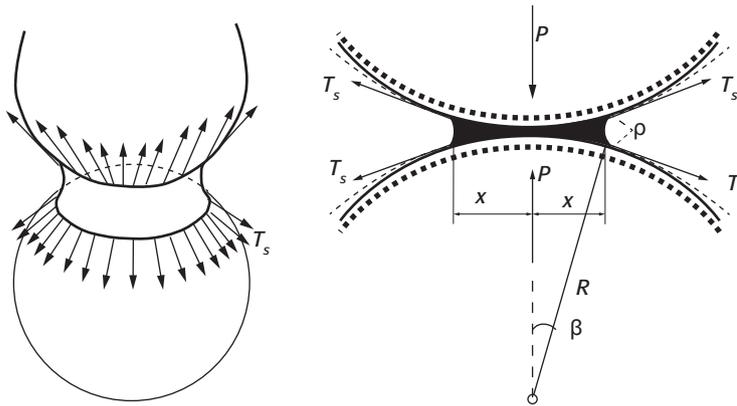
### 6.2.2 Efeito de vibrações na compactação de areias

O efeito das vibrações pode ser compreendido agora, pois elas provocam, por avanços e recuos, reduções na força normal, logo, na área de contato e, conseqüentemente, em  $T_{máx}$  (ver a Eq. 6.3A). Assim, a força  $T$ , imposta pelo peso próprio e por sobrecarga, supera  $T_{máx}$  e os grãos escorregam, tendendo a um arranjo mais estável e mais denso.

### 6.2.3 Coesão aparente

A presença de água em baixos teores tem como consequência o surgimento de tensões capilares que aglutinam os grãos de areia, dando-lhes uma coesão aparente.

O desenvolvimento que segue foi extraído de Kézdi (1974). Considerem-se duas esferas de mesmo raio  $R$  e uma gota d'água no ponto de contato, conforme ilustrado na Fig. 6.2.



**Fig. 6.2** Efeito da tensão superficial entre duas esferas  
Fonte: Kézdi (1974).

A pressão na água é negativa e vale:

$$p = T_s \cdot \left( \frac{1}{\rho} - \frac{1}{x} \right) \quad (6.4A)$$

em que  $\rho$  e  $x$  são os raios de curvatura dos meniscos e  $T_s$  é a tensão superficial da água. Como:

$$(x + \rho)^2 + R^2 = (R + \rho)^2$$

ou

$$\rho = \frac{x^2}{2(R + x)} \cong \frac{x^2}{2R}$$

pois  $x$  é muito menor do que  $R$ , tem-se:

$$\rho \cong T_s \cdot \frac{2R}{x^2}$$

Logo, a força de adesão entre os grãos será:

$$F = p \cdot \pi \cdot x^2 + T_s \cdot \text{sen}\beta \cdot 2\pi \cdot x \cong p \cdot \pi \cdot x^2$$

**Tab. 6.7** Formato dos grãos

Amostra	Índice de esfericidade de Wadell	Índice de esfericidade de Lamar	Índice de arredondamento de Wadell
1	0,770	0,630	0,275
3	0,778	0,637	0,288
4	0,791	0,644	0,288
5	0,802	0,655	0,292
6	0,820	0,678	0,384
40	0,880	0,772	0,682

Fonte: Pinto (1969a).

Da análise desses resultados conclui-se que:

- a areia n. 40 (*Otawa sand*) apresenta-se com os maiores índices, o que comprova inspeção visual;
- quanto maior o grão da amostra, mais esférica ela é; e
- o índice de Lamar correlaciona-se muito bem com o de Wadell.

#### 6.4.4 Influência da forma dos grãos na porosidade

Para mostrar a importância da forma das partículas no arranjo estrutural dos solos, Terzaghi e Peck (1967) citam experiência de Gilboy (1928) sobre misturas, em várias proporções, de areia (com grãos angulares) com mica (plaquetas) colocadas lentamente dentro de recipientes. Os resultados obtidos estão apresentados na Tab. 6.8.

A conclusão é evidente por si só. Aliás, a predominância de partículas lamelares ou com forma de placas explica, num enfoque mecanicista um tanto grosseiro, a alta porosidade das argilas.

**Tab. 6.8** Mistura de areia com mica

% de mica	$\eta_{m\acute{a}x}$ (%)
0	47
0,5	60
10,0	70
20,0	77
40,0	84

#### 6.4.5 Valores típicos dos índices de vazios máximo e mínimo

A Tab. 6.9 mostra valores típicos dos índices de vazios máximo e mínimo de areias com características diferentes quanto à distribuição granulométrica e à forma dos grãos.

**Tab. 6.9** Índices de vazios máximo e mínimo de areias

Formato dos grãos	Gradação	$e_{m\acute{i}n}$	$e_{m\acute{a}x}$
Angulares	Areia mal graduada	0,70	1,10
	Areia bem graduada	0,45	0,75
Arredondados	Areia mal graduada	0,45	0,75
	Areia bem graduada	0,35	0,65

## 6.5 Técnicas de ensaios para a determinação dos índices de vazios máximo e mínimo

Alguns dos ensaios usualmente empregados carecem de padronização, o que torna problemática a sua reprodutibilidade. A ABNT padronizou o ensaio da mesa vibratória para a determinação do  $e_{m\acute{i}n}$  e dois ensaios para o  $e_{m\acute{a}x}$ : o do funil e o do tubo de menor diâmetro.

Para a determinação do índice de vazios máximo, destacam-se os seguintes métodos:

# Compactação dos solos

# 7

## 7.1 Conceito

Entende-se por compactação de um solo a redução rápida do índice de vazios por meio de processos mecânicos, face à compressão ou expulsão do ar dos poros.

Em fins da década de 1930, Porter, da California Division of Highways, desenvolveu um ensaio para determinar a densidade seca máxima e a umidade ótima de solos para fins rodoviários. Para ele, o resultado da compactação era a redução do volume de ar, o que se consegue até um ponto, a partir do qual a água adicionada passa a ocupar mais volume, sem conseguir expulsar totalmente o ar. Foi Proctor, no entanto, quem padronizou esse ensaio por volta de 1933, divulgando o fato.

Atualmente, não só o ensaio de compactação leva o nome de Proctor: também a curva resultante, densidade aparente seca em função do teor da umidade, é conhecida como curva de Proctor.

Essa curva, como se sabe, atinge um pico, ao qual estão associados um teor de umidade ótima e uma densidade seca máxima.

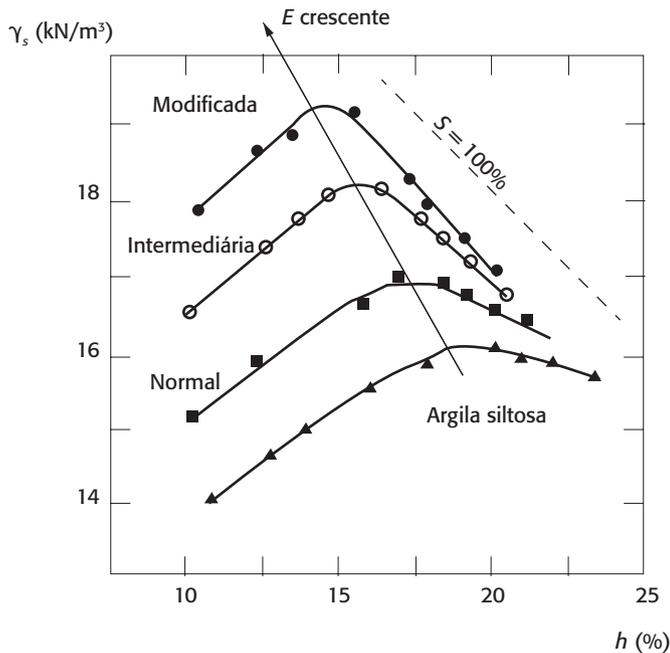
A primeira explicação para o formato da curva, para solos finos, envolve o conceito de lubrificação. No ramo seco (abaixo do teor de umidade ótima), à medida que se adiciona água, ocorre um efeito de lubrificação, o que possibilita uma maior aproximação das partículas de solo. No ramo úmido (acima do teor de umidade ótima), a água passa a existir em excesso, o que provoca um afastamento das partículas de solo e a conseqüente diminuição da densidade.

Os estudos de Físico-Química e da Química Coloidal permitiram um aprofundamento da interpretação física do formato da curva, no caso dos solos finos. Foi ainda Lambe (1958a,b) quem, estabelecendo os conceitos básicos, conseguiu sintetizar as informações e conhecimentos disponíveis de forma dispersa sobre o comportamento de solos compactados. Esses conceitos foram posteriormente utilizados por Seed e Chan (1959) para explicar a influência do tipo de compactação na estrutura e comportamento de solos compactados.

Para Lambe (1958a,b), com baixos teores de umidade (ramo seco), a concentração eletrolítica é elevada, o que propicia a predominância das forças atrativas, do tipo da de Van der Waals, e o solo floccula. Adicionando-se água, aquela

## 7.2 Ensaios de compactação

Os parâmetros de compactação, isto é, a densidade aparente seca máxima e o teor de umidade ótima de um solo, não são índices físicos, pois dependem da energia de compactação, como mostra a Fig. 7.2.



**Fig. 7.2** Compactação por impacto de argila siltosa  
Fonte: adaptado de Lambe e Whitman (1969).

A Tab. 7.1 contém indicações quanto ao equipamento a ser utilizado para imprimir uma dada energia de compactação, por impacto, a um solo. Por exemplo, no ensaio de Proctor normal, é empregado um peso de 25 N (2,5 kg), caindo de uma altura de 30,5 cm, 26 vezes em cada uma de 3 camadas de solo, num cilindro de 1.000 cm<sup>3</sup>. Note-se que a mesma energia pode ser obtida com um cilindro de 2.000 cm<sup>3</sup>, situação em que o único parâmetro diferenciador passa a ser o número de golpes: para a energia do Proctor normal (PN), o número é 12; para a intermediária, 26; e para a do Proctor modificado (PM), 55.

**Tab. 7.1** Energias de compactação por impacto

Designação	Peso (N)	Altura de queda (cm)	Número de camadas	Número de golpes	Volume do cilindro (cm <sup>3</sup> )	Energia (N · cm/cm <sup>3</sup> )
Proctor normal (PN)	25	30,5	3	26	1.000	59
Proctor normal (PN)	45	45,0	5	12	2.000	60
Intermediário (PI)	45	45,0	5	26	2.000	130
Proctor modificado (PM)	45	45,0	5	55	2.000	270

A Fig. 7.3 mostra o fato bastante conhecido de que, para uma mesma energia, solos arenosos possuem teores de umidade ótima menores e densidades secas máximas maiores do que os solos siltosos e argilosos. É interessante notar que o

Quando o solo possui material retido na peneira 4 (4,8 mm), costuma-se substituí-lo por igual quantidade de areia grossa e executar o ensaio normalmente. Posteriormente, com base em considerações teóricas, é possível corrigir a curva de compactação assim obtida, supondo que a umidade se distribui nos vazios do solo passado na peneira 4 e nos “poros permeáveis” dos grãos de pedregulhos, sendo essa umidade medida através de sua absorção (ver a NBR 6458 (ABNT, 1984a)). O exercício complementar 2 ilustra os cálculos a que se deve proceder para tanto. Ver também a seção “Correção da curva de compactação” (p. 189).

Uma alternativa é utilizar cilindros de maiores dimensões, como o do ensaio de CBR. A NBR 6457 (ABNT, 1986a) especifica quando utilizar o cilindro grande do CBR e a substituição do material retido na peneira de 19,1 mm por igual quantidade de pedregulho do mesmo solo.

#### 7.4.2 Excesso de solo no colarinho

A parte do solo que excede a altura do molde e é contida pelo colar, que o prolonga, é fixada em 10 mm pela NBR 7182 (ABNT, 1986b). Esse valor não deve ser ultrapassado para que não se perca parte da energia de compactação no material a ser arrasado. A norma americana fixa esse excesso entre 1/4 e 1/2 polegada.

#### 7.4.3 Espessura das camadas

Estudos experimentais conduzidos por Pinto e Yamamoto (1966) mostram que as três camadas de solo devem ter a mesma espessura, pois, caso contrário, obtêm-se densidades secas máximas menores, entrando, pois, no mérito dessa questão, a reprodutibilidade e a repetibilidade do ensaio.

#### 7.4.4 Reúso e secagem prévia do solo

Dois aspectos de capital importância para alguns solos referem-se ao reúso, isto é, ao seu emprego sucessivo no ensaio para a determinação da densidade seca, para diversas umidades, e à secagem prévia do material ao ar, antes de sua compactação.

O reúso do solo na obtenção dos diversos pontos da curva de Proctor pode provocar quebra de partículas. No entanto, em alguns casos, melhora a uniformização da umidade. Secar e umedecer cria



*Solo com pedregulhos*



*Peneiramento na peneira 4*



*Separação dos retidos na peneira 4*

# Métodos para o controle da compactação no campo

# 8

## 8.1 Colocação do problema

Controlar a compactação de um aterro pode significar a determinação, no mais breve intervalo de tempo, do grau de compactação e do desvio de umidade em relação à umidade ótima, isto é:

$$GC = \frac{\gamma_{sa}}{\gamma_s^{máx}} \quad (8.1A)$$

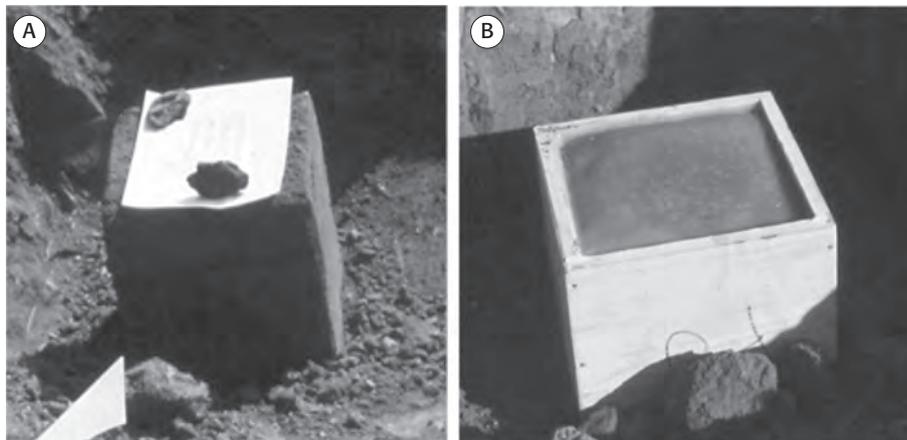
e

$$\Delta h = h_a - h_{ot} \quad (8.1B)$$

em que  $\gamma_{sa}$  e  $h_a$  são, respectivamente, a densidade seca e o teor de umidade do solo compactado do aterro; e  $\gamma_s^{máx}$  e  $h_{ot}$  representam os mesmos parâmetros relativos ao ponto ótimo, obtidos em laboratório, com o mesmo solo.

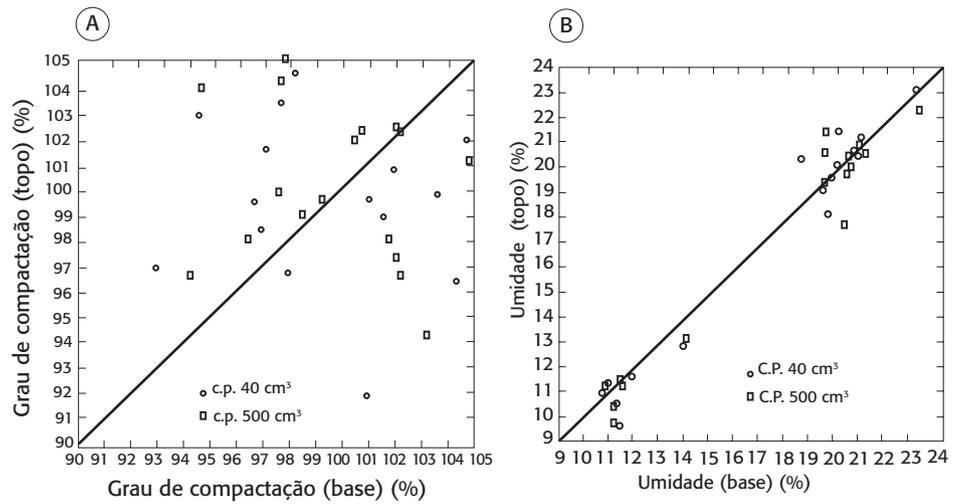
Está se tratando de índices físicos (teores de umidade e densidades secas), cujas determinações requerem o uso da estufa, demandando, portanto, tempo, raramente disponível.

Uma maneira de contornar o problema é executando um controle de qualidade do aterro a *posteriori* por meio de ensaios em blocos de solo indeformado, extraídos tempos depois da liberação da camada (Fig. 8.1A e B). É um controle do produto final.

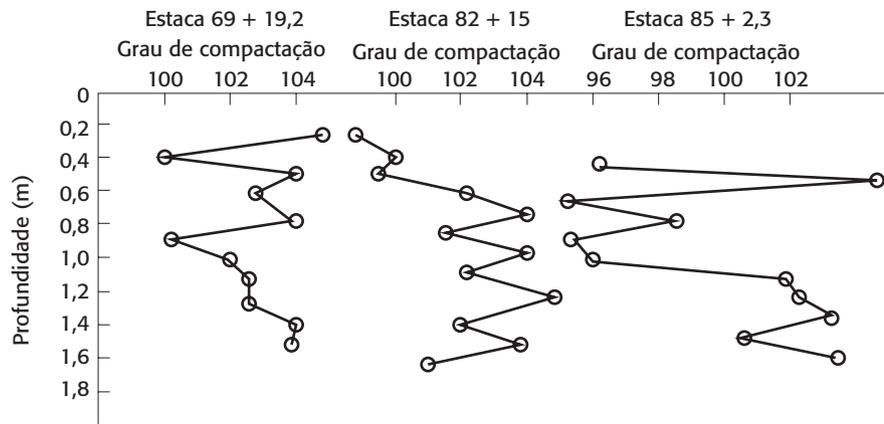


**Fig. 8.1** Bloco de solo compactado indeformado: (A) talhagem; (B) inserção em caixa de madeira para transporte

**Fig. 8.8** Heterogeneidade de aterros compactados – umidade e grau de compactação  
Fonte: Pinto (1969b).



**Fig. 8.9** Heterogeneidade de aterros compactados – graus de compactação em função da profundidade  
Fonte: Pinto (1969b).



### Parte experimental

Para um bloco de solo compactado, pede-se determinar:

- a densidade (pelo processo da parafina) e a umidade natural (estufa);
- o grau de compactação e o desvio de umidade pelo método de Hilf;
- a umidade ótima e a densidade seca máxima do ensaio de compactação sem secagem e sem réuso;
- o grau de compactação e o desvio de umidade “no dia seguinte”, isto é, usando a curva de Proctor.



### Exercícios complementares

Na determinação do peso específico natural *in situ* de uma camada de solo compactado, encontrou-se o valor  $17,5 \text{ kN/m}^3$ .

Os resultados de um ensaio de Hilf com material escavado do próprio furo e das suas vizinhanças foram os seguintes:

Ponto	Pesos específicos úmidos ( $\text{kN/m}^3$ )	% de perda de peso
1	17,82	0
2	18,04	-0,9
3	17,61	-2,3
4	17,14	-3,1

# Permeabilidade dos solos

# 9

## 9.1 A lei de Darcy e seus desvios

Foi por meio de uma experiência simples que Darcy descobriu, em 1850, que a vazão de água ( $Q$ ) percolada através de uma areia é proporcional ao gradiente hidráulico ( $i$ ) e à área da seção transversal do permeâmetro ( $A$ ), isto é,

$$Q = k \cdot i \cdot A \quad (9.1A)$$

ou:

$$v = k \cdot i \quad (9.1B)$$

em que  $k$  é uma constante conhecida como coeficiente de permeabilidade e  $v$  é a velocidade de fluxo, valor médio na seção de área  $A$ . Neste ponto, convém introduzir o conceito de velocidade de percolação intersticial ( $v_p$ ), isto é, ao longo dos vazios preenchidos por água. Aplicando o princípio da continuidade da hidráulica, pode-se provar facilmente que:

$$v_p = \frac{v}{\eta \cdot S} = \frac{k \cdot i}{\eta \cdot S} \quad (9.1C)$$

em que  $\eta$  e  $S$  são, respectivamente, a porosidade e o grau de saturação do solo.

As tentativas de fixar os limites da validade da Eq. 9.1A, ou lei de Darcy, por meio do número de Reynolds falharam, porque os poros de um solo, em geral, não podem ser representados por um conjunto de tubos colocados uns ao lado de outros. Costuma-se dizer que o fluxo é laminar para solos que passam na peneira 4 (areias grossas). Para solos mais granulares, a relação entre velocidade e gradiente não é linear e deve ser determinada em cada caso.

Ademais, alguns autores, como Hansbo (1960), obtiveram dados de ensaios de permeabilidade que teriam mostrado a existência de um gradiente crítico, abaixo do qual a relação entre  $v$  e  $i$  não é linear. Esse número estaria entre 10 e 30. No entanto, a validade de tais ensaios foi questionada, pois, para solos argilosos e com baixos gradientes hidráulicos, certos cuidados devem ser observados com rigor. Por exemplo, nessas condições, é necessário valer-se de tubos capilares muito finos para a tomada de medidas do tempo, feitas através do movimento

necessário aplicar vácuo até 760 mmHg, o que precisa ser feito lentamente para evitar a segregação de finos do solo.

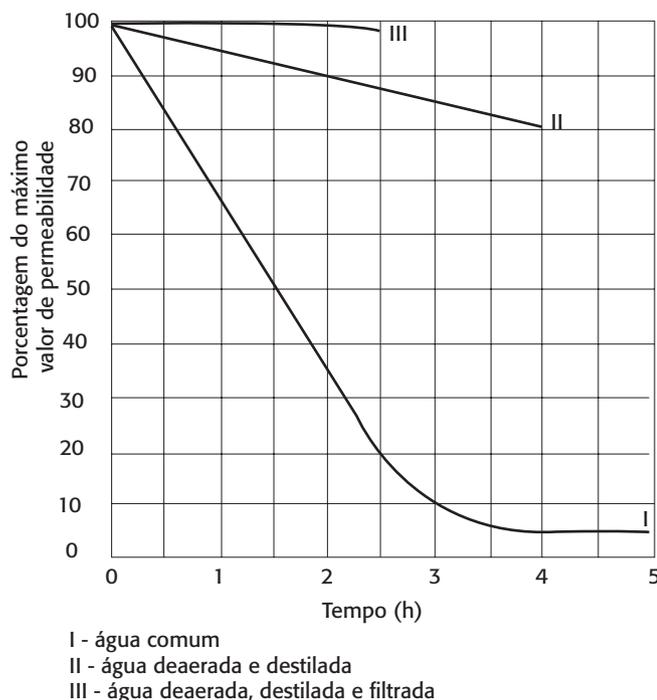
A água utilizada para a saturação deve ser destilada (livre de impurezas) e deaerada, isto é, conter um mínimo de ar dissolvido nela. Esta última exigência prende-se à facilidade de a água libertar o ar dissolvido em ambiente de vácuo, pois, pela lei de Henry, a solubilidade do ar na água é proporcional à pressão no ar, para baixos valores dessa pressão. O ar liberado pode ficar preso entre as partículas de solo, diminuindo o seu grau de saturação.

### 9.3.3 O problema da segregação do ar: água deaerada e filtros de ar

Em clássico experimento, Bertram (1940) mostrou que, num ensaio feito em areia, durante 5 horas, a permeabilidade decresceu de  $30 \times 10^{-4}$  (após 1 minuto) para  $8 \times 10^{-4}$  cm/s. O permeâmetro empregado possuía tubos manométricos dispostos ao longo da altura do corpo de prova. Após cuidadosa investigação, concluiu que o 0,5 cm do topo da amostra estava com permeabilidade de  $3 \times 10^{-5}$  cm/s, em virtude do acúmulo de bolhas de ar, que estrangularam o fluxo de água. A água era comum, sem nenhum tratamento.

O mesmo autor fez outra série de ensaios usando, além da água comum, água destilada e deaerada, tendo obtido os resultados indicados na Fig. 9.6, minimizando, portanto, os efeitos da segregação, os quais, apesar disso, persistiram.

Esses efeitos só foram eliminados numa terceira série de ensaios, feitos passando a água por um filtro de ar, como está indicado na Fig. 9.7. Note-se que, no centro do filtro, Bertram colocou o solo a ser ensaiado, que segregou o ar antes de a água passar pelo permeâmetro. Para saturar o filtro, deve-se proceder da forma indicada na seção 9.3.2.



**Fig. 9.6** Resultados de ensaios sobre a influência da segregação do ar na medida da  $k$

permitindo saturação do corpo de prova por contrapressão, o que pode ser indispensável para solos mais argilosos.



Montagem do ensaio

### 9.4.3 Execução do ensaio

Durante o ensaio, é de bom alvitre medir-se o tempo  $t_o$  de queda entre a altura inicial  $h_o$  e o ponto de cota  $\sqrt{h_o \cdot h_f}$ , e o tempo  $t_f$  entre este ponto e a altura final  $h_f$ .

Como, de um modo geral:

$$t = 2,3 \cdot \frac{L}{k} \cdot \frac{D_b^2}{D_p^2} \cdot \log\left(\frac{h_o}{h_f}\right) \quad (9.10A)$$

tem-se:

$$t_o = t_f$$

pois:

$$\frac{h_o}{\sqrt{h_o \cdot h_f}} = \frac{\sqrt{h_o \cdot h_f}}{h_f} \quad (9.10B)$$

Se houver diferença de 2% a 3%, repete-se o ensaio. Vazamentos, saturação incompleta, movimento de finos no interior do corpo de prova, água com impurezas ou aerada são algumas possíveis causas dessa diferença.

Em qualquer circunstância, o ensaio deve ser repetido duas vezes, pelo menos.

A NBR 13292 (ABNT, 1995b) recomenda verificar, durante o ensaio, se o regime de fluxo é laminar, isto é, se a vazão é proporcional ao gradiente hidráulico, o que se consegue incrementando gradualmente a carga hidráulica. Essa precaução é válida especialmente para os materiais granulares mais grossos. A mesma recomendação, contudo, é feita para materiais granulares mais finos, pois, sob gradientes muito elevados, portanto sob elevadas forças de percolação, pode haver migração de partículas, com possibilidade de afetar o resultado do ensaio (Terzaghi; Peck; Mesri, 1996).

## 9.5 Ensaio de permeabilidade com carga constante

Esse tipo de ensaio é aplicável para solos granulares, saturados, com  $k > 10^{-3}$  cm/s.

A NBR 13292 (ABNT, 1995b) prescreve esse ensaio para areias, com tolerância de 10% de finos ( $< \#200$ ). O diâmetro mínimo do permeâmetro ( $D_p$ ) deve ser oito a 12 vezes o diâmetro do maior grão da areia ( $D_{máx}$ ), e sua altura, o dobro de  $D_p$ .

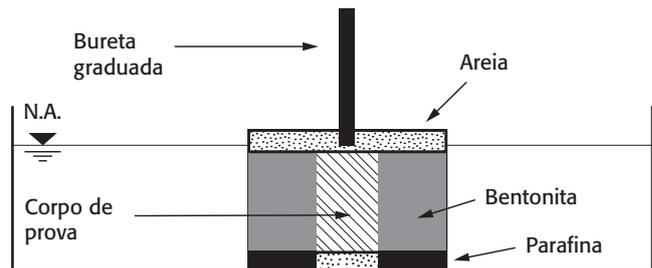


Fig. 9.9 Ensaio de  $k$  em blocos de argila indeformada

## 10.1 Conceito

Toda vez que uma argila sofre uma ação externa, seja por meio de um carregamento, seja pela variação da pressão hidrostática, surgem excessos de pressões neutras e, conseqüentemente, gradientes hidráulicos e um fluxo de água. Com a expulsão da água, o solo se deforma até atingir uma nova posição de equilíbrio.

Numa visão microscópica, a ação externa quebra a estrutura do solo, isto é, o equilíbrio que existia entre o arranjo das partículas e as forças que interagem entre elas. Numa escala macroscópica, alteram-se a tensão efetiva e a pressão neutra. Durante o regime transiente que se segue, as partículas coloidais do mineral argila procuram um novo arranjo estável, aproximando-se uma das outras, alterando a resultante das forças de atração e repulsão que atuam entre elas. Essa fase inicial do processo é denominada adensamento primário.

No fim do processo, as camadas duplas estão em contato umas com as outras, já não há mais excessos de pressões neutras perceptíveis, mas ainda não se atingiu o equilíbrio. A água adsorvida tende a ser expulsa de entre as partículas lentamente: estão agindo forças de origem viscosa, dependentes do tempo. Essa fase do processo é denominada adensamento secundário. É interessante notar que esse contato entre camadas duplas é do tipo “inelástico” ou irreversível, diferente dos contatos mineral-mineral, razão pela qual, após a remoção da carga, a área de contato permanece a mesma e, com ela, a resistência ao cisalhamento do solo e a marca indelével da pressão de pré-adensamento.

Modelos matemáticos capazes de prever a velocidade de dissipação das pressões neutras e do campo de deformações são denominados teorias do adensamento.

## 10.2 Teorias do adensamento primário

As teorias do adensamento primário baseiam-se fundamentalmente em três tipos de equações: a) equação de continuidade; b) relação tensão-deformação; e c) equações de equilíbrio.

Ademais, geralmente admitem como hipótese que o solo é homogêneo em profundidade e desprezam o efeito do peso próprio, como será assinalado mais adiante.

pelo topo. Nesse caso, a condição inicial continua a mesma ( $\epsilon = 0$  para  $t = 0$ ). As condições de contorno são  $\epsilon = 0$  na superfície e  $\epsilon = \epsilon_1$  na base da camada. As deformações finais variam linearmente com a profundidade.

A solução de Mikasa encontra-se indicada na Fig. 10.7B.

A análise dessas duas soluções revela que as pressões neutras se dissipam com um atraso em relação às deformações específicas. Essa defasagem, em termos globais, está ilustrada na Fig. 10.7C.

As razões desse atraso têm uma explicação física. De um lado, à medida que o adensamento se desenvolve, a permeabilidade diminui consideravelmente junto às faces drenadas, o que dificulta a drenagem e, portanto, a dissipação das pressões neutras. De outro, o coeficiente de compressibilidade volumétrica  $m_v$  é grande no início do adensamento, o que leva a maiores deformações específicas.

### 10.3 Ensaio de adensamento

O ensaio é objeto da NBR 12007 (ABNT, 1990b), que prescreve a aparelhagem pertinente e a preparação do corpo de prova e o ensaio propriamente dito.

O primeiro cuidado que se toma é na observação e descrição da amostra de solo; em especial, verificar a ocorrência de estratificações e de partículas grossas e anotar a sua consistência. Por exemplo, partículas maiores determinam o tamanho do corpo de prova; e a consistência do solo fixa a grandeza do primeiro carregamento.

#### 10.3.1 Preparação da amostra

A amostra deve ser introduzida no anel com uma pequena pressão, após talhagem em suporte giratório e ferramenta apropriada, em ambiente com umidade relativa do ar sob controle. Alternativamente, para solos de baixa consistência, pode-se cravar o anel de adensamento provido de extremidade cortante (ABNT, 1990b).



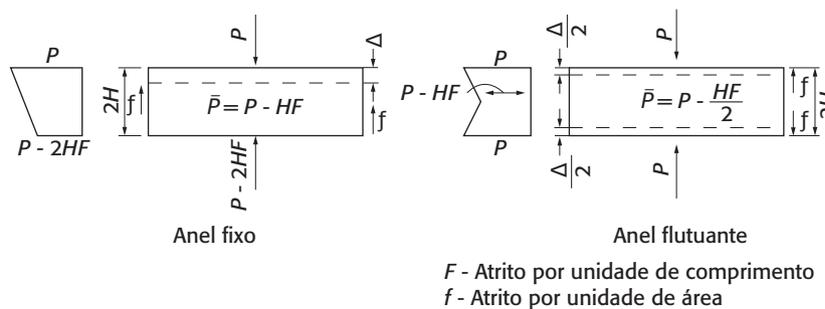
Preparação da amostra

O ideal é escolher um tamanho tal de amostra que após a colocação no anel o excesso de solo seja de 3 mm a 5 mm. Com uma régua metálica biselada ou uma serra de fio metálico, deve-se arrasar o topo e a base, recomendando-se confinar o anel com o corpo de prova entre dois vidros planos com diâmetros

### Atrito lateral

De difícil quantificação, pois depende do tipo de solo e da pressão aplicada ao corpo de prova, o atrito lateral é admitido como sendo, em geral, da ordem de 10% da carga.

Taylor (1942) mediu valores de 10% a 15% para amostras indeformadas de solo de Boston; para o mesmo solo, remoldado, obteve 12% a 22%. Utilizou em seus experimentos anel fixo (Fig. 10.8A), que, como mostra a Fig. 10.10, provoca mais atrito que o anel flutuante, pois nele a base do corpo de prova permanece fixa. No anel flutuante, é o plano médio do corpo de prova que é “indeslocável” relativamente ao próprio anel.



**Fig. 10.10** Atrito lateral

A NBR 12007 (ABNT, 1990b) recomenda, antes do ensaio, untar a superfície interna do anel com graxa de silicone. Já existem anéis de adensamento feitos de borracha cintada com fios de aço: o anel possui grande rigidez horizontal e praticamente nenhuma rigidez vertical.

Os efeitos do atrito lateral se fazem sentir na pressão de pré-adensamento e deixam inalterados tanto o  $C_v$  quanto o  $m_v$ .

### Tamanho da amostra

Diversos fatores condicionam o tamanho da amostra:

- a. custo da amostragem no campo;
- b. tempo de adensamento;
- c. influência do atrito lateral;
- d. remoldamento do corpo de prova durante a talhagem.

Quanto a este último fator, foi constatado que películas de solo de 0,25 cm de espessura, tanto no topo quanto na base, estão remoldadas (Lambe, 1951). Esse valor independe da altura do corpo de prova.

Segundo o mesmo Lambe, a relação diâmetro-altura do corpo de prova deve variar entre 3 e 4 e o diâmetro mínimo deve ser da ordem de 2,5 polegadas (6,35 cm). A NBR 12007 (ABNT, 1990b) prescreve: a) valor mínimo de 2,5 para aquela relação (preferencialmente 3); b) diâmetro mínimo do corpo de prova de 5 cm (preferencialmente 10 cm); e c) altura mínima de 1,3 cm, mas não inferior a  $10 \Phi_{m\acute{a}x}$  (diâmetro máximo de partícula do solo).

Evidentemente, esse intervalo de tempo  $\Delta t$  deve ser acrescentado a  $t_{rs}$ . Como se trata de uma escala logarítmica no tempo, a curva resultante é pouco abatida após a remoção da sobrecarga, como está indicado na Fig. 10.20.

A rigor, após a remoção da sobrecarga, deve haver uma expansão da camada compressível, a qual não está representada no desenho.

É interessante notar que em problemas de sobrecargas temporárias convém usar  $U_z$ , e não  $U$ , como medida do grau de adensamento. Se se valer de  $U$ , situações em que 50% de adensamento tenha ocorrido podem implicar 100% de dissipação de pressão neutra nas faces drenantes da camada e apenas 30% de dissipação das pressões neutras em seu centro.

Finalmente, corroborando o que foi dito anteriormente, a Fig. 10.21 mostra que sobrecargas temporárias diminuem o adensamento secundário.

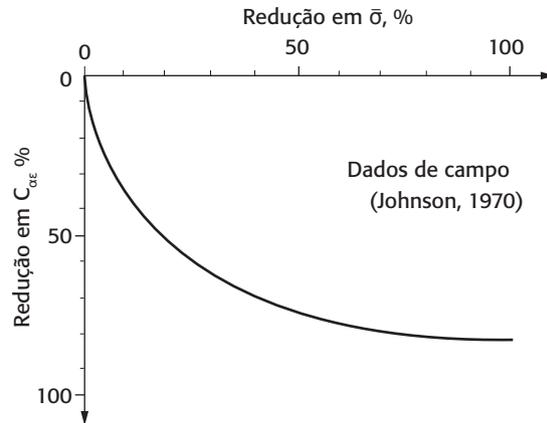


Fig. 10.21 Efeito de sobrecargas temporárias no adensamento secundário



### Parte experimental

- 1) Talhar o corpo de prova de um bloco, colocando-o dentro do anel de adensamento. Iniciar o ensaio, efetuando algumas leituras de recalque.
- 2) Da folha de um ensaio de adensamento extraíram-se os seguintes dados:

Altura da amostra	4 cm
Diâmetro do anel	10 cm
$P_h$	567,1 g
$P_s$	433,5 g
$\delta$	28,0 kN/m <sup>3</sup>

T (°C)	Data	Horário	Carga (N)	Tempo (min)	Leitura do defletômetro (10 <sup>-4</sup> cm)
	16/5/1974		0		0
	17/5/1974		160		787
	18/5/1974		320		1.176
	19/5/1974		640		1.854
	20/5/1974		1.280		2.896
	21/5/1974		2.560		4.204
	22/5/1974	9:35		0	4.305
	22/5/1974	9:35,1		0,1	4.343
	22/5/1974	9:36		1	4.460
	22/5/1974	9:39		4	4.663
23	22/5/1974	9:45	5.120	10	4.890
	22/5/1974	10:03		28	5.235
	22/5/1974	10:47		72	5.481
	22/5/1974	12:37		182	5.598

O conhecimento das características dos solos e a determinação de suas propriedades por meio de ensaios são fundamentais para a obtenção dos parâmetros dos solos, necessários para projetar e realizar obras seguras e econômicas. *Mecânica dos Solos Experimental* aborda desde as propriedades físicas de constituição e classificação dos solos, análise granulométrica e mineralogia das argilas até a compactação, permeabilidade e adensamento. O conhecimento do comportamento do solo confrontado com a sua observação nos ensaios permite ao autor uma reflexão crítica que em muito enriquece o livro.

Em dez capítulos, o livro apresenta os principais ensaios de laboratório para determinação das propriedades dos solos, incluindo técnicas e equipamentos, normas brasileiras relevantes, roteiros para a execução dos ensaios e as diferentes fontes de erros passíveis de ocorrer em cada ensaio. *Mecânica dos Solos Experimental* inclui ainda exercícios resolvidos e textos complementares para aprofundamento. Uma obra de grande utilidade para estudantes e profissionais de Geotecnia.

**Faiçal Massad** possui graduação em Engenharia Civil pela Universidade de São Paulo (USP), mestrado pela Harvard University e doutorado pela USP. Leciona há quase 50 anos na Escola Politécnica da USP, onde é Professor Titular Sênior. Suas contribuições como pesquisador do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), nas atividades acadêmicas na USP e como consultor em obras de terra e enrocamento, fundações, escavações e propriedades dos solos valeram-lhe o reconhecimento e o apreço da comunidade técnica, além de seis prêmios, entre os quais o Prêmio Terzaghi.

ISBN 978-85-7975-200-1



9 788579 752001